

III-353

軟弱地盤中の地下駅開削工事の現場計測を用いた施工管理その2

日本鉄道建設公団 東京支社 正員 竹内 雄三
同 上 正員○古川 裕

1. はじめに

京葉線西越中島駅は、江東区道下のN値0～10の軟弱な沖積粘性土層中に幅約19m、深さ約17mを掘削し、幅約19m、高さ約12mの二層三径間鉄筋コンクリートラーメン構造物を、延長310mにわたって構築するものである。

駅両端部の各15mは、隣接する工区のシールドトンネルの発進・到達を行なうために標準部よりも大きく、幅約22m、深さ約18mの掘削断面になっている。

土留めとして鋼管矢板を採用し、根入れ部分の地盤のヒービング対策、粘着力増加および掘削時のトラフィカビリティ対策を目的として、GL-3m以深に生石灰杭による地盤改良工を採用した。

工事の施工にあたっては、4箇所の計測断面を設け、土圧、水圧、土留めの変位、ひずみ、切梁軸力を常時計測することにより施工管理を実施した。

現在、約100,000m³の掘削をすべて完了し、躯体コンクリートの構築を実施しているところがあるが、今回これまでの計測結果をもとに軟弱な粘性土層の地盤改良および掘削にともなう土圧および土留めの挙動について、設計と施工の比較結果について報告する。

2. 掘削時の設計に関する諸元

掘削断面名称	標準部		端部	
計測断面名称	M 2・S 2	M 3・S 3	M 1・S 1	M 4・S 4
断面寸法	W19m×H17m	W19m×H17m	W22m×H18m	W22m×H18m
掘削段数	1～7段	1～7段	1～8段	1～8段
支保工段数	1～6段	1～6段	1～7段	1～7段

土留め設計方法は、中村・中沢が提案した弾塑性法により、次の仮定を設けて逐次解析を行なった。

- 1)土留めの根入れ部は有限長として取り扱う。
- 2)掘削側の抵抗土圧は、土留めの変位に一次比例しかつ有効受働土圧を越えない。
- 3)切梁設置後の切梁支点は、切梁間隔、断面積、長さ、材料のヤング係数から得られる弾性支承とする。
- 4)切梁仮設時に既に発生している土留めの地中先行変位を考慮する。

3. 生石灰杭施工時の計測結果

生石灰杭は、GL-3m以深の掘削側地盤に掘削施工以前に全延長にわたって施工した。その結果、ケーシングパイプの圧入および生石灰杭の水和反応の影響により、土留めが背面側（－）に変位するとともに、背面側の土圧が若干増加した。この傾向は、時間の経過とともに徐々に収束してきたが、掘削開始段階においては相当量の影響が残留することとなった。

掘削断面名称	標準部		端部	
計測断面名称	M 2・S 2	M 3・S 3	M 1・S 1	M 4・S 4
施工前土圧	max 11.2 t/m ²	max 11.6 t/m ²	max 18.2 t/m ²	計測せず
発生時点位置	施工前 GL-12m	施工前 GL-15m	施工前 GL-18m	計測せず
施工前変位	max +13mm	max +9mm	max +20mm	max +14mm
発生時点位置	施工前 GL-1m	施工前 GL-1m	施工前 GL-1m	施工前 GL-1m
施工後土圧	max 12.6 t/m ²	max 10.9 t/m ²	max 20.1 t/m ²	計測せず
発生時点位置	施工後 GL-12m	施工後 GL-15m	施工後 GL-15m	計測せず
施工後変位	max -27mm	max -51mm	max -46mm	max -65mm
発生時点位置	施工後 GL-17m	施工後 GL-16m	施工後 GL-17m	施工後 GL-17m

1)土圧は、背面側の掘削床付け以浅の最大のものを示す。
2)変位は、掘削床付け以浅の最大のものを示す。

各計測断面における土留めの最大変位量は生石灰杭施工前（GL-3m掘削完了時）の土留め頭部（GL-1m位

置）における+9mm～+20mmの掘削側への変位から、生石灰杭施工後の土留め中央部付近（GL-17m位置）における-27mm～-65mmの背面側への変位に移行している。この間で土留めは、40mm～79mmの変位量が生じたことになる。

4. 掘削施工時の計測結果

掘削断面名称	標準部		端部	
計測断面名称	M2・S2	M3・S3	M1・S1	M4・S4
最大土圧	max 16.1 t/m ²	max 11.6 t/m ²	max 21.4 t/m ²	計測せず
発生時点位置	7段掘削時 GL-12m	2段掘削時 GL-15m	3段掘削時 GL-15m	計測せず
最大変位	max +37mm	max +30mm	max +39mm	max +26mm
発生時点位置	7段掘削時 GL-15m	7段掘削時 GL-15m	8段掘削時 GL-18m	8段掘削時 GL-18m

1)最大土圧は、背面側の掘削床付け以浅のものを示す。 2)最大変位は、掘削床付け以浅のものを示す。

掘削時の最大土圧と最大変位を設計値と計測値について比較すると次のようになる。

掘削断面名称	標準部		端部	
	設計値	計測値	設計値	計測値
最大土圧	20.4 t/m ²	11.6～16.1t/m ²	20.6 t/m ²	21.4 t/m ²
発生時点	7 段 掘 削 時	2～7段掘削時	8 段 掘 削 時	3 段 掘 削 時
発生位置	GL-17m	GL-12 ～ -15m	GL-18m	GL-15m
最大変位	+62mm	+30～+37mm	+75mm	+26～+39mm
発生時点	7 段 掘 削 時	7 段 掘 削 時	8 段 掘 削 時	8 段 掘 削 時
発生位置	GL-17m	GL-17m	GL-18m	GL-18m

最大土圧についてみると、標準部においては計測値が設計値を下回り、端部においては計測値が設計値を若干上回っているが、生石灰杭施工後の最大土圧に近似している。また、標準部、端部とも設計よりも早い段階で浅い位置に発生している。

最大変位についてみると標準部、端部とも計測値が設計値を大きく下回っているが発生時点、発生位置とも設計と一致している。

このことは、生石灰杭施工の影響が背面側の土圧の増加および土留めの背面側への変位として残留し、掘削に伴う背面側の土圧の増加傾向および土留めの掘削側への絶対変位量を抑制したものと考えられる。

5. まとめ

掘削終了段階までの計測結果を評価すると次のようなことが言える。

1)一般に生石灰杭の施工による土留めへの影響は、設計に考慮することは行なっていないが、今回の施工において土留めの背面側への変位として相当大きいものが確認された。この原因としては、軟弱地盤であるために背面側の地盤反力が小さく土留めの背面側への変位を拘束できなかったことが挙げられる。

この工事の土留めは鋼管矢板を採用しているので、背面側・掘削側とも同様の断面性能を有しており応力的に問題は生じていないが、背面側と掘削側の断面性能が異なるRC構造のような場合には、設計の考えの反対側に大きな応力が発生することになる。

従って、軟弱地盤中の土留めで閉合された領域に生石灰杭を施工する場合には生石灰杭の施工方法、間隔、形態などを考慮してできるだけ土留めに変位を発生させないよう配慮するとともに、設計段階で変位を想定し応力的に問題が発生しないよう検討しておく必要がある。

2)生石灰杭の施工後の掘削における土留めの挙動は、設計時の予想にほぼ一致しており、施工が安全に行われてきたことから、設計時に設定した諸元は妥当なものであったと考える。このような結果が得られた要因の一つとして切梁に導入したプレロードが挙げられる。

通常の施工法では、切梁の圧縮剛性は設計で考えるほどの値は確保できず、実際の土留めの変位は予想以上に大きくなる例が多い。この工事においてプレロードは最大70tを導入しており、切梁は支点として十分に作用していることからプレロードが土留めの変位を抑制する上で有効に作用したものと考えている。