



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI  
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO  
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO  
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
**acqua**  
 ACEA ATO 2 SPA



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site


**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

**aceq**  
**Ingegneria**  
**e servizi**



**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO  
**A194PD R005 7**

**COD. ATO2 APE10116**

DATA **OTTOBRE 2019**      SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento  
 dell'approvvigionamento della città  
 metropolitana di Roma  
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema  
 idrico del Peschiera",  
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO  
 DEL PESCHIERA  
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**  
 Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**  
 Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**  
 Geol. Stefano Tosti

**GEOTECNICA E STRUTTURE**  
 Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**  
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**  
 Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**  
 Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**  
 Ing. Roberto Biagi  
 Ing. Claudio Lorusso  
 Ing. Marco Iannucci  
 Ing. Eleonora Accorsi

**Consulenti:**  
 Prof. Ing. Francesco Federico  
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni  
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group  
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



**RELAZIONE GEOTECNICA**  
 Allegato 4/6

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
	<b>2.1</b>	<b>6</b>
	<b>2.2</b>	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>15</b>
	<b>3.1</b>	<b>17</b>
	3.1.1	17
	3.1.1.1	18
	3.1.1.2	21
	3.1.1.3	22
	3.1.1.4	24
	<b>3.2</b>	<b>25</b>
	3.2.1	25
	3.2.2	26
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>27</b>
	<b>4.1</b>	<b>27</b>
	4.1.1	27
	4.1.2	28
	4.1.3	28

4.1.4	RIVESTIMENTO INTERNO IN HDPE .....	29
<b>5</b>	<b>OPERE CONNESSE AL MICROTUNNELING.....</b>	<b>30</b>
<b>5.1</b>	<b>DESCRIZIONE DEL METODO DI SCAVO .....</b>	<b>32</b>
<b>5.2</b>	<b>SCelta DEL TIPO DI FRESA.....</b>	<b>38</b>
5.2.1	TIPOLOGIA DEI TERRENI DA SCAVARE.....	38
5.2.2	SCelta DEL TIPO DI MACCHINA E DEL SISTEMA DI SMARINO DA IMPIEGARE .....	39
5.2.3	SCelta DELLA TESTA DI SCAVO.....	47
5.2.4	SOVRASCAVO .....	49
5.2.5	TUBI DI SPINTA .....	50
<b>5.3</b>	<b>CALCOLO DELLA FORZA TOTALE DI SPINTA .....</b>	<b>51</b>
5.3.1	FATTORI CHE DEFINISCONO LA FORZA DI SPINTA TOTALE .....	51
5.3.2	STABILITÀ DEL CAVO .....	54
5.3.3	EFFETTI DI CONVERGENZA DEL CAVO .....	55
5.3.4	CALCOLO DELLA FORZA DI ATTRITO .....	58
5.3.4.1	Forza di attrito dinamica per cavo stabile.....	58
5.3.4.2	Forza di attrito dinamica per cavo instabile .....	59
5.3.4.3	Calcolo della forza di attrito statica .....	60
5.3.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DELLA TESTA DELLA MTBM ALLA PENETRAZIONE .....	60
<b>5.4</b>	<b>VERIFICA STATICA TRASVERSALE DELLA TUBAZIONE.....</b>	<b>65</b>
5.4.1	SOVRACCARICO ACCIDENTALE .....	65
5.4.2	CARICO RIPARTITO SUPERIORE .....	66
5.4.3	CARICO RIPARTITO LATERALE .....	67

5.4.4	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI PER AZIONI RADIALI .....	68
5.4.4.1	Peso Proprio (par.7.2.7 DWA-A 161) .....	68
5.4.4.2	Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di esercizio (par. 7.2.2 e 7.2.6 DWA-A 161) 69	
5.4.4.3	Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di scavo (par.7.2.1 e 7.2.5 DWA-A 161)	71
5.4.4.4	Deformabilità tubazione (par.7.2.11 DWA-A 161) .....	72
5.4.4.5	Carico accidentale esterno distribuito in fase di scavo (par.7.2.3 e 7.2.4 DWA-A 161) 73	
5.4.4.6	Presenza di acqua all’interno della tubazione (par.7.2.8 DWA-A 161) .....	74
5.4.4.7	Presenza di acqua all’esterno della condotta (par.7.2.9 DWA-A 161) .....	75
5.4.4.8	Pressione esterna dell’acqua sopra la generatrice superiore (par.7.2.10 DWA-A 161) 76	
5.4.5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	76
5.4.6	RISULTATI DI CALCOLO .....	77
<b>5.5</b>	<b>VERIFICA STATICA LONGITUDINALE DELLA TUBAZIONE .....</b>	<b>91</b>
<b>5.6</b>	<b>VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO DELLA TUBAZIONE IN CONFIGURAZIONE DEFINITIVA</b>	<b>102</b>
<b>5.7</b>	<b>ATTRAVERSAMENTO RIO PESCHIERA .....</b>	<b>104</b>
5.7.1	ANALISI DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO PER TBM SOTTO FALDA: METODO ANAGNOSTOU & KOVARI .....	105
5.7.2	RISULTATI .....	118
<b>6</b>	<b>ANALISI DELLE SUBSIDENZE.....</b>	<b>121</b>
<b>6.1</b>	<b>CENNI TEORICI.....</b>	<b>121</b>
6.1.1	SPOSTAMENTI VERTICALI .....	121

6.1.2	SPOSTAMENTI ORIZZONTALI.....	126
6.1.3	MOVIMENTI IN PROFONDITÀ.....	128
6.1.4	VALUTAZIONE DELLA CLASSE DI DANNO DEGLI EDIFICI.....	130
<b>6.2</b>	<b>PIANA DI SAN VITTORINO .....</b>	<b>138</b>
<b>6.3</b>	<b>VALLE DEL SALTO.....</b>	<b>149</b>
<b>6.4</b>	<b>VALLE DEL TURANO .....</b>	<b>152</b>
<b>6.5</b>	<b>INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI E CONCLUSIONI .....</b>	<b>153</b>

## **1 PREMESSA**

Il presente allegato, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), riguarda le opere realizzate in microtunneling.

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida**

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell’intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento

armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.



- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”

- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”
- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.
- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).

- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 “Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”.

## **2.2 Articoli e letteratura scientifica**

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989) – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;

- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;
- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. Jnl Geo Engrg, ASCE, 115;1;1-21.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. The Civ. Engr. in Sth Africa, 5;5;122.

- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. Géotechnique 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). Subsidence Engineers Handbook. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunnelling '82, London, 173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. Proc 4th Int Conf SM&FE, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. Engineering Geology of Underground Movement, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). State of the Art Report - Structure-Soil Interaction. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). Subsidence of low rise buildings.
- Timoshenko, S. (1957). Strength of materials - Part I, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, Design of Lining and Cover System Sideslopes
- H.I.Ling, D. Leschinsky, Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System, J. Geotech. Geoenviron. Eng. 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".

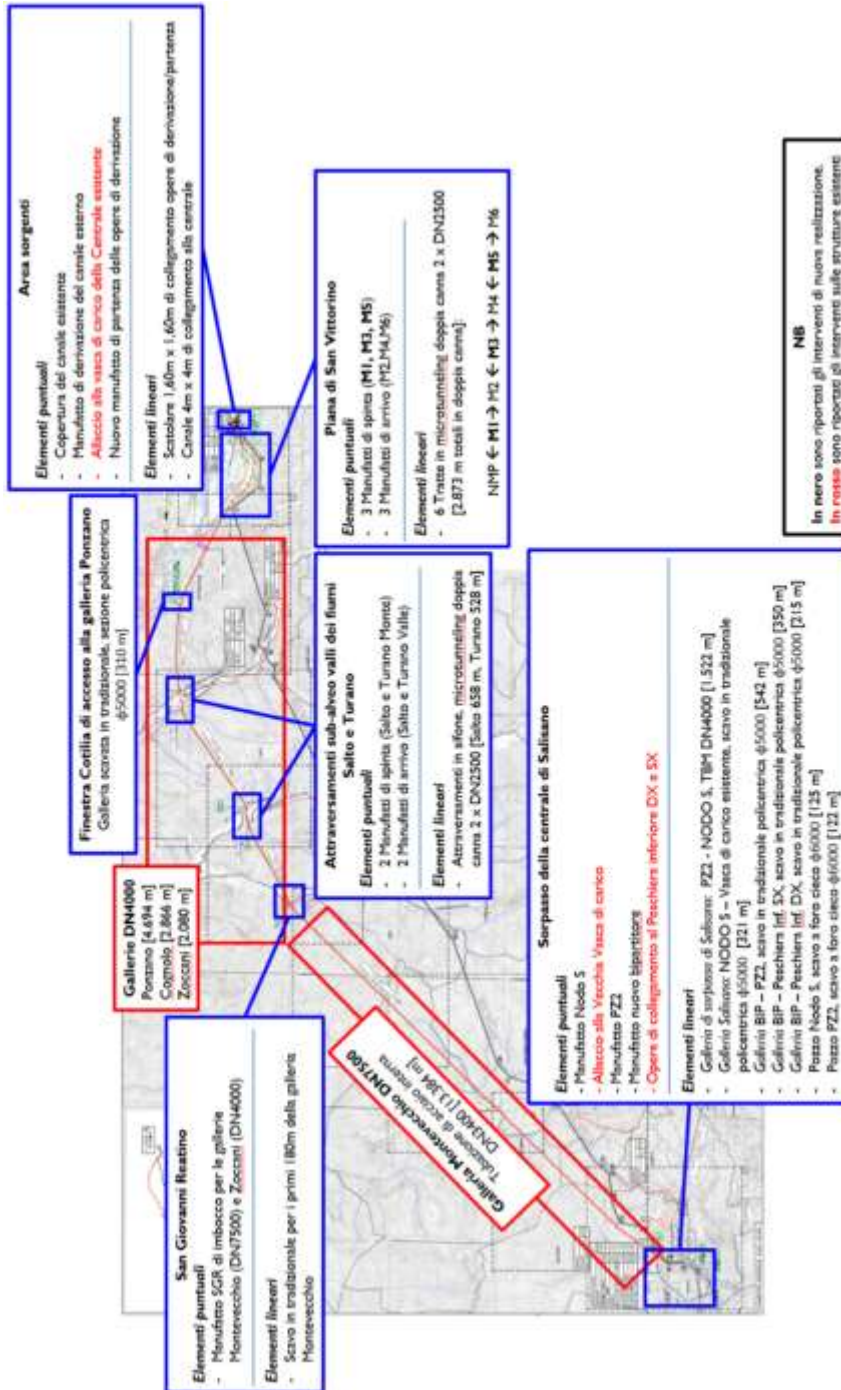
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", Geotechnical Fabrics Report, March, pp. 20-23, 2000.
- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrato, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brincker-hoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.

### **3 DESCRIZIONE DELLE OPERE**

La figura seguente illustra un quadro sinottico di tutte le opere previste per il progetto in esame, individuando sia i manufatti e gli interventi puntuali che gli elementi lineari che li collegano garantendone la continuità.

Nei paragrafi seguenti viene fornita una descrizione dettagliata di tutte le lavorazioni previste.





## **3.1 Opere di derivazione – Sorgenti – Piana di San Vittorino**

### *3.1.1 Opere di Microtunneling nella piana di San Vittorino*

Per poter attraversare il canale Rio Peschiera, in prossimità del nuovo manufatto di partenza delle opere di derivazione e poi tutta la Piana di San Vittorino, sarà realizzata una doppia tubazione DN 2500 di c.a.v. poste ad interasse pari a 7.00 m, avvalendosi della tecnica del Microtunnelling, per una lunghezza complessiva di circa 2870 m. I tratti di spinta che collegano i vari pozzi sono tutti rettilinei, ad eccezione del tratto di collegamento tra M5 ed M4, il cui raggio planimetrico è pari a 4500m circa.

I pozzi disposti lungo il tracciato hanno forma in pianta poligonale e hanno alternativamente la funzione di spinta della MTBM (Micro Tunnel Boring Machines) e dei conci di tubazione, ovvero di arrivo: pertanto le dimensioni minime di ingombro dipenderanno dalla funzione svolta. La geometria dei pozzi è stata ricavata sulla base degli allineamenti delle perforazioni garantendo, per tutti i manufatti, una lunghezza libera operativa non inferiore a 10.00 m nei pozzi di spinta ed una lunghezza operativa minima di 8.00 m nei pozzi di recupero dell’attrezzatura.

Al fine di limitare le dimensioni dei pozzi, ognuno di essi è stato dimensionato per essere o solo pozzo di arrivo di due tratte o solo pozzo di partenza di due tratte: infatti, in questo modo, si minimizzano sia le dimensioni fisiche dei pozzi sia le operazioni di montaggio e smontaggio della macchina.

La larghezza utile è stata mantenuta fissa a 15.00 m per garantire un adeguato spazio di manovra all’interno dei pozzi ed aumentare così la sicurezza delle operazioni.

I pozzi saranno scavati quasi interamente nelle formazioni alluvionali della Piana di San Vittorino (ALL PSV) o detritiche (URS) con falda prossima al piano di campagna lungo tutto il tracciato.

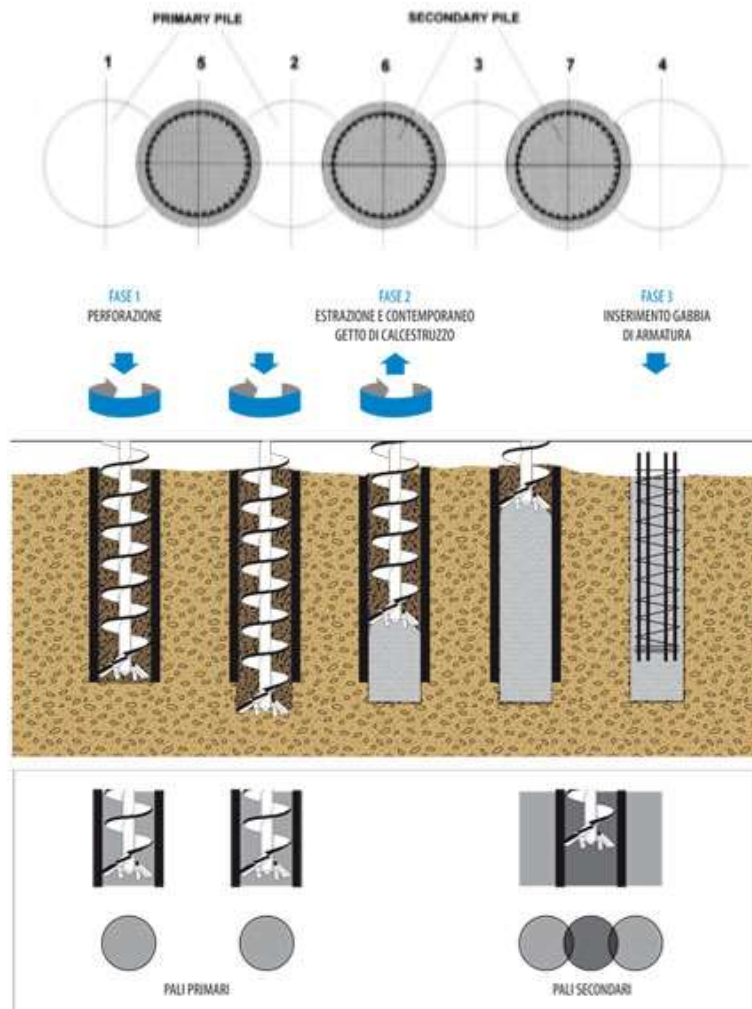
In relazione alla possibile presenza nel Piano dei Micciani di acque solfatiche di falda con percentuali non trascurabili di H<sub>2</sub>S (acido solfidrico), dovrà essere previsto un calcestruzzo per la realizzazione delle tubazioni di cemento, che dovrà garantire caratteristiche adeguate alle condizioni aggressive: pertanto sarà utilizzato una miscela di calcestruzzo che sia compatibile con la classe di esposizione XA2.

#### 3.1.1.1 Tecnologia esecutiva delle opere di sostegno provvisionali

I pozzi di spinta ed arrivo dei microtunnelling saranno eseguiti con la tecnica di pali secanti ad elica continua che garantiscono un elevato controllo delle verticalità dei pali, una sicura compenetrazione e un getto di ottima qualità.

I pali di contenimento degli scavi saranno di diametro Ø800 mm con interasse fra i pali armati di 1000 mm (pali secondari) e palo intermedio (pali primari) in asse.





**Figura 3.2 - Schema esecutivo pali secanti**

La tecnica CSP (Cased Secant Piles) consiste nell' eseguire pali trivellati isolati (palo primario) a distanza inferiore a 2 volte il diametro mediante un' elica continua coassiale ad un rivestimento esterno. La realizzazione di una seconda serie di pali intermedi (Palo secondario) consente di realizzare una paratia continua di pali secanti. Elica e rivestimento sono azionati da due rotary indipendenti e reciprocamente

controrotanti, che scorrono lungo l'antenna della perforatrice. Con questa tecnica è possibile eseguire pali aventi diametro nominale da Ø600 a Ø1200 mm.

La massima profondità raggiungibile dal rivestimento è pari a 21 metri, mentre la massima profondità tecnicamente consentita dall'elica è pari a circa 30 metri (a seconda del diametro e dell'attrezzatura di perforazione). Le due rotary possono scorrere in maniera indipendente lungo l'antenna, consentendo quindi l'avanzamento relativo dell'una rispetto all'altra a seconda del tipo di terreno da scavare. In generale, in materiali coesivi ed in presenza di materiali incoerenti fini, la punta dell'elica e del rivestimento sono mantenuti alla stessa quota, mentre in materiali incoerenti grossolani l'elica viene tenuta leggermente in avanzamento rispetto alla scarpa per alleggerire il terreno e facilitare il suo trasporto all'interno del rivestimento.

La punta dell'elica e la corona del rivestimento sono equipaggiati con idonei denti, a seconda del tipo di materiale da scavare. La sequenza operativa prevede l'infissione contemporanea dell'elica e del rivestimento. Una volta raggiunta la profondità massima di infissione del rivestimento, è possibile proseguire la perforazione con la sola elica continua fino alla quota di progetto. Successivamente l'elica carica di terreno viene estratta, mentre contemporaneamente si pompa calcestruzzo attraverso l'asta centrale dell'elica, rimpiazzando in tal modo il volume di terreno scavato fino al piano di lavoro.

Il rivestimento viene solitamente estratto quando l'elica è già risalita al suo interno di alcuni metri. Ultimata la completa estrazione di elica e tubo, si procede alla posa in opera della gabbia di armatura nel calcestruzzo fresco.

Per garantire il corretto allineamento e la corretta sovrapposizione dei pali, sarà preventivamente costruita una correa in calcestruzzo armato con le sagome delle perforazioni (dima).

Saranno considerate durante la fase di getto dei pali delle opere di sostegno delle zone localizzate non armate in cui sarà possibile l’attraversamento della testa fresante.



**Figura 3.3 - Esempio di correa con sagoma delle perforazioni**

#### 3.1.1.2 Stabilità del fondo scavo

Per realizzare in sicurezza dei pozzi sottofalda, è necessario procedere all’esecuzione di una soletta che renda il fondo del pozzo impermeabile in fase provvisoria prima della realizzazione dei manufatti. Infatti la soletta di fondo ha il compito di contrastare la sottospinta idraulica dell’acqua di falda indotta dalla differenza di livello piezometrico che si instaura tra l’interno e l’esterno dello scavo impermeabilizzato (lungo le pareti laterali e sul fondo), una volta eseguito il drenaggio dell’acqua



all’interno dello stesso. Tuttavia, visti i notevoli battenti idraulici tra monte e valle rispetto alle opere di sostegno e l’impossibilità di poter utilizzare soluzioni che prevedono l’impiego di jet grouting in prossimità della centrale di sollevamento esistente e più in generale della zona delle sorgenti per minimizzare possibili inquinamenti della risorsa idrica, sono previste lavorazioni speciali per la realizzazione della soletta di fondo scavo.

#### 3.1.1.3 Descrizione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi MT

Durante le fasi di scavo dei pozzi è necessario garantire che le sollecitazioni sugli elementi strutturali siano compatibili con le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Sulla base di valutazioni di carattere strutturale e geotecnico del sistema opera-terreno, per arrivare con lo scavo alle profondità di progetto è necessario prevedere una serie di contrasti a vari livelli della paratia. La messa in opera di questi contrasti deve interferire il meno possibile con lo scavo del pozzo e con le successive operazioni di esecuzione dei MT. Pertanto la soluzione individuata consiste nella posa in opera di telai di contrasto formati da travi di collegamento in acciaio, con puntoni obliqui posti sugli angoli delle travi con la funzione di irrigidimento e con l’effetto di contrastare le deformate delle opere di sostegno.

In base alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati ed alla geometria delle opere è stata prevista la seguente sequenza costruttiva dei pozzi:

1. preparazione dell’area con predisposizione di piano di lavoro effettuando un presbanco di circa 1.00 m dal piano di campagna;
2. costruzione delle dime di allineamento;

3. esecuzione dei pali primari (non armati) e dei pali secondari (armati) a distanza di 5 gg massimo;
4. esecuzione dei pali di ancoraggio della platea del tampone di fondo con perforazione a vuoto dalla superficie e messa in opera di una gabbia di armatura interna;
5. esecuzione del cordolo di collegamento in testa della paratia perimetrale previa demolizione delle corree;
6. scavo con benna mordente sottofalda fino a quota -5.00 m senza aggettamento dell’acqua nello scavo;
7. messa in opera di puntoni in acciaio sulla testa della paratia;
8. prosecuzione dello scavo fino alla quota fondo scavo;
9. getto di un magrone di pulizia fino a quota di fonda scavo;
10. messa in opera con sub (squadra di 2 sub ed un supervisore a terra) di connettori a taglio in corrispondenza dei pali armati alla quota della platea del tampone di fondo;
11. messa in opera di armatura della platea con porzioni prefabbricate in superficie e calate nel pozzo;
12. collegamento, tramite interventi con i sub, delle armature alle gabbie dei pali di ancoraggio ed ai connettori a taglio;
13. getto subacqueo della platea per uno spessore utile di 1.50 m;
14. aggettamento dell’acqua fino ad una quota appena inferiore a quella prevista per il puntonamento;



15. messa in opera di puntoni in acciaio;
16. Ripetizione dei punti 14 e 15 per tutti i livelli di puntonamento;
17. drenaggio completo dell’acqua dal pozzo (pozzo completamento asciutto);
18. eventuali iniezioni di sigillatura al contatto fra la platea e le paratie perimetrali.

La messa in opera dei connettori a taglio deve essere eseguita da personale subacqueo di comprovata esperienza e in possesso delle dovute certificazioni per le speciali lavorazioni in esame. Infatti, per la corretta esecuzione degli inghisaggi sarà necessario seguire la seguente procedura:

1. esecuzione di foro ( $L = 0.30$  m) con perforatrice pneumatica subacquea con punta carotatrice diamantata o a distruzione da 45 mm minimo;
2. pulizia del foro con aria compressa;
3. messa in opera di cartucce di resina con caratteristiche meccaniche superiori a quelle del calcestruzzo di getto dei pali;
4. messa in opera di barre a taglio tipo Dywidag e rottura delle cartucce di resina.

Nelle condizioni operative previste, si ritiene che una squadra di due operatori subacquee assistita da un supervisore a terra, possa realizzare correttamente 16 inghisaggi/g. Gli inghisaggi saranno effettuati sui soli pali armati in numero pari a 3 per ogni palo, disposti verticalmente ad interasse minimo di 40 cm.

#### 3.1.1.4 Opere di completamento dei pozzi

Al termine dell’esecuzione delle fasi di scavo e realizzazione dei pozzi, saranno eseguite le perforazioni dei MT con l’installazione delle tubazioni dell’acquedotto.

All’interno dei pozzi, è prevista l’esecuzione degli sfiati e degli scarichi delle tubazioni. In tal senso, ogni pozzo sarà completato con un piccolo edificio di accesso fuori terra che conduce ai piani inferiori e consente l’accesso da piano campagna. Tutta l’opera e la camera ispezionabile interrata, realizzata con pareti di calcestruzzo gettato in opera di dimensioni adeguate ad accogliere una scala in acciaio posta al di sopra delle tubazioni, che consenta di arrivare alla quota delle stesse per le necessarie operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria.

Nella camera di passaggio delle tubazioni sono presenti dei setti verticali dotati di aperture per la comunicazione dei vani, al fine di spezzare le luci delle travi di copertura su cui poggia una soletta in c.a.

In ingresso e in uscita al manufatto, sono presenti dei giunti intermateriale, che consentono il passaggio dalle tubazioni in c.a. provenienti dai pozzi adiacenti alle tubazioni in acciaio, in modo da rendere possibile l’attraversamento del manufatto e inserire pezzi speciali (sfiati, scarichi, curve planimetriche, ecc.).

Al fine di garantire alternativamente alle fasi di spinta una parete ortogonale al tracciato e ai martinetti di spinta, saranno realizzati e successivamente demoliti due setti di c.a. connessi lateralmente e sul fondo alla struttura del manufatto e puntonati quando necessario alle opere di sostegno esistenti.

## **3.2 Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera**

### *3.2.1 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Salto*

Per poter consentire il passaggio in subalveo della Valle del Salto è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da

realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell’attraversamento è pari a 700 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Salto 1 al manufatto Salto 2. L’interasse delle tubazioni è posto sempre pari a 7m rispetto ai centri delle sezioni trasversali.

### *3.2.2 Microtunneling 2x2500 Sifone Fiume Turano*

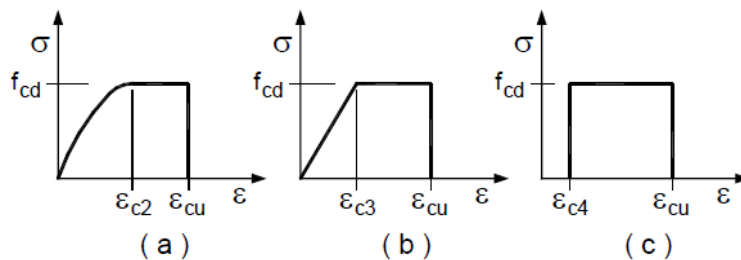
Per poter consentire il passaggio della Valle del Turano è necessaria la realizzazione di un attraversamento con funzionamento idraulico a sifone, da realizzarsi con tecnologia del Microtunneling. La lunghezza dell’attraversamento è pari a 600 m circa; vista la necessità di posare 2 condotte parallele, si procederà alla spinta dal manufatto Turano 1 al manufatto Turano 3.

## 4 MATERIALI

### 4.1 Microtunneling

#### 4.1.1 Calcestruzzo per conci tubazione in c.a.v. C 50/60

Nella figura seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:



**Figura 4.1 – Legame costitutivo calcestruzzo: (a) Parabola rettangolo; (b) Triangolo rettangolo; (c) Stress-Block**

In particolare, per il microtunneling è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C50/60 per cui si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 0,20\%$   $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$
- $\varepsilon_{c3} = 0,175\%$   $\varepsilon_{c4} = 0,07\%$

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione  $R_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale  $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 39099 \text{ N/mm}^2$

Peso dell’unità di volume  $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 49.8 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 28.22 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 4.06 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.84 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 4.87 \text{ N/mm}^2$

classe di esposizione      XC2, XA2

massimo rapporto a/c      0.5

classe di consistenza S4

cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156

#### *4.1.2 Acciaio per manicotti dei giunti*

Il manicotto del giunto sarà costruito con acciaio del tipo S235, UNI EN 10025 o superiore, con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 355 \text{ MPa}$ ;
- tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 235 \text{ MPa}$ .

#### *4.1.3 Guarnizione in gomma*

Per le guarnizioni in gomma dei giunti è prevista una gomma in SBR con durezza di 40IRHD.

#### *4.1.4 Rivestimento interno in HDPE*

Il rivestimento dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- Indice di fluidita' 1,0- g/10min
- Densita' 0,941 g/cm<sup>3</sup> (941kg/m<sup>3</sup>)
- Resistenza a rottura per trazione 27,24MPa
- Valore per allungamento a rottura ≥ 600%
- Valore snervamento a trazione 17 MPa
- Durezza shore 58
- Resistenza a strappo dal calcestruzzo <= 38'000 kg/m<sup>2</sup>
- Resistenza alla perforazione 350 N/mm
- Assorbimento acqua 0,3%
- Materiale solubile in acqua (a 24 h) 0,003%
- Resistenza all’abrasione 170 N
- Resistenza attacco chimico da ph 2 a ph 12

## **5 OPERE CONNESSE AL MICROTUNNELING**

Nel seguente capitolo si intende fornire:

- Un’indicazione sulla scelta del tipo di macchine da utilizzare e del sistema di guida da adottare;
- La stima della forza di spinta totale da applicare in considerazione della geologia e della stratigrafia presente in sito, dando anche un’indicazione sul numero di stazioni di spinta intermedie necessarie per lo svolgimento dei lavori nel rispetto delle tensioni massime da applicare ai conci;
- La verifica strutturale della tubazione in senso longitudinale (durante la spinta) e trasversale;
- Una stima delle pressioni da applicare al fronte per evitare fenomeni di instabilità durante lo scavo e le tecnologie di interventi per favorire gli attraversamenti a basse coperture;
- Una valutazione sui fenomeni di subsidenza indotta dal passaggio della macchina del microtunneling nei confronti delle possibili interferenze poste a p.c.

Il progetto degli interventi per la realizzazione del Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera prevede, tra gli altri, la posa in opera di una doppia galleria costituita da due tubazioni affiancate del DN 2500 ( $D_e = 3000$ ) in calcestruzzo armato vibrato poste ad un interasse di circa 2.5 volte il diametro che seguiranno uno sviluppo planimetrico di lunghezza pari a circa 2.875 m compreso tra i pozzi di spinta ed arrivo M1 – M6. I pozzi M1, M3 ed M5 sono pozzi di spinta da cui partiranno le due macchine in due direzioni differenti; i pozzi M2, M4 ed M6 saranno pozzi di arrivo.

Le singole tratte sono le seguenti:

- Da M1 a Nuovo Manufatto di Partenza delle Opere di derivazione per una lunghezza di circa 129 m;
- Da M1 a M2 per una lunghezza di circa 254 m;
- Da M3 a M2 per una lunghezza di circa 344 m;
- Da M3 a M4 per una lunghezza di circa 450 m;
- Da M5 a M4 per una lunghezza di circa 650 m;
- Da M5 a M6 per una lunghezza di circa 1048 m.

Con la medesima tecnologia, inoltre saranno realizzati due attraversamenti, anch’essi previsti con una doppia canna di tubazione DN 2500 in c.a.v. per l’esecuzione di altrettanti sifoni in corrispondenza rispettivamente della valle del fiume Salto per una lunghezza di circa 670 m e la valle del fiume Turano per una lunghezza di circa 550 m.

Le coperture dal piano campagna all’estradosso delle gallerie presentano un valore medio di circa 10m, eccetto per l’ultimo tratto da M5 a M6 lungo la piana di San Vittorino. In cui le coperture superano in media 20m.

L’assetto stratigrafico è caratterizzato da terreni prevalentemente ascrivibili ai depositi alluvionali costituiti da alternanze di ghiaie-sabbiose, sabbie-limo-argillose e sabbie ghiaiose, non potendo tuttavia escludere la possibilità di trovarsi anche in presenza di conglomerati grossolani a clasti arenacei e calcari.

Il livello piezometrico rilevato è tale che la quota della generatrice superiore della tubazione da posare in microtunneling sarà sempre posta al di sotto del livello di falda.



Per ciascun tratto sarà specificato il livello medio della falda utilizzata ai fini del calcolo.

Il tracciato risulta essere composto prevalentemente da tratti rettilinei a meno del tratto M5-M4 che è curvilineo planimetricamente con un raggio di curvatura di  $R=4500\text{m}$ , mentre non sono presenti curvature sul piano verticale.

Il rivestimento del microtunnel sarà costituito da tubi in calcestruzzo armato prefabbricati in conci di lunghezza complessiva di 2.50 m, comprensiva del collare metallico del giunto, al fine di evitare l’onere ed i costi di impiegare un trasporto eccezionale per la consegna dei conci in cantiere. Il diametro interno è di 2.50 m, mentre il diametro esterno è di 3.0 m per uno spessore di 0.25 m. Il rivestimento interno della tubazione sarà realizzato con liner alta densità HDPE saldato sui giunti adatto per condotte di acqua potabile e prodotti alimentari in conformità al D.M. n. 174 del 6 aprile 2004. Il liner consente pertanto la continuità interna della tubazione annullando di fatto la possibilità di infiltrazione ed exfiltrazione attraverso la condotta e proteggendo il calcestruzzo dai problemi connessi al deterioramento del materiale negli anni a contatto con la portata filtrante.

## **5.1 Descrizione del metodo di scavo**

Il Microtunnelling, come definito dalla UNI/PdR 26.2:2017 è una metodologia di perforazione per mezzo della quale, con una macchina per scavo di gallerie senza operatore sul fronte di scavo, vengono posate in opera tubazioni a spinta, tra due pozzi, con un controllo da remoto eseguito attraverso una centrale di comando posta in superficie.

Il sistema è costituito da una testa fresante che disgrega il terreno e che attraverso il proprio movimento di rotazione lo indirizza verso la linea di smarino. La testa è munita di adeguati utensili di scavo, diversi a seconda dei terreni da affrontare ed è inoltre dotata di uno snodo orientabile che, attraverso opportuni pistoni idraulici azionati da remoto, consente di “guidare” la testa durante la perforazione.

Il secondo componente fondamentale del Microtunnelling è costituito dall’unità di spinta alloggiata nel pozzo (detto per questo di spinta) che consente l’inserimento delle tubazioni nella galleria scavata dalla testa fresante. L’inserimento dei tubi avviene grazie alla pressione esercitata su di essi dai pistoni principali che trovano contrasto sulla parete del pozzo di spinta che per questo motivo dovrà essere adeguatamente dimensionata. La spinta sulla testa fresante viene trasferita dalle tubazioni sulle quali agisce la forza esercitata dall’unità di spinta stessa.

Per il Microtunnelling oggetto della presente relazione si utilizzeranno macchine a smarino idraulico (slurry machines), dotate di un frantoio di forma conica, grazie al quale il materiale di scavo viene frantumato e convogliato in una camera posta alle spalle della testa fresante (camera di smarino), dalla quale viene pompato sotto forma di fluido (slurry) nell’impianto di separazione posto in superficie. La caratteristica della perforazione supportata dallo smarino idraulico, rende possibile l'impiego del Microtunnelling in qualsiasi tipologia di terreno, dalle argille ai limi, dai terreni incoerenti alla roccia e soprattutto in presenza di falda la cui pressione (insieme a quella del terreno) viene bilanciata dalla pressione garantita all’interno della camera di smarino dal circuito di pompaggio appositamente installato.

Il sistema Microtunnelling prevede i seguenti componenti fondamentali:

- a) una testa fresante che esegue la perforazione;

- b) un treno di tubi interposti tra la testa fresante e la stazione di spinta;
- c) una stazione di spinta posizionata in un pozzo di spinta;
- d) un sistema di smarino idraulico;
- e) un sistema di controllo remoto della spinta/perforazione;
- f) Un impianto di separazione dello smarino.

La posizione della testa è rilevata in continuo mediante le informazioni inviate da un target fotosensibile, ad essa solidale, su cui viene puntato un raggio laser impostato secondo la direzione di progetto della perforazione.

Dalla cabina di comando (sistema di controllo remoto) si possono tenere sotto controllo e regolare numerosi parametri quali

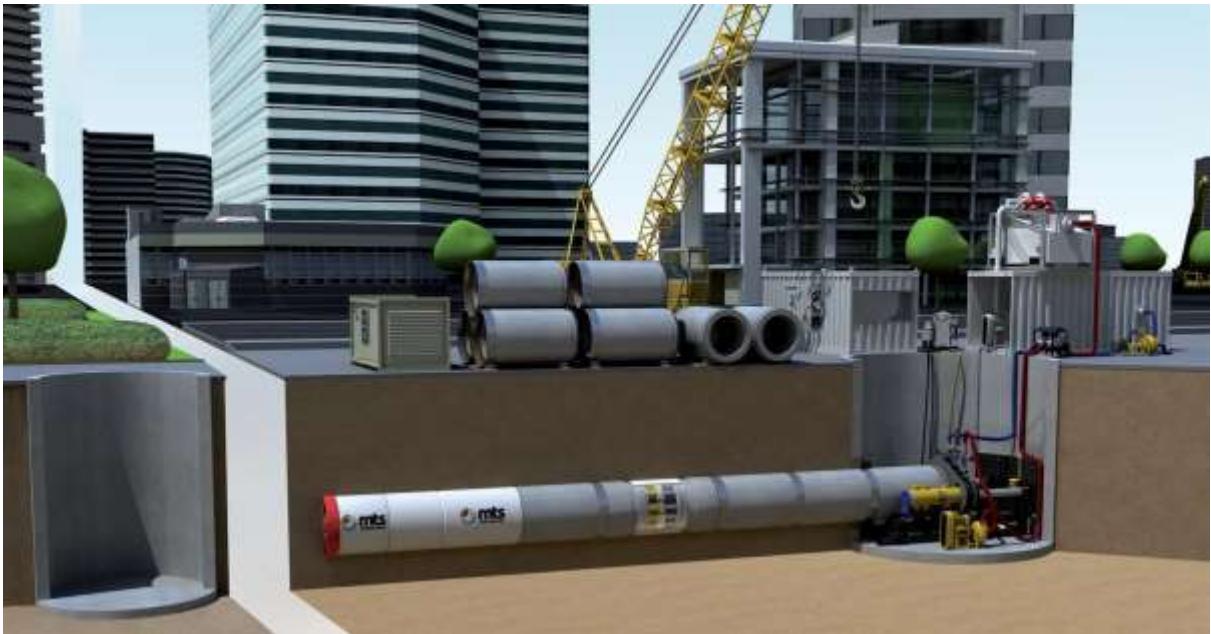
- g) Forze di spinta;
- h) Avanzamento;
- i) Volumi di materiale smarinato;
- j) Rispetto dell’allineamento di progetto;
- k) Pressione e quantità dei fluidi di perforazione.

L’unità di spinta è costituita da un numero adeguato di pistoni idraulici, da un anello di spinta che trasferisce la forza dei pistoni alla tubazione ed una struttura di supporto, detta “slitta” entro la quale viene alloggiato il tubo e sulla quale “scorre” l’anello di spinta azionato dai pistoni oleodinamici.

**La Figura 5.1 riporta uno schema del cantiere tipo in microtunneling, dove è possibile vedere le principali attrezzature che compongono il sistema:**

- testa fresante microtunneling;

- container di comando;
- unità di spinta principale e pozzo di spinta;
- vascone di sedimentazione ed impianto di separazione;
- tubi in calcestruzzo;
- pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino;
- Unità di spinta intermedia.



**Figura 5.1 – Cantiere Microtunnelling (immagine ricavata da brochure MTS  
Perforator GMBH)**

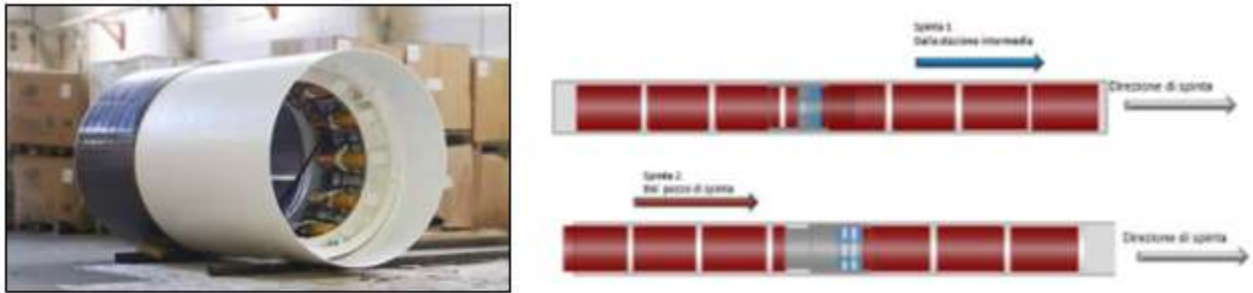
In presenza di falda, il muro di ingresso della macchina microtunnelling è dotato di una opportuna dima che è caratterizzata dalla presenza di un anello metallico con guarnizione di tenuta in gomma che, dopo l’inserimento della testa fresante e durante

il successivo varo delle tubazioni, impedisce la fuoriuscita di acqua di falda all’interno del pozzo di spinta. Una dima con le medesime caratteristiche sarà opportunamente installata in corrispondenza del pozzo di arrivo favorendo l’estrazione della testa fresante del microtunnelling senza che il pozzo di arrivo possa essere inondato dall’acqua di falda.



**Figura 5.2 – Immagine della guarnizione di ingresso (da Herreknecht website)**

L’azione del sistema principale di spinta è coadiuvata dall’impiego di un numero adeguato di 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 Figura 5.3 che alla fine dello scavo vengono smontati per poter essere utilizzati in altri progetti.



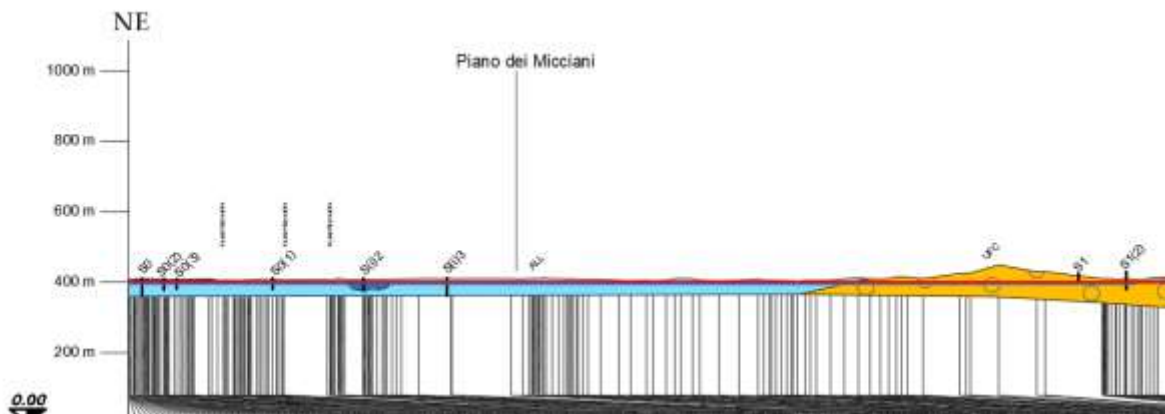
**Figura 5.3 Immagine stazione di spinta intermedia (da UNI-PdR 26.02.2017)**

## **5.2 Scelta del tipo di fresa**

La scelta della tipologia di fresa da impiegare è determinata da diversi parametri, tra i quali riveste particolare importanza la natura dei terreni da attraversare.

### *5.2.1 Tipologia dei terreni da scavare*

La natura dei terreni da scavare, come già detto in premessa, è caratterizzata prevalentemente dalla presenza di depositi alluvionali costituiti da alternanze di ghiaie-sabbiose, sabbie-limo-argillose e sabbie ghiaiose, non potendo tuttavia escludere la possibilità di trovarsi anche in presenza di conglomerati grossolani a clasti arenacei e calcari.



Depositi e coperture quaternarie	
Unità litotecnica	Descrizione
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva) Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati

**Figura 5.4 - Sezione stratigrafica di dettaglio del tratto principale in microtunneling**

### 5.2.2 Scelta del tipo di macchina e del sistema di smarino da impiegare

Sulla base delle caratteristiche dei terreni che si andranno a scavare e considerando lo stato dell’arte della tecnologia microtunneling, si ritiene idonea l’adozione di una macchina a scudo chiuso e smarino idraulico (tipo SM – V, vedi Figura 5.5 e Figura 5.6). Il sistema a smarino idraulico noto anche come “Face with Slurry Support”, oltre



rendere più efficiente la fase di trasporto a giorno del materiale scavato fornirà anche l’adeguato supporto al fronte di scavo anche in presenza della falda idrica. I principali componenti sono:

- disco fresante dotato degli utensili di scavo;
- scudo esterno;
- cilindri direzionali;
- erettore di conci (opzionale e solo dove si prevede di installare conci in luogo delle tubazioni)
- camera di smarino;
- linea acqua ad alta pressione;
- aria compressa (opzionale dove prevista)
- Linea di mandata del fluido di smarino;
- Linea di ritorno del fluido di smarino.

A supporto della idoneità del tipo di macchina da impiegare nel caso specifico si riporta la tabella sui campi di applicabilità della tecnologia adottata contenuta nelle linee guida del DAUB dalla quale si evince l’applicabilità nella tecnologia slurry in un ampio settore delle perforazioni, ma soprattutto con riferimento alla geologia del sito in esame (Figura 5.7). Tuttavia, sarà necessario svolgere i dovuti approfondimenti e le dovute verifiche nelle fasi successive di progettazione al fine di dimensionare la macchina scelta in base alle specifiche esigenze del progetto.

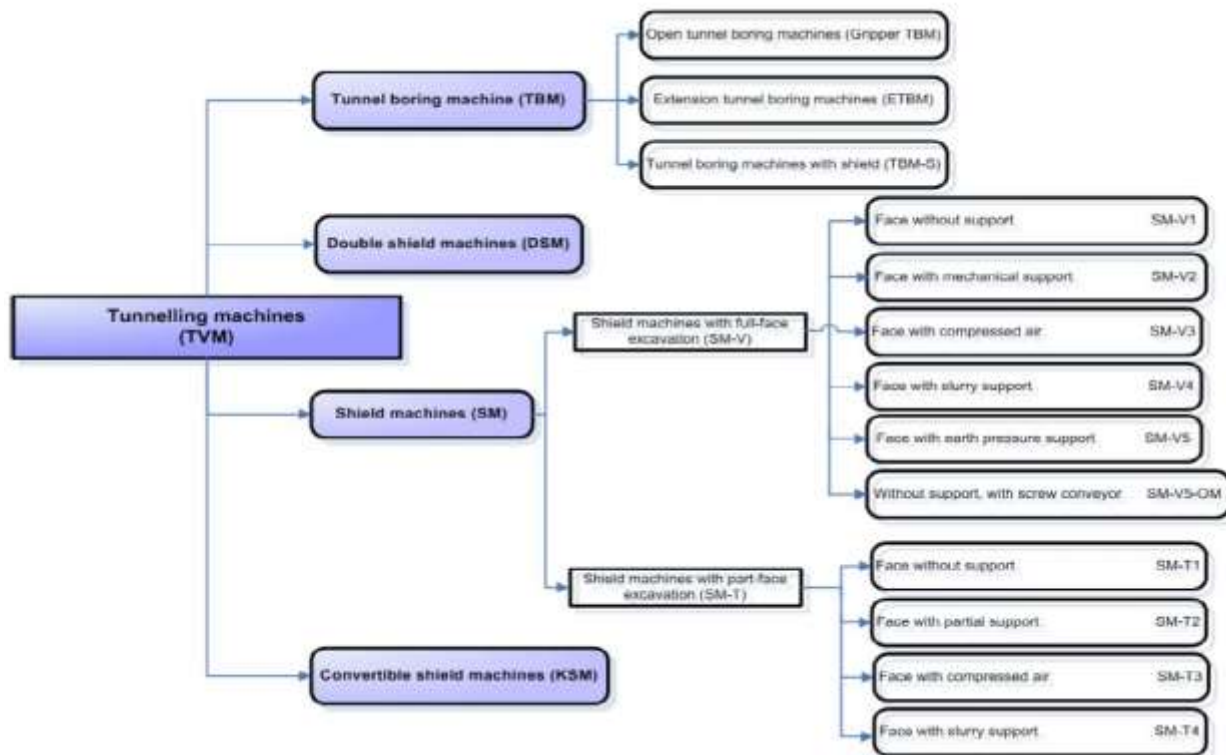
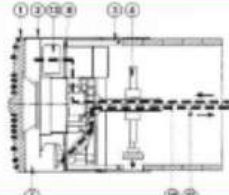

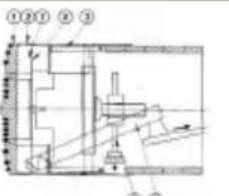

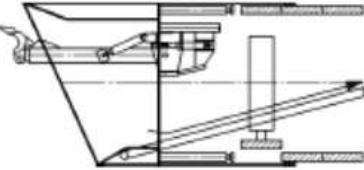

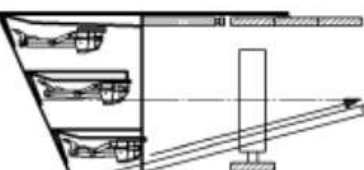

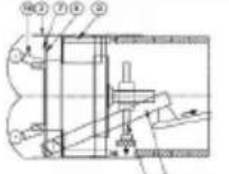

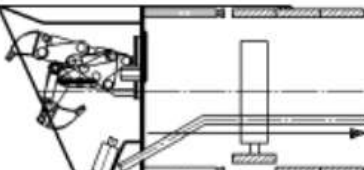



Figura 5.5 Categorie delle macchine da Tunnelling, DAUB 2010.

Brief description	Illustration (example)	
<p><b>SM-V4</b>                      Flüssigkeitsstützung                      Full-face and slurry support</p>		
<p><b>SM-V5</b>                      Erddruckstützung                      Full-face and earth pressure balance support</p>		
<p><b>SM-T1</b>                      ohne Stützung                      Partial excavation and without support</p>		
<p><b>SM-T2</b>                      Teilstützung                      Partial excavation and partial support</p>		
<p><b>SM-T3</b>                      Druckluftbeaufschlagung                      Partial excavation and compressed air application</p>		
<p><b>SM-T4</b>                      Flüssigkeitsstützung                      Partial excavation and slurry support</p>		

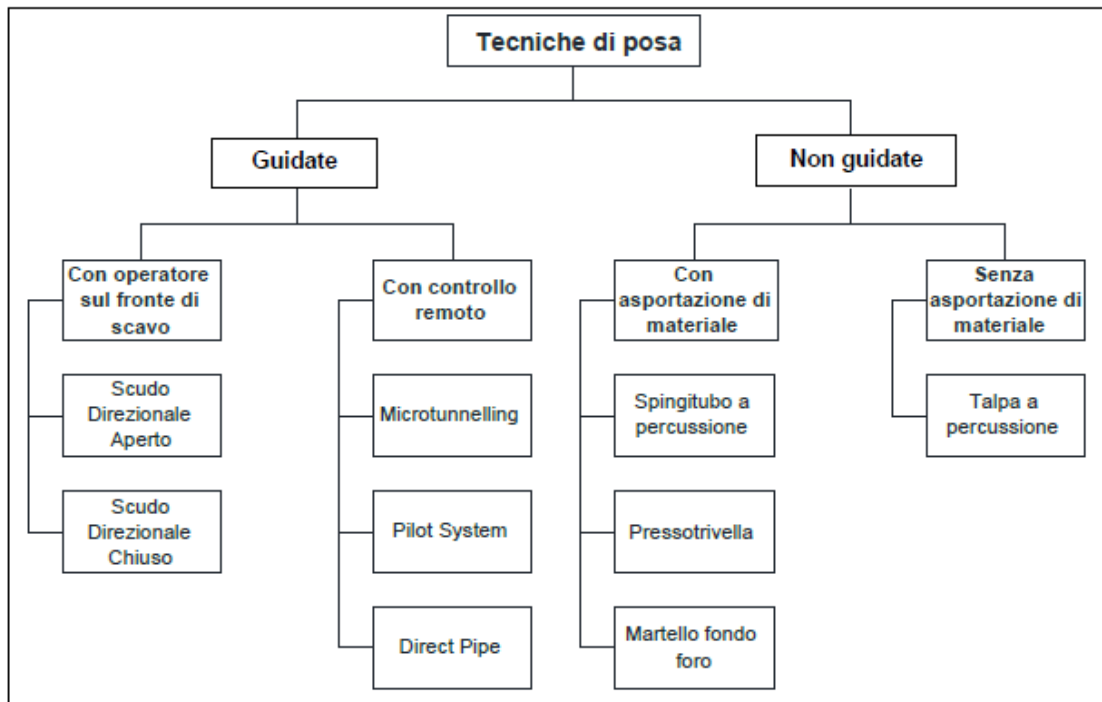
**Figura 5.6 Schema funzionale macchina a smarino idraulico**

Geotechnische Kennwerte Geotechnical values	SCHILDMASCHINE mit Vollschnittabbau und Flüssigkeitsstützung (SM-V4) Shield Machine with full-face and fluid support (SM-V4)					
Lockergestein (Soft soil)						
Feinkornanteil (< 0,06 mm) DIN 18196 Fine grain fraction (< 0,06 mm)	< 5 %	5 – 15 %	15 – 40 %	> 40 %		
	+	+	+	○		
Durchlässigkeit k nach DIN 18130 [m/s] Permeability k [m/s]	sehr stark durchlässig very highly permeable > 10 <sup>-2</sup>	stark durchlässig strongly permeable 10 <sup>-2</sup> – 10 <sup>-4</sup>	durchlässig permeable 10 <sup>-4</sup> – 10 <sup>-6</sup>	schwach durchlässig slightly permeable < 10 <sup>-6</sup>		
	-	○	+	○		
Konsistenz (Ic) nach DIN 18122 Consistency (Ic)	breiig pasty 0 – 0,5	weich soft 0,5 – 0,75	steif stiff 0,75 – 1,0	halbfest semi-solid 1,0 – 1,25	fest hard 1,25 – 1,5	
	-	○	○	○	○	
Lagerungsdichte nach DIN 18126 Storage density	dicht dense	mitteldicht fairly dense	locker loose			
	+	+	○			
Stützdruck [bar] Supporting pressure [bar]	0	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	
	○	+	+	+	+	
Quellverhalten Swelling behaviour	kein none	gering little	mittel fair	hoch high		
	+	+	○	-		
Abrasivität LCPC-Index ABR [g/t] Abrasiveness LCPC-index ABR [g/t]	sehr schwach abrasiv very low abrasive 0 – 500	schwach abrasiv low abrasive 500 – 1000	mittel abrasiv medium abrasive 1000 – 1500	stark abrasiv high abrasive 1500 – 2000	sehr stark abrasiv very high abrasive > 2000	
	+	+	+	○	○	
Brechbarkeit LCPC-Index BR [%] Breakability LCPC-index BR [%]	sehr schwach very low 0 – 25	schwach low 25 – 50	mittel medium 50 – 75	stark high 75 – 100	sehr stark very high > 100	
	○	+	+	+	○	
Festgestein (Hard rock)						
Gesteinsfestigkeit [MPa] Rock compressive strength [MPa]	0 – 5	5 – 25	25 – 50	50 – 100	100 – 250	> 250
	○	○	○	○	○	○
Bohrkern- Gebirgsqualität [RQD] Core sample - rock quality designation [RQD]	sehr gering very poor 0 – 25	gering poor 25 – 50	mittel fair 50 – 75	gut good 75 – 90	ausgezeichnet excellent 90 – 100	
	○	○	○	○	○	
Rock Mass Ratio [RMR] Rock Mass Ratio [RMR]	sehr schlecht very poor < 20	schlecht poor 21 – 40	mäßig fair 41 – 60	gut good 61 – 80	sehr gut very good 81 – 100	
	○	○	○	○	○	
Wasserzfluss je 10 m Tunnel [l/min] Waterinflow per 10 m tunnel [l/min]	0	0 – 10	10 – 25	25 – 125	> 125	
	○	○	○	○	○	
Abrasivität (CAI) Abrasiveness (CAI)	kaum abrasiv not very abrasive 0,3 – 0,5	schwach abrasiv slightly abrasive 0,5 – 1	abrasiv abrasive 1 – 2	stark abrasiv very abrasive 2 – 4	extrem abrasiv extremely abrasive 4 – 6	
	+	+	○	○	○	
Quellverhalten Swelling behaviour	kein none	gering poor	mittel fair	hoch high		
	+	+	○	-		
Stützdruck [bar] Supporting pressure [bar]	0	0 – 1	1 – 2	2 – 3	3 – 4	
	○	+	+	+	+	

+ Haupteinsatzbereich / Main field of application  
 ○ Einsatz möglich / Application possible  
 - Einsatz kritisch / Application critical

**Figura 5.7 Campi di applicazione delle macchine da Microtunnelling a smarino  
idraulico**

Analoghe considerazioni circa l’idoneità del sistema di perforazione scelto scaturiscono dall’analisi dei contenuti della UNI/PdR 26.2:2017 che individua tra le diverse tecnologie a spinta il microtunneling come la tecnologia dotata di maggiore flessibilità e sicurezza per lavorazioni che prevedono la posa di tubazioni a spinta specialmente in presenza di falda.



**Figura 5.8** Suddivisione delle tecniche di posa a spinta secondo la UNI/PdR  
 26.02.2017

**Tabella 4.b - Applicabilità in funzione delle caratteristiche geologiche dei terreni in sito**

Parametro di riferimento	Spingitubo a percussione pneumatica	Presso-trivella	Talpa a percussione	Martello fondo foro	Scudo direzionale aperto	Scudo direzionale chiuso	Micro-tunnelling	Pilot Sistem	Direct Pipe
Roccia	NO	NO	NO	SI	SI	SI	SI	NO	SI
Argilla consistente	Possibile	SI	SI	NO	SI	SI	SI	Possibile	SI
Argille Medie e soffici	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI
Sabbie	SI	SI	SI	NO	SI	SI	SI	SI	SI
Ghiaie	SI	Possibile	SI	SI	Possibile	SI	SI	NO	SI
Sotto Falda	NO	NO	NO	NO	NO	Possibile	SI	Possibile	SI

**Figura 5.9 - Applicabilità delle tecnologie a spinta in funzione delle caratteristiche geologiche dei terreni in sito.**

### 5.2.3 Scelta della testa di scavo

La configurazione della testa di scavo è in stretta correlazione con la natura dei terreni da attraversare, nel caso specifico si tratta di terreni sciolti prevalentemente ghiaiosi, tuttavia dalle indagini geologiche non si può escludere che nella perforazione saranno attraversati anche dei conglomerati.

Attestata la variabilità dei materiali da scavare, si ritiene necessario nelle successive fasi di progettazione un approfondimento circa le caratteristiche geologico-geotecniche dei terreni.

In questa fase ed in relazione ai dati disponibili si ipotizza l’impiego di una testa in grado di scavare in terreni misti e cioè in grado di operare sia in terreni sciolti sia in materiali cementati. Ciò è possibile installando, sul disco, diversi utensili di scavo che vanno dagli scalpelli per rimuovere il terreno sciolto ai dischi da taglio idonei a



frantumare anche gli strati più resistenti e/o eventuali trovanti che si dovessero incontrare durante il tracciato. Inoltre, particolare cura dovrà essere posta nel dimensionare le aperture presenti nella testa compatibilmente con le dimensioni del circuito idraulico di smarino. A titolo esemplificativo si riporta un esempio di testa di scavo per terreni misti. La configurazione della testa di scavo è in stretta correlazione con la natura dei terreni da attraversare, nel caso specifico si tratta di terreni sciolti prevalentemente ghiaiosi, tuttavia dalle indagini geologiche non si può escludere che nella perforazione saranno attraversati anche dei conglomerati.

Attesa la variabilità dei materiali da scavare, si ritiene necessario nelle successive fasi di progettazione un approfondimento circa le caratteristiche geologico-geotecniche dei terreni.

In questa fase ed in relazione ai dati disponibili si potrebbe ipotizzare l’impiego di una testa in grado di scavare in terreni misti e cioè in grado di operare sia in terreni sciolti sia in materiali cementati. Ciò è possibile installando, sul disco, diversi utensili di scavo che vanno dagli scalpelli per rimuovere il terreno sciolto ai dischi da taglio idonei a frantumare anche gli strati più resistenti e/o eventuali trovanti che si dovessero incontrare durante il tracciato. Inoltre, particolare cura dovrà essere posta nel dimensionare le aperture presenti nella testa compatibilmente con le dimensioni del circuito idraulico di smarino. A titolo esemplificativo si riporta un esempio di testa di scavo per terreni misti.



**Figura 5.10 – Esempio di testa fresante per scavo di materiali misti.**

#### *5.2.4 Sovrascavo*

La finalità principale 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 dello scavo con conseguente riduzione degli attriti e quindi delle forze di spinta necessarie per completare il tunnel.

L’entità del sovrascavo deve essere generalmente compresa tra i 10 ed i 25mm, è comunque funzione di diversi parametri tra i quali i principali sono la tipologia di terreni attraversati e l’andamento del tracciato. Nel caso di tracciati in curva ed in presenza di materiali cementati 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.

### *5.2.5 Tubi di spinta*

Come detto saranno considerate tubazioni di  $L=2.50m$  di spessore 25 cm e diametro interno 2500mm. I tubi di spinta, impiegati nelle applicazioni con microtunneling, differiscono da quelli utilizzati nelle applicazioni con scavo di trincea, in quanto sono realizzati in modo da sopportare le spinte delle fasi di interrimento oltre ai carichi idrostatici, del terreno di copertura ed esterni applicati in superficie.

La scelta del tipo di tubazione dipende dall’utilizzo a cui è destinata, dalla portata di progetto, dal tipo di liquido che scorrerà all’interno, dalle resistenze richieste (meccanica, all’abrasione, all’azione chimica, ai possibili gradienti termici o alle alte temperature), dal costo iniziale e dal costo di manutenzione. La progettazione dei tubi tiene conto della possibile eccentricità delle forze di spinte agenti; il carico massimo adottabile sui singoli elementi viene ricavato da prove di compressione monoassiale non confinate. I conci sono rettilinei e di spessore costante, i giunti sono progettati in modo da garantire la tenuta stagna dell’intera tubazione e consentire l’eventuale deviazione angolare del microtunnel.

I tubi presentano anche un anello di ripartizione dei carichi in legno, i chiodi di sollevamento (che permettono di effettuare la movimentazione e la posa in totale sicurezza, utilizzati con appositi maniglioni) ed eventualmente gli ugelli per l’iniezione di lubrificante nel sovrascavo.

## **5.3 Calcolo della forza totale di spinta**

### *5.3.1 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 FSTT “Microtunneling & Horizontal Drilling”, definite sulla base dell’analisi di numerosi casi reali.

La spinta totale, necessaria per interrare una nuova tubazione mediante la tecnologia del microtunnelling, dipende principalmente dalle forze d’attrito dinamico che agiscono lungo la superficie della tubazione e aumentano all’avanzare dello scavo. Gli altri parametri che determinano la spinta totale sono: la resistenza del terreno al fronte di scavo e l’eventuale attrito addizionale legato all’interruzione dei lavori. L’entità della spinta totale risulta essenziale: per scegliere la tipologia e la potenza dei martinetti o del gruppo idraulico (da utilizzare nel pozzo di partenza); per dimensionare il muro di controspinta e il rivestimento dei pozzi; per capire se è necessario l’uso di intermediate jacking stations e/o di pozzi intermedi di spinta; per dimensionare la condotta da interrare.

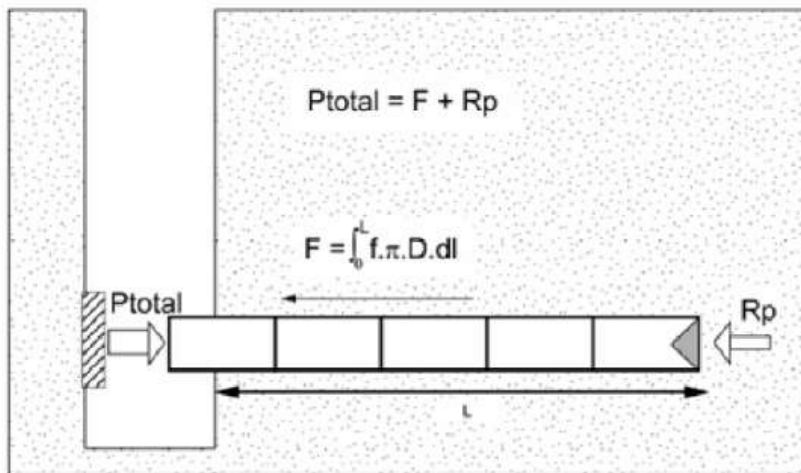
La riportata illustra schematicamente le forze in gioco durante l’avanzamento, indicando che la forza di spinta totale è costituita da due componenti principali

$$P_{tot} = F_{lat} + R_p + F_{st}$$

Con:

- $P_{tot}$ : forza totale di spinta

- F: forza di attrito tra le tubazioni ed il terreno circostante
- $R_p$ : resistenza alla penetrazione della testa della MTBM



**Figura 5.11 – Schematizzazione delle azioni e resistenze del problema**

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.

Il valore di  $F$  dipende dalla resistenza d’attrito unitaria  $f$  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 definizione 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 dall’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.

### *5.3.2 Stabilità del cavo*

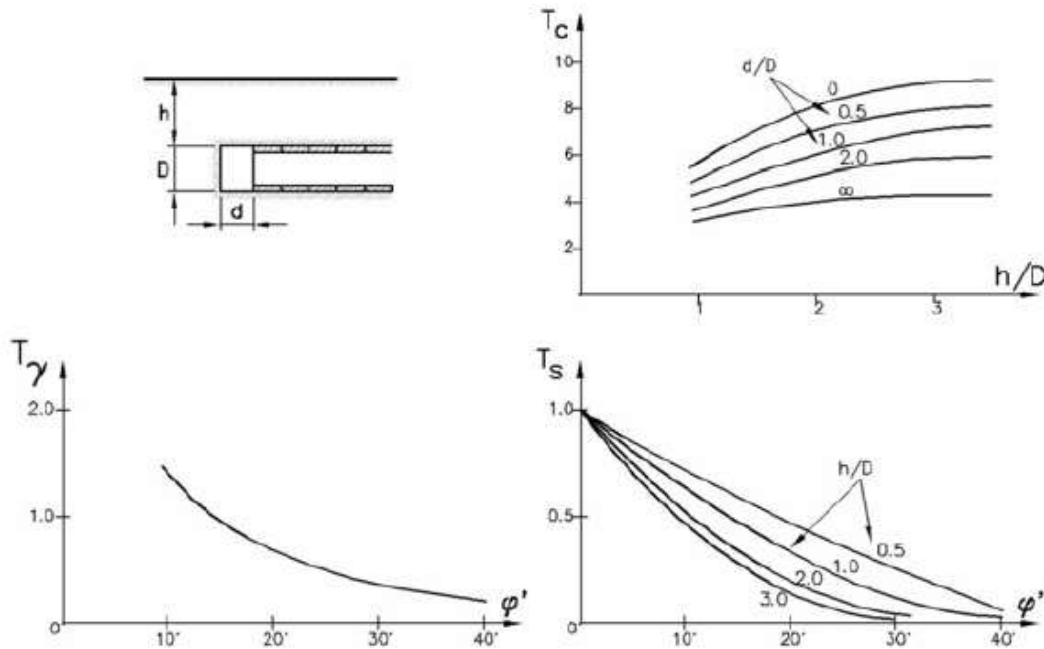
Per terreni a comportamento attritivo, la stabilità del cavo e del fronte è definita tramite la seguente correlazione fornita dal PJA “Pipe Jacking Association”, che discrimina i seguenti due casi limite:

- $\sigma_T = \gamma D_e T_\gamma$  in assenza di un sovraccarico al di sopra della tubazione, in cui  $T_\gamma$  può ricavarsi dal grafico seguente;
- $\sigma_T = q_s T_s$  in presenza di un sovraccarico significativo al di sopra della tubazione e con basse coperture.

Vicerversa per terreni a comportamento coesivo la risposta del fronte a breve termine è legato al valore della coesione non drenata e il valore minimo necessario per mantenere stabile il fronte durante lo scavo è dato dalla seguente relazione:

- $\sigma_T = \gamma (H + D_e/2) - T_e C_u$

Lo scavo è stabile se la pressione  $\sigma_T$  è minore o uguale a zero.



**Figura 5.12 – Valori dei coefficienti  $T_\gamma$ ,  $T_c$ ,  $T_s$  [Mair, 1979; Kimura and Mair, 1981]**

### 5.3.3 Effetti di convergenza del cavo

Il sovrascavo rappresenta la differenza geometrica tra lo scavo effettuato dalla testa fresante e la condotta. Le convergenze del cavo possono essere superiori o inferiori al sovrascavo: ciò incide in maniera fondamentale nel calcolo della forza di attrito al contatto mantello tubazione e terreno.

Il metodo proposto per valutare le convergenze fonda le basi su un calcolo di tipo elastico secondo le correlazioni:

$$\Delta v = ((1-\nu^2)/E) D (3\sigma_v - \sigma_h) \text{ spostamento radiale sul piano verticale}$$

$$\Delta h = ((1-\nu^2)/E) D (3\sigma_h - \sigma_v) \text{ spostamento radiale sul piano orizzontale}$$



con

- E: modulo elastico terreno
- $\nu$ : coefficiente di Poisson del terreno
- D: diametro di scavo
- $\sigma_v$ : tensione totale verticale
- $\sigma_h$ : tensione totale orizzontale

Il valore della tensione totale verticale  $\sigma_v$  è pari a

$$\sigma_v = \sigma_{v0} + q_0$$

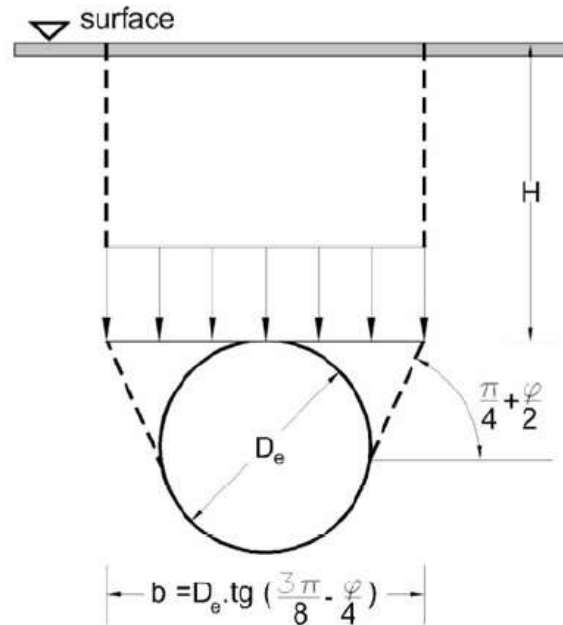
con  $\sigma_{v0}$  la tensione totale verticale geostatica e con  $q_0$  l’aliquota alla profondità della galleria di un carico  $q_s$  superficiale.

Il valore di  $\sigma_{v0}$  è calcolato considerando il fenomeno dell’effetto arco, che riduce i carichi trasmessi dal terreno, tramite il coefficiente  $k_M$  che è inferiore a 1 e pari a

$$k_M = (1 - e^{-2k \tan\phi H/D}) / (2k \tan\phi H/D)$$

In cui  $k$  è il coefficiente di spinta orizzontale, che è posto pari all’unità, visti i valori sperimentalmente misurati e consigliati dalle linee guida prese a riferimento. La grandezza  $D$  rappresenta l’ampiezza della colonna di terreno influenzata dal meccanismo in esame ed è posta pari a

$$b = D_e \cdot \tan\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4}\right)$$



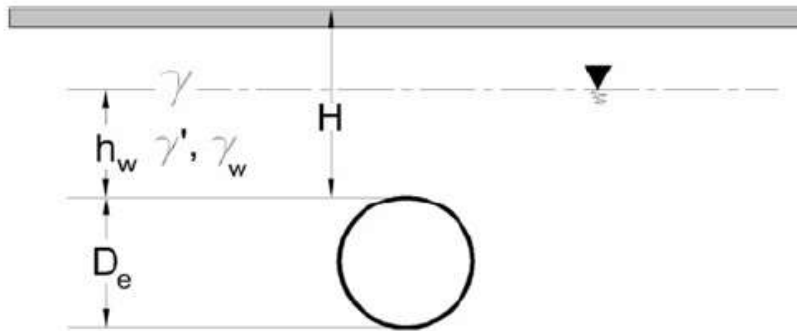
**Figura 5.13 – Volume di terreno in gioco nel meccanismo– Modello di Terzaghi**

Qualora fosse presente un livello di falda superiore a quello della condotta, il valore della tensione totale è del tipo:

$$\sigma_{EV} = k_1 \cdot \gamma \cdot (H - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma_w \cdot h_w$$

In cui  $k_1$  e  $k_2$  è calcolabile secondo le seguenti formulazioni:

$$k_1 = \frac{1 - e^{-2K \tan \phi \frac{H - h_w}{b}}}{2K \cdot \tan \phi \cdot \frac{H - h_w}{b}} \quad k_2 = \frac{1 - e^{-2K \tan \phi \frac{h_w}{b}}}{2K \cdot \tan \phi \cdot \frac{h_w}{b}}$$



**Figura 5.14 – Presenza della falda**

### 5.3.4 Calcolo della forza di attrito

#### 5.3.4.1 Forza di attrito dinamica per cavo stabile

Qualora la convergenza risulta inferiore del sovrascavo, che per tracciati rettilinei è in generale pari a 10 – 25 mm e 40-50 mm per tratti in curva, allora il terreno non poggia direttamente sulla tubazione, la forza di attrito dinamica è data da:

$$F_{lat} = \mu L W$$

Con

- $\mu$  coefficiente di attrito pari a 0.1 con lubrificante e 0.2 senza lubrificante;
- L lunghezza del tratto in microtunneling
- W peso della tubazione a metro lineare.

Il valore del coefficiente d’attrito dipende dall’effettiva lubrificazione del cavo in fase d’avanzamento. In generale si possono considerare i seguenti valori:

- Per materiali granulari:

- $\mu = 0.35$  se il cavo non è lubrificato;
- $\mu = 0.2$  se il cavo è lubrificato.
- Per materiali coesivi:
  - $\mu = 0.6$ .

Se la tubazione si trova sotto falda e risulta meno pesante della spinta di Archimede, allora il contatto avviene sulla generatrice superiore del cavo e la formulazione per il calcolo della forza d’attrito dinamica è:

$$F_{lat} = \mu L |W - \gamma_w \pi D_e^2/4|$$

In presenza di miscela bentonitica sembra che la natura del terreno non abbia molta importanza, in quanto i valori registrati di tensione tangenziale risultano molto simili in tutte le tipologie di terreno.

#### 5.3.4.2 Forza di attrito dinamica per cavo instabile

Quando la convergenza è superiore al sovrascavo il terreno risulta a contatto lungo tutto il mantello della tubazione. La forza di attrito dinamica vale:

- Per materiali granulari

$$F_{lat} = \int_0^L \mu \vec{n} \, dl$$

con:

$$n = D_{ext} \cdot \frac{\pi}{2} \left\{ \left( \sigma_{EV} + \frac{\gamma \cdot D_e}{2} \right) + K_2 \cdot \left( \sigma_{EV} + \frac{\gamma \cdot D_e}{2} \right) \right\}$$

$K_2$  è posto pari a 0.3 [Stein,1989],  $D_e$  è il diametro di scavo e  $D_{ext}$  è il diametro di esterno della tubazione.

#### 5.3.4.3 Calcolo della forza di attrito statica

La forza di attrito statica è stata ampiamente misurata dopo ogni fermo cantiere, ottenendo i seguenti valori (rif. FSTT “Microtunneling and Horizontal Drilling”):

- $f = 2.4$  (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 seconda della tratta da realizzare, si considera in funzione della lunghezza tra il pozzo di spinta e di arrivo il valore del fermo cantiere più ragionevole.

#### 5.3.5 *Calcolo della resistenza della testa della MTBM alla penetrazione*

La resistenza alla penetrazione  $R_p$  della testa della MTBM è definita come

$$R_p = r_p \pi D^2/4$$

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  $r_p$  viene espresso in funzione della granulometria dei terreni (rif. FSTT “Microtunneling and Horizontal Drilling”):

- 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.

I valori riportati dalle seguenti linee guida appaiono in realtà cautelativi; la JSTT working group no. 3 [1994], invece, stima la spinta in testa partendo dal valore iniziale della spinta totale erogata al microtunneler. Gli autori hanno evidenziato una

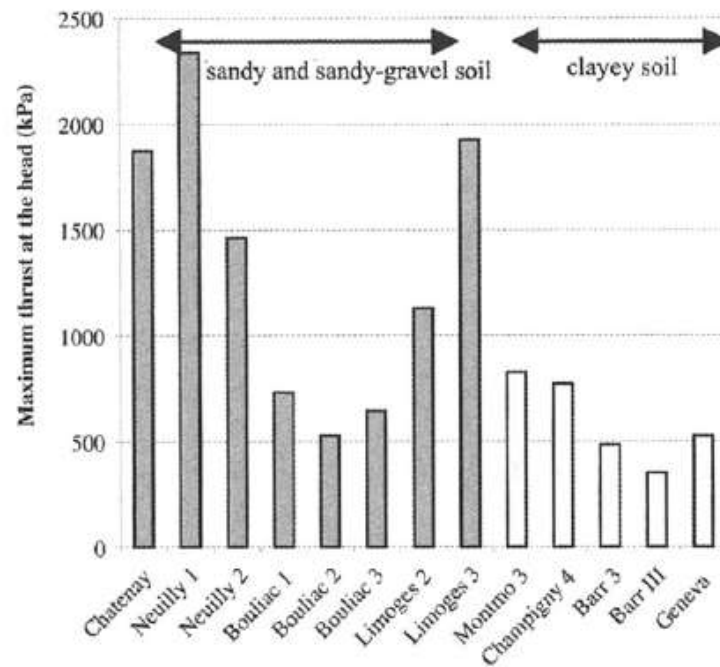
relazione lineare tra diametro esterno dello scudo e spinta al fronte, considerando insieme tutte le tipologie di terreno:

$$F_p [kPa] = 650 - 0,3D [mm]$$

mostrando una relazione che evidenzia un decremento della pressione unitaria al fronte al crescere del diametro scavato. Tuttavia tale formulazione appare inapplicabile per il diametro di scavo in progetto, anche se la FSTT [2010] ha osservato come i valori di spinta al fronte ricavati con le due metodologie corrispondano complessivamente come ordine di grandezza.

Un'altra metodologia utilizzata per la stima della resistenza alla punta, deriva dal considerare che la testa fresante durante l'avanzamento porti a rottura il terreno per spinta passiva. Pertanto la resistenza unitaria alla punta è pari al valore del coefficiente di spinta passiva moltiplicato per il valore della tensione verticale efficace agente a quota di avanzamento.

Per il progetto in esame, vista l'eterogeneità dei terreni attraversati, per ciascun tratto è stato stimato un valore medio di resistenza alla punta che tenga in considerazione delle varie modalità di calcolo.



**Figura 5.15 – Valori di  $r_p$  registrati nei diversi progetti di microtunnelling [FSTT, 2010]**

Per quanto detto, quindi, si ricavano quindi le seguenti sottostazioni intermedie. I files di calcolo sono riportati in allegato alla presente relazione.

Si riporta un breve quadro sinottico delle caratteristiche della sollecitazione in direzione trasversale alla tubazione, valutate per i seguenti tratti:

- Da M1 a NMD;
- Da M1 a M2;
- Da M3 a M2;
- Da M3 a M4;
- Da M5 a M4;

- Da M5 a M6 (suddiviso nel tratto di attraversamento delle alluvioni ALL PSV e dei conglomerati UFC);
- Da Salto 2 a Salto 1 (suddiviso nel tratto di attraversamento delle alluvioni ALL Salto e dei conglomerati UGR);
- Da Turano 3 a Turano 1 (suddiviso nel tratto di attraversamento delle alluvioni ALL Turano e dei conglomerati UGR).

Nelle tabelle seguenti si riportano dei quadri sinottici di riepilogo. In particolare:

- Geometrie di sintesi per ciascuna tratta in progetto
- Caratteristiche fisico-meccaniche;
- Numero sottostazioni intermedie per ciascuna condotta.

**Tabella 5.1 - Parametri riepilogativi di input di ciascuna tratta in MT**

Tratte Microtunneling		Geometria			
		Lunghezza	Copertura	Falda	
Da	A	[m]	[m]	[m] da tubo	[m] da p.c.
M1	NMP	128.8	12.05	9.65	2.4
M1	M2	253.63	10.33	10.11	0.22
M3	M2	343.74	10.7	10.7	0
M3	M4	450.19	13.76	9.52	4.24
M5	M4	649.42	10.96	8.07	2.89
M5	M6	205.55	10.96	8.07	2.89
		841.68	23.22	6.13	17.09
Salto 2	Salto 1	239.20	11.02	10.13	0.89
		324.28	7.23	4.14	3.09
Turano 3	Turano 1	250.91	13.88	1.64	12.24
		269.75	8.02	1.75	6.27



**Tabella 5.2 - Parametri riepilogativi dei terreni attraversati per ciascuna tratta in  
MT**

Tratte Microtunneling		Unità e caratteristiche geotecniche				
<i>Da</i>	<i>A</i>	<i>Sigla Unità</i>	<i>c'</i> [kPa]	$\Phi$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	<i>E<sub>ed</sub></i> [MPa]
M1	NMP	ALL PSV	10	31	19	11
M1	M2	ALL PSV	10	31	19	11
M3	M2	ALL PSV	10	31	19	11
M3	M4	ALL PSV	10	31	19	11
M5	M4	ALL PSV	10	31	19	11
M5	M6	ALL PSV	10	31	19	11
		UFC	0	33	18.5	113
Salto 2	Salto 1	UGR	0	42	18.5	121
		ALL SALTO	8	31	19	13
Turano 3	Turano 1	UGR	0	42	18.5	121
		ALL TURANO	11	30	19.5	10

**Tabella 5.3 - Numero di sottostazioni intermedie (SSI) di spinta per ciascuna tratta**

Tratte Microtunneling		# Sottostazioni intermedie
<i>Da</i>	<i>A</i>	
M1	NMD	1
M1	M2	3
M3	M2	4
M3	M4	6
M5	M4	8
M5	M6	11
Salto 2	Salto 1	9
Turano 3	Turano 1	7

## 5.4 Verifica statica trasversale della tubazione

Si procede nel seguito alle verifiche strutturali della tubazione interrata con riferimento alla Norma DWA-A 161, considerando una copertura e un livello di falda medio lungo ogni tratto.

### 5.4.1 Sovraccarico accidentale

Per quanto riguarda il sovraccarico accidentale eventualmente presente superiormente alla tubazione, si assume cautelativamente un valore massimo di 20kN/m<sup>2</sup>. Si osserva che il carico accidentale massimo previsto dalla normativa vigente per i ponti di prima categoria, applicato su un terrapieno, induce una pressione media, alla quota di -10.0m dal piano di applicazione, ben inferiore a 10 kN/m<sup>2</sup>. Peraltro, il sovraccarico assunto potrebbe essere rappresentativo anche di

altri fenomeni di carico accidentale non pertinenti con il traffico veicolare, quali ad esempio la presenza di accumuli di terreno per cause naturali o dovute ad interventi antropici successivi all’esecuzione della perforazione.

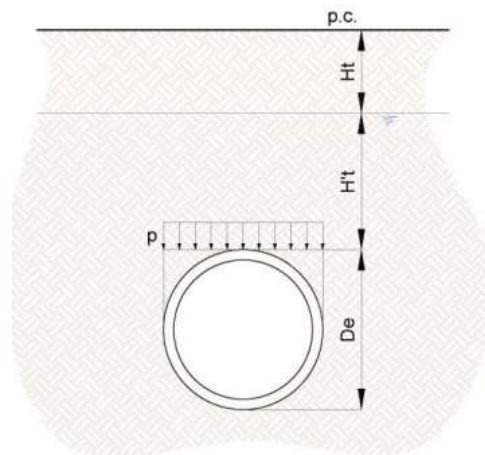
#### *5.4.2 Carico ripartito superiore*

Il carico ripartito superiore  $p$  equivale al carico dovuto al peso del terreno di ricoprimento (asciutto ed eventualmente in falda):

$$p = \gamma_t \cdot H_t + \gamma'_t \cdot H'_t$$

Con:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno asciutto;
- $H_t$  è l’altezza di ricoprimento del terreno asciutto;
- $\gamma'_t$  è il peso specifico del terreno immerso;
- $H'_t$  è l’altezza di ricoprimento del terreno in falda.



**Figura 5.16 – Schematizzazione delle tensioni agenti sulla tubazione**

#### 5.4.3 Carico ripartito laterale

Il carico ripartito laterale  $q$  corrisponde alla parte rettangolare del diagramma di spinta delle terre, dato da:

$$q = p \cdot K_2$$

Dove:

- $P$  è il carico ripartito superiore;
- $K_2$  è il coefficiente di spinta a riposo (pari a 0.40 in fase di scavo e 0.50 in fase finale, corrispondente alle caratteristiche del terreno, moltiplicate per il coefficiente  $M1$  previsto dall’Approccio 2, e alle prescrizioni della Norma DWAA 161).

#### *5.4.4 Calcolo delle sollecitazioni per azioni radiali*

Si determinano nel seguito le massime sollecitazioni assiali e flettenti nelle tre sezioni di verifica significative della tubazione:

- S1 = sezione verticale superiore (chiave);
- S2 = sezione orizzontale mediana (spalla);
- S3 = sezione verticale inferiore (piede).

Di seguito si riassumono le formulazioni introdotte dalla Norma DWA-A 161 ed utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sulle varie sezioni della tubazione. I risultati dell’analisi, condotta con apposito foglio di calcolo, sono invece riportati nei paragrafi successivi, dove si possono eventualmente individuare i valori dei coefficienti descritti nelle formule seguenti ma non esplicitati numericamente.

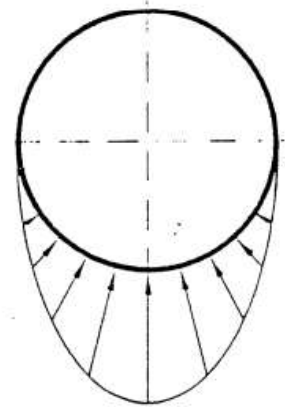
##### 5.4.4.1 Peso Proprio (par.7.2.7 DWA-A 161)

Dati:

- $s$  = spessore tubazione;
- $\gamma_R$  = peso specifico tubazione;
- $r_m$  = raggio medio tubazione;

i valori di momento (M) e carico assiale (N) associati al peso proprio si ricavano dalle relazioni riportate nella tabella seguente:

Chiave	$M_{g,d} = +0.384 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = +0.250 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$
Spalla	$M_{g,d} = -0.437 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = -1.571 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$
Piede	$M_{g,d} = +0.706 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = -1.428 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$



#### 5.4.4.2 Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di esercizio (par. 7.2.2 e 7.2.6 DWA-A 161)

Sia  $q_{Ev}$  la pressione verticale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio, data da:

$$q_{Ev} = k \cdot \gamma_t \cdot h + k_0 \cdot p_0$$

Dove:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno;
- $h$  è l'altezza del terreno;
- $p_0$  è il sovraccarico permanente;
- $k$  è il coefficiente di riduzione del carico per effetto arco
- $k_0$  è il coefficiente di riduzione del carico permanente per effetto arco.

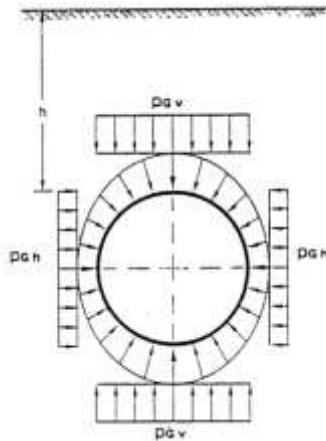
I coefficienti di riduzione vengono calcolati tramite le seguenti espressioni:

$$k = [1 - e^{-2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)}] / [2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)]$$

$$k_0 = e^{-2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)}$$

Con:

- $k_1, \delta$ , Tabelle 3 e 4 DWA-A 161
- $\Phi$  angolo di resistenza al taglio del terreno
- $b = 1.71d_e$  larghezza di riferimento



Sia  $q_{Eh}$  la pressione orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio con:

$$q_{Eh} = (q_{Ev} + \gamma_t \cdot d_e/2) k_{2e}$$

Con:

- $q_{Ev}$  pressione verticale in esercizio
- $k_{2e} = k_{2s} + 0.1$  coefficiente di spinta in fase di esercizio
- $k_{2s} = k_{20} f_2$  coefficiente di spinta in fase di scavo
- $k_{20} = 1 - \sin \phi$  coefficiente di spinta base

- $f_2 = 0.80$  (Tabella 5 DWA-A 161)

I valori di momento (M) e carico assiale (N), derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{pEV,d} = + 0.250 \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = 0.000 \cdot q_{Ev} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pEV,d} = - 0.250 \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = -1.000 \cdot q_{Ev} \cdot r_m$
Piede	$M_{pEV,d} = + 0.250 \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = 0.000 \cdot q_{Ev} \cdot r_m$

i valori di momento (M) e carico assiale (N), derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{pEH,d} = - 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEH,d} = -1.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pEH,d} = + 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEH,d} = 0.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$
Piede	$M_{pEH,d} = - 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEH,d} = -1.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$

#### 5.4.4.3 Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di scavo (par.7.2.1 e 7.2.5 DWA-A 161)

Sia  $q_0$  la pressione verticale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di scavo con:

$$q_{0v} = (3 \cdot q_{Ev}) / (2 + k_{2s})$$

Sia  $q_{0h}$  la pressione orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio con:

$$q_{0h} = (q_{Ev} + y_B \cdot d_e/2) k_{2s}$$



I valori di M ed N, derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{q0,d} = + 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = -0.333 \cdot q_{0v} \cdot r_m$
Spalla	$M_{q0,d} = - 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = +0.667 \cdot q_{0v} \cdot r_m$
Piede	$M_{q0,d} = + 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = -0.333 \cdot q_{0v} \cdot r_m$

I valori di M ed N, derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{qh,d} = - 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.667 \cdot q_{0h} \cdot r_m$
Spalla	$M_{qh,d} = + 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.333 \cdot q_{0h} \cdot r_m$
Piede	$M_{qh,d} = - 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.667 \cdot q_{0h} \cdot r_m$

#### 5.4.4.4 Deformabilità tubazione (par.7.2.11 DWA-A 161)

Sia  $q_{Eh}^*$  la pressione orizzontale data dalla deformazione del tubo soggetto ai carichi del terreno in fase di scavo ed in fase di normale esercizio:

$$q_{Eh}^* = (q_{Ev} - q_{Eh}) \cdot K^*$$

Il coefficiente geometrico della tubazione  $K^*$  viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$K^* = C_{h,qv} / (V_{RB} + 0.0658)$$

dove:

- $C_{h,qv}$  = coefficiente angolo sella d'appoggio (Tabelle 9 DWA-A 161)

- $V_{RB}$  = coefficiente rigidità tubo

Il coefficiente di rigidità della tubazione viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$V_{RB} = 8 \cdot [E_R \cdot (t / d_m)^3] / (12 \cdot 0.6 \cdot E_B)$$

dove:

- $E_R$  = Modulo elastico radiale del materiale costituente la tubazione
- $t$  = spessore delle pareti della tubazione
- $d_m$  = diametro medio della tubazione
- $E_B$  = Modulo elastico per gruppo di terreno (Tabelle 5 DWA-A 161)

I valori di M ed N si ricavano dalle relazioni seguenti:

Chiave	$M_{qh^*,d} = -0,181 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = -0.577 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m$
Spalla	$M_{qh^*,d} = +0.208 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = 0.000 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m$
Piede	$M_{qh^*,d} = -0.181 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = -0.577 \cdot q^*_{Eh} \cdot r_m$

#### 5.4.4.5 Carico accidentale esterno distribuito in fase di scavo (par.7.2.3 e 7.2.4 DWA-A 161)

Sia  $p_T$  il carico verticale agente sull’estradosso della tubazione variabile a seconda che la tubazione sia posta a profondità elevate (carico convenzionale pari a 20kN/m<sup>2</sup>) o a profondità limitate (ripartizione del carico concentrato e distribuito da traffico a livello della generatrice superiore della tubazione limitate).

Sia  $p_{TH}$  il carico orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione con:

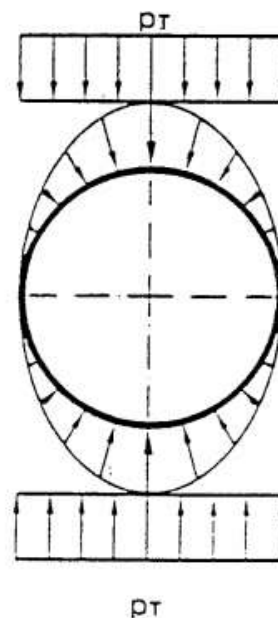
$$p_{Ths} = p_T \cdot f \cdot k_2$$

I valori di M ed N, derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle:

Chiave	$M_{pT,d} = + 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = 0.000 \cdot p_T \cdot r_m$
Spalla	$M_{pT,d} = - 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = -1.000 \cdot p_T \cdot r_m$
Piede	$M_{pT,d} = + 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = 0.000 \cdot p_T \cdot r_m$

I valori di M ed N, derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle:

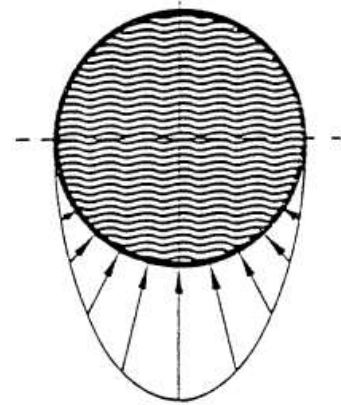
Chiave	$M_{pThs,d} = - 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = -1.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pThs,d} = + 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = 0.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$
Piede	$M_{pThs,d} = - 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = -1.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$



#### 5.4.4.6 Presenza di acqua all’interno della tubazione (par.7.2.8 DWA-A 161)

Detto  $\gamma_w$  il peso specifico dell’acqua, i valori di M ed N si ricavano dalle:

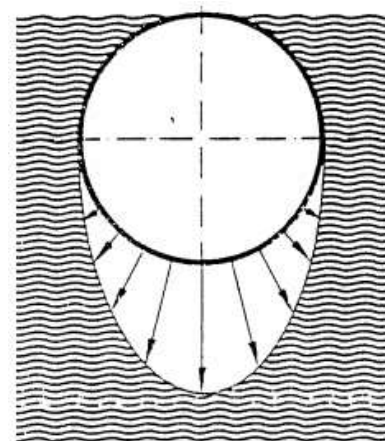
Chiave	$M_{w,d} = + 0.192 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.625 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$
Spalla	$M_{w,d} = - 0.219 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$
Piede	$M_{w,d} = + 0.353 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.786 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$



#### 5.4.4.7 Presenza di acqua all’esterno della condotta (par.7.2.9 DWA-A 161)

Detto  $\gamma_w$  il peso specifico dell’acqua, i valori di M ed N si ricavano dalle:

Chiave	$M_{a,d} = - 0.192 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.625 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$
Spalla	$M_{a,d} = + 0.219 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$
Piede	$M_{a,d} = - 0.353 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.786 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$



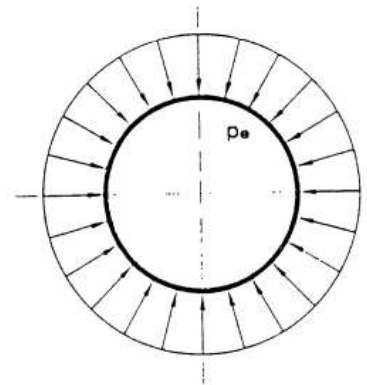
**5.4.4.8 Pressione esterna dell’acqua sopra la generatrice superiore (par.7.2.10 DWA-A 161)**

Definiti:

- $p_i$  = pressione interna alla condotta
- $p_e$  = pressione acqua esterna a livello della generatrice superiore
- $c = 1/2 - ((r_i \cdot r_e)/(r_e^2 - r_i^2)) \cdot \ln(r_e/r_i)$
- $r_i$  = raggio interno della tubazione
- $r_e$  = raggio esterno della tubazione

I valori di M ed N si ricavano dalle relazioni seguenti:

Chiave	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$
Spalla	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$
Piede	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$



**5.4.5 Combinazioni di carico**

La combinazione di carico analizzata è quella che prevede la condotta vuota e che massimizza quindi i carichi esterni agenti sul mantello laterale. I coefficienti di amplificazione seguono quelli riportati nella normativa DWA 161-A. Il caso di tubazione non in falda non risulta pertinente in quanto per ogni tratta è stata rilevata una quota piezometrica superiore alla quota di scorrimento della tubazione.

Il calcolo viene eseguito sia in fase di scavo che in fase di esercizio, per ogni tratta di avanzamento, considerando un valore medio di copertura e tenendo in considerazione delle varie litologie attraversate sia per quanto riguarda la stima della resistenza in testa alla macchina, sia per la resistenza laterale.

#### *5.4.6 Risultati di calcolo*

Si riporta un breve quadro sinottico delle caratteristiche della sollecitazione in direzione trasversale alla tubazione, valutate per i seguenti tratti:

- Da M1 a NMD;
- Da M1 a M2;
- Da M3 a M2;
- Da M3 a M4;
- Da M5 a M4;
- Da M5 a M6;
- Da Salto 1 a Salto 2;
- Da Turano 1 a Turano 3.

**Tabella 5.4 - Massime sollecitazioni S.L.U. in fase di scavo**

Tratte Microtunneling		MASSIME CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE S.L.U.					
		<i>Fase di scavo (costruzione)</i>					
		<i>Chiave superiore</i>		<i>Mediana</i>		<i>Chiave inferiore</i>	
<i>Da</i>	<i>A</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>
M1	NMP	553.42	-11.57	487.83	10.46	578.12	-12.56
M1	M2	508.16	-11.61	453.47	10.25	532.48	-12.44
M3	M2	520.07	-11.65	465.39	10.21	544.39	-12.49
M3	M4	595.21	-11.55	520.75	10.64	620.28	-12.70
M5	M4	520.26	-11.45	454.91	10.56	544.94	-12.44
M5	M6	520.26	-11.45	454.91	10.56	544.94	-12.44
		469.96	-11.25	406.92	18.49	510.39	-19.04
Salto 2	Salto 1	437.05	-4.20	409.88	5.39	466.47	-7.23
		407.08	-11.19	348.43	10.79	431.64	-12.13
Turano 3	Turano 1	387.61	1.65	428.4	-6.37	224.94	-6.29
		438.06	-11.37	362.90	11.43	462.89	-12.42

**Tabella 5.5 - Massime sollecitazioni S.L.U. in fase di esercizio**

Tratte Microtunneling		MASSIME CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE S.L.U.					
		<i>Fase operativa (esercizio)</i>					
		<i>Chiave superiore</i>		<i>Mediana</i>		<i>Chiave inferiore</i>	
<i>Da</i>	<i>A</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [kNm/m]</i>
M1	NMP	396.14	25.19	484.44	-26.85	419.72	24.68
M1	M2	383.62	17.65	450.10	-19.38	407.19	17.19
M3	M2	395.55	17.61	462.01	-19.42	419.13	17.09
M3	M4	411.28	31.31	517.35	-32.95	434.86	30.79
M5	M4	363.68	25.14	451.52	-26.58	387.26	24.63
M5	M6	363.68	25.14	451.52	-26.58	387.26	24.63
		320.13	23.75	403.72	-24.88	343.71	23.24
Salto 2	Salto 1	350.63	14.23	407.24	-15.94	374.20	13.72
		270.66	20.79	345.05	-21.68	294.23	20.28
Turano 3	Turano 1	224.94	35.7	342.32	-36.21	248.52	35.19
		254.28	31.49	359.32	-32.05	277.86	30.98

Si riportano nel seguito le verifiche della tubazione in direzione trasversale e longitudinale a pressoflessione più significative sulla base delle sollecitazioni individuate nel paragrafo precedente con riferimento alla verifica SLU.

Si fa riferimento ad una striscia di profondità unitaria di tubo, per cui la sezione di verifica è rettangolare con base B=100cm ed altezza H=25cm pari allo spessore del tubo. L'armatura di calcolo è costituita da 5Φ10/m e il calcestruzzo considerato è C50/60.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : DN2500 - Microtunneling

N° strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	3,93	3
			2	3,93	21

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C50/60

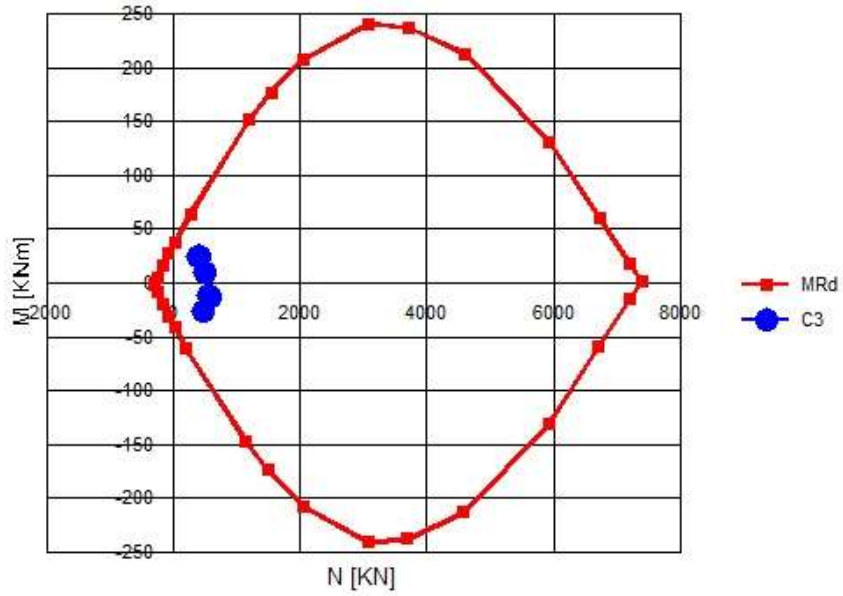
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 28.33 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 17.25 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 1 N/mm²  
 τ<sub>c1</sub> 2.686 N/mm²

M<sub>xRd</sub> 35,18 kNm  
 σ<sub>c</sub> -28,33 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 51,64 ‰  
 d 21 cm  
 x 1,333 x/d 0,06347  
 δ 0,7

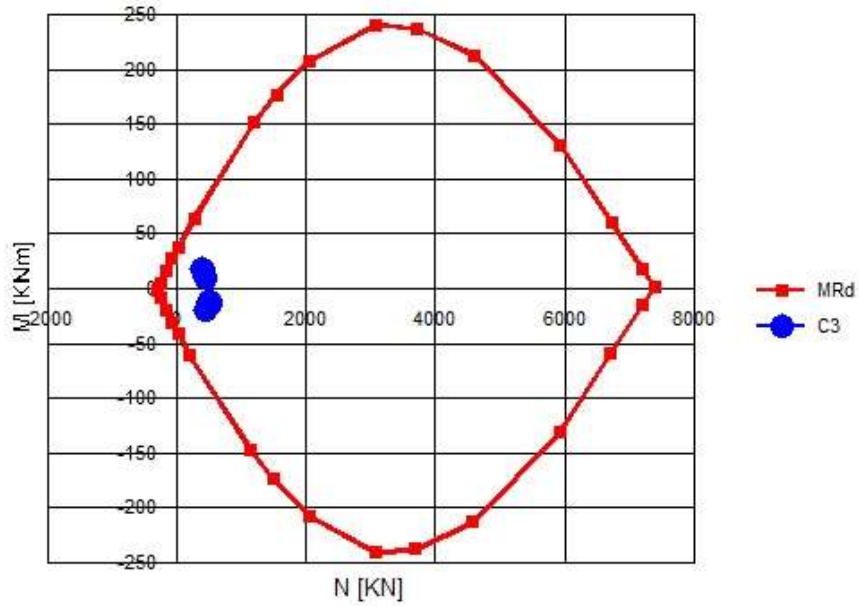
**Figura 5.17 - Parametri di input per la verifica di pressoflessione allo S.L.U.**

- Da M1 a NMD

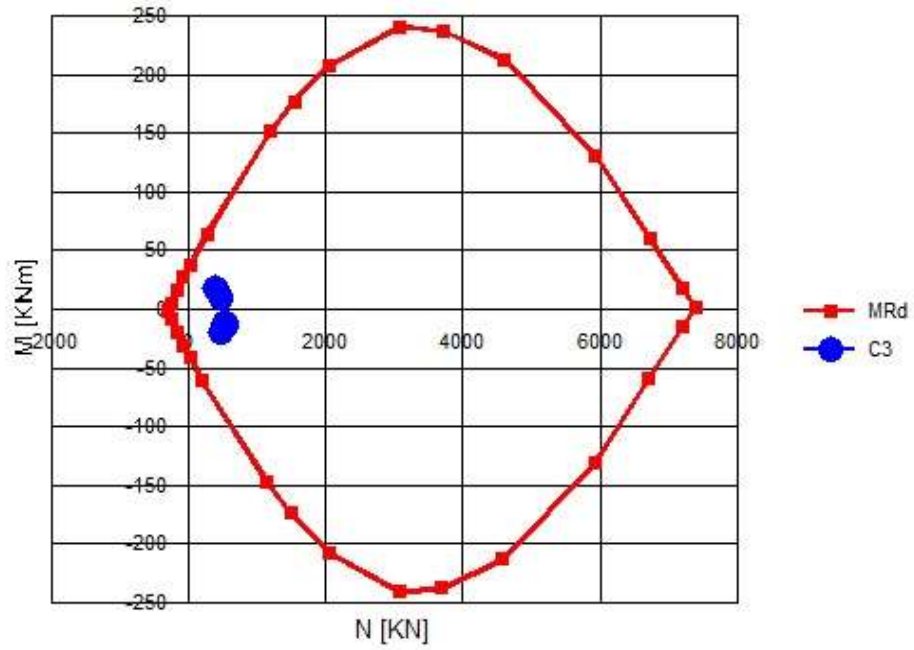




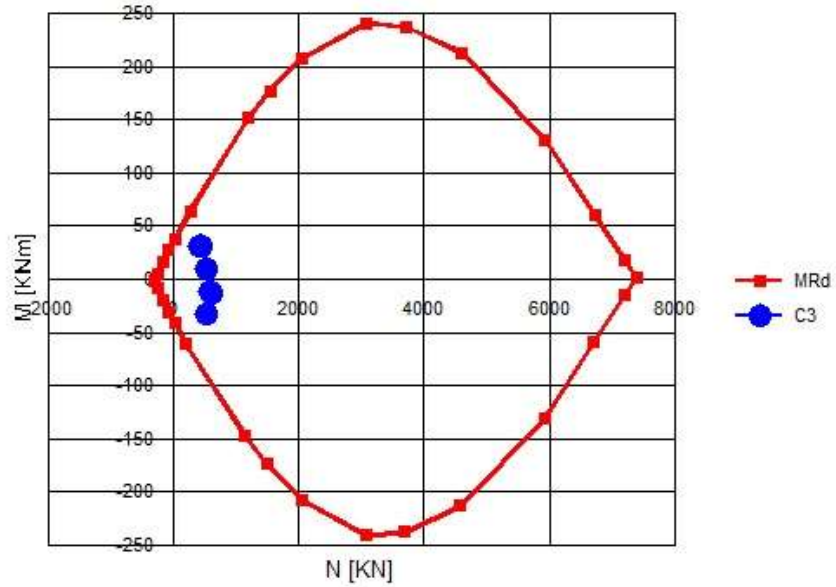
- Da M2 a M1



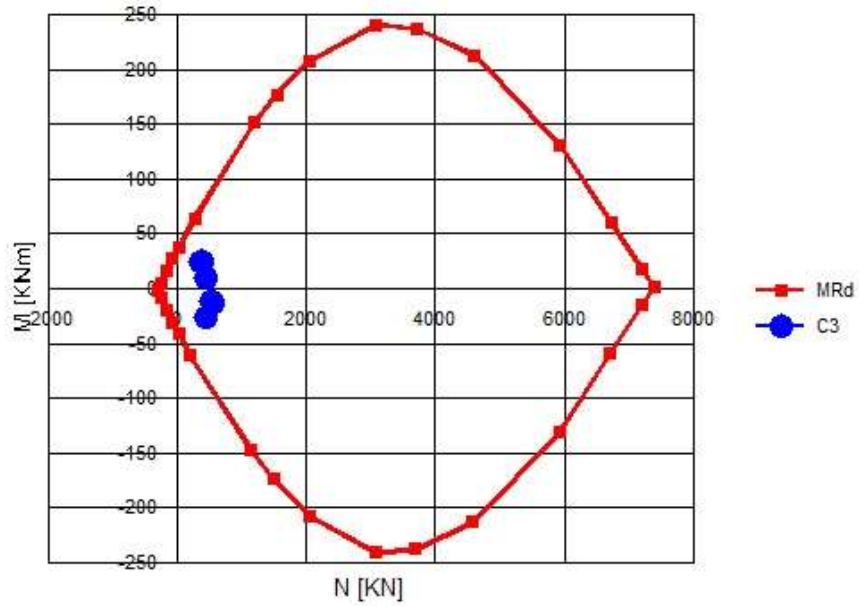
- Da M3 a M2



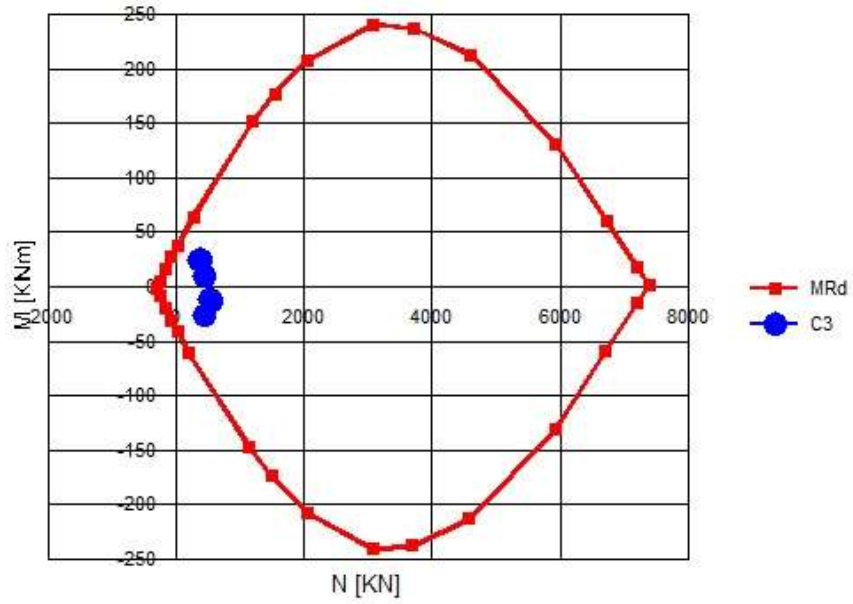
- Da M3 a M4

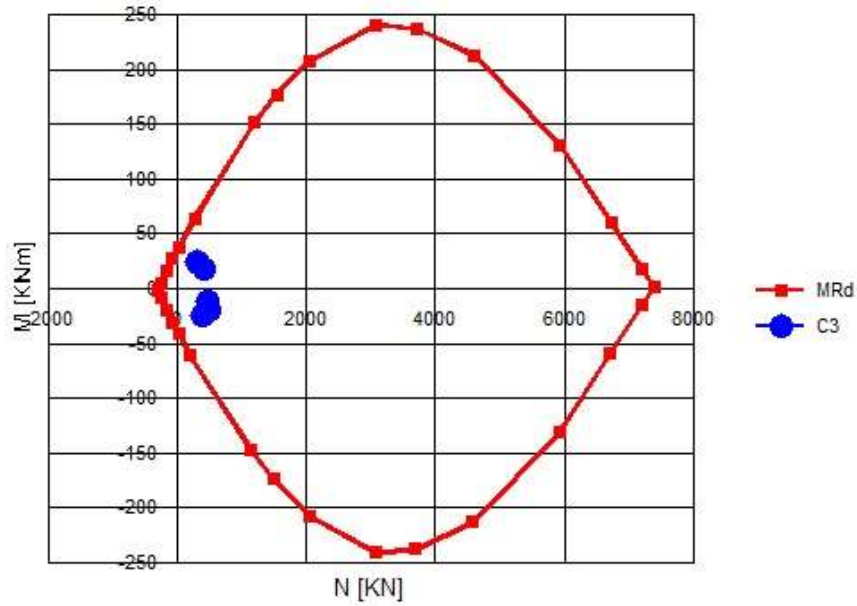


- Da M5 a M4

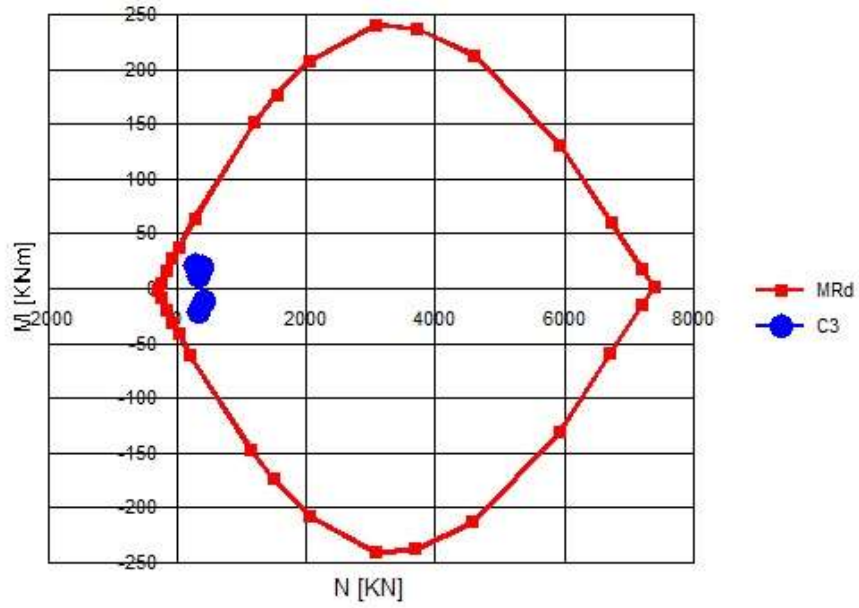


- Da M5 a M6

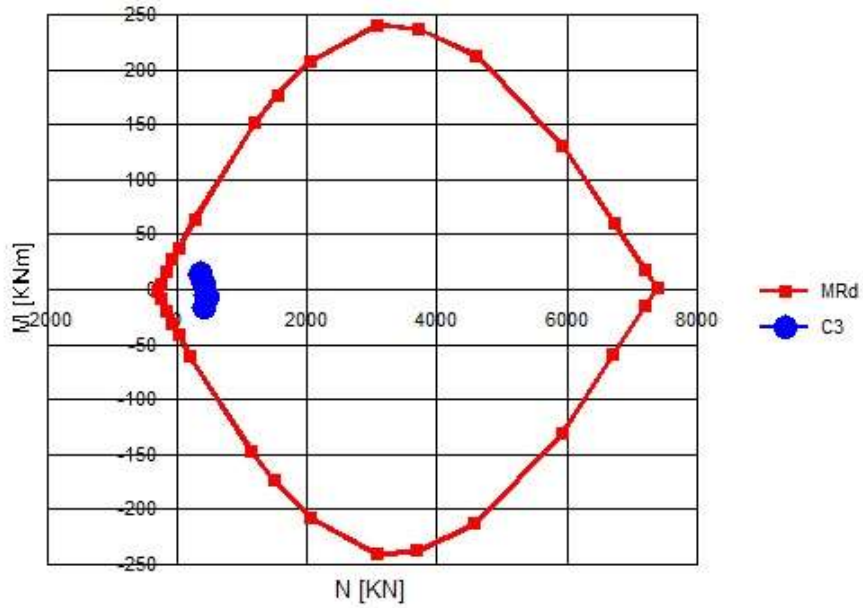




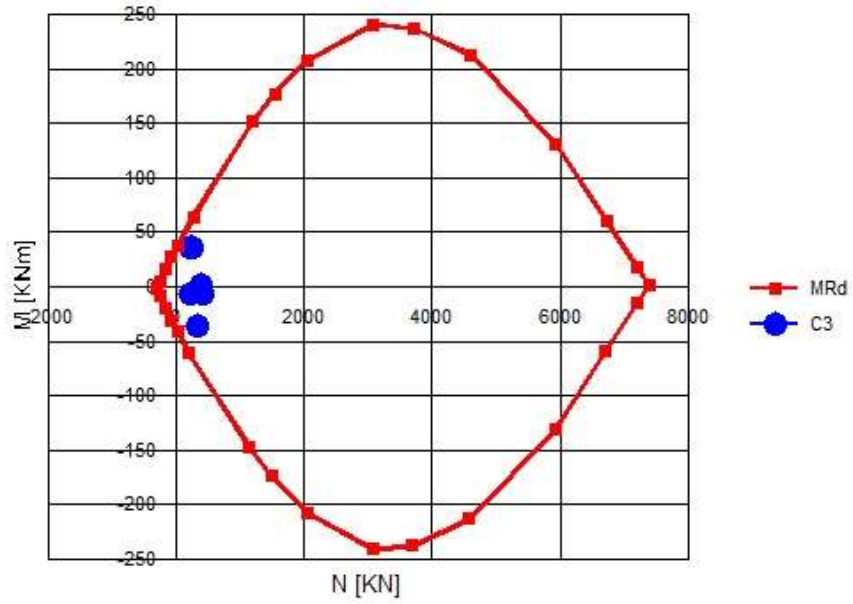
- Attraversamento Valle del Salto

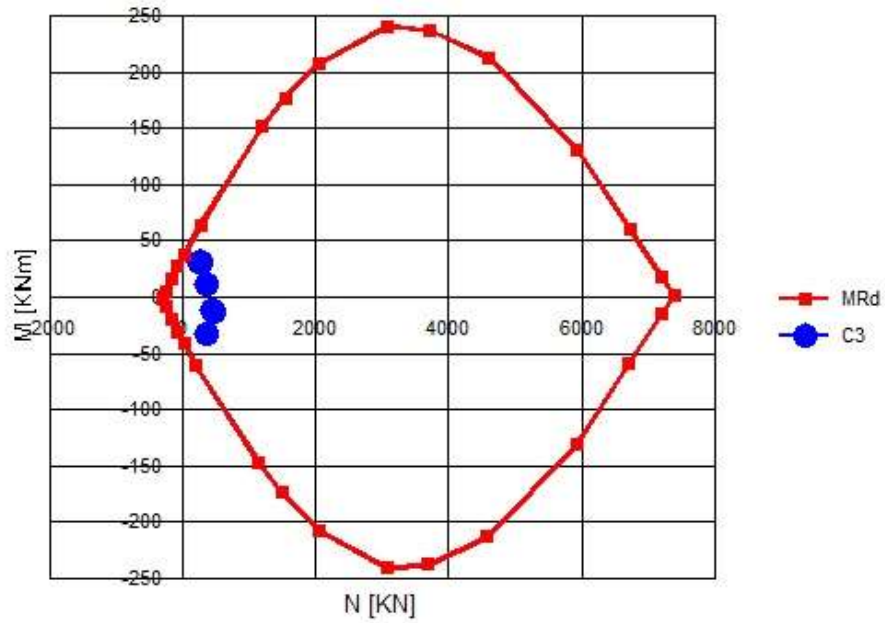






- Attraversamento Valle del Turano





Le verifiche allo S.L.U risultano tutte soddisfatte.

## **5.5 Verifica statica longitudinale della tubazione**

Le tubazioni per micro o minitunnel devono essere verificate, oltre che per i carichi esterni del terreno sovrastante e di eventuali sovraccarichi, anche per la spinta assiale cui sono soggette durante la fase di installazione a spinta. La forza di spinta viene applicata mediante i martinetti di spinta tramite una piastra di distribuzione del carico. Gli sforzi di compressione si trasferiscono normalmente da un tubo all’altro mediante anelli in legno per la distribuzione del carico. Solo nella situazione ideale gli assi di due tubi adiacenti sono perfettamente allineati e le tensioni sono uniformemente distribuite.

Nella realtà, anche per tratti rettilinei, sia per le continue correzioni di guida che per la non perfetta ortogonalità delle facce, si genera una eccentricità della forza assiale che riduce la massima forza di spinta trasmissibile. Il metodo di calcolo della forza di spinta utile viene calcolata in seguendo il procedimento di calcolo fornito al paragrafo 10 della DWA-A 161 in analogia con quanto previsto dalla EN1916; tale metodo di calcolo è applicabile ai tubi spinta in calcestruzzo armato, sia con fibre che con barre di armatura.

Per questo scopo viene impiegato un diagramma sforzi deformazioni non lineare che consente di determinare la distribuzione delle deformazioni e degli sforzi in modo accurato. In sostanza, il calcolo prevede tre valori massimi di spinta, il primo dei quali considera solo le proprietà geometriche ed i materiali costituenti la tubazione (“Closed Joint”); il secondo considera anche gli anelli di ripartizione interposti tra i vari conci costituenti la tubazione e le imperfezioni geometriche legate alle tolleranze di produzione (“Closed Joint” con tolleranze), mentre il terzo valore considera anche il minimo raggio di curvatura previsto dal tracciato della tubazione (“Open Joint”).

Le tre metodologie di calcolo vengono di seguito illustrate facendo riferimento al procedimento di calcolo previsto dalla DWA-A 161.

### **Situazione di “Closed Joint”**

La massima forza di spinta teorica è determinata nell’ipotesi di tensione uniforme (assenza di deviazione angolare, facce delle tubazioni ortogonali all’asse) e assumendo un valore di calcolo della tensione di compressione del calcestruzzo pari a circa  $0.3 \cdot f_{ck}$ . In questo caso non c’è apertura del giunto, ogni deviazione angolare è assorbita dall’anello in legno; il giunto non è aperto e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto. La massima forza di spinta, per giunti non aperti, viene calcolata come segue:

$$F_j = 0.5 \cdot 0.6 \cdot \sigma_{cal} \cdot A_{DUR}$$

dove:

- $A_{DUR}$  = Area dell’anello di trasferimento della pressione
- $\sigma_{cal}$  = Tensione di calcolo.

In particolare, l’area dell’anello di trasferimento viene calcolata tramite la seguente espressione:

- $A_{DUR} = (d_{e,DUR}^2 - d_{i,DUR}^2) \pi / 4$

dove:

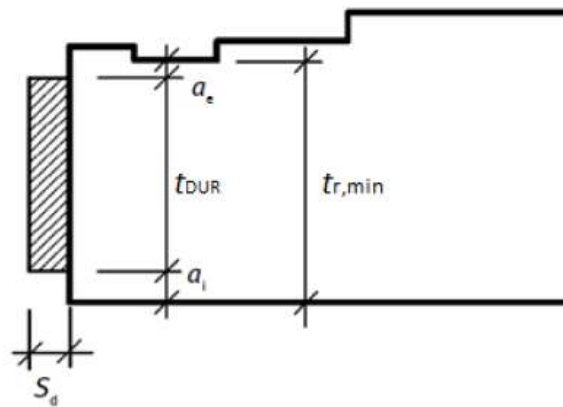
- $d_{e,DUR}$  = diametro esterno anello in legno
- $d_{i,DUR}$  = diametro interno anello in legno

La tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

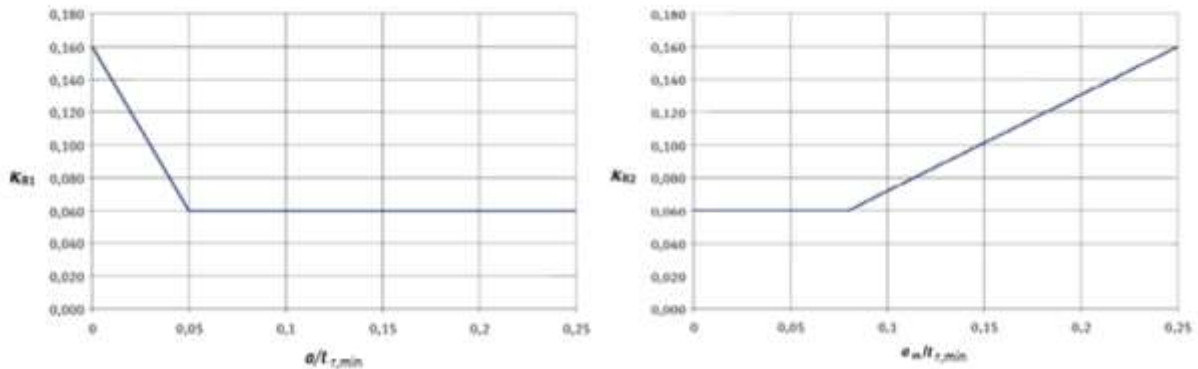
$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot k_t \cdot f_d$$

dove:

- $\alpha_{D,T} = f_{tm} / (f_k k_R) < 1$  coefficiente stress ammissibile
- $f_{tm}$  = resistenza media a trazione calcestruzzo
- $f_k$  = resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcestruzzo
- $f_d = f_k / \gamma_{M,ax}$  resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo
- $\gamma_{M,ax}$  = coefficiente di sicurezza calcestruzzo (tabelle 6 e 12 DWA-A 161)
- $k_R = \text{Max} (k_{R1i}, k_{R1e}, k_{R2})$  coefficiente di tensione
- $k_{R1i}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri interi dell’anello in legno e condotta ( $a_i$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_{R1e}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri esterni dell’anello in legno e condotta ( $a_e$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_{R2}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra le distanze medie tra i diametri esterni ed interni dell’anello di legno e condotta ( $a_m$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_t = t_{r,min}/t_{DUR}$  rapporto di trasmissione
- $t_{r,min}$  = spessore minima parete condotta
- $t_{DUR}$  = larghezza minima anelli di ripartizione in legno.



**Figura 5.18 – Definizioni dimensioni del giunto**



**Figura 5.19 – Diagramma dei coefficienti di tensione**

### Situazione di “Closed Joint” con tolleranze e di “Open joint”

La massima forza di spinta ottenibile realmente in cantiere viene determinata tenendo in considerazione anche gli effetti delle imperfezioni geometriche legate alla produzione industriale dei conchi stessi (“Closed Joint” con tolleranze) e al minimo

raggio di curvatura altimetrico e planimetrico previsto dal progetto della condotta (“Open Joint”).

La massima forza di spinta, per giunti aperti, viene calcolata come segue:

$$F_j = A \sigma_{\max} / [\gamma_F \cdot (\sigma_{\max} / \sigma_0)]$$

dove:

- $A$  = Area minima trasversale tubazione
- $\sigma_{\max}$  = Tensione massima
- $\sigma_{\max} / \sigma_0$  = Rapporto tensione massima locale su tensione uniforme (Closed Joint)
- $\gamma_F$  = coefficiente di sicurezza per azioni longitudinali (tabelle 12 DWA-A 161)

In particolare, l’area minima trasversale della tubazione viene calcolata tramite la seguente espressione:

$$A = (d_{e,\min}^2 - d_{i,\max}^2) \pi / 4$$

dove:

- $d_{e,\min}$  = diametro esterno minimo condotta
- $d_{i,\max}$  = diametro interno massimo condotta

La massima tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

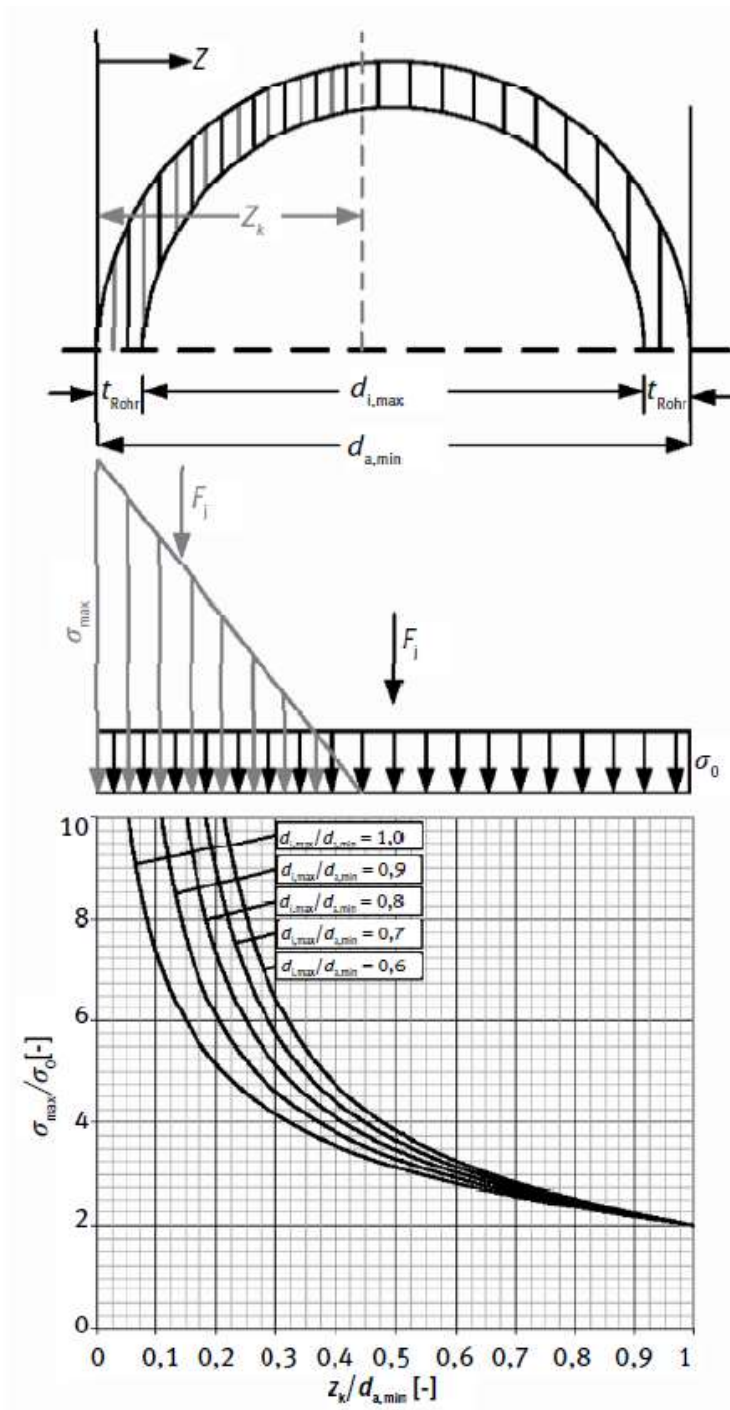
$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{cal}} \cdot (t_{\text{DUR}} / t_{r,\min})$$

dove:

- $\sigma_{\text{cal}}$  = tensione di calcolo (si veda paragrafo precedente)
- $t_{r,\min}$  = spessore minimo parete condotta
- $t_{\text{DUR}}$  = larghezza minima anelli di ripartizione in legno



Il rapporto della tensione massima locale sulla tensione uniforme viene ricavato tramite il grafico sottostante, in funzione del rapporto tra il massimo diametro interno e il minimo diametro esterno ( $d_{i,max} / d_{e,min}$ ) e del rapporto tra l’eccentricità della spinta e il minimo diametro esterno ( $z_k / d_{e,min}$ ):



**Figura 5.20 – Diagramma della tensione massima locale**

Il rapporto tra l’eccentricità della spinta e il minimo diametro esterno viene ricavato tramite la seguente espressione:

$$z_k / d_{e,min} = (\Delta_{s,DUR} + \Delta_{sR}) / [\tan(\varphi_{ges}) d_{e,DUR}]$$

dove:

- $\Delta_{s,DUR}$  = deformazione anelli di ripartizione in legno
- $\Delta_{sR}$  = deformazione longitudinale tubazione in calcestruzzo
- $\Phi_{ges}$  = angolo di deviazione angolare complessivo
- $d_{e,DUR}$  = diametro esterno anelli di ripartizione in legno

La deformazione del singolo anello di ripartizione in legno viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$\Delta_{s,DUR} = s_d (\sigma_{cal} / E_{cal})^{0.5} d_{e,min} / d_{e,DUR}]$$

dove:

- $s_d$  = spessore singolo strato anello di ripartizione in legno
- $\sigma_{cal}$  = tensione di calcolo (si veda paragrafo precedente)
- $E_{cal}$  = rigidezza singolo strato anello di ripartizione in legno, funzione della tensione di precarico ( $\sigma_I$ ) e della tensione di calcolo (si veda paragrafo 10.3 della DWA-A 161 per individuare le espressioni da utilizzare in funzione del tipo di pannello in legno utilizzato)
- $\sigma_I = 2 \sigma_0 < 0.3 \sigma_{cal}$  tensione di precarico
- $\sigma_0$  = tensione uniforme (Closed Joint)
- $d_{e,min}$  = diametro minimo esterno tubazione
- $d_{e,DUR}$  = diametro esterno anelli di ripartizione in legno

La deformazione longitudinale della tubazione in calcestruzzo viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$\Delta_{SR} = \sigma_{max} \cdot k_{ab} \cdot L_R / E_{r,ax}$$

dove:

- $\sigma_{max}$  = tensione massima (si veda paragrafo precedente)
- $k_{ab} = a_b - (a_b - 0.5) (1 - a_\phi)$  fattore di deformazione del tubo
- $a_b = 0.008x^2 - 0.099x + 0.891$  coefficiente di deformazione del tubo
- $x = L_R/d_a$  rapporto di forma
- $L_R$  = lunghezza singolo concio tubazione
- $d_a$  = diametro esterno massimo tubazione
- $a_\phi = \Phi_R - 0.05$  coefficiente angolare (per tracciati rettilinei e “Closed Joint” è pari a 0)
- $\Phi_R = \arctan (L_R/R_{plan})$  deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura (per tracciati rettilinei e “Closed Joint” è pari a 0)
- $R_{plan}$  = raggio di curvatura previsto dall’andamento della condotta
- $E_{r,ax}$  = modulo elastico calcestruzzo condotta

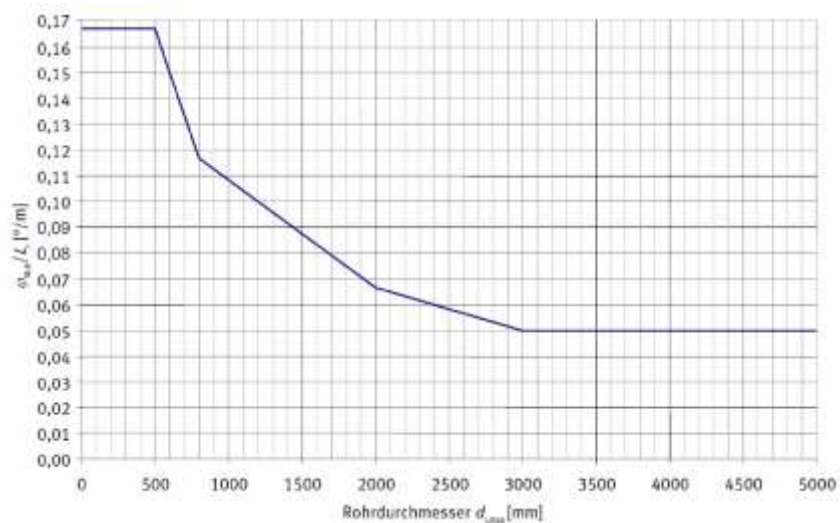
L’angolo di deviazione angolare complessivo viene ricavato tramite la seguente espressione:

$$\Phi_{ges} = \Phi_R + \Psi (\Phi_{st} + \Phi_{\Delta a,cat})$$

dove:

- $\Phi_R = \arctan (L_R/R_{plan})$  deviazione angolare dovuta al raggio di curvatura (per tracciati rettilinei e “Closed Joint” è pari a 0)
- $\Psi$  = coefficiente di combinazione

- $\Phi_{st} = [1 - (100/R_{plan})] \Phi_{str}$  deviazione angolare determinata
- $\Phi_{str} = (\Phi_{st,0} / L_R) L_R + 0.0625$  deviazione angolare determinata rettilinea
- $(\Phi_{st,0} / L_R) =$  deviazione angolare determinata base (si veda grafico sottostante)
- $\Phi_{\Delta a,cat} = \arctan (\Delta a_{,cat}/d_{e,min})$  deviazione angolare dovuta alla deviazione dalla rettangolarità
- $\Phi_{\Delta a,cat} =$  massima deviazione dal parallelismo delle facce (si veda tabella 23 DWA-A 161)
- $d_{e,min} =$  diametro minimo esterno tubazione



**Figura 5.21 – Deviazione angolare base**

Nel caso di “Open Joint” la spinta massima ammissibile diminuisce in funzione di  $z_k/d_{e,min}$ . Quindi, nel caso di elevate correzioni di guida, si hanno bassi valori di  $z/d_e$ , elevate deviazioni angolari e ridotte spinte massime ammissibili.

Elevate eccentricità del carico di spinta possono essere dovute a stretti raggi di curvatura di progetto o a correzioni di guida indesiderate (possibili anche per tracciati rettilinei). Sarà cura dell’impresa specializzata di posa delle tubazioni determinare la

distanza tra le stazioni intermedie in funzione sia degli attriti che delle massime deviazioni angolari previste.

Quale deviazione angolare corrisponde alla situazione di giunto chiuso, o quale raggio di guida può essere considerato ammissibile, dipende essenzialmente dalla rigidità e dallo spessore dell’anello di ripartizione della spinta.

Conformemente a quanto richiesto nella nota al termine del punto B.4.2. della Norma UNI EN 1916:2004, il carico di spinta massimo applicato dall’apparecchiatura utilizzata in cantiere (si veda paragrafo successivo) dovrà essere inferiore a quello determinato ai paragrafi seguenti (come valore SLU), pari a quello massimo esercitabile sulla tubazione.

Le verifiche condotte hanno evidenziato la possibilità di spinta delle tubazioni anche con curvatura diversa da zero, fino al limite massimo imposto ai martinetti e alle sottostazioni intermedie e pari a 14MN.

A seguire un quadro sinottico riassuntivo, in cui si riporta:

- Lunghezza tratto;
- Forza totale di spinta del tratto;
- Forza massima impartibile dalle sottostazioni intermedie di spinta e sui martinetti nel pozzo di partenza;
- Lunghezza massima percorribile nel tratto;
- Resistenza assiale massima della tubazione per effetto della spinta impressa, secondo procedura DWA-A 161.

**Tabella 5.6 - Risultati principali analisi longitudinale tubazione per ciascuna tratta  
MT**

Tratte Microtunneling		Spinte Assiali Microtunneling				
<i>Da</i>	<i>A</i>	<i>Lunghezza</i> [m]	<i>F<sub>tot</sub></i> [MN]	<i>F<sub>max</sub></i> [MN]	<i>L<sub>max</sub></i> [m]	<i>R<sub>ax,tub</sub></i> [MN]
M1	NMP	128.8	20.50	14	66.50	> 14
M1	M2	253.63	29.34	14	81.62	> 14
M3	M2	343.74	36.16	14	82.13	> 14
M3	M4	450.19	60.76	14	74.67	> 14
M5	M4	649.42	76.31	14	73.73	> 14
M5	M6	649.42	28.27	14	73.73	> 14
		205.55	27.72	14	86.92	> 14
Salto 2	Salto 1	239.2	18.18	14	40.34	> 14
		324.28	42.96	14	80.06	> 14
Turano 3	Turano 1	250.91	16.51	14	63.44	> 14
		269.75	48.51	14	56.48	> 14

In allegato si riportano le verifiche effettuate secondo DWA-A 161.

## 5.6 Verifica al galleggiamento della tubazione in configurazione definitiva

Per le strutture previste in progetto, sono svolte le verifiche al galleggiamento delle opere in fase definitiva, nei confronti della quota di falda.

E' stato quindi verificato che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{ins,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze

( $R_d$ ), secondo quanto previsto dalla vigente normativa ( DM 17/01/2018 - par 6.2.4.2):

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

La verifica è condotta rispetto a due scenari di riferimento:

- Condotte vuote e livello di falda ordinario;
- Condotte vuote e livello di falda pari a quota esondazione per l’evento di piena con periodo di ritorno  $Tr=200$  anni.

**Tabella 5.7 - Verifica a galleggiamento delle tubazioni per ciascuna tratta MT lungo la Piana di San Vittorino**

TRATTE MICROTUNNELING		GEOMETRIA				VERIFICA S.L.U. IDRAULICA				
		$Q_{es}$ [mslm]	$Q_f$ [mslm]	$Q_{posa}$ [mslm]	$Q_{terreno}$ [mslm]	Esondazione		Esercizio		
$Da$	$A$						$G_{inst}$ [kN/m]	$G_{st}$ [kN/m]	$G_{inst}$ [kN/m]	$G_{st}$ [kN/m]
M1	NMP	414.40	406.17	393.74	408.57	77.75	343.88	77.75	408.68	
M1	M2	413.65	406.56	393.73	406.78	77.75	280.04	77.75	306.57	
M3	M2	411.74	407.00	393.60	407.00	77.75	309.14	77.75	309.14	
M3	M4	410.23	405.76	393.50	410.00	77.75	384.47	77.75	500.57	
M5	M4	409.31	404.11	393.30	407.00	77.75	297.59	77.75	394.46	
M5	M6	408.27	404.11	393.16	407.00	77.75	319.83	77.75	397.86	
		407.31	401.91	393.03	419.00	77.75	930.22	77.75	1076.00	

Le verifiche lungo la piana di San Vittorino risultano tutte soddisfatte.

Le stesse analisi sono state condotte per gli attraversamenti in subalveo delle valli del Salto e del Turano.



**Tabella 5.8 - Verifica a galleggiamento delle tubazioni per ciascuna tratta MT lungo le valli di Salto e Turano**

Tratte Microtunneling		Geometria				VERIFICA S.L.U. IDRAULICA			
<i>Da</i>	<i>A</i>	$Q_{es}$ [mslm]	$Q_f$ [mslm]	$Q_{posa}$ [mslm]	$Q_{terreno}$ [mslm]	Esondazione		Esercizio	
						$G_{inst}$ [kN/m]	$G_{st}$ [kN/m]	$G_{inst}$ [kN/m]	$G_{st}$ [kN/m]
Salto 1	Salto 2	399.67	392.97	387.84	397.11	77.75	208.78	77.75	320.56
Turano 1	Turano 3	398.50	389.72	385.57	393.26	77.75	170.38	77.75	265.96

Le verifiche lungo le valli del Salto e del Turano risultano tutte soddisfatte.

I tabulati di calcolo per ciascun tratto sono riportati in allegato.

## 5.7 Attraversamento Rio Peschiera

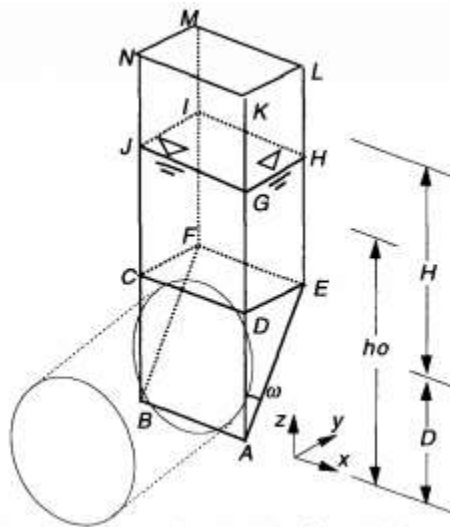
Le condotte posate con la tecnologia del microtunneling, nel tratto di spinta dal manufatto M1 al manufatto M2, attraversano il Rio Peschiera per un tratto di circa 40m con basse coperture, che nella sezione più critica raggiungono il valore minimo di circa 5m. Per questi motivi risulta necessario prevedere degli interventi di consolidamento al di sotto del letto del fiume, onde evitare cinematismi di collasso del fronte durante l’avanzamento. In particolare saranno previsti degli interventi di stabilizzazione che consistono nella realizzazione di colonne di jet grouting che garantiscano il miglioramento delle caratteristiche meccaniche locali del terreno e una conseguente riduzione delle permabilità dei terreni in sito. L’intervento sarà realizzato per fasi: si prevede una prima parzializzazione della sezione trasversale del Rio Peschiera (dall’argine lato manufatto M1) per mezzo di ture che contengano il flusso d’acqua e lo devino temporaneamente nella restante parte della sezione. In seguito effettuati i consolidamenti, da effettuare dall’alto (dalla quota di piano campagna) di questa prima porzione dell’alveo, si ripetono le stesse operazioni sull’argine lato M2, spostando la parzializzazione della sezione trasversale nei pressi dell’argine a sud e

rimuovendo la precedente, invertendo il flusso idraulico. Tale intervento complessivamente consentirà implicitamente anche di bloccare in maniera definitiva la tubazione rispetto al galleggiamento.

I consolidamenti saranno effettuati attraverso colonne consolidate di diametro  $\Phi 1000$  disposte a quinconce ad interasse 800mm, consentendo la sovrapposizione per garantire continuità al terreno trattato. Tali operazioni si rivelano necessarie al fine di evitare problemi di instabilità del fronte di scavo come detto, che sono possibili soprattutto nel caso di basse coperture e in concomitante presenza di forze di filtrazione per i tratti sotto falda. Le fasce di terreno trattato si svilupperanno su due fasce parallele di dimensioni in pianta pari a una lunghezza di 100m e larghezza 5m per ciascuna canna della tubazione. La profondità delle colonne è di 10m dal piano campagna.

#### *5.7.1 Analisi della stabilità del fronte di scavo per TBM sotto falda: metodo Anagnostou & Kovari*

Al fine di poter meglio caratterizzare le analisi di stabilità del fronte di scavo di gallerie sotto falda con avanzamento in TBM con pressione di stabilizzazione al fronte (slurry shield), si fa riferimento alle teorie sviluppate da [Anagnostou & Kovari, 1996]. Si considera un semplice modello di rottura tridimensionale del fronte scavo; il terreno è assunto omogeneo ed isotropo. La stabilità del fronte deriva da considerazioni derivanti dall’equilibrio limite di un corpo prismatico delimitato dalle superfici di rottura che connettono il fronte con il piano campagna.

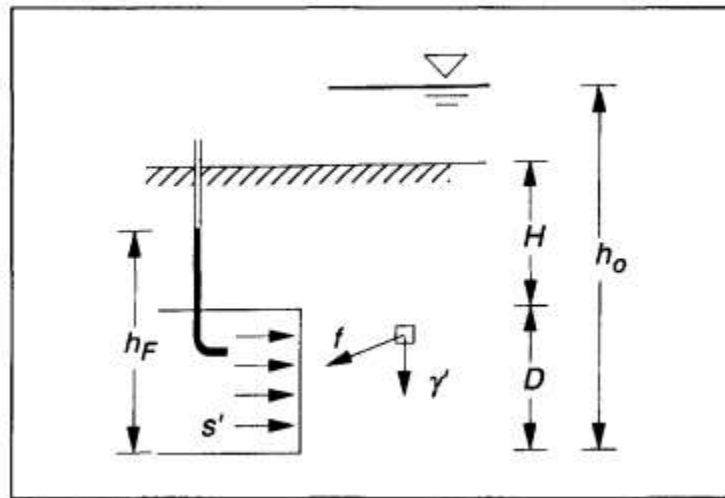


**Figura 5.22 - Meccanismo di rottura del fronte scavo**

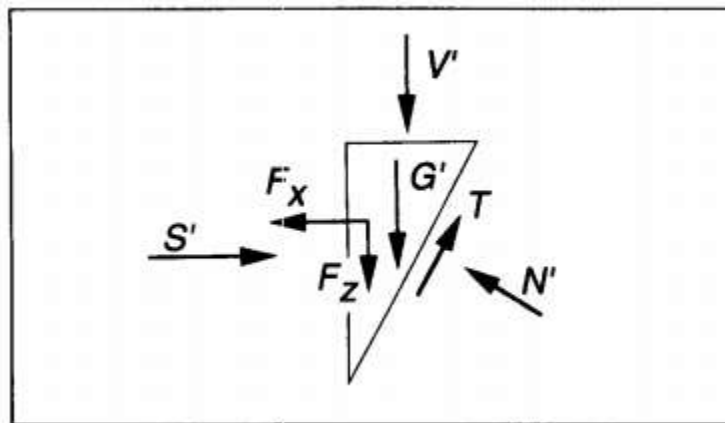
Come mostrato la sezione circolare di scavo è approssimata ad un quadrato della stessa area. Siccome le deformazioni del terreno e la subsidenza a piano campagna non sono tenute in conto nel modello, si ipotizza il terreno con un comportamento rigido-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Le resistenze limite lungo le bande di taglio dipendono dalle condizioni "drenate" o "non drenate" considerate nel calcolo: tali azioni dipendono dalle caratteristiche fisiche dei terreni e dal tasso di avanzamento dello scavo. In accordo con i risultati parametrici proposti da [Anagnostou 1993, 1195), le condizioni drenate sono garantite qualora la permeabilità media dei terreni attraversati siano superiori a  $10^{-7} \div 10^{-6}$  m/sec e il tasso di avanzamento allo scavo sia inferiore a  $0.1 \div 1$  m/hr. Ciò implica che in terreni prevalentemente sabbiosi, quali le alluvioni attraversate, possono essere considerate in progetto le condizioni drenate.

Le forze agenti sulla faccia della macchina sono:

- Il peso immerso  $G'$ ;
- La forza verticale  $V'$  che deriva dall’integrazione dello stato tensionale efficace alla base CDEF del parallelepipedo di terreno fino a p.c.;
- Le risultanti delle forze di filtrazione  $[F_x, F_y, F_z]$  (con  $F_y = 0$  per simmetria);
- La forza normale  $S'$ , risultante della pressione agente al fronte scavo;
- La forza normale  $N'$ , risultante delle tensioni efficaci ortogonali alla superficie di scorrimento inclinata;
- Due forze orizzontali risultanti dallo stato tensionale efficace normale alle superfici ADE e BCF sul prisma;
- La forza di taglio  $T$  inclinata lungo la superficie inclinata attivata dallo scorrimento reciproco dei blocchi (non sono considerate per ipotesi di modello le forze interne agenti sulle superfici a contatto DEFC).



**Figura 5.23 - Forze di filtrazione e pressione applicata al fronte  $s'$**



**Figura 5.24 - Forze agenti sul cuneo del fronte scavo**

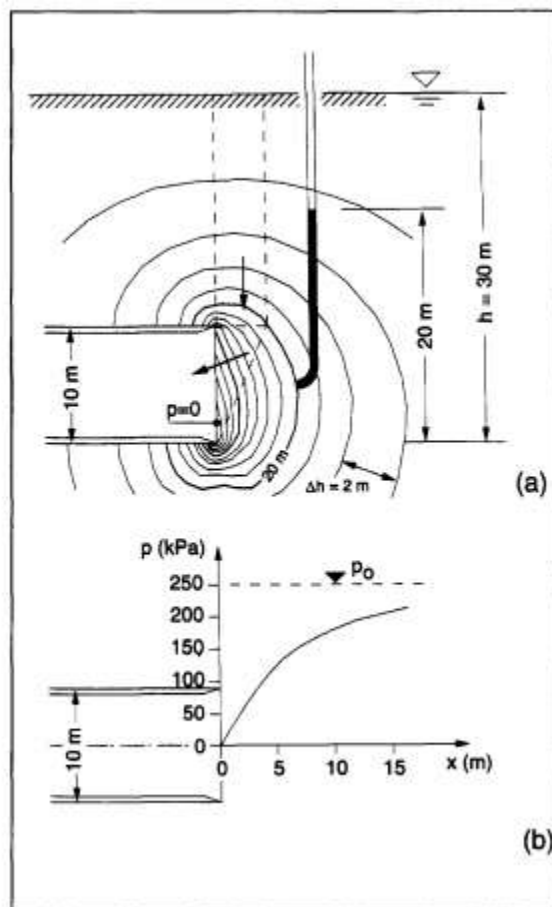
La forza verticale  $V'$  è computata applicando la teoria del silo formulata da Janssen, che tiene in conto delle forze di filtrazione. Le componenti "attrittive" delle risultanti delle forze di taglio dipendono direttamente dalle tensioni efficaci corrispondenti a tali

teoria. I valori delle forze di filtrazioni derivano da analisi tridimensionali FEM parametriche.

L’analisi di stabilità del fronte è sviluppata in 3 passaggi:

- Determinazione del campo di pressione idraulica tridimensionale per assegnata geometria (diametro di scavo, copertura) e condizioni al contorno (carico idraulico, carico nella camera di scavo);
- Calcolo delle forze agenti lungo il prisma per uno specifico meccanismo di collasso (per esempio per una data inclinazione della superficie obliqua). Lo step include una integrazione numerica delle forze di filtrazione;
- Calcolo della pressione necessaria al fronte in condizioni di equilibrio limite.

L’inclinazione critica della superficie di scorrimento è determinata per massimizzazione iterativa della pressione di supporto al fronte, facendo variare l’angolo di inclinazione della stessa (le forze di filtrazione devono necessariamente essere ricomputate ad ogni iterazione).



**Figura 5.25 - Risultati del calcolo di filtrazione in prossimità dello scavo e distribuzione della pressione interstiziale lungo l'asse**

Al netto di tutte le considerazioni si ottiene la seguente notazione che determina le condizioni di equilibrio limite:

$$s' = F_o \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$

Dove i coefficienti adimensionali  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  dipendono dall'angolo di resistenza al taglio, dal rapporto geometrico  $H/D$  (rapporto tra copertura e diametro), da  $(h_0-D)/D$  e dal rapporto tra peso secco e immerso del terreno. I parametri possono essere desunti dai grafici riportati.

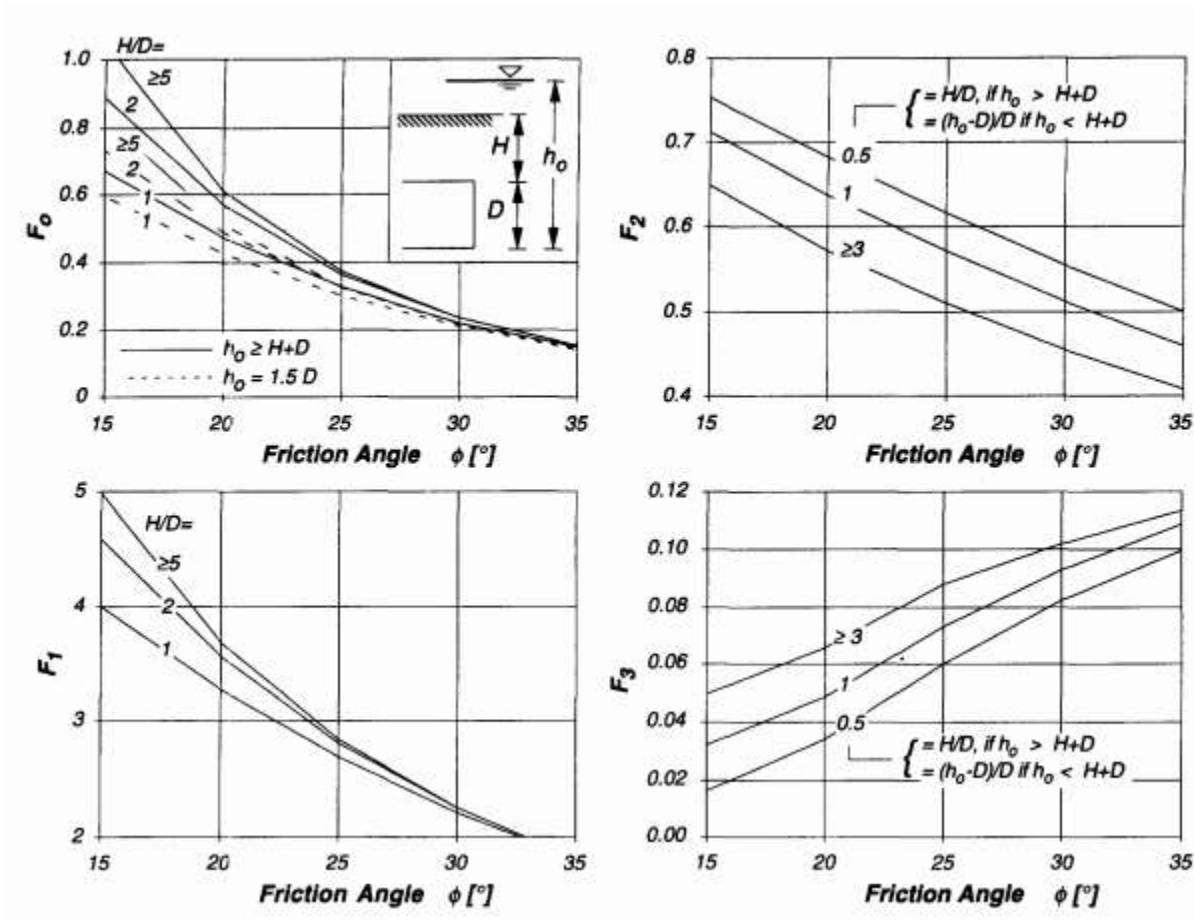


Figura 5.26 - Grafici per la determinazione dei coefficienti adimensionali  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$ .

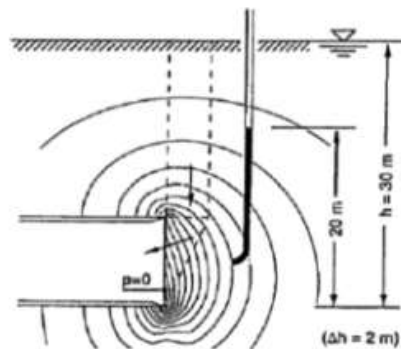
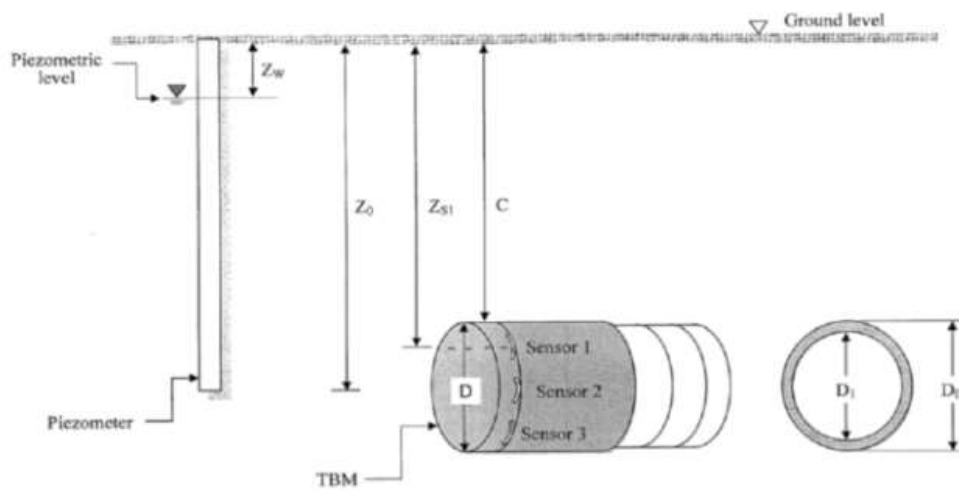
Si riporta un esempio del foglio di calcolo implementato.



**FASE DI DIAGNOSI - STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO**  
**METODO DI ANAGNOSTOU & KOVARI**

**DATI**

Si riportano i dati relativi alla geometria del problema



Stratigrafia al di sopra della calotta

$z_1 := 5.14\text{m}$	$\gamma_{n1} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_1 := 4\text{kPa}$	$\varphi'_1 := 27^\circ$
$z_2 := 0\text{m}$	$\gamma_{n2} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_2 := 0\text{kPa}$	$\varphi'_2 := 0^\circ$
$z_3 := 0\text{m}$	$\gamma_{n3} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_3 := 0\text{kPa}$	$\varphi'_3 := 0^\circ$
$z_4 := 0\text{m}$	$\gamma_{n4} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_4 := 0\text{kPa}$	$\varphi'_4 := 0^\circ$
$z_5 := 0\text{m}$	$\gamma_{n5} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_5 := 0\text{kPa}$	$\varphi'_5 := 0^\circ$

Stratigrafia scavata

$z_6 := 3.05\text{m}$	$\gamma_{n6} := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_6 := 0\text{kPa}$	$\varphi'_6 := 33^\circ$
$z_7 := 0\text{m}$	$\gamma_{n7} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	$c'_7 := 25\text{kPa}$	$\varphi'_7 := 30^\circ$

$$z_g := 0\text{m} \quad \gamma_{n8} := 17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad c'_g := 20\text{kPa} \quad \varphi'_g := 30^\circ$$

Caratteristiche fisico-geometriche del sistema

$$z := \begin{pmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \\ z_4 \\ z_5 \end{pmatrix} \quad \gamma_w := 9.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso specifico acqua}$$

$$\gamma_{SL} := 11.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{peso dell'unità di volume del fango}$$

$$D := 3.1\text{m} \quad \text{Diametro galleria}$$

$$C := \sum z = 5.14\text{m} \quad \text{Copertura}$$

$$Z_W := 0\text{m} \quad \text{Profondità della falda da p.c. (se assente porre } Z_W=C)$$

$$Z_{S1} := 6.66\text{m} \quad \text{Profondità tra la superficie (piano campagna) ed il sensore di pressione 1}$$

$$q_0 := 0\text{kPa} \quad \text{carico agente a piano campagna}$$

$$K_1 := 1$$

Caratteristiche dei prismi potenzialmente instabili

$$\gamma_p := \frac{\gamma_{n1} \cdot z_1 + \gamma_{n2} \cdot z_2 + \gamma_{n3} \cdot z_3 + \gamma_{n4} \cdot z_4 + \gamma_{n5} \cdot z_5}{z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5} = 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$c_p := \frac{c'_1 \cdot z_1 + c'_2 \cdot z_2 + c'_3 \cdot z_3 + c'_4 \cdot z_4 + c'_5 \cdot z_5}{z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5} = 4 \cdot \text{kPa}$$

$$\varphi_p := \frac{\varphi'_1 \cdot z_1 + \varphi'_2 \cdot z_2 + \varphi'_3 \cdot z_3 + \varphi'_4 \cdot z_4 + \varphi'_5 \cdot z_5}{z_1 + z_2 + z_3 + z_4 + z_5} = 27.^\circ$$

$$\gamma'_p := \gamma_p - \gamma_w = 9.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Caratteristiche fisico-meccaniche strati di scavo

$$\gamma_E := \frac{\gamma_{n6} \cdot z_6 + \gamma_{n7} \cdot z_7 + \gamma_{n8} \cdot z_8}{z_6 + z_7 + z_8} = 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$c_E := \frac{c'_6 \cdot z_6 + c'_7 \cdot z_7 + c'_8 \cdot z_8}{z_6 + z_7 + z_8} = 0 \cdot \text{kPa}$$

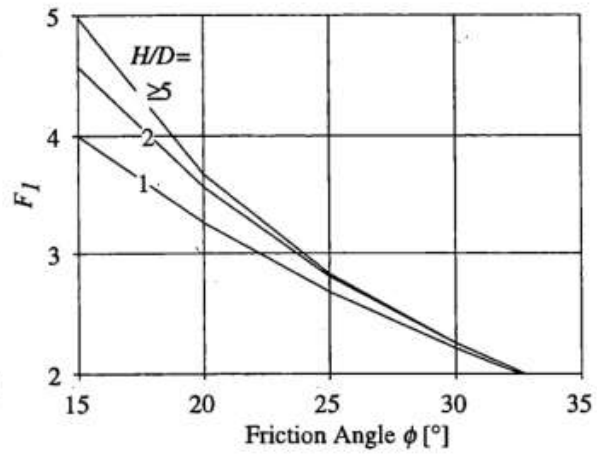
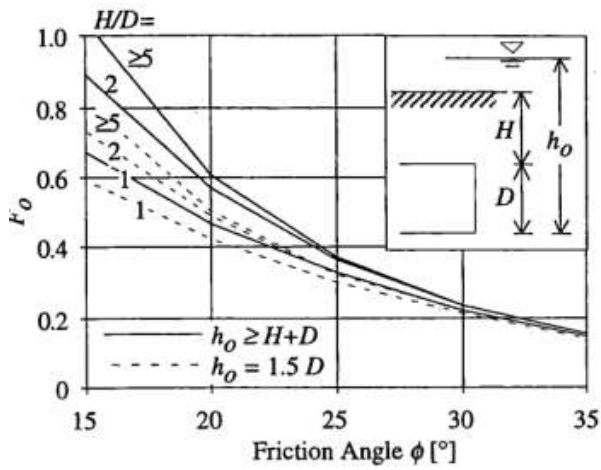
$$\varphi_E := \frac{\varphi'_6 \cdot z_6 + \varphi'_7 \cdot z_7 + \varphi'_8 \cdot z_8}{z_6 + z_7 + z_8} = 33.^\circ$$

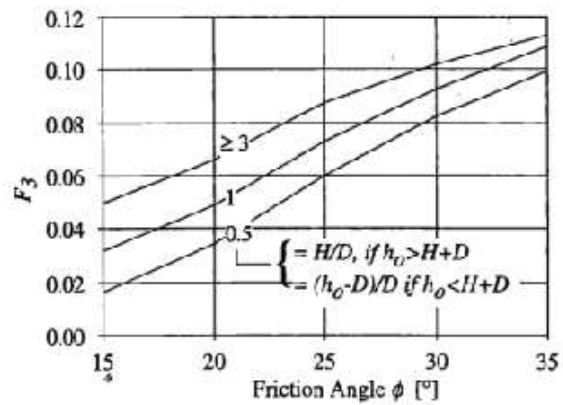
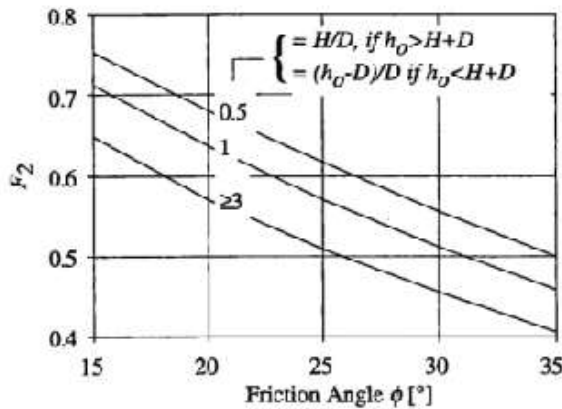
$$\gamma'_E := \gamma_E - \gamma_w = 9.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Valori medi

$$\gamma := \frac{\gamma_p \cdot C + \gamma_E \cdot D}{C + D} = 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma' := \gamma - \gamma_w = 9.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad c_w := \frac{c_p \cdot C + c_E \cdot D}{C + D} = 2.495 \cdot \text{kPa} \quad \varphi := \frac{\varphi_p \cdot C + \varphi_E \cdot D}{C + D} = 29.257^\circ$$

Determinazione dei fattori  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$   $\frac{C}{D} = 1.658$





$$F_0 := 0.35 \quad F_1 := 2.75 \quad F_2 := 0.55 \quad F_3 := 0.085$$

$\Delta h := 0$  Variazione di altezza piezometrica tra esterno e interno del tunnel ( $\Delta h=0$  nel caso di un tunnel a contropressione di fango utilizzando il modello della membrana)

$$q := 0$$

$v := 20 \text{ kPa}$  tolleranza del sensore di pressione (se non nota si può utilizzare  $20 \text{ kPa} = 0.2 \text{ bars}$ )

Calcolo della pressione target di fango sul contorno del tunnel

$$P_{St\_crown} := (C - Z_W) \cdot \gamma_w + F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c \cdot \frac{\Delta h}{D} + q + v = 73.492 \cdot \text{kPa}$$

La pressione da applicare dipende dalla posizione del sensore sulla TBM

La pressione da applicare dipende anche dalla distanza tra scavo e peso volumico del fango  $\gamma_{SL}$

$$P_{St\_S1} := P_{St\_crown} + (Z_{S1} - C) \cdot \gamma_{SL} = 90.972 \cdot \text{kPa}$$

Durante lo scavo, la pressione da applicare non può scendere oltre  $P_S$

$$P_S := P_{St\_S1} - v = 70.972 \cdot \text{kPa}$$

### 5.7.2 Risultati

Analogamente a quanto proposto per le gallerie, è stato condotto uno studio sul comportamento atteso dal fronte di scavo, applicando i metodi classici di analisi di stabilità in quanto la galleria può essere classificata come superficiale ( $D < 3H$ ). I riferimenti teorici di interesse per la trattazione adottata, sono riportati nei capitoli dedicati allo scavo delle gallerie con metodo tradizionale, cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Dall’analisi della risposta attesa dallo scavo, anche avvalendosi del metodo di Tamez & Cornejo [1985], risulta che il comportamento atteso è di classe C.

**Tabella 5.9 - Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati**

Unità geotecniche	ATTRAVERSAMENTO RIO PESCHIERA - SEZIONE 97 Km 0 + 585,26						
	$\gamma$ [kN/mc]	$\sigma_c$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$c'$ [MPa]	$\Phi$ [°]	GSI [-]	E [MPa]
<b>ALL PSV</b>	19	-	-	0.005	33	-	5

**Tabella 5.10 – Classe di comportamento del fronte scavo**

Sezioni	SCAVO MICROTUNNELING - ATTRAVERSAMENTO RIO PESCHIERA					
	Progressiva [km]	Quota terreno [m] s.l.m.	Copertura [m]	Sezione	Falda [m] s.l.m.	Classe comportamento
<b>97</b>	0 + 585,26	403.00	5.10	-	403.54	<b>C</b>

La pressione minima di contrasto da applicare al fronte di scavo al fine di evitare una instabilità, è calcolata avvalendosi dell’approccio di normativa A2+M2+R2 con R2=1. Con entrambe le teorie (Anagnostou e Kovari 1996, Tamez & Cornejo 1985) è stato valutato un valore minimo di pressione da applicare al fronte confrontabile e pari a circa

$$s' \geq 80 \text{ kPa}$$

Data la natura dei terreni e il regime di flusso idrodinamico agente nel letto del Rio Peschiera, non si è in grado di poter garantire una contropressione uniforme del fango nella camera di scavo durante l’attraversamento in subalveo. Per questo motivo, al fine di poter garantire che cinematismi di collasso al fronte non blocchino la macchina irrimediabilmente durante l’attraversamento, sono stati previsti i consolidamenti già descritti attraverso colonne di jet grouting, con l’ulteriore vantaggio di diminuire sostanzialmente la permeabilità per le zone trattate. Le caratteristiche minime del terreno consolidato, riferendosi alle indicazioni di [Croce et al., 2004] riportate nella seguente figura, riportano che per un jet grouting monofluido in sabbie fini con percentuali non trascurabili di trovanti e ghiaia, ci si può attendere delle proprietà minime di rigidità e resistenza cautelativamente almeno pari a:

$$E = 2500 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,jet} = 1 \text{ MPa}$$

I valori di resistenza a compressione monoassiale  $\sigma_{c,jet}$  attribuiti al materiale consolidato sono stati ricavati da dati sperimentali di letteratura per formazioni analoghe a quelle di interesse.



Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione $\sigma_c$ (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1.0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. ( $c_u < 50$ kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Tab. 5.1. – *Caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne consolidate (valori tipici)*

**Figura 5.27 - Valori tipici delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne di jet grouting [Croce-Flora-Modoni, 2004].**

Tale valore comporta un incremento di coesione apparente al terreno trattato che può essere stimato in almeno 250 kPa secondo la relazione:

$$\sigma_{c,jet} = \frac{2 \Delta c'_k \cos \varphi'_k}{1 - \sin \varphi'_k}$$

In allegato è riportato il foglio di calcolo relativo agli interventi di attraversamento del Rio Peschiera.

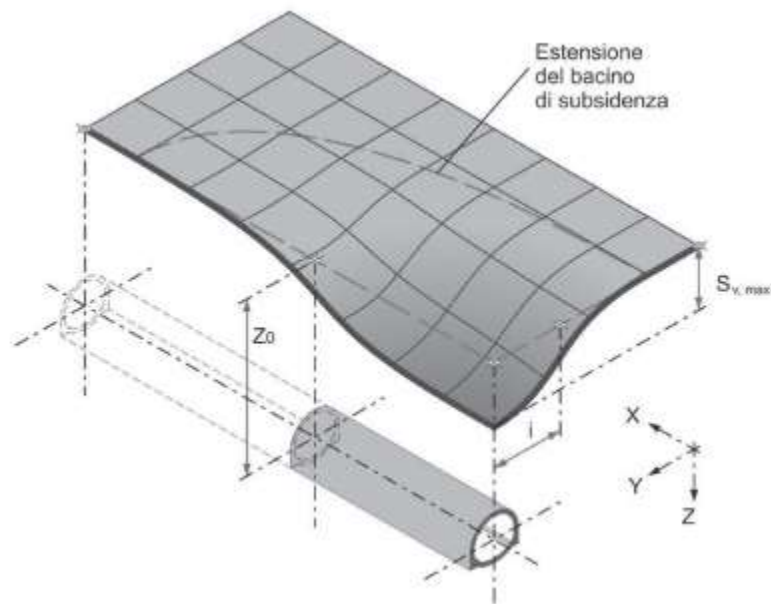
## **6 ANALISI DELLE SUBSIDENZE**

### **6.1 Cenni teorici**

#### *6.1.1 Spostamenti verticali*

La definizione del bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria si basa sullo studio condotto inizialmente da Peck [1969], basato sulle seguenti ipotesi:

- superficie “greenfield” ovvero orizzontale ed in assenza di edifici;
- terreno omogeneo ed isotropo;
- cedimento calcolato per una sezione distante dal fronte in condizione 2D ovvero con detensionamento completato fino al 100%;
- deformazioni del terreno a volume costante.



**Figura 6.1 - Bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria.**

Ne deriva che la distribuzione dei cedimenti verticali alla superficie in una sezione trasversale all'asse della galleria è di tipo gaussiano, con il massimo cedimento verticale  $S_{v,max}$  in asse galleria ed assume la seguente formulazione:

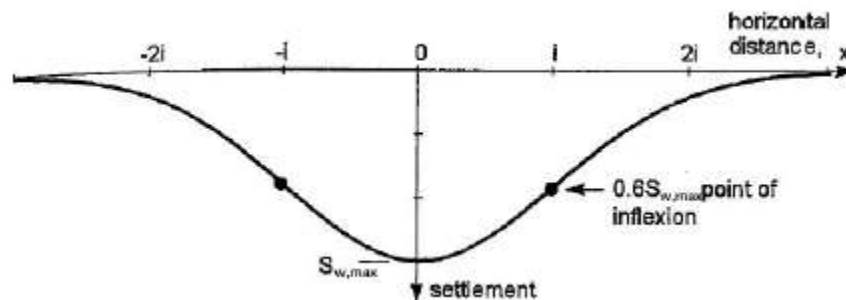
$$S_V(x) = S_{V,max} e^{\frac{-x^2}{2i^2}}$$

Dove:

- $S_V(x)$  è il cedimento di un generico punto al piano campagna posto a distanza  $x$  dall'asse della galleria;
- $S_{v,max}$  è lo spostamento verticale massimo che si verifica in corrispondenza dell'asse della galleria;
- $x$  è la distanza orizzontale dall'asse della galleria;

- $i$  è la deviazione standard della curva gaussiana, ossia la distanza tra l'asse della galleria e il punto di flesso della distribuzione gaussiana.

Il cedimento in corrispondenza del punto di flesso vale circa  $0,6S_{w,max}$  e risulta trascurabile per  $x=2,5 i$ .



**Figura 6.2 - Cedimenti in superficie di una sezione trasversale all'asse della galleria**

Il punto di flesso  $i$  rappresenta la separazione tra la porzione concava centrale del bacino detta di "sagging" dalle due laterali convesse dette di "hogging". La porzione centrale è caratterizzata da deformazioni essenzialmente di compressione, mentre quelle laterali da deformazioni di trazione.

Tale formulazione è stata scelta fra le numerose proposte presenti in letteratura sia analitiche sia semiempiriche [si veda per esempio Sagaseta e Oteo, 1974; Sagaseta, 1987; Verruijt-Booker, 1996] per la semplicità della formulazione, dipendente da due soli parametri, e dal buon accordo ai dati acquisiti dal monitoraggio di casi reali.

Al fine di prevedere le caratteristiche geometriche del bacino di subsidenza, sono state assunte le seguenti ipotesi:

- il volume del bacino di subsidenza è eguale alla perdita di volume durante lo scavo della galleria, ottenendo la seguente relazione:

$$S_{V,max} = \frac{V_p A_g}{\sqrt{2\pi} i}$$

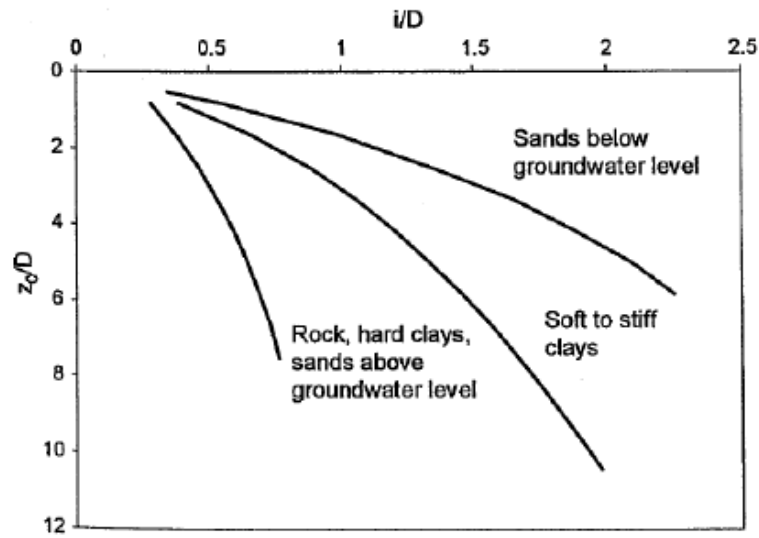
Dove  $V_p$  è la percentuale di perdita di volume durante lo scavo della galleria e  $A_g$  è l’area della sezione della galleria;

- la distanza del punto di inflessione dall’asse della galleria può essere stimata avvalendosi di varie formulazioni empiriche e semi-empiriche fornite da vari autori:
  - per [O’Reilly e New, 1982] varia linearmente con la profondità dell’asse della galleria  $z_0$ :

$$i = k z_0$$

In cui  $K=0,5$  per scavi in argilla e  $K=0,25$  in sabbia. La validità della formulazione è stata confermata da diversi autori tra cui [Rankine, 1988] che propone un intervallo di variabilità del parametro  $K$  per argille tra 0,4 e 0,6, con valor medio  $K=0,5$ , e per sabbie tra 0,25 e 0,45, con valor medio  $K=0,35$ . I dati in sabbia si riferiscono a gallerie superficiali con  $z_0 \cong 6-10$ m. [Mair e Taylor, 1997] propongono valori di  $K$  compresi 0,2 e 0,45 per sabbie e ghiaie, tra 0,4 e 0,6 per argille consistenti e tra 0,6 e 0,75 per argille tenere.

- [Peck, 1969] suggerisce una correlazione con la profondità dell’asse della galleria  $z_0$ , in forma adimensionale rispetto al diametro della galleria  $D$ , proponendo relazioni diverse in base al tipo di terreno.



**Figura 6.3 - Relazione tra il parametro di deviazione standard  $i$  e la profondità della galleria  $z_0$  per diversi tipi di terreno [Peck, 1969]**

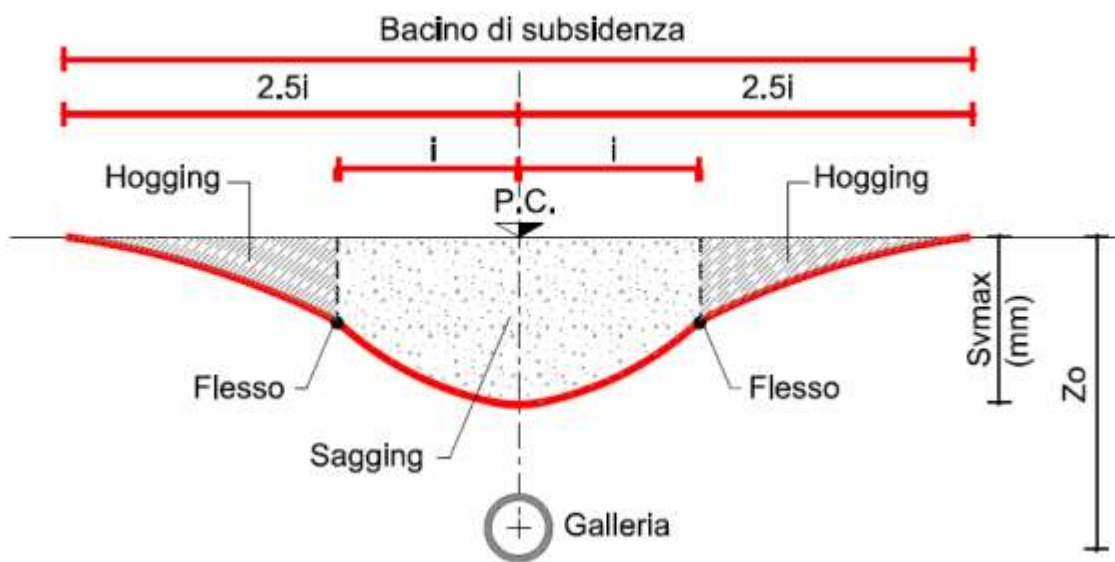
La relazione che ben interpola le curve in figura è stata proposta successivamente da [Schmidt, 1974] ed è la seguente:

$$\frac{2i}{D} = \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0.8+1}$$

I soli parametri da stimare per definire la curva di subsidenza sono pertanto rappresentati da  $V_p$ , che dipende sia dalle caratteristiche geotecniche del terreno attraversato, sia dal metodo di scavo, e  $k$ , parametro che dipende principalmente dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Si osservi che, sulla base di tale formulazione, si può affermare che per  $y > 3i$  il rapporto  $s/s_{max}$  risulta trascurabile (inferiore all'1%); pertanto, si può convenzionalmente assumere quale ampiezza del bacino di subsidenza una fascia di larghezza pari a  $6i$  ( $3i$  per lato rispetto all'asse galleria). La maggior parte del

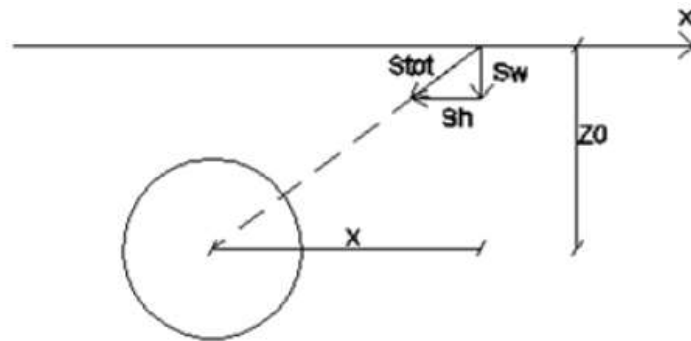
cedimento (95% di  $S_{v,max}$ ) si sviluppa peraltro all'interno di una fascia di ampiezza  $5i$  ( $2.5i$  per lato rispetto all'asse galleria) [Mair & Taylor, 1997].



**Figura 6.4 - Bacino di subsidenza bidimensionale**

### 6.1.2 Spostamenti orizzontali

Dai risultati di numerose prove in centrifuga, [Attewell, 1978] e [O'Reilly e New, 1982] propongono per gallerie scavate in argilla che in un piano trasversale all'asse della galleria, per ciascun punto al piano campagna, il vettore degli spostamenti sia diretto verso il centro della galleria, assunto il parametro  $K$  costante con la profondità.



**Figura 6.5 - Direzione del vettore spostamento**

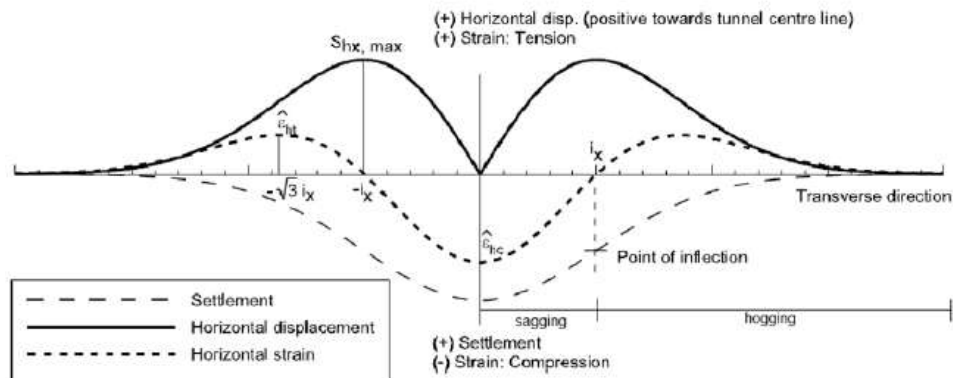
Detti:

- $S_{tot}$  il vettore spostamento;
- $S_v$  la componente verticale del vettore spostamento;
- $S_h$  la componente orizzontale del vettore spostamento;

dall'ipotesi che lo spostamento totale di un generico punto al piano campagna sia diretto lungo la congiungente col centro della galleria, ricorrendo ad una semplice proporzione ( $S_v/z_0=S_h/x$ ), si ricava la componente orizzontale dello spostamento in direzione trasversale all'asse della galleria:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} S_v(x)$$





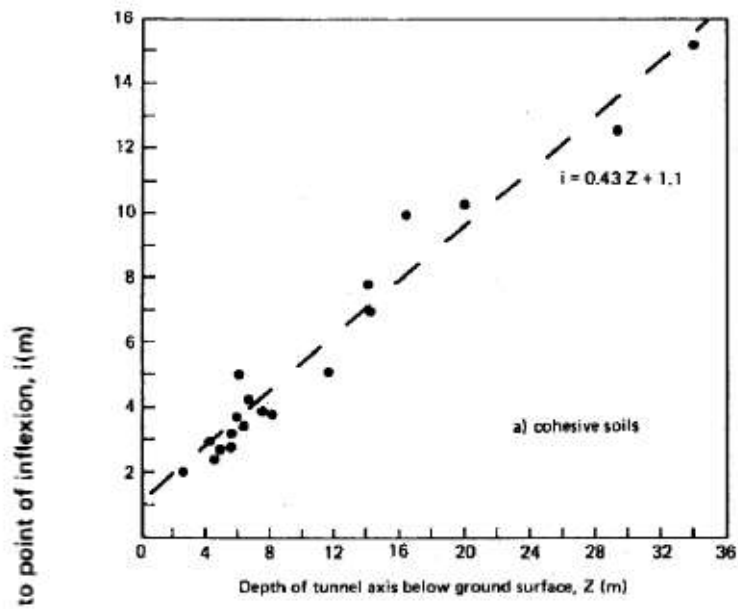
**Figura 6.6 - Andamento degli spostamenti e delle deformazioni orizzontali in superficie in direzione trasversale alla galleria [Burland, 1997]**

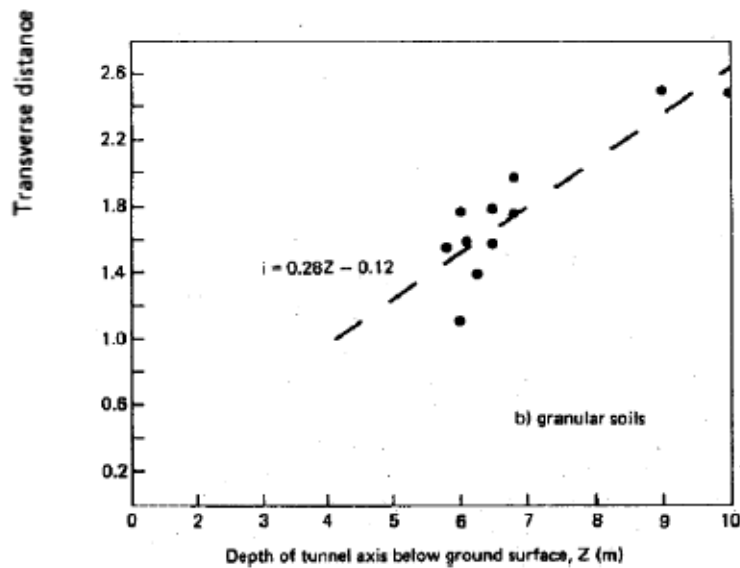
### 6.1.3 Movimenti in profondità

Anche i cedimenti in profondità, al di sopra dell'asse della galleria, seguono l'andamento di una distribuzione di probabilità gaussiana con asse di simmetria nel centro dello scavo, per la quale però la deviazione standard vale  $i=i_z$  (il pedice -z indica che la gaussiana si riferisce agli spostamenti in profondità). Analisi di regressione lineare sono state condotte sulla base di scavi di gallerie in diversi terreni (21 casi di terreni coesivi e 16 di terreni granulari) da [O'Reilly e New, 1982] ed hanno portato ad individuare una dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana  $i_z$ :

$$i_z = 0,43 z_0 + 1,1 \text{ per terreni coesivi}$$

$i_z = 0,28 z_0 + 0,12$  per terreni granulari



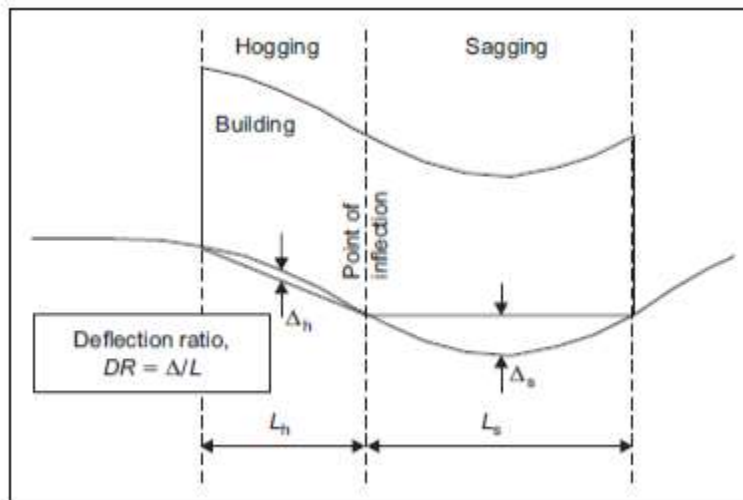


**Figura 6.7 -Dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana  $i=i_z$  [O’Reilly & New, 1982]**

#### 6.1.4 Valutazione della classe di danno degli edifici

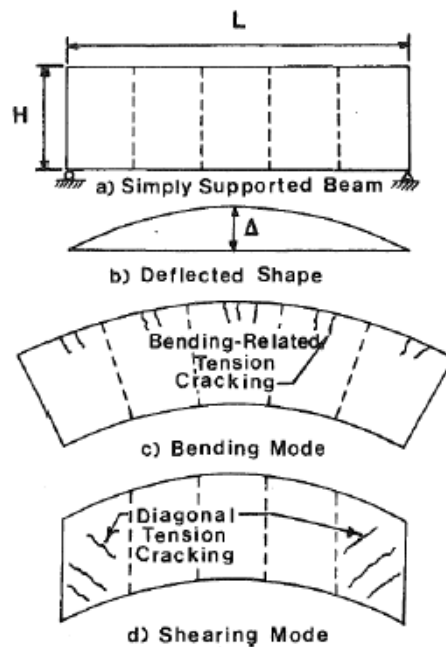
Il metodo risulta essere conservativo in quanto fa riferimento ai cedimenti “greenfield” ovvero si trascura la riduzione degli spostamenti del terreno e quindi delle deformazioni associate dell’edificio a causa della rigidità degli edifici stessi.

Ne deriva che si assume che gli edifici si adeguino alla deformata del terreno in condizioni “greenfield”, come schematizzato in figura.



**Figura 6.8 - Definizione del rapporto di inflessione**

I fabbricati sono schematizzati come semplici travi elastiche alla Timoshenko prive di peso, di profondità unitaria, altezza H e lunghezza L (che rappresentano le dimensioni totali dell'edificio), con comportamento elastico-lineare e isotropo, caratterizzate da un punto di vista geometrico dalla loro altezza ed estensione nel bacino di subsidenza lungo una sezione trasversale all’asse della galleria.



**Figura 6.9 - Modello trave equivalente [Boscarding e Cording, 1989]**

Un edificio viene suddiviso nelle sue parti ricadenti all’interno della zona di “sagging” e di “hogging” del bacino di subsidenza, che vengono analizzate in modo indipendente.

Ciascuna porzione di edificio è quindi schematizzata come una trave di lunghezza  $L$  che si deforma nel punto centrale per la massima inflessione del terreno  $\Delta$ . Il rapporto  $\Delta/L$  è noto come rapporto di inflessione e viene utilizzato per calcolare le deformazioni flessionali  $\epsilon_b$  e di taglio  $\epsilon_d$  degli edifici in funzione delle caratteristiche geometriche e di rigidità degli stessi.

La deformazione flessionali  $\epsilon_b$  è data da:

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{\frac{1}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \frac{G}{E}}$$

mentre la deformazione di taglio  $\varepsilon_d$  è data da

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{1 + \frac{HL^2}{18I} \frac{G}{E}}$$

- $\Delta/L$ : rapporto di inflessione;
- L: estensione edificio area "sagging"/"hogging";
- H: altezza edificio;
- I: inerzia edificio;
- E: modulo elastico edificio;
- G: modulo di taglio edificio.

Il rapporto E/G vale 2.6 per edifici in muratura e 12.5 per edifici in cemento armato.

Le suddette deformazioni sono associate agli spostamenti verticali del terreno, pertanto è necessario definire anche le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali del terreno.

È quindi definito un valore medio della deformazione orizzontale, per ciascuna porzione in cui è stato suddiviso l’edificio, pari a

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L_t}$$

Infine, si combinano le deformazioni  $\varepsilon_b$  e  $\varepsilon_d$  con  $\bar{\varepsilon}_h$  al fine di ottenere le deformazioni totali, derivanti sia dai cedimenti verticali che da quelli orizzontali, nel seguente modo

$$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_h + \varepsilon_b \quad \text{deformazione totale flessionale}$$

$$\varepsilon_{dt} = \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h + \left[ \left( \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h \right)^2 + \varepsilon_d^2 \right] \quad \text{deformazione totale di taglio}$$

L’analisi prevede quindi di definire la classe di danno in funzione del massimo valore tra  $\varepsilon_{bt}$  e  $\varepsilon_{dt}$  che è chiamato  $\varepsilon_{lim}$ .

La distribuzione delle deformazioni nel bacino di subsidenza è la seguente: la zona di sagging è caratterizzata da deformazioni di compressione e di trazione, la zona di hogging invece presenta solo deformazioni di trazione, che generalmente risultano essere superiori a quelle della zona di sagging, definendo la zona di hogging come la più critica in rapporto ai danni prodotti agli edifici.

Queste considerazioni sono dovute al fatto che le deformazioni indotte dagli spostamenti verticali risultano essere di compressione e di trazione per la zona di sagging e solo di trazione per la zona di hogging, mentre le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali sono solo di trazione per entrambi i settori.

Ne deriva che componendo le due aliquote si ha che le deformazioni di trazione sono superiori nella zona di hogging rispetto a quella di sagging.

Una volta stabilito il valore  $\varepsilon_{lim}$  è possibile definire la classe di danno degli edifici.

È importante sottolineare che la classe di danno in realtà è una categoria di rischio ovvero rappresenta un possibile livello di danno in quanto quello reale sarà certamente inferiore a causa della rigidità degli edifici, che riduce gli spostamenti orizzontali del terreno, diminuendo così le deformazioni indotte alle strutture.

Le categorie di rischio sono cinque e sono state definite non in funzione dell’apertura delle fessure quanto in rapporto alla facilità ed all’entità dei lavori necessari per un loro recupero.

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	$\varepsilon_{lim}$ (%)
0	trascurabile	0 ÷ 0.05
1	molto leggero	0.05 ÷ 0.075
2	leggero	0.075 ÷ 0.15
3	moderato	0.15 ÷ 0.3
4 - 5	da grave a molto grave	> 0.3



Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	Descrizione del danno
0	trascurabile	Fessure "capello d'angelo" di apertura dell'ordine di un decimo di millimetro.
1	molto leggero	Sottili fessure facilmente nascondibili con lavori di rifinitura. Danni generalmente ristretti alle finiture dei tramezzi. Fessure ampie fino ad 1 mm, visibili nei blocchi delle murature esterne ad attento esame ravvicinato.
2	leggero	Fessure facilmente riempibili. Probabile richiesta re – intonacatura o verniciatura, o rivestimento di piastrelle ex – novo. Le fessure sono visibili anche nelle pareti esterne, potendo essere anche necessario riempirne qualcuna per mantenere la protezione dagli agenti atmosferici. Porte e finestre possono leggermente incastrarsi. Lo spessore delle fessure può arrivare a 5 mm.
3	moderato	Le fessurazioni richiedono l'intervento di un muratore, per rattoppare le brecce create. Una parte di fessure possono essere riempite con malta, in alcuni casi occorre sostituire alcuni elementi della muratura. Porte e finestre si incastrano, si possono avere rotture delle tubature di servizio e spesso viene indebolita la tenuta atmosferica. Valori delle fessure da 5 a 15 mm, o un numero maggiore di ampiezza minore ( $\approx 3$ mm).
4	grave	Intere sezioni di muratura deve essere demolita e sostituita, con lavori estesi specialmente a porte e finestre. Si fa sentire l'inclinazione del pavimento, stipiti ed architravi di porte e finestre sono visibilmente (con differenze di pendenza maggiori di 1/100) distorti; si notano anche inclinazione e rigonfiamenti delle pareti, perdite di carico delle travi. Tubazioni distrutte. L'ampiezza delle fessure giunge a 15 ÷ 25 mm, dipendendo dalla frequenza.
5	molto grave	A questo livello occorrono parziali o totali ricostruzioni del fabbricato. Le travi non portano più il loro carico, l'inclinazione delle pareti è tale da rendere necessario il puntellamento, le finestre si rompono con la distorsione: c'è pericolo di instabilità. La distribuzione delle fessure può portare ad ampiezze delle stesse superiori a 25 mm.

**Figura 6.10 - Categoria di rischio danno [Burland 1977, Boscardin M.D., Cording E.J. 1989]**

In particolare, le categorie comprese tra 0 e 2 sono associate a danni estetici facilmente riparabili, mentre le categorie 3 e 4 indicano danni strutturali con ingenti lavori di risanamento. La classe 5 rappresenta lesioni strutturali profonde con

problemi di stabilità degli edifici, che necessitano la parziale o totale ricostruzione degli stessi.

Ne deriva che è di particolare importanza il passaggio dalla categoria 2 alla 3, infatti i danni associati alle categorie dalla 0 alla 2 sono presenti in molti edifici a causa di fenomeni di ritiro, effetti termici, normali cedimenti del terreno, pertanto sono considerati come accettabili. Se l’analisi che non considera l’interazione terreno – struttura indica una categoria di danno compresa tra 0 – 2 allora si considera che gli edifici non subiranno danni a causa delle assunzioni conservative del metodo.

Invece nel caso in cui l’analisi definisca una classe di danno pari o superiore a 3, si dovrà procedere a considerare l’interazione terreno – struttura. In questo caso se la classe di danno, sarà al massimo pari a 2 si terminerà l’analisi, mentre se risulterà essere ancora pari o superiore a 3 si dovranno applicare delle misure di prevenzione a protezione degli edifici.

I risultati della suddetta analisi possono essere verificati tramite il confronto con grafici semplificati, proposti da Burland (1995), che definiscono la classe di danno in funzione dei valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  e del valore medio della deformazione orizzontale  $\bar{\epsilon}_h$ . Tali diagrammi, validi solo per il settore di hogging della gaussiana, sono stati specificati in funzione di diversi valori del rapporto  $L/H$  con  $L$  lunghezza dell’edificio e  $H$  altezza dell’edificio.

La Figura seguente riporta un esempio di grafico per il rapporto  $L/H$  pari a 1.

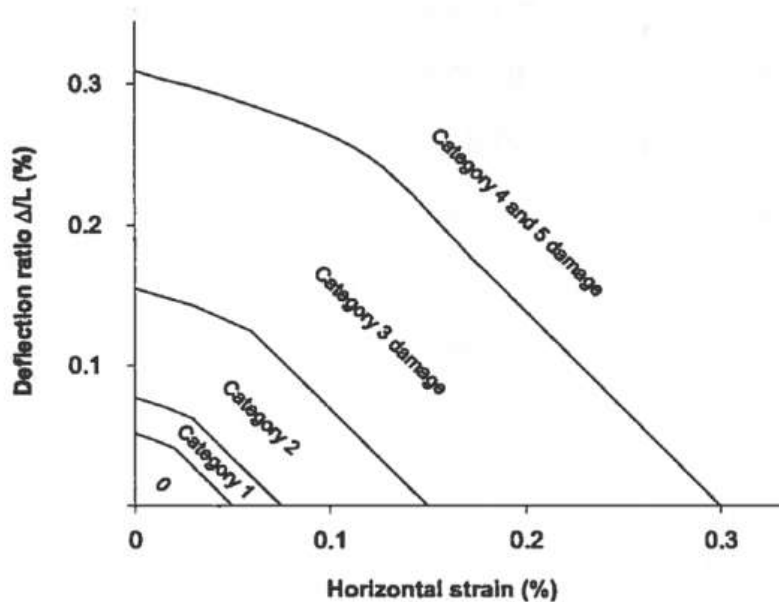


Figura 6.11 - Categoria di rischio danno con grafici semplificati [Burland, 1995]

## 6.2 Piana di San Vittorino

Di seguito è riportato un quando sinottico dei risultati per la tratta di Acquedotto posta lungo la piana di San Vittorino.

MICROTUNNELING PIANA DI SAN VITTORINO - ANALISI DELLE INTERFERENZE									
Interferenza	Progressiva [km]	Tipo di Costruzione	$E_{200}/G_{0.05}$ [-]	Destinazione d'uso	Altezza $H_{tot}$ [m]	Quota fondazione [m] da p.c.	Larghezza B [m]	Eccentricità $e_r$ [m] da asse	Copertura MT [m] da p.c.
<b>1A</b>	0 + 106,73	Cls Armato	12.5	Abitazione	6.00	-1.50	12.00	4.75	8.80
<b>1B</b>	0 + 111,71	Muratura	2.6	Agricolo	3.00	-1.50	7.80	2.75	8.80
<b>2A</b>	0 + 222,38	Cls Armato	12.5	Industriale	3.00	-1.50	11.50	5.00	8.95
<b>3A</b>	0 + 475,59	Muratura	2.6	Abitazione	3.00	-1.50	7.30	2.30	8.20
<b>4A</b>	0 + 596,80	Muratura	2.6	Abitazione	3.00	-1.50	6.70	0.00	8.00
<b>5A</b>	0 + 898,72	Cls Armato	12.5	Abitazione	3.00	-1.50	5.70	3.50	9.70
<b>5B</b>	0 + 911,10	Cls Armato	12.5	Abitazione	3.00	-1.50	3.75	7.60	9.70
<b>6A</b>	2 + 051,94	Muratura	2.6	Agricolo	3.00	-1.50	6.60	4.60	8.85

In maniera sintetica si riportano le interferenze individuate ai fini di una corretta contestualizzazione.



**Figura 6-12 -Interferenza 1A Piana San Vittorino**



**Figura 6-13 -Interferenza 1B Piana San Vittorino**





**Figura 6-14 -Interferenza 2A Piana San Vittorino**



**Figura 6-15 -Interferenza 3A Piana San Vittorino**





**Figura 6-16 -Interferenza 4A Piana San Vittorino**



**Figura 17-6 -Interferenza 5A Piana San Vittorino**



**Figura 6-18 -Interferenza 5B Piana San Vittorino**



**Figura 6-19 -Interferenza 6B Piana San Vittorino**

In funzione dei parametri di input, riportati per ciascuna interferenza e della parametrizzazione di questi, al fine della determinazione di diversi possibili scenari, si perviene alle seguenti classi di danno.

<i>Interferenza</i>	<b>MICROTUNNELING PIANA DI SAN VITTORINO - ANALISI DELLE INTERFERENZE</b>				
	<i>Volume perso V [%]</i>	<i>k [-]</i>	<i>W<sub>max</sub> [mm]</i>	<i>Tipologia di danno atteso</i>	<i>Classe di danno</i>
<b>1A</b>	0.5	0.25	5.5	Trascurabile	0
		0.35	4.3	Trascurabile	0
	1.5	0.25	16.4	Leggero	2
		0.35	13.0	Molto Leggero	1
<b>1B</b>	0.5	0.25	6.4	Trascurabile	0
		0.35	5.0	Trascurabile	0
	1.5	0.25	19.2	Leggero	2
		0.35	15.1	Leggero	2
<b>2A</b>	0.5	0.25	5.0	Trascurabile	0
		0.35	4.1	Trascurabile	0
	1.5	0.25	15.1	Leggero	2
		0.35	12.4	Leggero	2
<b>3A</b>	0.5	0.25	6.9	Molto Leggero	1
		0.35	5.2	Trascurabile	0
	1.5	0.25	20.7	Moderato	3
		0.35	15.6	Leggero	2
<b>4A</b>	0.5	0.25	7.1	Molto Leggero	1
		0.35	5.3	Trascurabile	0
	1.5	0.25	21.2	Moderato	3
		0.35	15.9	Leggero	2
<b>5A</b>	0.5	0.25	5.9	Trascurabile	0
		0.35	4.6	Trascurabile	0
	1.5	0.25	17.7	Leggero	2
		0.35	13.9	Molto Leggero	1
<b>5B</b>	0.5	0.25	1.4	Trascurabile	0
		0.35	2.0	Trascurabile	0
	1.5	0.25	4.2	Leggero	2
		0.35	6.1	Molto Leggero	1
<b>6A</b>	0.5	0.25	5.6	Trascurabile	0
		0.35	4.4	Trascurabile	0
	1.5	0.25	16.9	Leggero	2
		0.35	13.3	Leggero	2

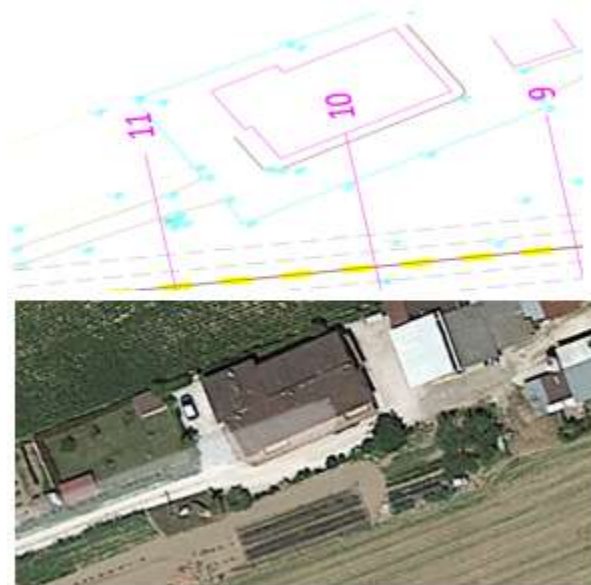
**Figura 6-20 -Interferenze censite e classi di danno indotte sulle preesistenze  
interferenti lungo la piana di San Vittorino**

## 6.3 Valle del Salto

Di seguito è riportato un quando sinottico dei risultati per la tratta di Acquedotto posta lungo la valle del Salto.

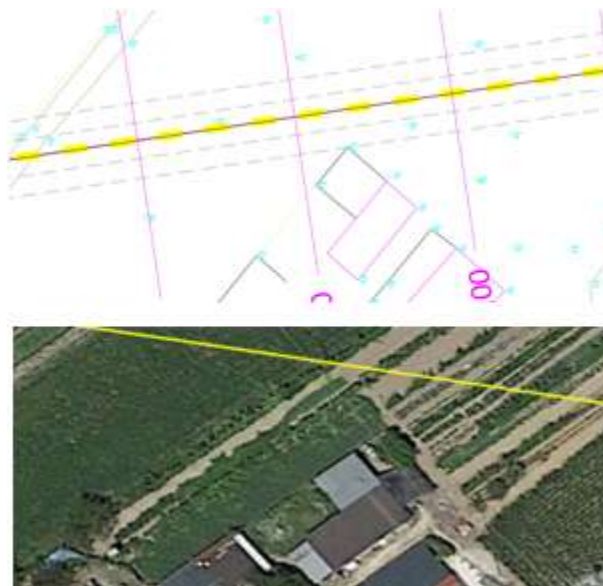
MICROTUNNELING VALLE DEL SALTO - ANALISI DELLE INTERFERENZE									
Interferenza	Progressiva [km]	Tipo di Costruzione	$E_{c28}/\sigma_{c28}$ [-]	Destinazione d'uso	Altezza $H_{tot}$ [m]	Quota fondazione [m] da p.c.	Larghezza B [m]	Eccentricità $e_f$ [m] da asse	Copertura MT [m] da p.c.
1A	0 + 140.00	Cis Armato	12.5	Abitazione	3.00	-1.50	12.50	17.50	9.20
2A	0 + 290.00	Muratura	2.6	Agricolo	3.00	-1.50	12.00	5.00	7.75
SR 578	0 + 430.00	Srada	-	Pubblico	-	0.00	-	-	7.70

In maniera sintetica si riportano le interferenze individuate ai fini di una corretta contestualizzazione.

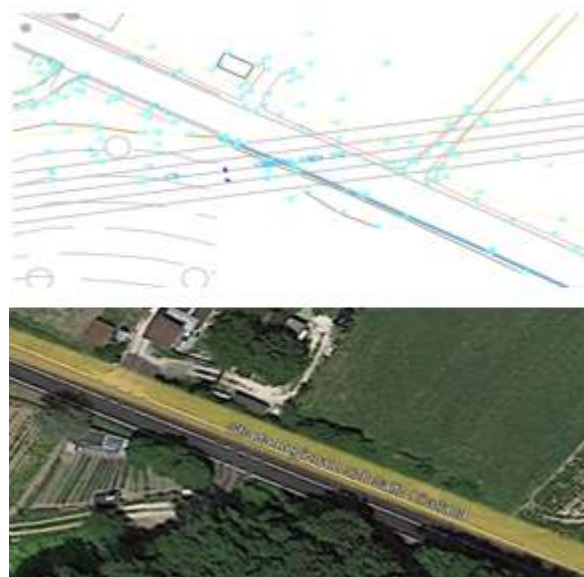


**Figura 6-21 -Interferenza 1A Valle del Salto**





**Figura 6-22 -Interferenza 2A Valle del Salto**



**Figura 6-23 -Interferenza Strada Valle del Salto**

In funzione dei parametri di input, riportati per ciascuna interferenza e della parametrizzazione di questi, al fine della determinazione di diversi possibili scenari, si perviene alle seguenti classi di danno.

<i>Interferenza</i>	<b>MICROTUNNELING VALLE DEL SALTO - ANALISI DELLE INTERFERENZE</b>				
	<i>Volume perso <math>V_L</math></i> [%]	<i>k</i> [-]	<i>W<sub>max</sub></i> [mm]	<i>Tipologia di danno atteso</i>	<i>Classe di danno</i>
<b>1A</b>	0.5	0.25	0.0	Trascurabile	0
		0.35	0.0	Trascurabile	0
	1.5	0.25	0.0	Trascurabile	0
		0.35	0.0	Trascurabile	0
<b>2A</b>	0.5	0.25	5.1	Molto Leggero	1
		0.35	5.7	Leggero	2
	1.5	0.25	15.3	Moderato	3
		0.35	17.1	Moderato	3
<b>SR 578</b>	0.5	0.25	7.3	Trascurabile	0
		0.35	5.4	Trascurabile	0
	1.5	0.25	21.8	Trascurabile	0
		0.35	16.3	Trascurabile	0

**Figura 6-24 -Interferenze censite e classi di danno indotte sulle preesistenze interferenti lungo la Valle del Salto**

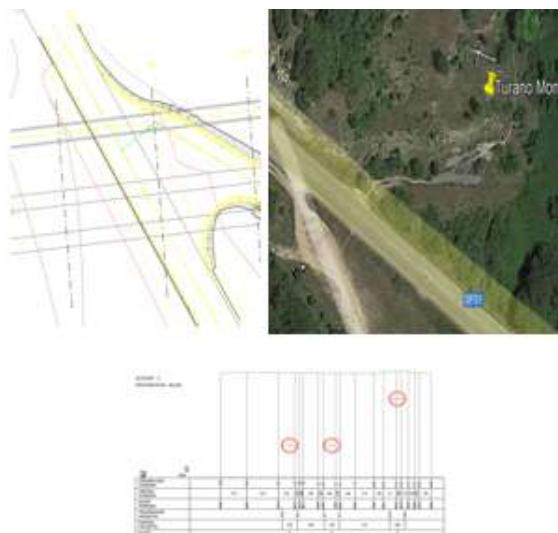


## 6.4 Valle del Turano

Di seguito è riportato un quando sinottico dei risultati per la tratta di Acquedotto posta lungo la valle del Salto.

MICROTUNNELING VALLE DEL TURANO - ANALISI DELLE INTERFERENZE									
Interferenza	Progressiva [km]	Tipo di Costruzione	$E_{110}/G_{110}$ [-]	Destinazione d'uso	Altezza $H_{tot}$ [m]	Quota fondazione [m] da p.c.	Larghezza B [m]	Eccentricità $e_1$ [m] da asse	Copertura MT [m] da p.c.
SR 578	0 + 452.21	Strada	-	Pubblico	-	0.00	-	-	5.50

In maniera sintetica si riportano le interferenze individuate ai fini di una corretta contestualizzazione.



**Figura 6-25 -Interferenza Strada Valle del Turano**

In funzione dei parametri di input, riportati per ciascuna interferenza e della parametrizzazione di questi, al fine della determinazione di diversi possibili scenari, si perviene alle seguenti classi di danno.

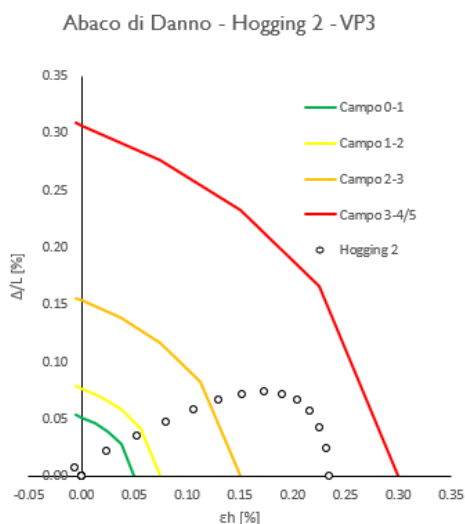
<i>Interferenza</i>	<b>MICROTUNNELING VALLE DEL TURANO - ANALISI DELLE INTERFERENZE</b>				
	<i>Volume perso <math>V_L</math></i> [%]	<i>k</i> [-]	<i>W<sub>max</sub></i> [mm]	<i>Tipologia di danno atteso</i>	<i>Classe di danno</i>
<b>SR 578</b>	0.5	0.25	10.2	Trascurabile	0
		0.35	7.6	Trascurabile	0
	1.5	0.25	30.6	Trascurabile	0
		0.35	22.9	Trascurabile	0

**Figura 6-26 -Interferenze censite e classi di danno indotte sulle preesistenze interferenti lungo la Valle del Turano**

## 6.5 Interpretazione dei risultati e conclusioni

Dalle analisi svolte con metodologie analitiche semplificate e ampiamente cautelative, è emerso un quadro generale di interazione dell’infrastruttura con le preesistenze compatibile con le opere, in quanto la tipologia di danno attesa risulta al massimo di tipo “*Leggero*”.

Tuttavia, dalle analisi svolte, le uniche interferenze lungo la Piana di San Vittorino denominate come 3A e 4A, sembrerebbero produrre un danno classificabile come “*Moderato*” (vedi abaco di danno di seguito riportato per il caso maggiormente sfavorevole, cioè il 4A).



**Figura 6-27 -Risultati metodo analitico (Danno Moderato) interferenza 4A P.S.V.**

Sebbene il livello di danno risulti ancora accettabile, al fine di scongiurare eventuali problematiche e dimostrare la cautelatività della trattazione proposta, si è proceduto a sviluppare un modello di calcolo FEM.

I risultati determinati nel modello sono poi stati utilizzati per determinare le deformazioni e poi di conseguenza i danni indotti, inserendo quest’ultime negli abachi precedentemente esposti.

La procedura sviluppata consente, in questo caso, di tener conto sia della effettiva natura del terreno, sia della rigidità dell’edificio (trascurata dal metodo analitico precedentemente proposto).

Di seguito si riportano i confronti tra l’analisi analitica condotta per  $k=0.25$  (parametro di input che produce la condizione peggiore) e quelli derivanti dall’analisi FEM, relativamente all’interferenza maggiormente critica, denominata 4A lungo la Piana di San Vittorino.

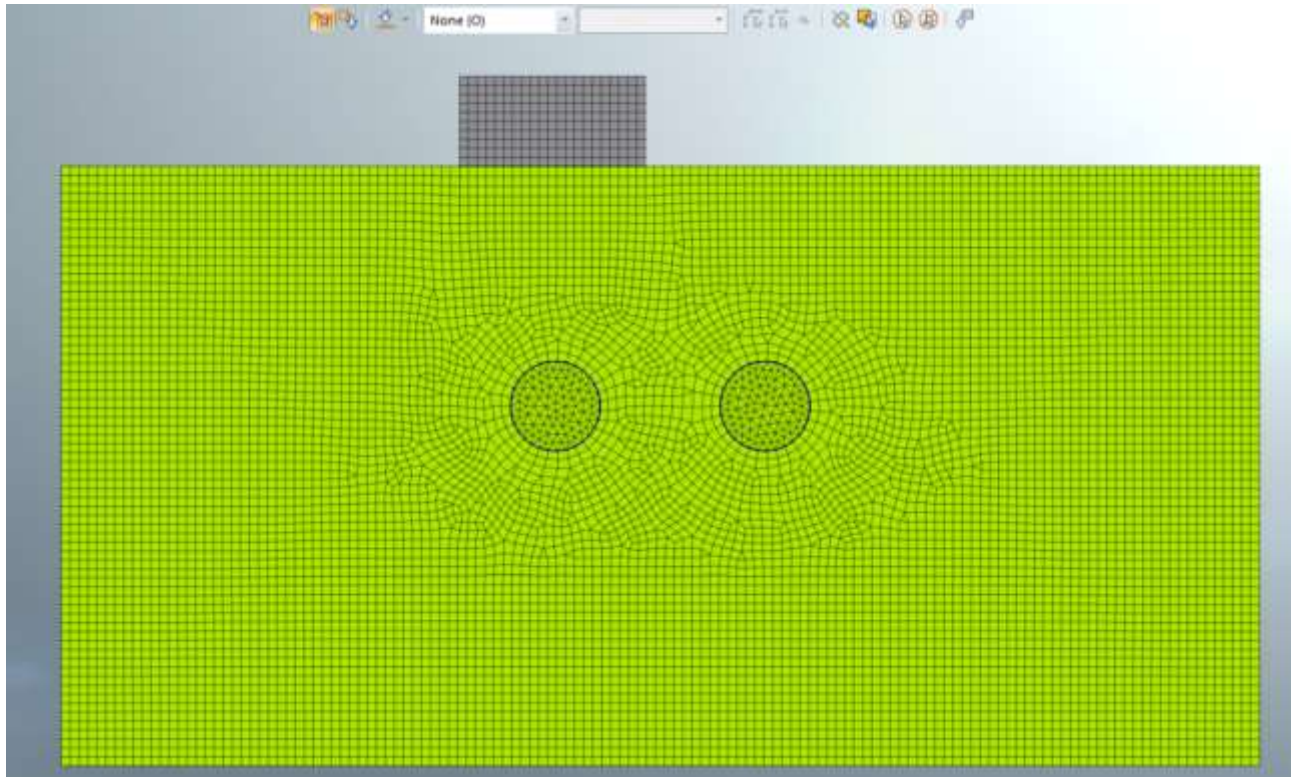


Figura 6-28 -Modello FEM interferenza 4A P.S.V.

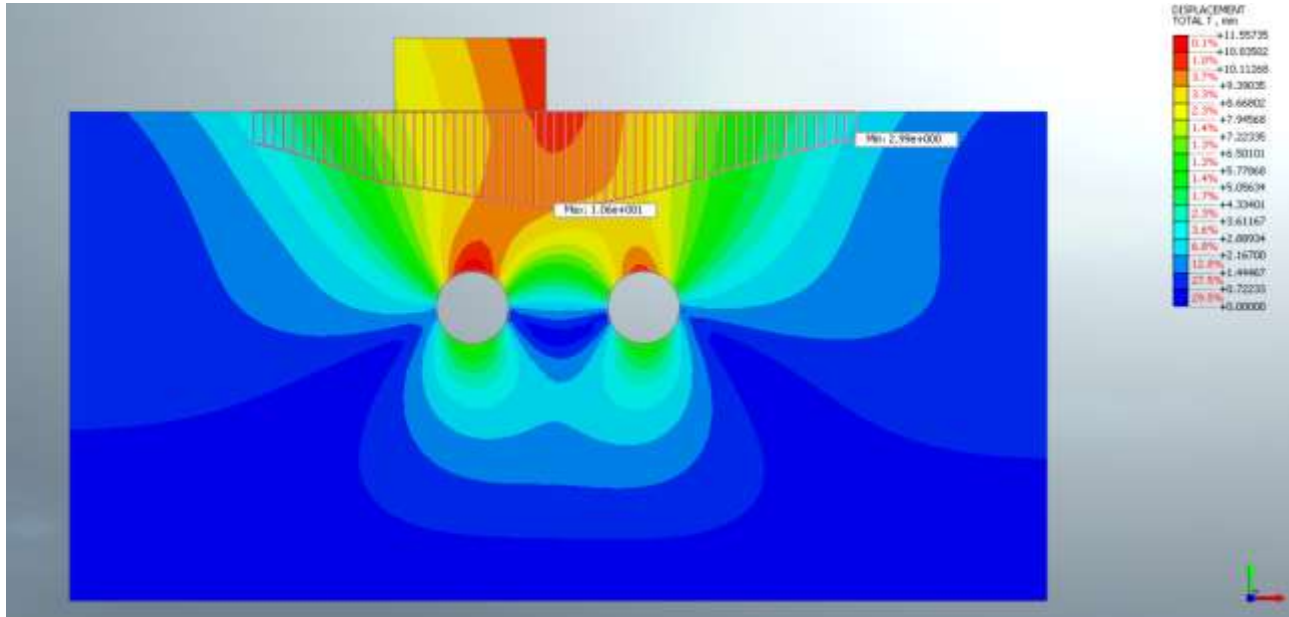
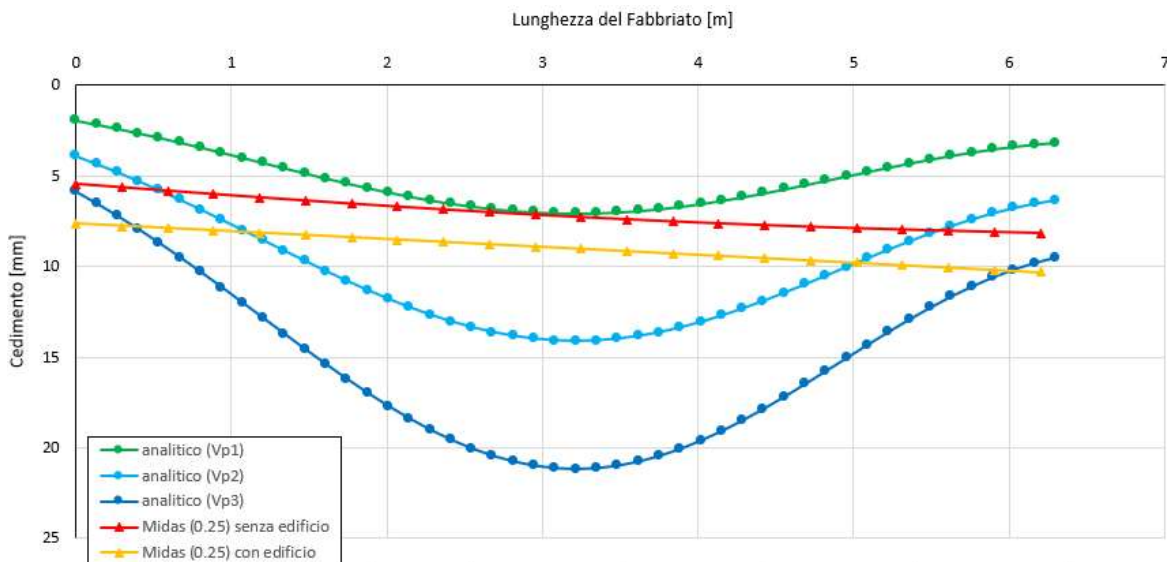
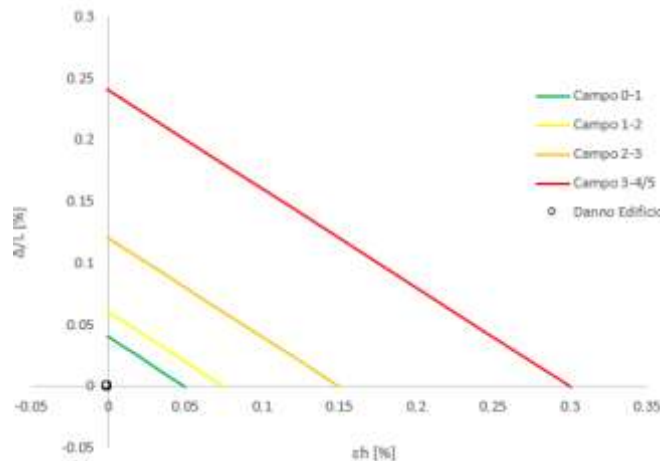


Figura 6-29 -Spostamenti Verticali Modello FEM interferenza 4A Piana San Vittorino



**Figura 6-30 -Confronto Spostamenti Verticali Modello FEM e Metodo Analitico  
interferenza 4A P.S.V.**



**Figura 6-31 -Risultati Modello FEM (Danno trascurabile) interferenza 4A P.S.V.**

Le analisi FEM svolte, se confrontate con le relative analisi analitiche semplificate, evidenziano un declassamento del danno da "Moderato" a "Trascurabile" relativamente all'interferenza in questione 4A.

Inoltre, a ritroso, è possibile, una volta noto l'andamento del cedimento del piano di campagna in un identico modello in cui non è presente l'edificio (per simulare le stesse condizioni su cui si basa la soluzione analitica), di determinare il parametro k di input più rispondente al problema; senza dover procedere ad una analisi parametrica.

Data la forma della conca di subsidenza determinata, si nota infatti, che l'assunzione di un k variabile tra 0.25 e 0.35 utilizzato per i metodi analitici, risulta molto cautelativa.

Di fatto, quindi, utilizzando un valore di k pari a 0.5 per i casi già trattati i danni attesi risultano al più "Leggeri" anche con l'utilizzo del solo metodo semplificato (più nello

specifico il danno risulta “*Leggero*” in un solo caso, per gli altri “*molto leggero*” o “*trascurabile*”).

In conclusione, quindi, si può affermare che gli spostamenti e le deformazioni indotte dal passaggio delle due condotte lungo la Piana di San Vittorino, la Valle del Salto e la Valle del Turano, producono sulle preesistenze interessate, una conca di subsidenza che produce danni al più “*Leggeri*” e quindi compatibili, fermo restando che è stato dimostrato numericamente che tutte le analisi sono svolte con parametri di input molto cautelativi.

Pertanto, la costruzione dell’infrastruttura non fa presagire particolari problemi; sarà previsto comunque un monitoraggio degli spostamenti subiti dagli edifici durante le fasi di cantiere.