# **DOSSIER**

## Aspetti geotecnici inerenti un intervento di fognatura con tecnica microtunnelling in terreni sabbiosi e argillosi di consistenza molle



### Premessa

Nel presente articolo vengono descritti gli aspetti geotecnici relativi a un intervento con tecnica Microtunnelling per la realizzazione di una condotta di fognatura nera  $D_n$  = 400 mm in Comune di Lendinara (RO), nel periodo 2002-2003.

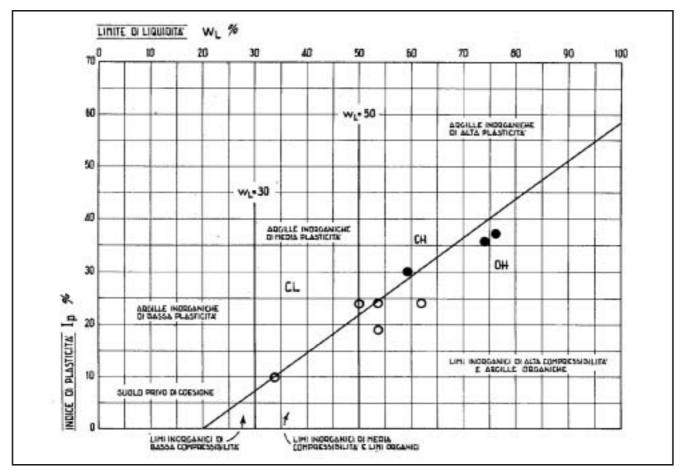
I terreni attraversati risultano per lo più costituiti da argille molli / moderatamente consistenti (talora organiche) con plasticità medio-elevata (vedi Figg. 1-2). Si registrano valori del contenuto d'acqua W compresi fra il 30 e il 60% (di norma prossimi al limite di liquidità W<sub>L</sub>) e valori della consi-

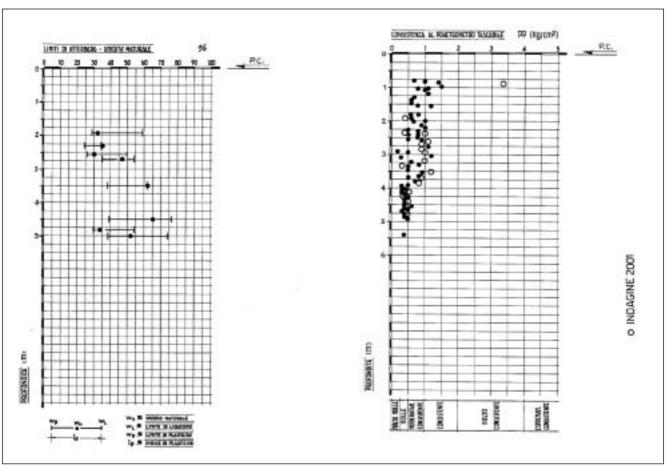
stenza al Pocket Penetrometer generalmente oscillanti fra 0,5 e 1,0 bar.

In talune situazioni si sono attraversati terreni di natura sabbiosa, essendosi riscontrata la presenza di un ampio paleoalveo (evidenziato nella Fig. 3).

Nella Fig. 4 viene rappresentato un tipico profilo penetrometrico relativo ai terreni di natura argilloso-organica (situazione prevalente). Si registrano valori della resistenza alla punta qe del penetrometro statico di norma variabili fra 5 e 10 bar. Il banco argilloso, di consistenza molle-moderata, si estende fino a circa 8 m di profondità dal piano campagna, seguito

**Dr. Ing. Riccardo Zoppellaro** Ingegnere geotecnico Villanova G. (RO) e-mail: zoppellaro@libero.it





• Fig. 2

da un livello di argilla compatta fortemente sovra consolidata (la cosiddetta argilla bianca dell'Adige) e da un successivo banco sabbioso (più o meno limoso) generalmente addensato.

Nella Fig. 5 vengono invece rappresentati i valori relativi a una prova CPT effettuata in corrispondenza del paleoalveo. Si registrano, oltre i 2,50 m di profondità dal piano campagna, valori della resistenza alla punta qe dell'ordine di 50-60 bar (tipici di sabbie moderatamente addensate).

Per quanto concerne la falda, si sono registrate (in corrispondenza dei piezometri installati) profondità comprese fra 0,70 fino a oltre 2,50 m dal piano campagna (le profondità maggiori si riferiscono al paleoalveo, evidenziandone la funzione drenante).

Tutto ciò premesso, si è proceduto alla seguente schematizzazione geotecnica del sottosuolo:

## SITUAZIONE 1: ARGILLA/ARGILLA LIMOSA (TALORA ORGANICA)

- grado di consistenza: mollemoderato
- resistenza alla punta del penetrometro statico:
  - $q_c = 5-10 \text{ bar} = 0,5-1,0 \text{ Mpa}$
- coesione non drenata:  $c_u = 0.25-0.50 \text{ bar} = 25-50 \text{ kPa}$

## SITUAZIONE 2: SABBIA PIÙ O MENO LIMOSA

- grado di addensamento: scioltomoderato
- resistenza alla punta del penetrometro statico:
  - $q_c = 25-60 \text{ bar} = 2,5-6,0 \text{ Mpa}$
- angolo resistenza al taglio (condizioni drenate):

 $\varphi = 30-32^{\circ}$  (coesione efficace c = 0).

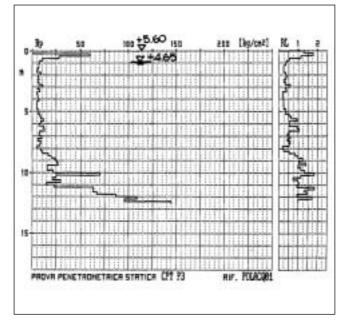


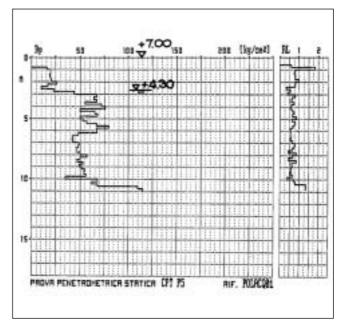
## Sistema microtunnelling

Il sistema è costituito (vedi Fig. 6) da un pozzo di spinta, da un pozzo di arrivo e da una tubazione da in-



• Fig. 3





22



• Fig. 6

figgere a mezzo di martinetti idraulici con ruota fresante in testa (in grado di controbilanciare le pressioni di falda ed evitando nel contempo fenomeni di sifonamento). In generale si possono ipotizzare tecniche diverse per la realizzazione dei pozzi: diaframmi/palancole, Jet Grouting, sistemi autoaffondanti, ecc..

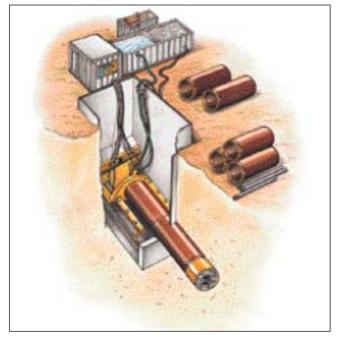
Nella Fig. 7a viene rappresentato il

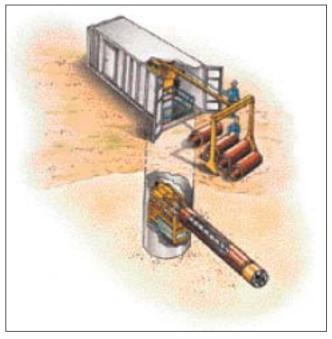
sistema con smarino idraulico (adottato nell'intervento in esame), mediante il quale il terreno scavato viene allontanato con iniezioni di liquidi in pressione.

Nella Fig. 7b viene invece rappresentato il sistema con smarino meccanico, mediante il quale una coclea trasporta il materiale scavato verso il pozzo di spinta.

Nella documentazione fotografica seguente (Figg. 8-9) vengono rappresentate:

- le fasi di approntamento della tubazione all'interno del pozzo di spinta,
- la successiva fase di infissione della tubazione medesima a mezzo di martinetti idraulici.





• Fig. 7a • Fig. 7b

23





• Fig. 8



24

## Pozzi di spinta e di arrivo-verifiche

Nell'intervento in esame sono stati previsti pozzi di spinta e di arrivo di sezione circolare, con diametro interno  $D_i = 3,20$  m e spessore pari a 0,20 m.

La distanza massima degli attraversamenti (distanza intercorrente fra il generico pozzo di spinta e il corrispondente pozzo di arrivo) è risultata pari a circa 110 m.

I pozzi, costituiti da elementi prefabbricati in cantiere, sono stati realizzati con la tecnica dell'autoaffondamento. (vedi Fig. 11).

In base a tale tecnica il primo elemento (1), dotato di tagliente alla base, viene guidato nell' affondamento a mezzo di un idoneo anello centratore (2). Si scava all'interno del pozzo (fase 3) e di seguito vengono aggiunti i successivi elementi prefabbricati (4).

Si procede in tal senso fino al raggiungimento della profondità desiderata. Nella fase di scavo all'interno del pozzo si dovrà porre particolare attenzione al fine di evitare fenomeni di sifonamento.

Prevista l'installazione, in prossimità di ciascun pozzo (esternamente), di un piezometro per l'effettuazione dei necessari controlli di falda, risulterà opportuno prevedere le operazioni di scavo in presenza d'acqua, verificando in ogni momento che non si presentino dislivelli significativi fra la quota d'acqua all'interno del pozzo e il livello di falda all'esterno (vedi Fig. 12). Una volta ultimato lo scavo, viene prevista la realizzazione del cosiddetto "tappo di fondo" mediante getto di calcestruzzo in presenza d'acqua (vedi Fig. 13).

Il tappo di fondo, il cui spessore risulta funzione della sottopressione idraulica S, viene ancorato in maniera opportuna alla parete del pozzo in modo tale permettere il prosciugamento dell'acqua all'interno, garantendo nel contempo un adeguato valore del coefficiente di sicurezza iniziale:

F1 = P1 / Sove: P1 = peso del tappo (con eventuale)contributo della parete)

S = sottospinta idraulica.

Una volta ultimata la presa del calcestruzzo costituente il tappo, si procede al getto della platea all'asciutto (vedi Fig. 14), ancorandola alla parete del pozzo mediante opportuni connettori.

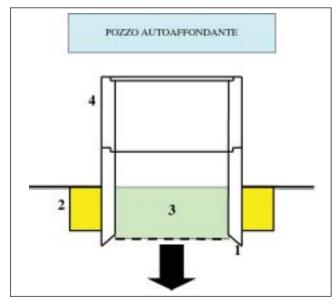
La platea, resa solidale alle pareti e al tappo di fondo, garantisce un valore finale del coefficiente di sicurezza pari a:

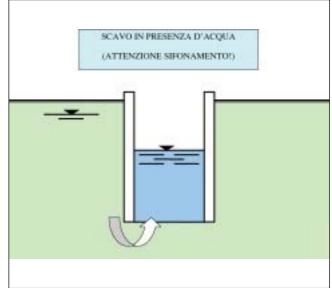
$$F2 = P/S$$
 ove:

P = peso del sistema parete-plateatappo di fondo

S = sottospinta idraulica.

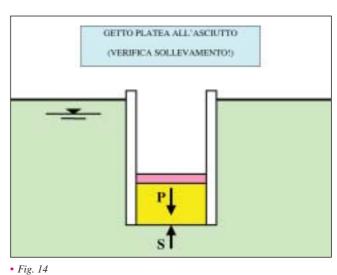
Successivamente, prima di procedere all'infissione della tubazione. vengono realizzate adeguate impermeabilizzazioni in corrispondenza dei pozzi di partenza e di arrivo (all'attacco della tubazione), mediante idonee iniezioni di cemento-bentonite (vedi Fig. 15).



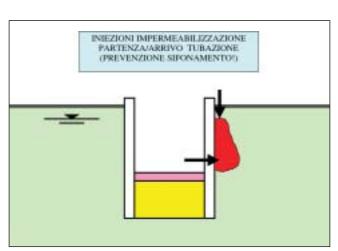


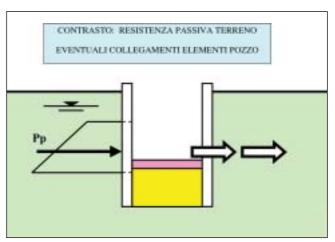
• Fig. 11





• Fig. 13





• Fig. 15

Il contrasto necessario all'avanzamento della tubazione viene infine garantito dalla resistenza passiva del terreno contro le pareti del pozzo di spinta (vedi Fig. 16). Al fine di aumentare l'entità del contrasto medesimo, potranno prevedersi idonee connessioni fra gli elementi prefabbricati costituenti la parete del pozzo (rendendoli collaboranti). Per la valutazione della resistenza passiva si fa riferimento allo schema di Fig. 17 (cuneo di spinta tridimensionale).

In analogia con i pali soggetti a

forze orizzontali (Broms 1964), si fa riferimento agli andamenti delle pressioni limite riportati nelle Figg. 18-19 (per terreni coesivi e granulari, rispettivamente).

Nel primo caso (terreni argillosi, di natura coesiva) si fa riferimento a valori della pressione limite crescenti da  $2 c_u$  in superficie fino a valori mediamente dell'ordine di  $10 c_u$  (oltre la profondità z=3

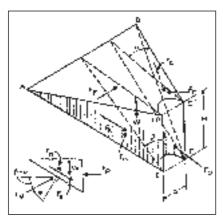
Nel secondo caso (terreni sabbiosi, di natura granulare) si fa invece riferimento a un coefficiente di spinta passiva pari a 3 volte il valore di Rankine:  $tg^2(45+\varphi/2)$ .



## Valutazione spinte sulla tubazione

Con riferimento allo schema di Fig. 20, la spinta complessiva S necessaria all'avanzamento della tubazione viene equilibrata dalle seguenti forze:

 resistenza in corrispondenza della testa RT



• Fig. 17

resistenza laterale lungo la condotta RL.

Si ha: S = RT + RL.

Per la valutazione della resistenza in testa si fa riferimento a correlazioni empiriche del tipo:

$$RT (kN) = 1.32 \pi D_e (m) N_{SPT}$$

ove: NSPT = numero di colpi prova SPT (Standard Penetration Test).

Con riferimento alla schematizzazione geotecnica di progetto, nell'ipotesi di diametro esterno della tubazione ( $D_e = 556 \text{ mm}$ ) si ricava:

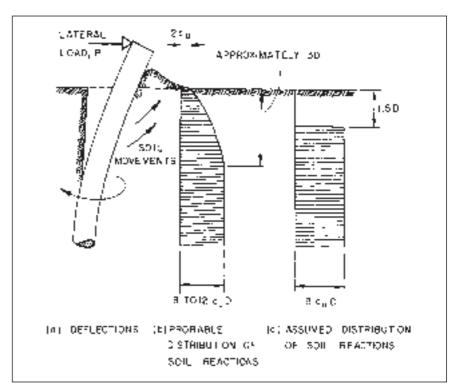
$$RT = 18,4 \text{ kN (situazione 1:}$$
  
 $c_u = 50 \text{ kPa} \quad N_{SPT} = 8)$ 

$$RT = 27.7 \text{ kN (situazione 2:}$$
  $q_c = 50 \text{ bar } Nspt = 12).$ 

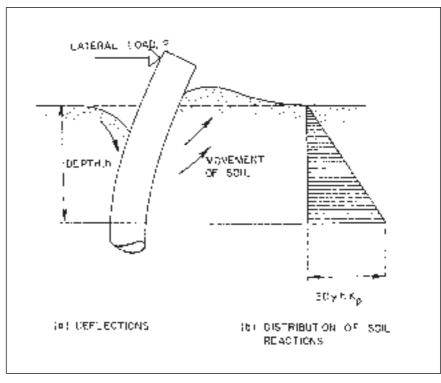
Tale termine (RT) risulta trascurabile rispetto alla resistenza laterale (RL).

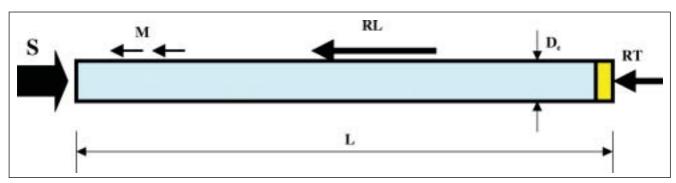
Per la valutazione della resistenza laterale lungo l'intera tubazione si fa ricorso alla seguente espressione teorica:

$$RL = M \pi D_e L = [p'_m \mu + C] \pi D_e L$$



• Fig. 18





• Fig. 20

ove:

L = lunghezza massima dei tratti di avanzamento (distanza fra generico pozzo di spinta e corrispondente pozzo di arrivo)

 $M = p'_m \mu + C = resistenza$  laterale unitaria

 $p'_m$  = pressione media ortogonale al tubo

 $\mu = coefficiente \ di \ attrito$ 

C = adesione unitaria.

Distinguendo fra valore statico di partenza e valore in movimento, per la situazione 1 (terreni argillosi), si sono ipotizzati valori della resistenza laterale unitaria pari a:

$$M = C = 4 \div 6 \text{ kPa}.$$

Con riferimento all'attraversamento di terreni sabbiosi (situazione 2), prevedendo l'utilizzo di fanghi bentonitici con funzione lubrificante (sempre auspicabile), si sono invece ipotizzati i seguenti valori della resistenza laterale unitaria:

$$M = p'_m \mu = 4 \div 8 \text{ kPa}.$$

In definitiva, nell'ipotesi di tubazione con diametro esterno  $D_e = 556$  mm, lunghezza massima L = 110 m, è stata ricava la seguente spinta massima di progetto (per M = 8 kPa):

 $S = RT + RL \cong RL = M \pi De L = 1537 kN \cong 150 t.$ 

Nelle Figg. 21-22 vengono rappresentati gli andamenti delle spinte (in funzione della distanza di avanzamento) registrate nel corso dell'intervento in esame.

Per gli attraversamenti in sabbia (vedi Fig. 21) si è fatto ricorso a fanghi bentonitici lubrificanti, fatta eccezione per un solo caso (relativo a un tratto di modesta lunghezza). Si registrano in genere valori contenuti delle spinte (inferiori a 700 kN), con incrementi significativi solo nel caso di assenza di lubrificazione.

Nel caso di attraversamenti in argilla (Fig. 22) si rilevano ancora valori delle spinte per lo più contenute (generalmente inferiori a 600 kN).

In un caso però (tratto B3-B5), a seguito di una sosta piuttosto prolungata (40 ore circa), si è registrato un forte incremento della resistenza all'avanzamento, raggiungendo valori dell'ordine di 1100 kN. Tale incremento della resistenza laterale in terreni argillosi molli (effetto serraggio a seguito di soste), risulta legato alla dissipazione delle pressioni interstiziali prodotte durante l'avanzamento, con conseguente au-

mento della pressione efficace di contenimento e, di conseguenza, della resistenza tangenziale.



## Bibliografia

Broms (1964) "Lateral resistence of piles in cohesive soils" – ASCE Proceedings – SM 2

Broms (1964) "Lateral resistence of piles in cohesionless soils" – ASCE Proceedings – SM 3

Ghionna, Lancellotta (1985) "Parametri di progetto per i pali soggetti a carichi orizzontali" – XII Ciclo Conferenze Geotecnica Politecnico Torino

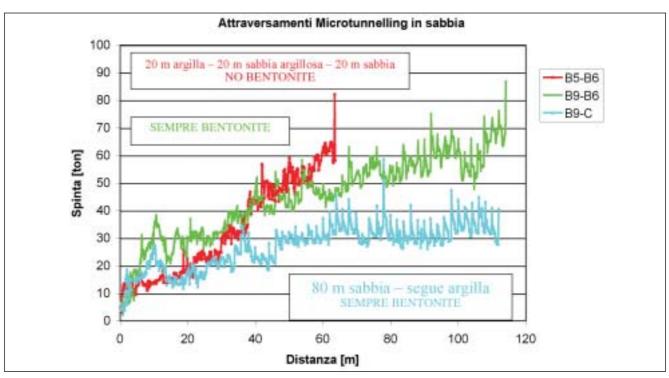
Peila (2001) "Lo scavo di gallerie di piccola sezione con la tecnica del Microtunnelling" – Convegno Tunnel & Perforazioni – Ferrara 2001

Pellet Beacour, Kastner (2002) "Experimental and analytical study of friction forces during microtunnelling operations" – Pergamon

Stein, Mollers, Bielecki (1989) "Microtunnelling" – Ernst & Sohn

Tschebotarioff (1973) "Foundations, retaining and earth structures" – Mc Graw Hill





• Fig. 21

