# シンガポールにおける大断面 NATM トンネルの設計と施工 Design & Construction of Large Diameter NATM Tunnel in Soil in Singapore

石井 浩明\* 有村 真二郎\* Hiroaki Ishii Shinjiro Arimura 上田 幸生 \*\* Yukio Ueda

#### 要 約

ケーブルトンネル東西線第3工区において, TBM (径 6.88 m)の発進および到達のために, 直径 14 m, 深さ 60 m の立坑内にて, 直径 10.5 m の吹付けライニング横坑を NATM 工法により築造した. 土砂 地山 (Old Alluvium 層)を対象とした NATM 工法では, 当該トンネルはシンガポール国内で最大径 のものとなる.

掘削にあたっては,1)多段ベンチカット工法,2)掘削進行長の短縮,3)ドーム型の妻壁およびフォ アポーリング・鏡ボルト等の補助工法を採用した.本報告は,これらの支保設計の概要,施工内容の 詳細および計測結果について述べるものである.

# 目 次

- §1. はじめに
- §2. 地質概要
- §3. SCL トンネルの概要
- §4. 切羽の安定検討
- §5. SCLトンネルの施工順序および施工速度
- §6. 計測結果
- §7. まとめ

# §1. はじめに

ケーブルトンネルは、シンガポール電力の子会社であ るシンガポールパワーアセットが発注者となり、次世代 に高まる電力需要に備えた電力幹線網として整備される 超高圧送電線ケーブル用シールドトンネルである。東西 地区と南北地区に延びる総延長 35 km におよぶトンネ ルは6工区に分割発注される。EW3工区は東西線の東 部に位置するトンネル工事であり、工事内容は5.5 km のTBMトンネルと3つの立坑(パヤレバ立坑,エアポー ト立坑およびカラン立坑)からなり、2012年に着工し、 2018年に完成予定である。

TBM の発進に先立ち, 直径 14 m, 深さ 60 m のカラ ン立坑底部において, TBM (径 6.88 m) 発進および到 達のための Spray Concrete Lining (SCL) トンネル (吹

\*\* 国際事業本部技術部土木設計課

付けライニング横坑)を NATM 工法により築造した (以 下, SCL トンネル).

本稿で対象とする SCL トンネルの特徴を以下に記す.

- 土砂地山を掘削した NATM トンネルとして、シンガ ポール国内では最大径である(直径 10.5 m).
- 2) トンネルの土被りは 50 m と非常に深い.
- 3) カラン立坑上に建設中の設備ビルの荷重が基礎杭を 介して SCL トンネルに作用する.

さらに施工時にはトンネル内空変位,地表面沈下およ び地下水挙動の計測工を実施し挙動を確認した.

カラン立坑における SCL トンネル施工に先立って, 前年度にはエアポート立坑において 9.5 m 径の SCL ト ンネルを建設した.地質状況およびトンネルのサイズは, カラン立坑におけるそれと類似しているため,エアポー ト立坑における SCL トンネル掘削の知見を生かし,カ ラン立坑における SCL トンネル掘削の設計および施工 に反映させた.

本論文では、切羽の安定解析、およびそれに基づいて 決定した掘削手法について示す.また、エアポート立坑 およびカラン立坑における SCLトンネル掘削時の計測 結果についても比較を行い、その相違点についての考察 を行った.

## §2. 地質概要

カラン立坑まわりのボーリング調査結果および土質 定数を図-1,図-2および表-1にそれぞれ示す.カ

<sup>\*</sup> シンガポール営業所ケーブルトンネル(出)



表-1 土質定数

土質	N値	単位体積 重量 ν' (kNm <sup>3</sup> )	非排水 せん断強度 c <sub>u</sub> (kNm <sup>2</sup> )	粘着力 c'(kN/m²)	内部摩擦角 ↓ 〈 〉 ( )
Fill	-	19	30	0	30
Marine Clay	-	15	14	0	22
F1	-	20	0	0	30
OA(D)	N<30	20	150	10	33
OA(C)	30 <n<50< td=""><td>20</td><td>250</td><td>15</td><td>33</td></n<50<>	20	250	15	33
OA(B)	50 <n<100< td=""><td>20</td><td>300</td><td>15</td><td>33</td></n<100<>	20	300	15	33
OA(A)	100 <n< td=""><td>20</td><td>350</td><td>15</td><td>33</td></n<>	20	350	15	33

ラン立坑周辺は約 $3 \sim 7 \text{ m}$ の FILL 層(盛土層)とその下のマリンクレイ(超軟弱な海成粘土)で覆われている.マリンクレイの厚さは立坑周りで $26 \sim 30 \text{ m}$ であり,その下は N 値 100 以上の Old Alluvium(洪積層)(以下OA 層)である.SCLトンネルはこのOA 層を掘削して建設された.透水係数は $10^7 \text{ m/s} \sim 10^8 \text{ m/s}$ の範囲である.

## §3. SCLトンネルの概要

図-3および図-4にカラン立坑における SCLトン ネルの縦断図および断面図を示す.

SCLトンネルの径は、それぞれ 10.5 m と 10.4 m である. 地表面からトンネルスプリングラインまでの深度は55 m であり、OA 層の土被りは平均 18 m である.



図-3 SCLトンネル縦断面図



図ー4 SCLトンネル断面図

1st layer ワイヤーメッシュ





写真-1 ラチスガーダー設置状況

トンネルの支保工は,鉄筋を格子状に組み合わせたラ チスガーダーを設置し,その上から350 mm 厚のコンク リート吹付工(コンクリート強度40 N/mm<sup>2</sup>)を行った (**写真-1**および**図-5**参照). 切羽の安定解析の結果,以下の掘削工法を採用した.

- a) 掘削の進行長は, 0.68 m とした.
- b) 多段ベンチカット(3分割)を採用し、上半掘削時には核残し(リングカット工法)および象の脚を模した Elepahnt Foot を採用した(写真-2参照).なお、本稿においてはベンチカットの掘削部位名を、図-4に示すように上から Top Heading(以下上半), Bench(以下ベンチ)および Invert(以下インバート)と記述する。
- c) 鋼管径 76.3 mm, 12 m 長のフォアポーリングを採用 した.
- d) SCL トンネルの終点部はドーム形状とし, 鏡ボルト を打設した.

# §4. 切羽の安定検討

#### 4-1 安定解析手法

SCL トンネルの切羽安定計算は, Sliding Wedge Method (すべり土塊の安定計算法)を用いた.

すべり土塊の計算法の概略図を図-6に示す.上半の掘削エリアは、それと同面積を持つ矩形トンネルと等価と仮定し、トンネル切羽では緩み土圧を受ける極限状態のすべり土塊を想定した.

すべり土塊に作用するすべり力は, 図-7に示すテ ルツァーギの緩み土圧より算出する.

切羽安定性の安全係数(FOS)は以下の式(1)で算 定した.

FOS =

$$\frac{\left(\sigma_{\nu}'+\gamma_{2}'\frac{h_{d}}{2}\right)\cos\theta\sin\theta_{2}'A_{s1}+f_{s}\left(\sigma_{\nu}'+\gamma_{2}'\frac{h_{d}}{2}\right)\tan\theta_{2}'A_{s2}+(A_{s1}+A_{s2})c_{2}'}{(Gw+Gs)\sin\theta} \tag{1}$$

ここで,

 $\sigma'_{v}$ ; トンネル天端に作用する緩み土圧  $\gamma'_{1}, \gamma'_{2}$ ; H1 層および H2 層の単位体積重量  $h_{d}$ ; 上半掘削高さ  $\theta$ ; すべり土塊のすべり角度  $\varrho'_{2}$ ; OA(A)層の内部摩擦角  $c'_{2}$ ; H2 層の粘着力 fs; 側面摩擦係数 (=1-sin $\varrho'_{2}$ )  $A_{s1}$ ; すべり土塊のすべり面の面積  $A_{s2}$ ; すべり土塊の側面の面積  $G_{w}$ ; すべり土塊の自重  $G_{s}$ ; すべり土塊に作用する緩み土圧

## 4-2 切羽の安定解析

SCLトンネルの掘削方法は,1)切羽の安全率,2) Elephant Foot (上半脚部)の支持耐力,3)施工の効率性, を考慮して決定した.

(1) 切羽安定の安全係数

最も効率的な掘削法を決定するために表-2に示す ように、上半掘削高さh<sub>d</sub>、掘削進行長*le*、載荷重を変



写真-2 フォアポーリングの打設(立坑掘削時)







図-7 SCLトンネルの緩み土圧

表-2 トンネル掘削法決定のケーススタディ

	hd	$l_e$	σv'	荷重I	荷重Ⅱ	荷重Ⅲ
	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
Case1	5.75	0.68	40	40	110	0
Case2	3.0	0.68	12.5	12.5	82.5	0
Case3	5.75	1.0	43	43	113	0
Case4	5.75	1.5	47	47	117	0

化させて切羽安全率を算出するケーススタディを実施した. なお,今回の検討において,切羽の必要安全率は1.2 と設定した.

- a) 上半高さについては、h<sub>d</sub> = 5.75 m(上半面積が全断 面の 50%) と h<sub>d</sub> = 3.0 m(上半面積が全断面の 25%) の 2 ケースを想定した。
- b) トンネルに作用する上載荷重として,以下の荷重の 組合せを考慮して検討を行った.
  - 荷重I;緩み土圧のみ
  - 荷重Ⅱ;緩み土圧+建物荷重(70 kN/m<sup>2</sup>)
  - 荷重Ⅲ;荷重は0(フォアポーリングが載荷重を受 持つ)

図-8に上半高さhaに対する安全率算出結果を,図 -9に掘削進行長leに対する安全率算出結果を示す. これらの図より,建物荷重が作用する荷重IIでは,掘削 高さおよび掘削進行長の低減を行っても,必要安全率を 確保できないことが判明した.

(2) 上半掘削高さおよび掘削進行長の決定

(1)の結果,建物荷重が作用する荷重IIのもとでは, すべてのケースで切羽安全率は必要安全率1.2を下回り, 必要安全率を満足するためにフォアポーリングを打設 し、上載荷重をすべて負担することとした.また,図-8荷重IIの結果より、上半掘削高さは5.75mでも所要 の安全率を確保できることが確認された.

掘削進行長については、図-9より *le* = 1.5 m で必 要安全率 1.2 を満足しているが、上半脚部の許容支持力 より、負担幅を 0.68 m とする必要があった.よって進 行長もそれに合わせ 0.68 m とした.

以上の検討の結果, 掘削は上半高さを 5.75 m, 掘削 進行長を 0.68 m に決定した.

(3) フォアポーリング

前述したように緩み土圧と建物荷重に抵抗し,切羽の 安定性を高めるためにフォアポーリングを採用した.な お,フォアポーリングは工程の制約上,SCLトンネル掘 削直前ではなく,立坑掘削時に打設した(写真-2参照). 掘削進行長が0.68mに対して,緩み土圧40kN/m<sup>2</sup>,建 物荷重70kN/m<sup>2</sup>が作用し,これに対する断面計算の結 果,以下の鋼管パイプの仕様,配列とした.

- · 鋼管径は 76.3 mm, 鋼管長さは 12 m
- ・トンネル上半 120 度の範囲に 300 mm 間隔で配置
- (4) Elephant Foot (上半脚部)の支持耐力

SCLトンネルは OA 層中をロックボルト打設なしに 掘削するため、上半に作用する荷重はすべて Elephant Foot (上半脚部) で支持される(写真-3参照). Elephant Foot 部は掘削時にオーバーハングの状態となる ため、その幅は施工の安全性の観点から最小のものが 望ましい.作用荷重を許容できる支持力を得るために、 Elephant Foot の幅は 800 mm とした.

(5) 妻壁での鏡ボルト打設





図 - 9 進行長に対する切羽安定の安全率算出結果 (掘削高さ Hd = 5.75 m)



写真-3 Elephant Foot 設置状況

SCL トンネル端部では、フォアポーリングの効果を 期待できない. また、TBM の発進・到達の基地として 長期間使用されるために、妻部の安定対策として鏡ボル トを打設した.

ボルト打設間隔は1mとし、切羽全体で56本の鏡ボ ルト(25 mm 鉄筋,5m長)を打設した。なお、TBM の発進・到達の際にTBMと鏡ボルトが接触しないよう ボルトはTBM 外側に配置した(**写真-4**参照).

また、切羽安定のために、トンネル端部の形状をドーム形状とした(図-10参照).



写真-4 鏡ボルトの打設(上半部)

§5. SCLトンネルの施工順序および施工速度

# 5-1 施工順序

上述したように, SCLトンネルの直径は10.5 mと大 きいため、切羽の安定を目的として掘削は3分割(上半, ベンチおよびインバート)とした. 最初に上半掘削を完 了しベンチ・インバートの掘削を継続したが、ベンチは インバートよりも2間先行させて掘削を行った.

また、上半掘削についてはその高さは 5.75 m と高い ため、切羽安定と現場の施工性を考慮して、核を残すリ ングカット工法を採用した.

以上を踏まえて、図-10に実際の SCL トンネルの施 工順序図を示す.

- STEP1;フォアポーリングの打設(立坑掘削時) リングカットによる上半掘削 妻壁での鏡ボルトの打設(上半部)
- STEP2; ベンチおよびインバートの掘削 (ベンチは2間先行)
- STEP3;妻壁に残した上半部の核の掘削
- STEP4;残りのベンチ、インバートの掘削 鏡ボルトの打設(下半部)
- **写真-5**に SCL トンネル掘削状況写真を示す.

# 5-2 施工速度

上記の施工手順によって SCL トンネルを掘削した際 の施工速度を以下に述べる. 図-11 にカラン立坑にお ける掘削箇所番号を,図-12にトンネル掘削速度を示 す. なお、図-12で SCL トンネル上半掘削完了後のベ ンチ掘削までの空き時間には、対面の SCL トンネルの 上半施工を行っている. SCL トンネル上半, ベンチお よびインバート部の施工速度はそれぞれ 2.0 間/日, 2.0 間/日, 2.5 間/日であった.

これに対して、カラン立坑に先立って施工されたエア ポート立坑における, SCL トンネルの施工速度につい ては、それぞれ1.3間/日、1.4間/日、1.7間/日であった. 式吹付け)を使用したことが挙げられる. 当該工事企業





インバート掘削



STEP3:上半核部掘削

鏡ボルト打設(下半)

鏡ボル

図-10 SCLトンネル施工順序図







カラン立坑における施工速度が改善された要因とし て、1 層目の吹付け 50 mm に対して Dry Shotcrete(乾



図-12 SCL トンネル掘削速度

先の仕様書では、SCLトンネル施工の吹付け材料はWet タイプ(通常の生コン)の使用が規定されており、エア ポート立坑のSCL施工においては、全ての吹付けに対 して生コン工場から出荷されたコンクリートを使用した が、使用量が少ない割りに受入れに時間が掛かり、全体 の施工時間に大きな影響を与えた.これを踏まえて、カ ラン立坑のSCL施工では、1層目50mmの吹付けに対 して Dry Shotcreteの使用を企業先に提案し、試験吹き および強度試験を実施することを条件に了承された.こ れによって1層目の吹付け工までの時間が短縮され、全 体の施工サイクルを短縮することができた.

# §6. 計測結果

図-13 にエアポート立坑とカラン立坑の SCL トンネ ルの内空変位計測結果を示す.その最大変位は、カラン 立坑で 6.0 mm, エアポート立坑で 10.5 mm であり,カ ラン立坑の結果は、エアポート立坑の 60%以下であっ た.両立坑のトンネルともにベンチ掘削時に変位が増加 した.

なお、両トンネルとも内空変位の Alert Level (警戒レ ベル) は 10 mm, Work Suspension Level (工事停止レ ベル) は 15 mm に設定されており、エアポート立坑に おいてはベンチ掘削時に警戒レベルを超えたため、局所 的にロックボルトを打設し変位を抑止した.

カラン立坑での SCL トンネル掘削時の内空変位は, エアポート立坑におけるそれとは大きく異なったが,2 つのトンネルで相違が発生した主な理由は,施工(閉合) 速度とフォアポーリングの打設であると考えられる.カ ラン立坑における SCL トンネルの施工は,エアポート 立坑の施工よりもおよそ2倍早く,内空変位は40%小 さかった.また,エアポート立坑では使用しなかったフォ アポーリングを採用し,それは吹付けが完了するまでの



間に上載荷重を支える支保工として作用し,地中変位の 減少に寄与した.

2つのトンネルの計測結果から,土砂地山を NATM で掘削する際には,地山挙動を抑えるために早期閉合と, 緩み土圧を減少させることが重要な要因であることが改 めて確認された.

## §7. まとめ

前述したように、カラン立坑における SCL トンネル は、土砂地山(Old Alluvium 層)を対象とした NATM 工法では、シンガポール国内で最大径のものである。

切羽安定解析とトンネル周りの地山挙動を注意深く検 討し,設計および施工に反映させた.特に,土砂地山中

- の NATM トンネル掘削において,切羽安定を効果的に 向上させるために以下の知見を得た.
- 1) 土砂地山における NATM トンネルの掘削において, すべり土塊解析は切羽安定に対して有効である.
- 2)多段ベンチカット工法(上半,ベンチおよびインバート)は切羽安定に対して有効であった.
- 3)施工速度(早期閉合)は内空変位に影響した.
- フォアポーリングと鏡ボルトはトンネル周りの地山
  挙動に対して有効であった.

本稿ではシンガポールにおける大断面 NATM トンネ ルの支保設計手法およびその施工概要について記した.

シンガポールにおいては土砂地山に対する NATM ト ンネルの施工はあまりなく,国内に比べると参考とする 事例も大変少ない.本稿が今後の海外プロジェクトにお ける NATM トンネル施工において,設計時および施工 時の参考となれば幸いである.

## 参考文献

1) Ishii Hiroaki, Hosoi Takeshi : Face Stability of Large Diameter SCL Tunnel in Soil in Singapore, 19th South East Asian Geotechnical Conference, 2016