

## シンガポール地下鉄301工区シールドトンネルの設計施工

Design & Construction of Shield Driven Tunnels,  
Contract No.301 Singapore MRT

大井 誠*	豊福 和夫**
Makoto Ōi	Kazuo Toyofuku
松崎 勝***	三戸 憲二****
Masaru Matsuzaki	Kenji Mito
島田 和夫****	
Kazuo Shimada	

## 要 約

シンガポール地下鉄第2期工事301工区工事において実施された異なるシールド機(圧気併用半機械掘り式シールド機と土圧式シールド機)によるトンネル施工の記録およびトンネル覆工の設計について述べる。

## 目 次

- §1. はじめに
- §2. 概要
- §3. トンネル覆工の設計
- §4. シールド機の特徴
- §5. 地盤改良工
- §6. 施工
- §7. 実績
- §8. 地盤沈下について
- §9. おわりに

は上層に多量のビーチサンドをかかえた大転石層中に、後半300mはシルト・細砂・粘性土からなる軟弱層中に施工される。また、トンネルBは施工延長約800mで、主に海成粘性土よりなる極軟弱層中に施工される。

このように異なった土質条件であることから施工にあたって、トンネルAにおいては圧気併用の半機械掘り式シールド機を、トンネルBにおいては土圧式シールド機を採用した。

ここでは、両トンネルの施工実績とトンネル覆工の設計について述べる。

## §1. はじめに

本報文は、シンガポール地下鉄第2期工事の一環として発注されたMRT301工区工事の内、当社の設計施工により実施されたトンネル工事についてとりまとめたものである。同工区のトンネルは、連続地中壁の設計に関する報文にも紹介されるようにシティーホール駅からブギス駅までのトンネル(トンネルA)とブギス駅からラベンダー駅までのトンネル(トンネルB)とからなる。このうち、施工延長約600mのトンネルAは、前半300m

## §2. 概要

## 2-1 工事概要

工事件名 SHINGAPORE MASS RAPID  
TRANSIT SYSTEM CONTRACT  
301 A&B

企業先 MASS RAPID TRANSIT  
CORPORATION(MRTC)

工 期 自1985年10月14日～至1989年11月2日

工事内容

—トンネルA—

[シールド工]

半機械掘り式シールド機 外径φ5912mm,長さ5050mm  
2機

\*香港(支)係長  
\*\*香港(支)MRT南(工)係長  
\*\*\*土木設計部設計課係長  
\*\*\*\*土木設計部設計課

施工延長 東行線(E/Bトンネル) L=489m  
 西行線(W/Bトンネル) L=726m  
 セグメント 外径 φ5800mm, 内径 φ5300mm  
 RC-TYPE 7分割&6分割

掘削土量 34000m<sup>3</sup>

[地盤改良工]

JSG工 (φ1200mm) L=462m

スリーブ注入工 V=174000 ℓ

複合注入工 V=835000 ℓ

[その他]

CROSS PASSAGE 1ヶ所

SUMP PIT 1ヶ所

SHIELD CHAMBER 1ヶ所(断面60m<sup>2</sup>, 延長13m)

ートンネル B-

[シールド工]

土圧式シールド機 外径 φ5930mm, 長さ6190mm 2機

施工延長 東行線 (E/Bトンネル) L=759m

西行線 (W/Bトンネル) L=798m

セグメント外径 φ5800mm, 内径 φ5300mm

RC-TYPE 6分割

掘削量 42670m<sup>3</sup>

[発進立坑築造工]

鋼矢板山留工 15.2m×9.5m×15.0m 2ヶ所

[地盤改良工]

ケミコパイル工 2ヶ所 (ラベンダー駅との接続部)

JSG工 (φ1200mm) 発進, 到達部及びヴィクトリア  
 橋防護工

[その他]

CROSS PASSAGE 1ヶ所

SUMP PIT 2ヶ所

2-2 路線概要

トンネル A は, Fig. 1 に示すように, 当社施工の107 B 工区東西線の延長上にあり, シティーホール駅北側から上下2線となって出て, 作業基地となっている修道院跡地内の重要建造物に指定されている教会真下を通過し, ヴィクトリア街路に出るものである。両線ともブギス駅に向かうものであるが, 西行線は, 土被り9~14mで道路下を進み, 途中からすでに立ち退きが完了した道路拡張予定地を進む。東行線は, 土被り11~12mで全線ヴィクトリア街路下を進む。沿道には, 新設のホテルや商業ビルディング, あるいは60~70年前の古い建物や100年前の教会などの新旧建築物が林立している。また, 道路下には縦横に, ガス管・水道管・電力ケーブル・下水管等が多数埋設されている。

一方, トンネル B の路線 (Fig. 2) は, ラベンダー駅からヴィクトリア道路をブギス駅の方に逆行する形で発進後, 約15~20mで潮位調整水門をかかえた幅20mのROCHOR CANNAL及び1914年築造の文化的なヴィクトリア橋下を通過する。その後両線は, 土被り10~16mでトンネル A と同じく道路拡張予定地とヴィクトリア街路下を進む。沿道には, やはり60~70年前の2~3階建ての古い建物が続いており, 中には老朽化して筋かいなどで補強されている建物もある。また, ヴィ

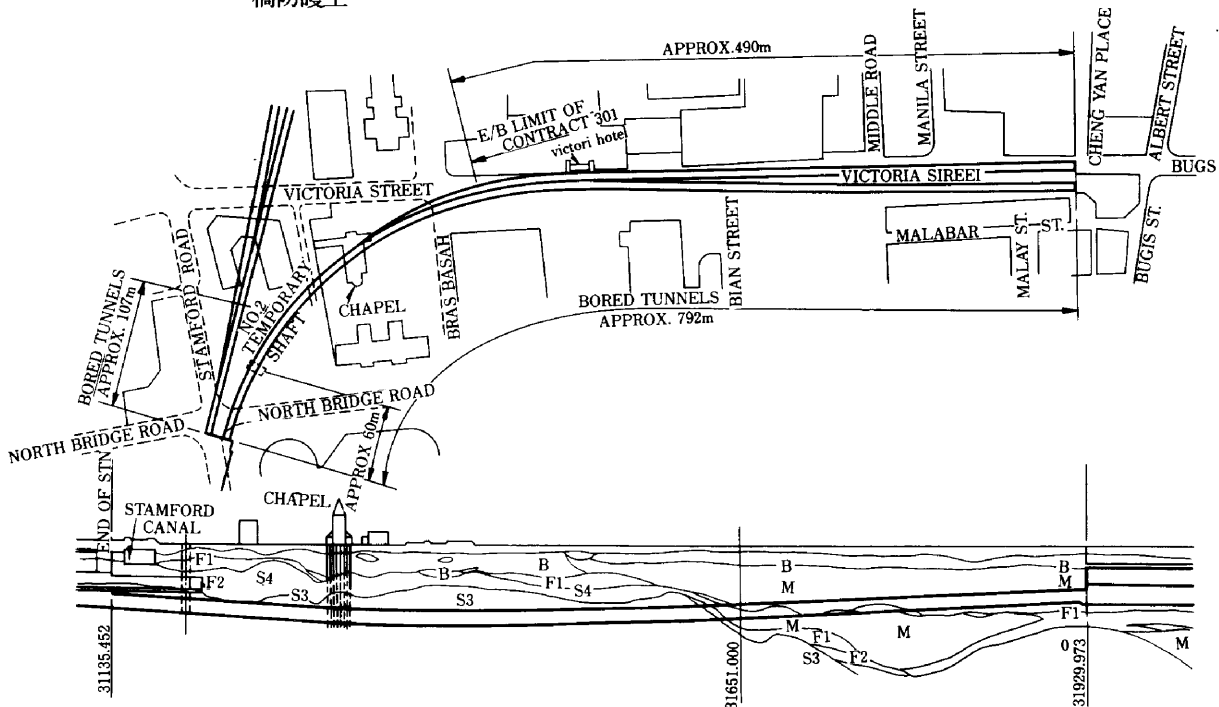


Fig.1 TUNNEL A

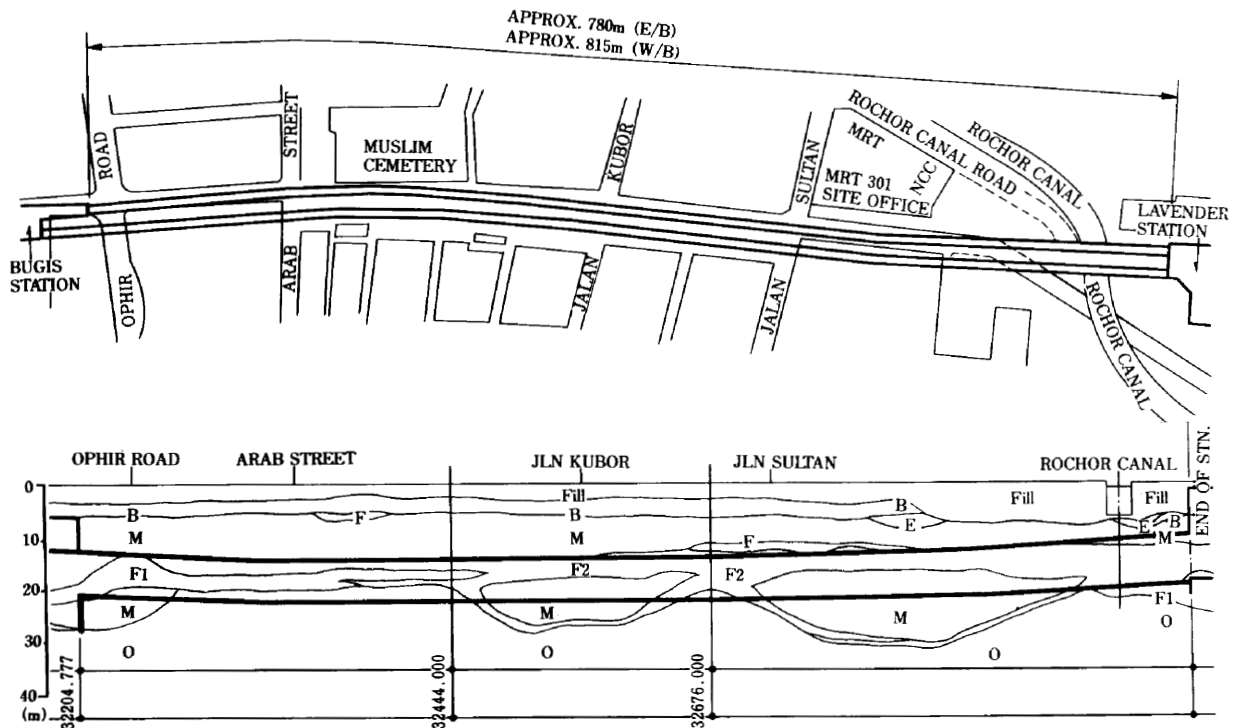


Fig.2 TUNNEL B

クトリア街路下には、深さ20m以上の木杭を基盤とする下水管や水道管・ガス管等が縦横に埋設されている。

2-3 地質概要

シンガポールの地質は、大きく分類すると年代の古い順に次の4種類に分けられる。

(1) ブキティマ花崗岩：G

3 疊紀頃のもので花崗岩及びその風化層から成り、風化の度合いにより硬岩 (G<sub>1</sub>) からまさ土 (G<sub>4</sub>) まで4段階に分類される。

(2) ジュロン層：S

3 疊紀～ジュラ紀に成生されたもので砂岩、頁岩の堆積岩及び風化層から成る。

(3) オールドアルビウム：O

洪積世堆積の砂質、粘性土層でN値20～50の比較的締まった土層。

(4) カラン層：B・M・E・F<sub>1</sub>、及び F<sub>2</sub>

沖積世堆積物であり、河川により運び出され堆積した軟弱粘土・緩い砂・腐植土、あるいは海成の粘性土などで形成されている。

トンネル A はジュロン層とカラン層にまたがり、トンネル B はカラン層を通過する。特にカラン層の主体を成しているマリンクレイ (M)、シルト質砂 (F<sub>1</sub>)、腐植土 (E) は軟弱な様相を呈する。各層の特性は次のようである。

① マリンクレイ (M)、海成粘土

上層マリンクレイと下層マリンクレイに分けられ、ともに青灰色をしている。上層マリンクレイは極めて鋭敏な粘土である。

② シルト質砂層 (F<sub>1</sub>)

茶灰色をした緩いシルト分を含んだ砂層で、間隙水は被圧されている。

③ 腐植土質 (E)

暗茶色、黒色をした腐植土層で局部的に分布し、層厚は1.5m くらいである。

④ シルト質粘土層 (F<sub>2</sub>)

暗赤色、黄色をした砂分を多く含むシルト質粘性土である。

⑤ ビーチサンド (B)

白灰色をした沖積層の海成砂層で一般に貝殻などを含み細砂～粗砂より成る。比較的地表面近くに分布しており、地下水下にあるため一旦解放されると流砂現象を起こす。

⑥ 堆積岩及びその風化岩 (S)

S層は大分類の中のジュロン層に属し、その風化の程度により S<sub>1</sub>、S<sub>2</sub>、S<sub>3</sub>、S<sub>4</sub>に分類される。特に本工区に関係のある S<sub>3</sub>層は黄褐色をした風化粘土層でφ0.5～3 m 程度の転石が含まれている。

各土層の土質定数を Table 1 に示す。

Table 1 土質定数一覧表

	Fill	B	E	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	M	O	S <sub>3</sub>
$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.90	1.70	1.40	1.80	1.90	1.50	2.05	2.16
$\phi$ (deg)	35	30	5	30	22	22	35	40
$C_u$ (tf/m <sup>3</sup> )	3.0	0	(0 ≤ Z ≤ 5) 0.5 (5 < Z ≤ 25) 0.225Z - 0.625	0	(0 ≤ Z ≤ 10) 2.0 (10 < Z ≤ 25) 0.20Z	(0 ≤ Z ≤ 6.7) 1.0 (Z < 6.7) 0.15Z	(0 ≤ Z ≤ 5) 4.5 (0 ≤ Z ≤ 15) 10.0	10.0
$E_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	50	100	400 $C_u$	100	145	200 $C_u$	(0 ≤ Z ≤ 15) 500	1000

ここに、 $\phi$ ：有効応力に対する内部摩擦角(deg)

Z：地表面からの深度(m)

Z：層境からの深度(m)

### § 3. トンネル覆工の設計

基本的に本工区のトンネルは、路線も含めて業者の設計施工という形態で契約がなされたため、落札後ただちにトンネル覆工の設計を行った。業者の設計に対しては、企業先(MRTC)より覆工設計の基本仕様(Design Criteria)が指定されており、これに基づいて詳細設計を行うことになる。基本仕様の主なものを以下に示す。

- ① 覆工は、基本的に RC セグメントを用い、これを永久覆工構造とする。
- ② 設計鉛直荷重は全土被り荷重とし、これに上載荷重を考慮する。
- ③ 解析手法は Muir Wood の方法による。
- ④ トンネル併設の影響を考慮する。
- ⑤ セグメント断面の設計は限界状態設計法(BC Coad CP110)による。
- ⑥ セグメントリングの半径方向のたわみは25mm以内とする。

これらの基本仕様に基づいて解析を行い、セグメントの仕様を決定した。ここでは、本事例で採用した設計条件、解析手法などについて簡単に述べるものとする。

#### 3-1 設計荷重

永久構造としてのRCセグメント覆工であること並びにトンネルの大半が軟弱粘性土中にあることから、上記基本仕様の②は妥当であると判断しこれを採用した。また、側圧は土水一体と考えた場合の側圧係数のとり方が明確ではないため、有効応力法の考え方を採用し、有効土圧としての静止土圧と間隙水圧に分けて算出した。この際、国鉄(現JR)が計測、整理を行った掘削前の土留壁に作用する側圧に関する報文から、全土圧としての静止側圧係数(粘性土)のデータを抽出し、これを参考に設計側圧の検証を行った。検証の結果、比較的良い相関を得たため、有効応力法の採用を妥当とした。

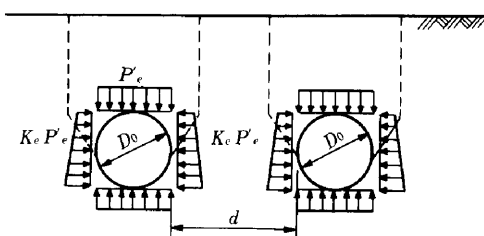
また、トンネルは単線併列となることから併設の影響を考慮するものとし、国鉄(現JR)のシールドトンネル設計施工指針(案)に基づき、トンネル純間隔がトンネル径以下の場合について、Table 2 に示すように先行トンネルの設計鉛直荷重の割り増しを行った。

#### 3-2 構造計算

基本仕様に指示される Muir Wood の方法は、地山が Hook の法則に従う等方・等質の弾性体であると仮定し、円形トンネルに鉛直土圧が作用する場合にトンネルが楕

Table 2 Increase of load factor for adjacent tunnel

$d/Do = a$	$a > 1$	$0.9 \leq a \leq 1$	$0.8 \leq a < 0.9$	$0.7 \leq a < 0.8$	$0.6 \leq a < 0.7$	$0.5 \leq a < 0.6$
$\alpha$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5



Design vertical load

$$P_e' = (1 + \alpha) P_e$$

$P_e$  : Design vertical load for single tunnel

円に変形し、その変形量に相当する抵抗土圧がトンネル壁面に作用するとして断面力を算出する方法である。比較的簡便に断面力の算出ができるが、本事例のように深さ方向の土質が様でない地盤内のトンネルへの適用には限界があると判断し、土層区分の再現が可能な電算機による骨組み解析により断面力及び変形を求めるものとした。ただし、万全を期すために、Muir Woodの方法に従って求めた解により計算値の検証を行い、断面力については両者のうち大きい方を採用するものとした。

構造計算にあたって以下の条件設定を行った。

(1) 構造モデル

解析は、当社土木設計開発の折れ線近似構造の解析プログラムにより行うものとし、円形ライニングを36節点に分割した骨組みモデルを使用した。

部材の曲げ剛性の設定は、継手の存在をどう考えるかがポイントとなるが、Muir Woodの考え方を参考に次のように行った。

$$n \leq 4 \quad I_e = I$$

$$n > 5 \quad I_e = I_j + (4/n)^2 \cdot I$$

ここに、 $n$  : セグメント分割数

- $I_e$  : 有効断面2次モーメント
- $I$  : セグメント断面2次モーメント
- $I_j$  : 継手の断面2次モーメント

本事例では、ピース間継手がボルト継手であることから  $I_j = 0$  と仮定した。

(2) 地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、Muir Woodの考え方を参考にし、弾性地盤内の円形トンネル変形の弾性解より次のように求めた。

$$k = \frac{3E_c}{(1+\nu)(5-6\nu) \cdot r_0}$$

ここに、 $\nu$  : ポアソン比

- $E_c$  : 地盤の変形係数
- $r_0$  : トンネルの半径

この式から分かるように、地盤反力係数はトンネルの径に反比例する。

一般の地盤においては、異方性の影響はあまり大きくないと考えられることから、鉛直地盤反力係数を水平地盤反力係数と等しい値とした。ただし、トンネル下の地盤が複合地盤の場合には、国鉄(現JR)のボックスカルバート設計要領(案)に基づき地盤反力係数の補正を行うものとした。また、先行トンネル及び後行トンネルの施工による地山の乱れが相互に及ぼす影響を、地盤の変形係数を低減することにより評価するものとし、トンネル純間隔がトンネル径以下の場合につき50%の低減

を行った。

(3) 設計断面力

セグメントリングを千鳥組みする効果を考慮して、セグメントの設計断面力を以下のように設定した。

$$M_2 = 2M_0 - M_1$$

$$\Delta M = M_1 - M_2$$

$$N_2 = N_1$$

ここに、 $M_0, N_0$  :  $I_e = (4/n)^2 \cdot I$ により求めた断面力  
 $M_1, N_1$  :  $I_e = I$ により求めた断面力  
 $M_2, N_2$  : ジョイント部の断面力  
 $\Delta M$  : リング間継手により伝達されるモーメント

これは、土木学会のトンネル標準示方書(シールド編)に示される慣用計算法と類似の考え方による。

セグメントの応力照査は、一般断面を  $M_1, N_1$  に、ピース間継手部を  $M_2, N_2$  に、リング間継手を  $\Delta M$  によるものとした。また、セグメントリングのたわみの照査は、剛性を低下 ( $I_e = (4/n)^2 \cdot I$ ) させたモデルによるものとした。

3-3 セグメント詳細示様

ここまではセグメントの解析について述べたが、次に構造上の特徴について述べるものとする。

(1) ピース間継手

ピース間継手は、比較的大きな曲げ(一般部の6~9割)を受けることから、ボルトを引張材と考えた曲げと軸力を受ける矩形RC断面として設計を行った。ボルトに大きな引張り力が働くため、高張力の直ボルトを使用し、埋込み金物を介してピースを継ぐものとした。

(2) リング間継手 (Fig. 3)

セグメントのボルトポケットによる断面欠損を極力小さくするため、曲がりボルトをリング間継手に使用した。ボルトポケットが小さいことから、セグメント端部に十分なリング方向の配筋を行うことができた。また、このボルトは必要に応じて取替え可能という利点があり、企

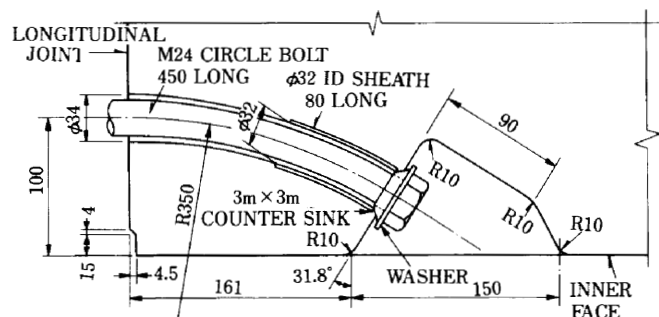


Fig.3 BOLT POCKET FOR CIRCUMFERENTIAL JOINT

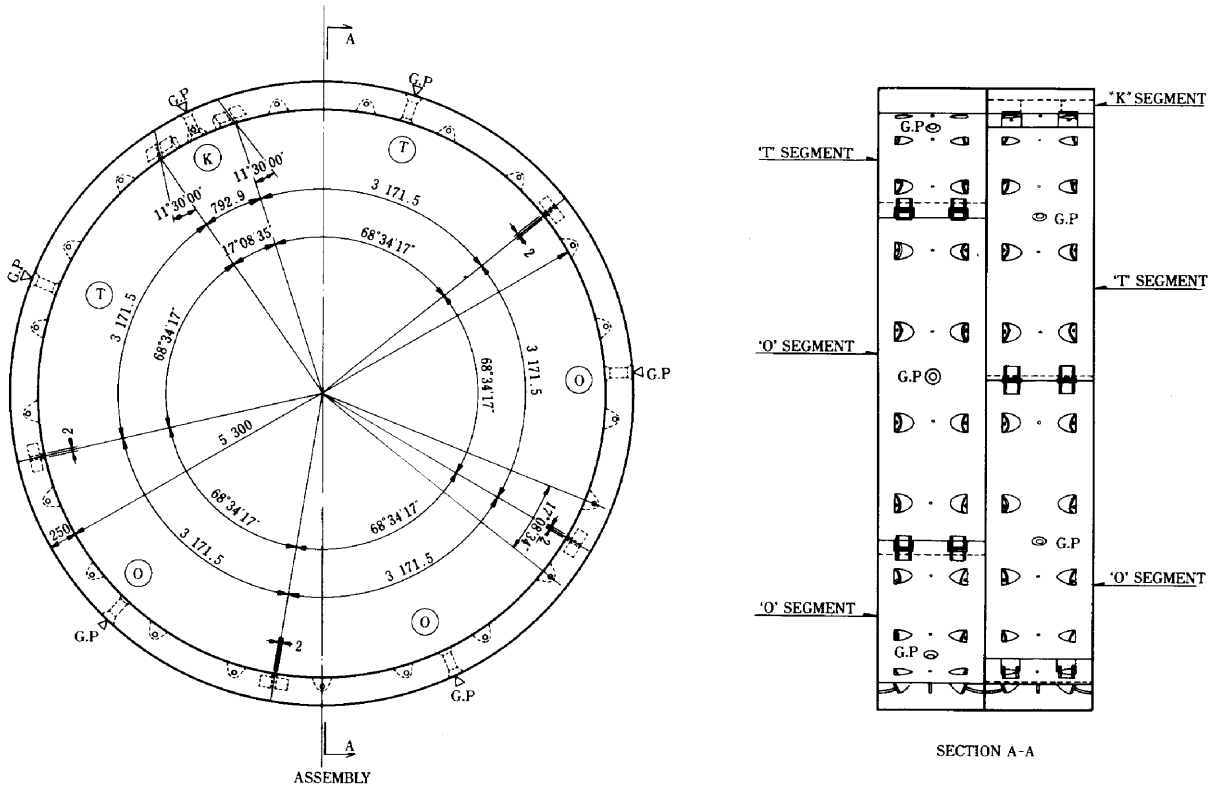
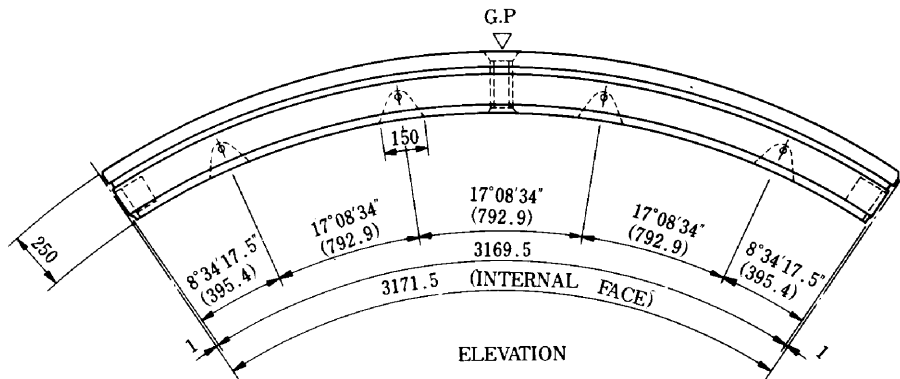


Fig.4 RCセグメントリング



MILD STEEL BOLT POCKET FOR RADIAL JOINT (GALVANIZED)

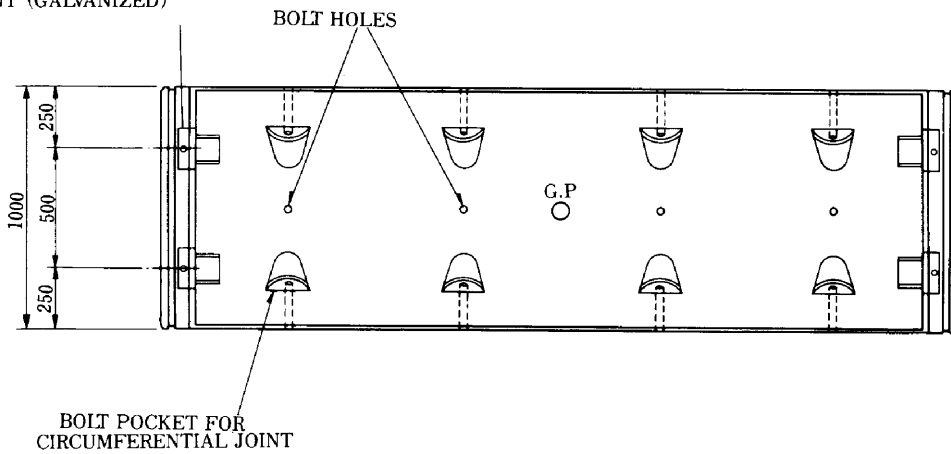


Fig.5 セグメントピース

業先から高い評価を得た。

(3) ピース間端面補強

セグメントのピース間端面の直角性が悪く、ピース間継手に開きが生じるような場合、外圧によるセグメントの変形が大きくなり、過大な曲げが発生したり施工中に端面が破損する可能性がある。企業先もこの点を非常に懸念していたため、セグメント型枠の端面部の直角性のチェックは特に厳しく行った。また、破損に対する対策として端面に溶接金網による補強を施した。

セグメントの構造図を Fig. 4, Fig. 5 に示す。

§ 4. シールド機の特徴

トンネルAの場合、多種多様な地層を同一シールドで掘進するため、シールド機の仕様及び各土質に対する施工法並びに予測される問題点への対応策などの検討が必要である。また、軟弱粘性土層を掘進するトンネルBにおいては、水路横断時の水門の沈下、圧力室内での粘土の付着、障害物の出現などの問題点が予測された。検討の結果、シールドマシンの仕様においてこれら問題点に

対して下記の対策をとるものとした。

(1) トンネル A

① 発破による転石処理

シールド前面での発破使用に対応してフード部でのリブ材の補強、デッキ下に防護扉の設置を行う。ずり出し用としてロッカーショベルを使用する。

② 発破によるオーバーブレイクの対処

サンドバックの充填を行い、ベントナイトを注入する。

③ 緩い砂質土に対する山留

ムーバブルフードを地山に貫入させ、上半肩部位(約155°)までカバーする。格子型山留機構の設置。

④ 軟弱層におけるずり出し設備の変更

バックホウの設置及びベルトコンベヤによるずり出し。

(2) トンネル B

① マリンクレイの付着によるチャンバ内閉塞

チャンバ内にリング状のスプリンクラを設置する。

② チャンバ内の対抗土圧と天端掘削土の充填確認

土圧計 (6ヶ所)、流向計 (7ヶ所) を設置。

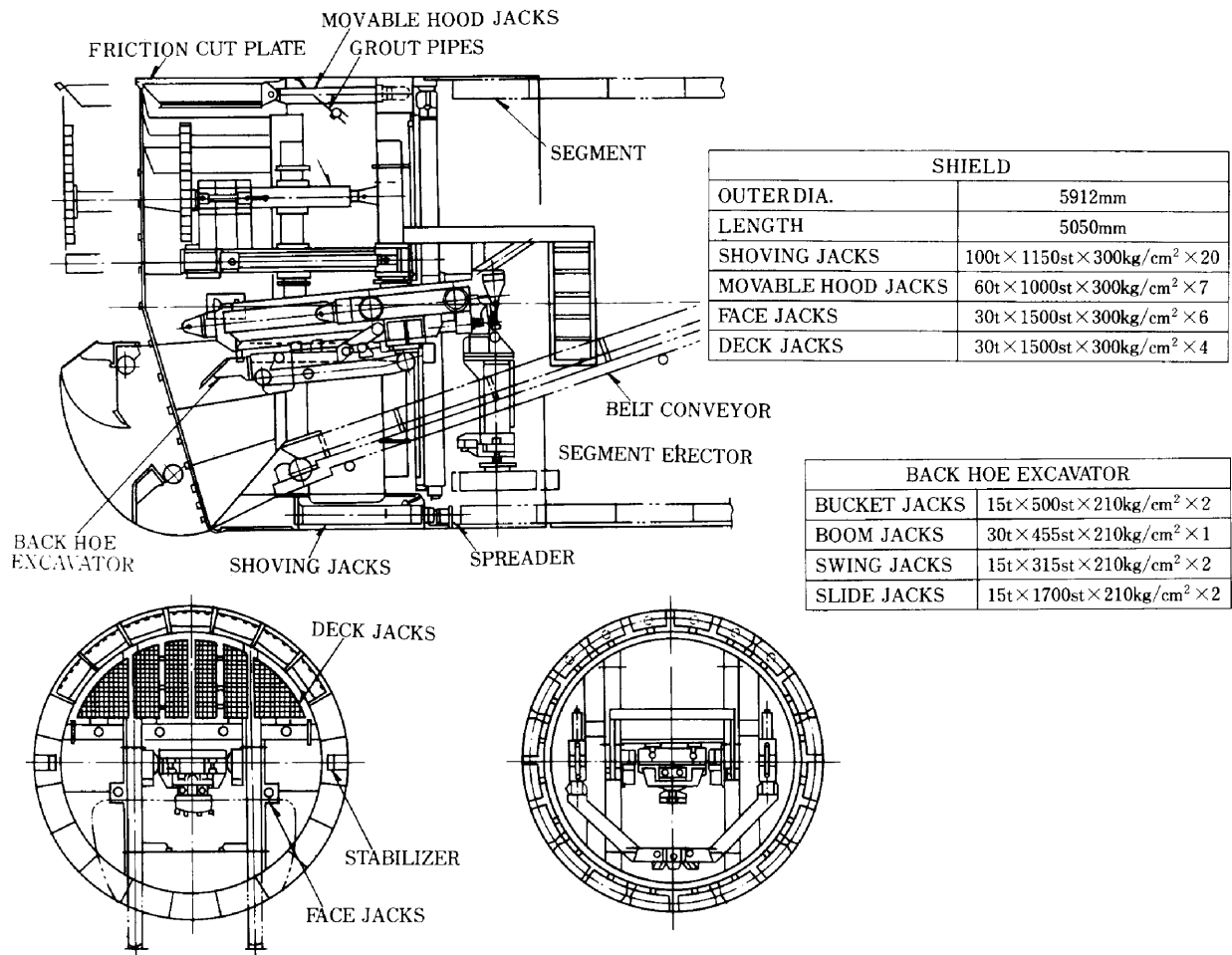


Fig.6 半機械掘り式シールド機 (φ5912mm)

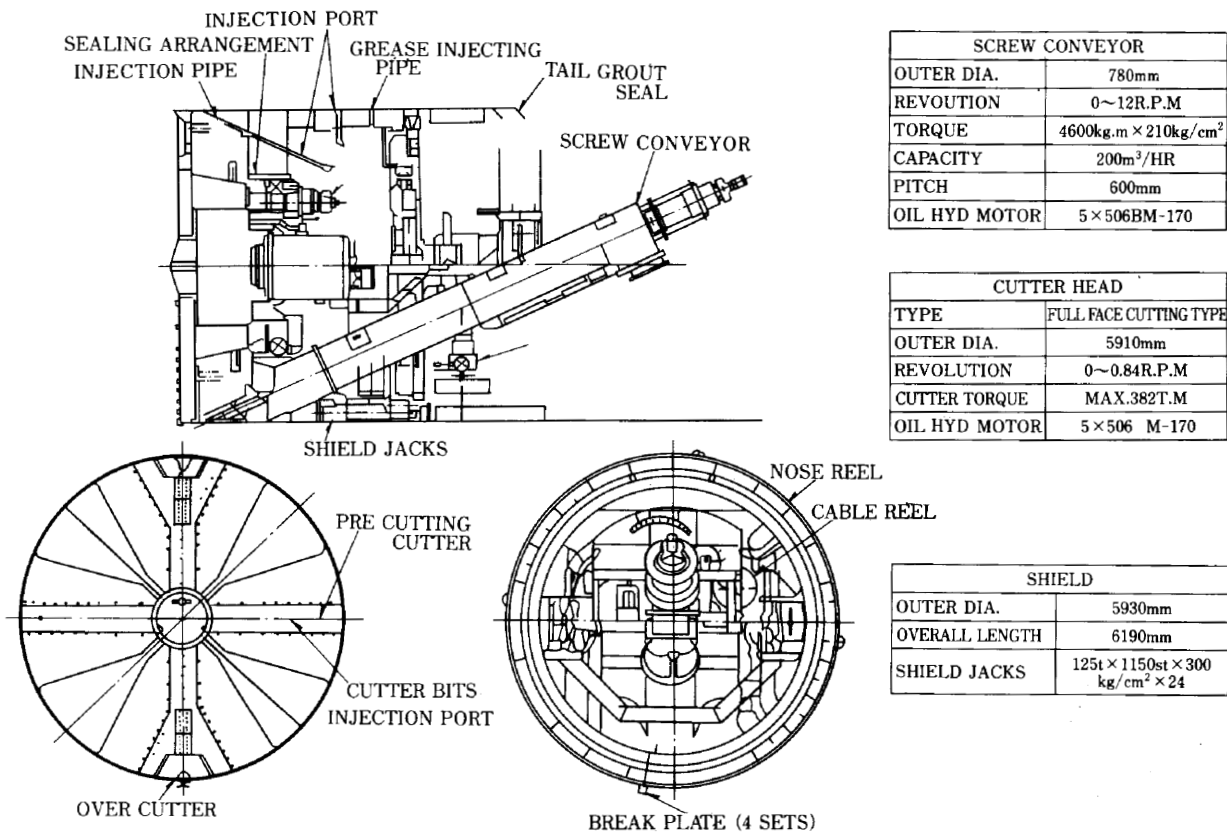


Fig.7 土圧式シールド機(φ5930mm)

③ 地下埋設物支持杭の切断

超硬特殊ビットを装備する。

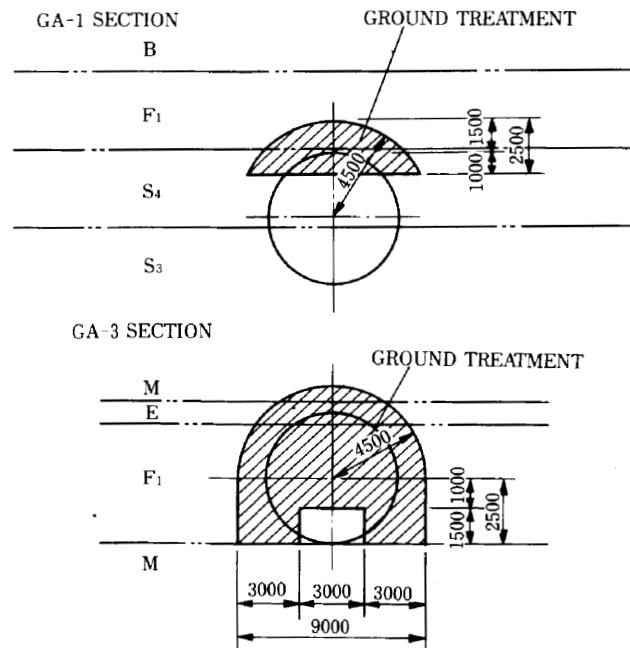
トンネル A 及びトンネル B に使用されたシールド機をそれぞれ Fig. 6, Fig. 7 に示す。

§ 5. 地盤改良工

シールド掘進の補助工法として必要な地盤改良については、以下の範囲を対象に検討を行った。

- ① S層の被りが2 m 以下である所
- ② トンネルクラウン部に F<sub>1</sub>層が出現する箇所
- ③ S層と M, F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub>層との層境
- ④ ヴィクトリア橋橋台, 到達部, 発進立坑部と駅取り合部
- ⑤ CROSS PASSAGE と SUMP PIT

冒頭で説明した様に、今回のトンネル工事は、すべて一括契約のため、設計変更による数量変更が認められない。従って、事前の検討が特に重要となることから追加ボーリングにより、さらに詳しく土層分布、土質の調査を行って、改良範囲を決定した。検討の結果、上記③は省略可能と判断された。実施された主な地盤改良工の実績を Fig. 8~Fig. 11 に示す。



薬液注入実績

	施工日数	改良土	注入量	注入率
ビクトリア道路GA-1	15	250m <sup>3</sup>	139	55.6%
" GA-3	26	1008m <sup>3</sup>	370	36.7%

Fig.8 路線地盤改良工(トンネルA)



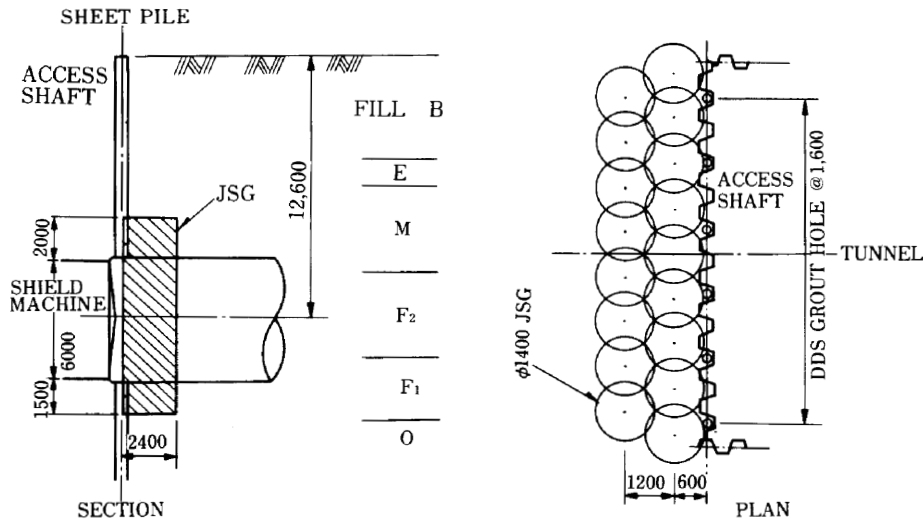


Fig.9 発進防護工 (TUNNEL B)

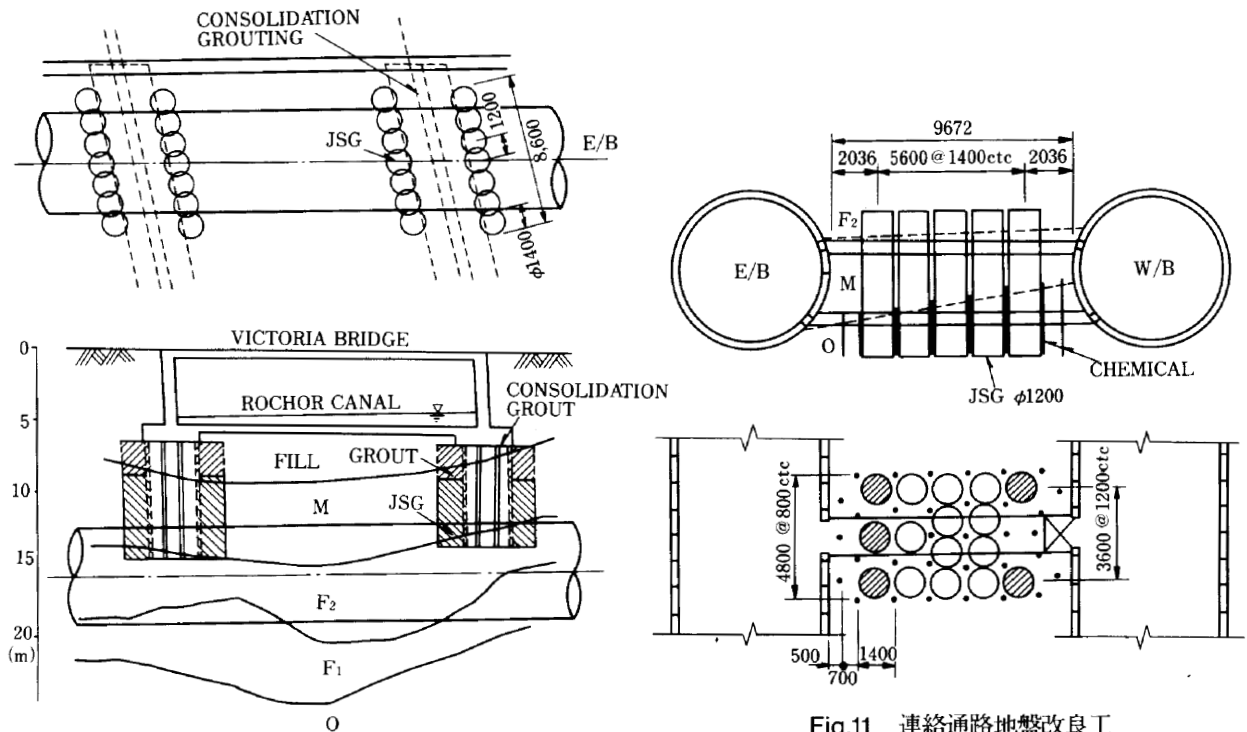


Fig.10 橋台防護工

Fig.11 連絡通路地盤改良工

## § 6 施工

### 6-1 掘進工

トンネルAの東行線においては、107Bと301の工区境にシールドチャンバーを設け、分割したシールド機を立坑からチャンバーまで200mほど横移動し、組立てを行った。

107Bトンネルの2次覆工を反力壁に利用し、仮支保工としてセグメントを組み立てて発進した。M層では、上半の格子型山留をブラインドにして地山に直接押し込む方法をとった。上半ブラインド無しの場合、推力は100

t程度であるが、マシン姿勢が下向きになる傾向があり、2.56%の上り勾配を確保するためには3.95%以上の上向き姿勢が必要であった。上半部5mをブラインドにすることにより、推力は350~400tに増すが、マシン制御が容易となることから、以降この方法を採用した。また、余掘りの大きな所では、シールドテール外側に裏込材が厚く付着し、シールド機のコントロールに支障をきたし撤去しなければならなかった。

西行線は、上下2線のうち上段トンネルのため、立坑下よりステージを組み、その上でマシン組立てを行い発進した。立坑から400mの区間は、S<sub>3</sub>層の転石層のた

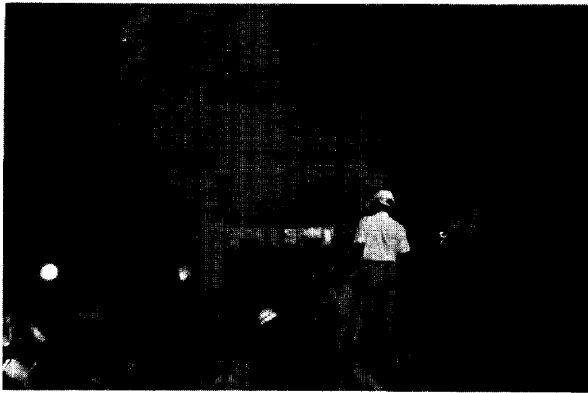


Photo 1 トンネルA チャンバー内でのシールド機組立状況

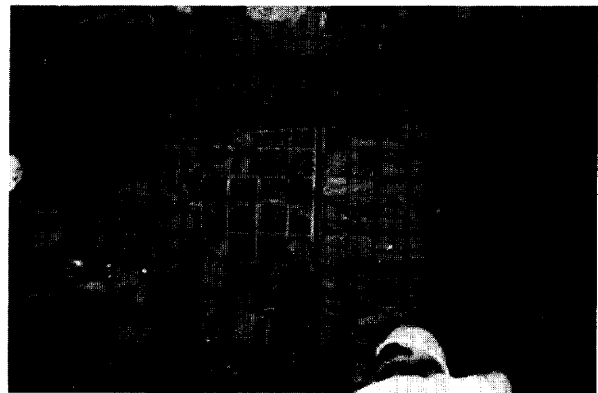


Photo 2 トンネルA マリンクレイ層の切羽状況

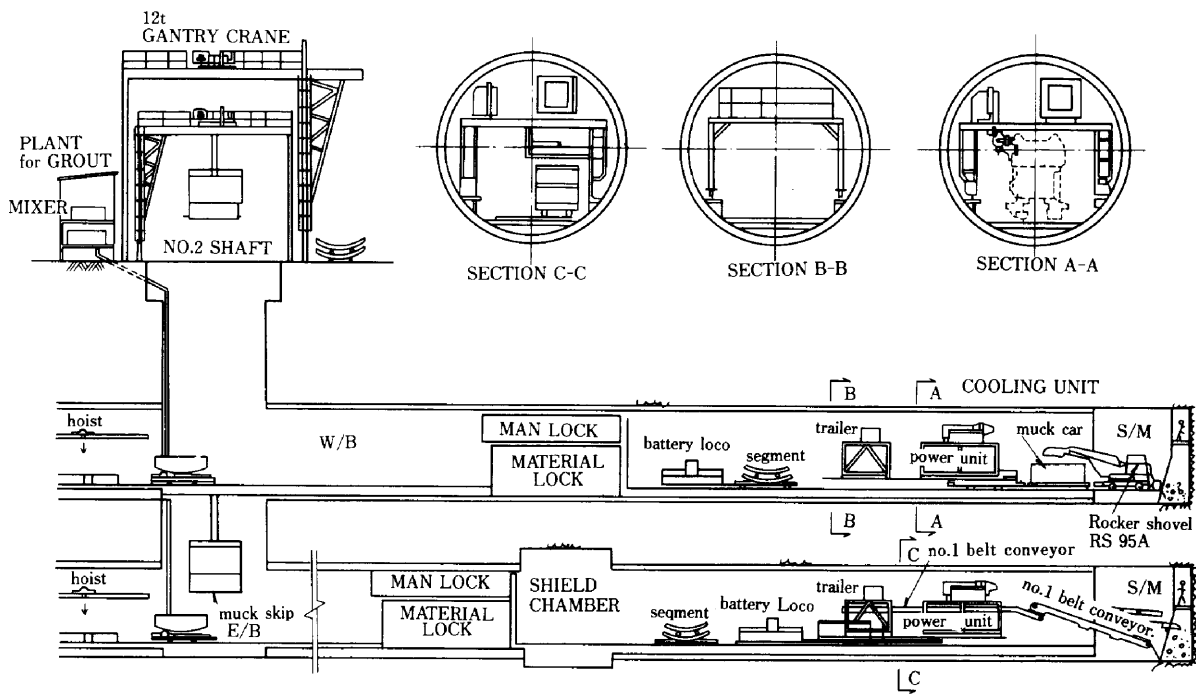


Fig.12 TUNNEL A PLANT SET-UP FOR MAIN DRIVE

め前面発破工法を使用した。チャペル下及びS層の被りが薄い所は、原則として無発破とし、必要に応じて部分発破を行った。随時発破使用ができるように月極め契約を行い、発破専門業者を現場に常駐させた。また、坑内動力照明の全てを遮断することなく普通の状態が発破作業ができるよう、電気雷管には高周波発火方式を採用した。

トンネルBにおいては、160tの機械を4分割して立坑に投入、組立を行った。有効スペースが狭いため、後続設備は地上に設置することにより初期掘進を行った。発進直後に橋台支持杭の切断を必要とする河川横断があるため、地上部では橋梁及び潮位調整水門の変位・変状の測定、マシン内ではチャンバー内土圧及び排土量のチェック並びにジャッキスピードの調整などにより掘進管

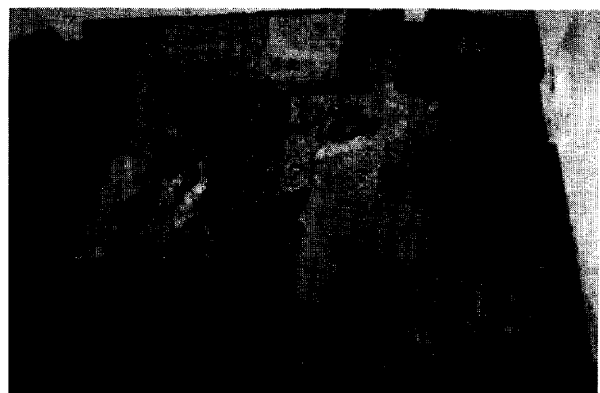


Photo 3 トンネルA 上部半断面に出現した転石

理を行った。実績では、15RING すぎるあたりで木杭基礎部分に入り、カッター圧が上がり気味となった。木杭

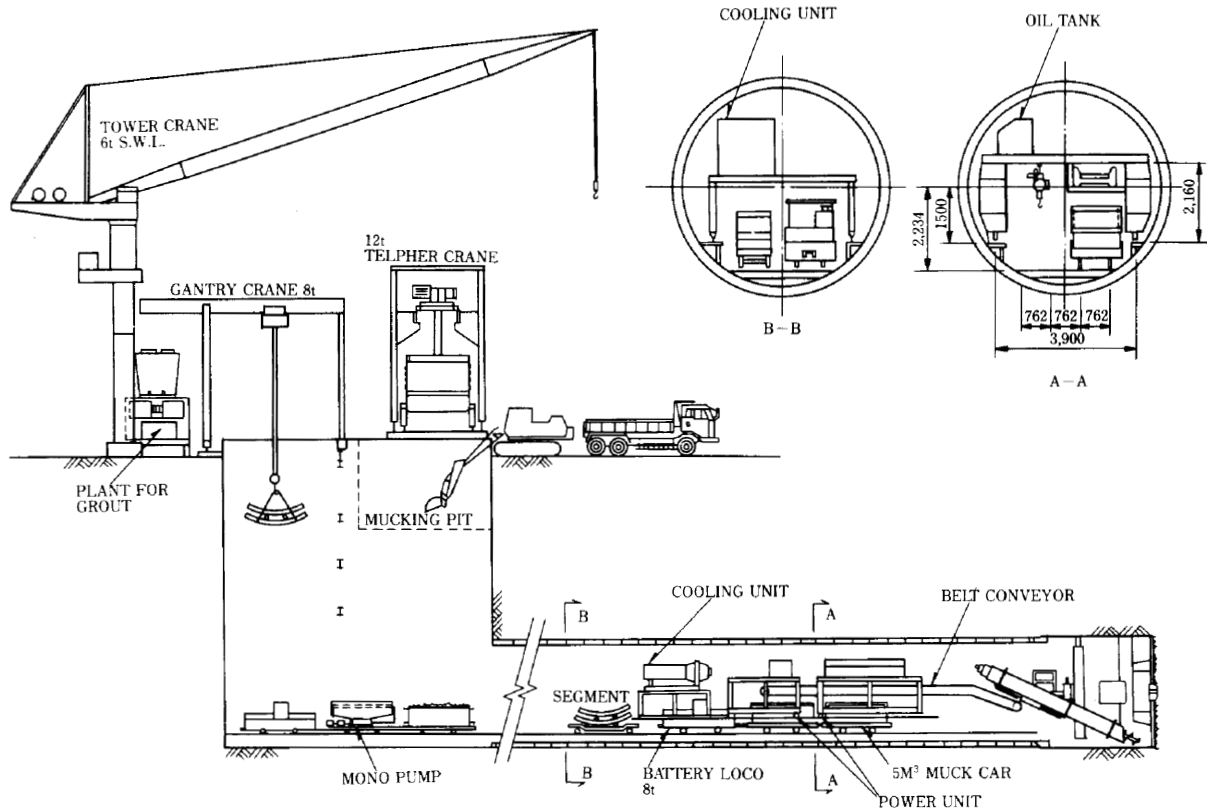


Fig.13 TUNNEL B PLANT SET-UP FOR MAIN DRIVE

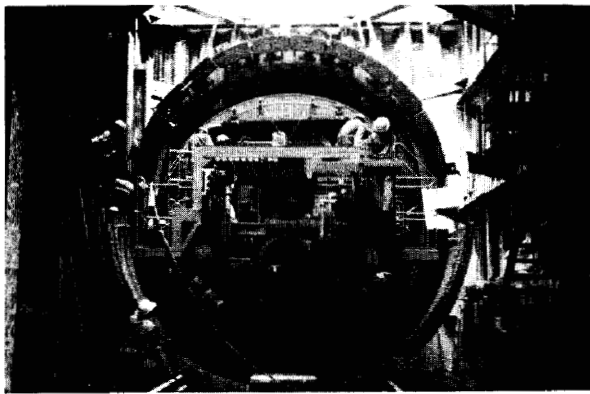


Photo 4 トンネルB シールド機組立状況

のスムーズな切断を行うため、計画通りジャッキスピードを落として掘進したが<sup>3</sup>、地表面沈下が表れすぐ際の潮位調整水門に沈下の影響が出始めたため、通常スピードに戻して通過した。排出された切断片から判断して木杭切断は計画どおり行われたものと考えられる。掘削の対象となった M、F<sub>2</sub>層は粘着性がかなり強く、排出土がベルトコンベヤ上で帯状につながり常時2～3人の作業員で小割するほどであった。発進口から500mほど掘進したあたりより下部断面に O層が出現し、シールド機制御が困難となったため上部ジャッキにてマシンを下げ方向に制御した。しかしながら、セグメントにクラックが発

生したりボトルポケット付近が割れる現象が起きたため、対策としてオーバーカッター50mmを出して掘進を行ってからは、比較的順調に掘進できた。本掘進における実績注水量は、掘削土量の2～10%程度であった。

### 6-2 裏込注入工

注入材はセメントミルクを使用した。シンガポールにおいてフライアッシュ・粉末粘土などはセメントより高価なため、単純かつ早く固まる配合とした。注入材の混練りは、発進立坑際に自動モルタルプラントを設置し、セメントサイロからバラセメントを風送して行った。練られたセメントミルクは、立坑下でモノポンプに投入後1リング分ずつ切羽に運搬し、添加剤を加えて粘性調整後、掘進に合わせて即時注入した。トンネルAにおいては、転石層のオーバブレイクには、砂袋の充填及びペントナイトの注入を行うことにより、マシン背面の裏込材の付着を防いだ。

## §7. 実績

トンネル実施工程を Table 3, Table 4 に、裏込注入実績、テーパセグメント使用実績をそれぞれ Table 5, Table 6 に示す。テーパセグメントは、最大テーパ量28mmの片テーパセグメントを使用した。直線部は蛇行修正

Table 3 TUNNEL A-ACTUAL PROGRESS (CITY HALL TO BUGIS STATIONS)

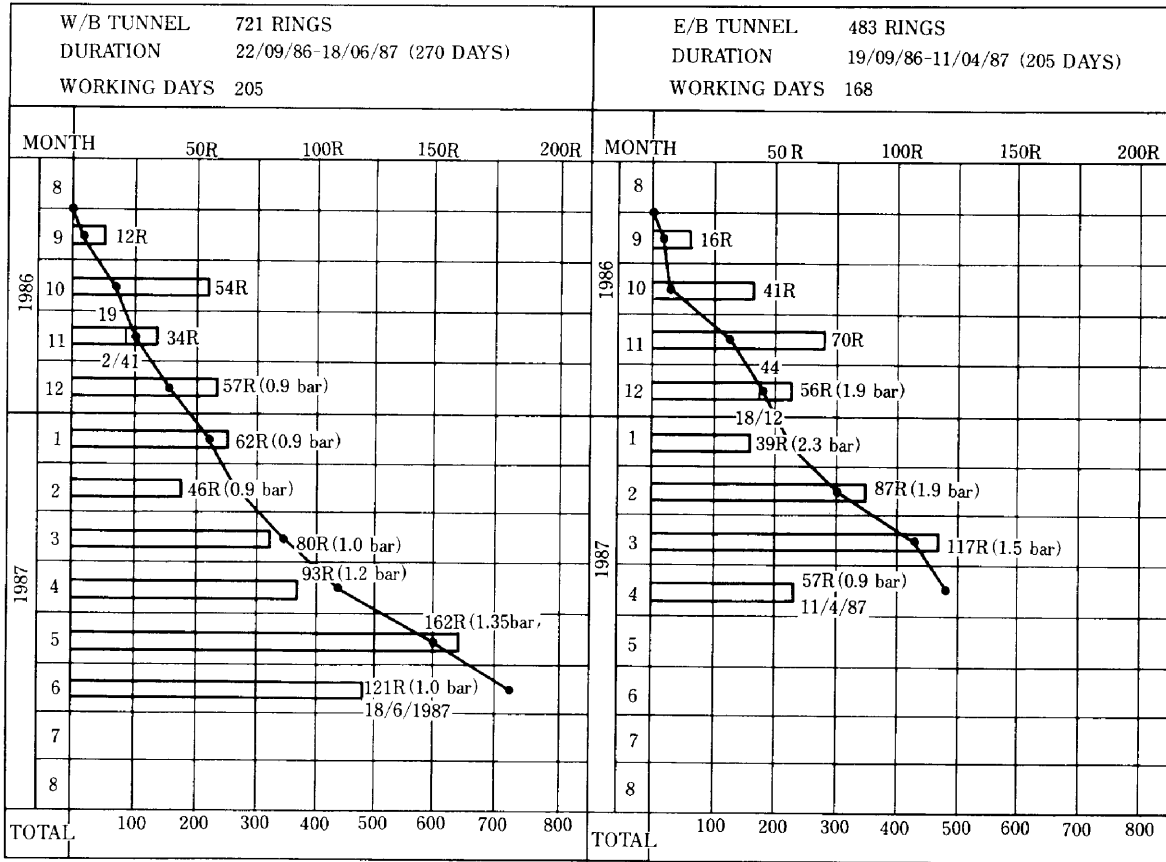


Table 4 TUNNEL B-ACTUAL PROGRESS (LAVENDER TO BUGIS STATIONS)

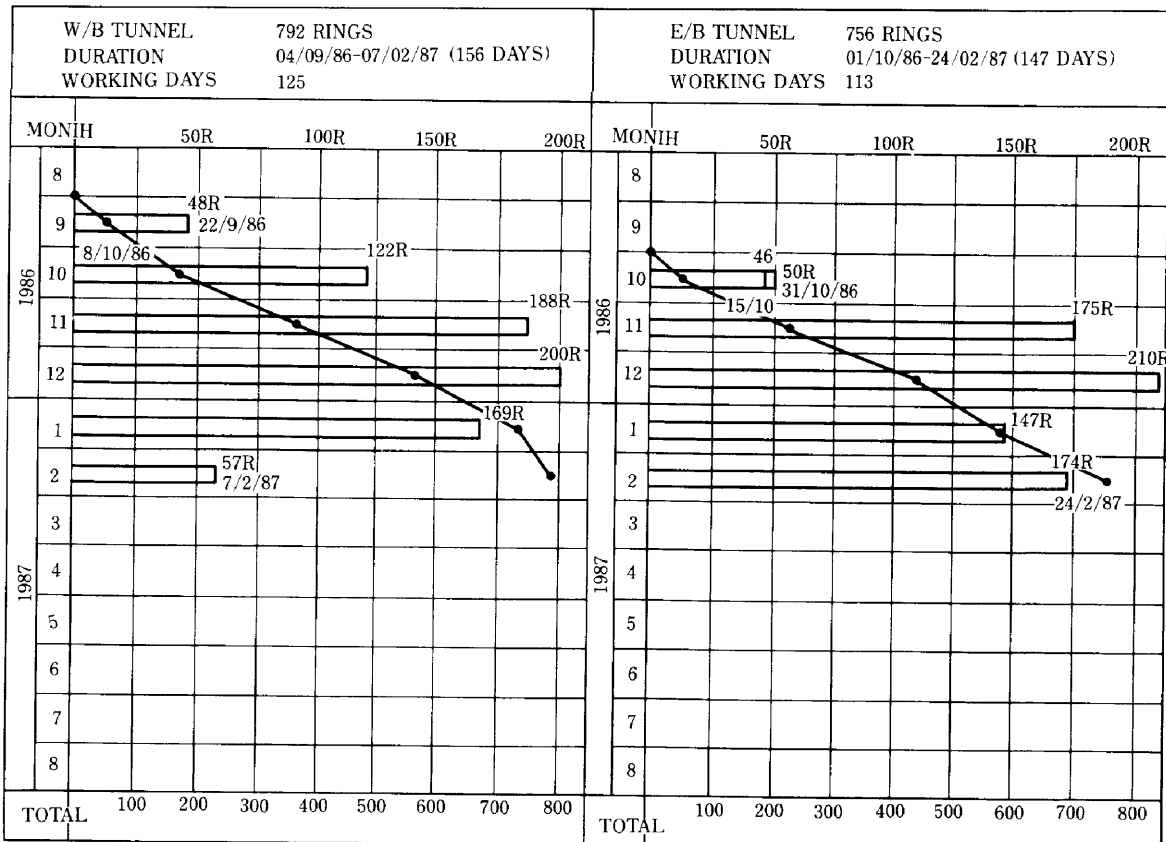


Table 5 裏込注入実績

	リング数	設計値	1次注入	2次注入	合計	注入率	セメント使用
トンネル A	1,193	1,340m <sup>3</sup>	2,864m <sup>3</sup>	227m <sup>3</sup>	3,091m <sup>3</sup>	231%	3,091t
トンネル B	1,545	1,854m <sup>3</sup>	3,512m <sup>3</sup>	655m <sup>3</sup>	4,167m <sup>3</sup>	225%	4,353t

Table 6 テーパーセグメント使用実績

		距離	計画数量	計画比率	使用数量	使用比率
トンネル A	直線区間	680m	35m	5.1%	75m	11.0%
	曲線縦曲線	289m	243m	84.0%	314m	108.0%
トンネル B	直線区間	986m	49m	5.0%	70m	7.1%
	曲線縦曲線	599m	134m	22.3%	141m	23.5%

Table 7 セグメント補修実績

	リング数	セグメントピース	補修数		補修率
			欠損	クラック	
トンネル A	1,204	7,496	383	5.1%	
			655	8.7%	
トンネル B	1,587	9,522	567	6.0%	
			240	2.3%	

Table 8 トラックベット コンクリート実績

	距離	稼働日	コンクリート設計数量	施工数量	
				モルタル	コンクリート
トンネル A	1,220m	77	1,236m <sup>3</sup>	34m <sup>3</sup>	1,178m <sup>3</sup>
トンネル B	1,542m	160	1,850m <sup>3</sup>	34m <sup>3</sup>	1,863m <sup>3</sup>

用として5%の使用計画であったが、セグメント損傷防止のためテーパーセグメントにて調整したので使用量が多くなった。

セグメント補修実績を Table 7 に示す。推進時テール内のセグメントの動きで、ボルトポケット付近に欠損やクラックの発生がみられた。欠損部分はエポキシモルタルにより補修し、クラックはエポキシ系材料による注入補修を行った。

トラックベットコンクリート打設実績を Table 8 に示す。1次覆工完了後、レール及び枕木を撤去してインバートの清掃を行い、コンクリートを打設した。両トンネルは、共にスクリークリートにて坑内運搬を行った。トンネル A は韓国人作業員での昼夜施工、トンネル B はマレー人及びタイ人作業員での昼間施工であった。

## § 8. 地盤沈下について

### 8-1 沈下量の予測

トンネル A はその後半部分、トンネル B はそのほぼ全線に渡って軟弱地山での施工となることから、シールド掘進による地下埋設物、近接構造物への影響が懸念された。そこで、計画時にシールド掘進に伴う沈下量の予測を行い、構造物に対する防護工の必要性について検討を行った。沈下量の計算に当たっては、土質条件・土被り等によってグラウンドロス(トンネル延長1 m 当りの沈下曲線による体積 (m<sup>3</sup>/m)) を設定し、それを基に R.B. Peck の沈下曲線式により地表面沈下分布を求めた。こ

こでは、主にトンネル B についての沈下予測について述べるものとする。グラウンドロス及び沈下曲線の設定は次のとおりとした。

#### (1) グラウンドロス

一般に、シールド掘削に伴うグラウンドロスに大きな影響を与える要素は、切羽に起因するものとテールボイドに起因するものに大別されるが、土圧式シールドの場合、切羽管理を十分に行えば前者によるものは小さく抑えることができる。そこで、当該シールド工事の検討に対しては、グラウンドロスはテールボイドを超えないものと考え、シールド外径縦断面積の4%に設定した。この値は、当該シールドに類似した密閉式シールドの沈下予測例を基に、Peck の式によりグラウンドロス率を逆算した値(約3%)を参考に、安全側に設定したものである。

#### (2) 地表面沈下曲線

Peck は、トンネル掘進に伴う地表面沈下形状を正規分布曲線で近似すると共に、沈下トラフの幅(トンネル中心から沈下曲線変曲点までの水平距離)を地山の種類別にトンネル深度との関係にて与えている (Fig. 14 参照)。

当該シールド対象土層は、前線に渡って軟弱粘土 (M層) が主体であるため、Fig. 14 に示す曲線に沿って沈下トラフ幅  $i$  を設定し、下式により地表面沈下曲線を求めた。

$$S(x) = S_0 \exp(-x^2/2i^2)$$

ここに、 $S_0$ : トンネル直上の沈下量 (m)

$x$  : トンネル中心からの水平距離 (m)  
 $i$  : 沈下トラフ幅 (m)

8-2 沈下計測結果

(1) 西行線施工時地表面経時変化

西行線シールド (先行) 施工時の、シールド掘進に伴う地表面の経時変化を測定した結果の 1 例を Fig. 15 に示す。測定結果はシールド路線直上のもので、シールドの掘進が進むにつれて地表面がどのように挙動するかを示している。Fig. 15 より以下のことが判る。

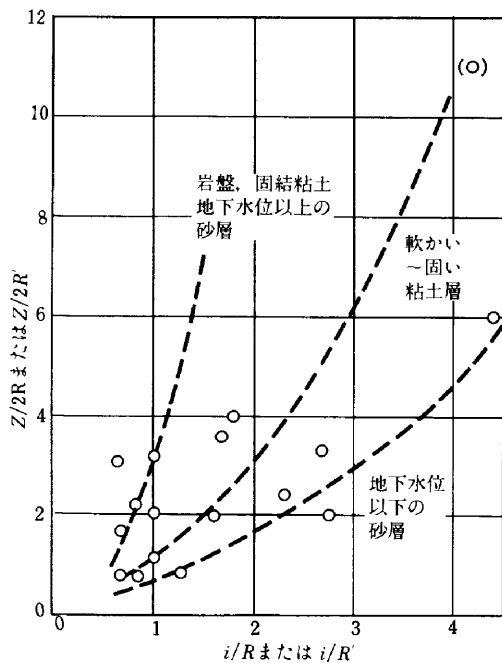


Fig.14 異なった地盤条件中のトンネルにおける沈下トラフの幅とトンネルの深度の関係—それぞれ無次元の  $i/R$  と  $Z/2R$  で表示 (Peck-1969)

- ① 先行隆起は、シールド切羽が計測位置から土被り厚と同程度の距離に達した時点で始まる。また、シールド切羽が測点の直下に来た時に最大となっており、その値は 5mm 程度であった。
- ② シールド切羽が測点直下を通過した時から即時沈下が始まり、10~20m 進行後即時沈下が終了し、その値は 25~40mm であった。

(2) 両線施工時地表面沈下

東行線シールドは、西行線よりも約 3~4 週間遅れて掘進を行った。このときの標準的地表面沈下計測例を Fig. 16 に、両トンネル直上の地表面沈下 (東行線シールド通過後、6~12ヶ月後の沈下量) 計測結果を Fig. 17 に示す。

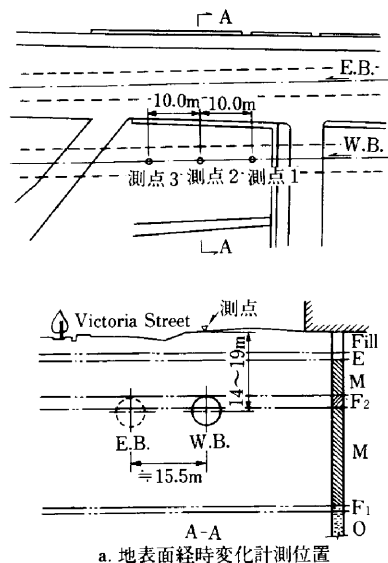
前述の沈下量予測値を Fig. 16 に示すが、実測値とよく合っており Peck の沈下曲線が妥当であることが分かる。そこで、Peck の沈下曲線式を基に、各計測断面でのグランドロス率 (シールド外径断面積に対するグランドロスの割合) を逆算した結果を Fig. 18 に示す。ここでは、グランドロス率とトンネル深度の間には余り相関性はみられない。当該シールド工事のグランドロス率を整理した結果、平均で西行線 4.5%、東行線 5.0% であり、予測値 4.0% よりもやや大きかった。

8-3 施工管理

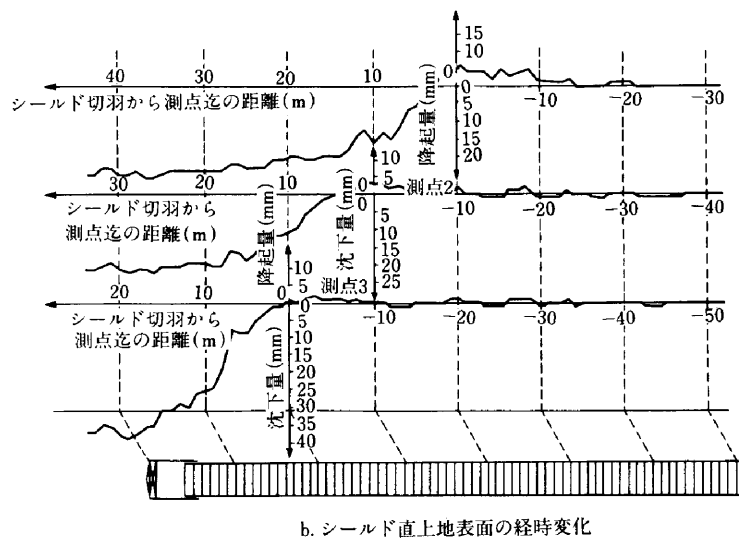
軟弱粘土中を土圧式シールドで掘進する場合、沈下の要因として下記のもの挙げられる。

- ① 切羽土圧の過不足による切羽地山の乱れ、
- ② シールド推進に伴う周辺地山の乱れ、
- ③ テールボイド発生に伴う地中応力解放

当該シールドでは、それぞれについて、以下のような対策を講じて施工した。



a. 地表面経時変化計測位置



b. シールド直上地表面の経時変化

Fig.15 西行線施工時地表面沈下経時変化

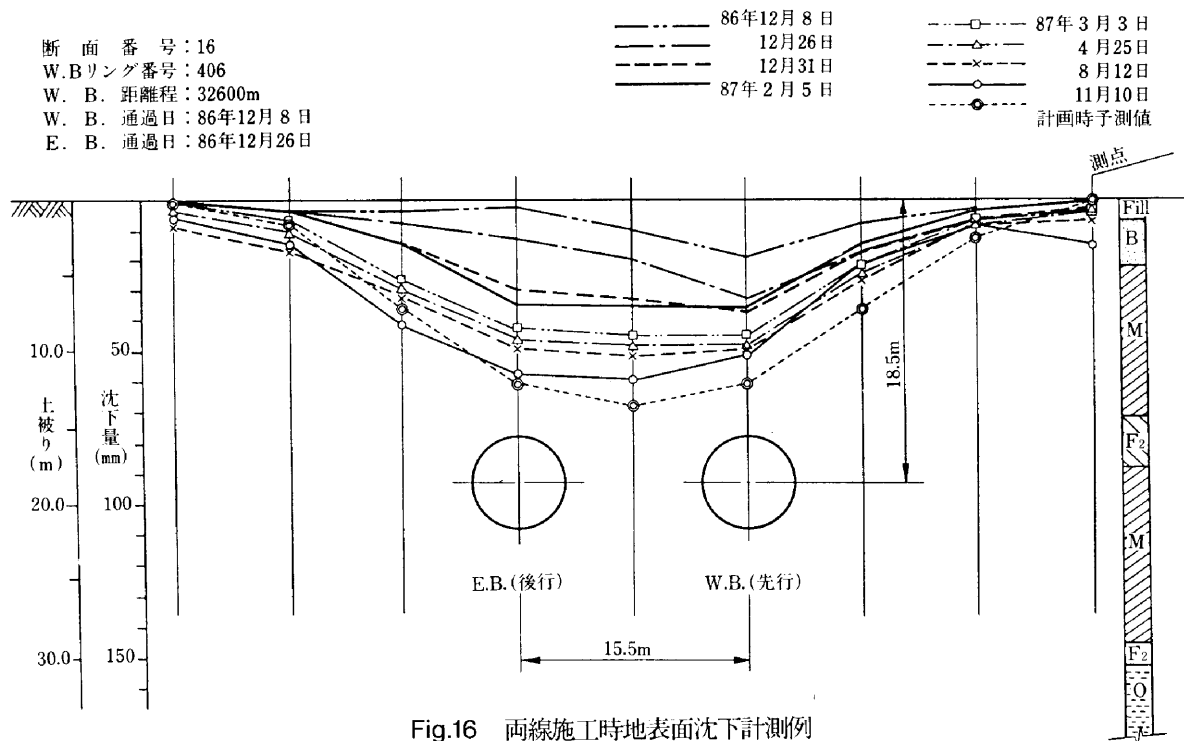


Fig.16 両線施工時地表面沈下計測例

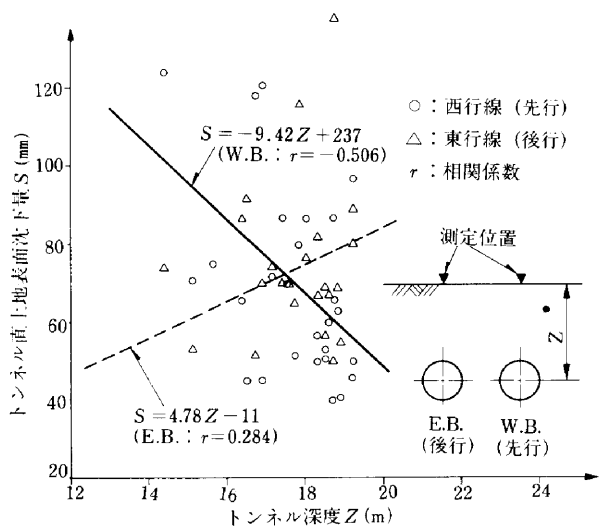


Fig.17 地表面沈下量～トンネル深度相関図

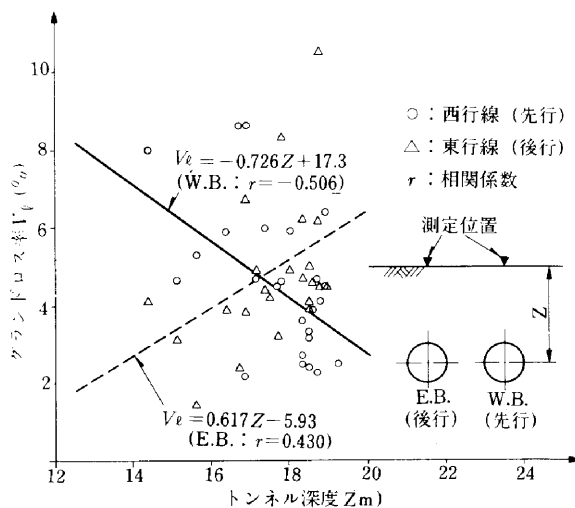


Fig.18 グラウンドロス率～トンネル深度相関図

- ① 切羽土圧は静止土圧を目標に管理した。一般に、静止土圧は土質定数を基に計算にて設定するが、当該シールドでは、シールド通過前に挿入式土圧計で直接静止土圧を測定して切羽管理に反映させた。
- ② 土圧式シールドの場合、泥水式シールドと比べてシールド機鋼殻周囲に地山が付着し易く、付着した場合は推進に伴い周辺地山を乱すことがあるため、当該工事ではこの点に留意し、カッターディスク後方に注水装置を設けて地山の付着防止に努めた。
- ③ テールボイド発生に伴う地中応力解放を極力抑えるため、裏込めは即時注入とした。

8-4 考察

シールド工事を計画するに当たって、地表面沈下量の予測は極めて重要なポイントである。近年、地下埋設物及び重要構造物が輻輳した状況下でのシールド工事が増えており、シールド掘進に伴う地盤沈下特性の究明が望まれている。この沈下特性は、土質条件・土盛り・シールド外径・テールボイド量・シールド機種・裏込め注入工法及び施工管理方法などのさまざまな要因によって左右されるため、それぞれの要因が定量的に、どのように沈下量に影響しているか究明することは難しい。

本工事で行った軟弱粘土中の併設シールド掘進に伴う

沈下量は、平均で70～80mmであり、計画時に予測した沈下量より10～25%大きな値であった。一般に、地下埋設物及び近接構造物への影響を考える場合、沈下量の絶対値よりも不同沈下量が問題となるため、圧密沈下による影響は小さいと考えられ、特にシールド縦断方向ではほとんど無視できる場合が多い。また、同じ不同沈下量であっても、短期的な即時沈下よりも長期的な圧密沈下の方が、与える影響がより少ないといわれている。従って、当該シールド工事では、実沈下量は計画時予測沈下量よりも大きかったが、圧密沈下が支配的であったため、上記の理由により、地下埋設物及び近接構造物への有害な影響はみられなかった。

## § 9. おわりに

その掘削に発破を必要とする転石を含んだ硬質粘土層、極めて軟弱な沖積粘土層、崩壊性の細砂層等、変化の激しい地盤中でのシールドトンネル施工であったが、覆工構造の十分な検討、適正なシールド機種及び補助工法の選定、入念な掘進管理などにより、地上構造物に大きな影響を及ぼすことなく無事施工を完了した。工程的にも企業先約定工程よりも6ヶ月早く施工を終えることができ、また、漏水のほとんど無いドライなトンネルを仕上げることができた。ここに、関係各位の御指導、御支援に対し、深く謝意を表するものである。

## 参考文献

- 1) 「トンネル標準示様書 (シールド編)・同解説」1986 土木学会
- 2) 「The Circular Tunnel in Elastic Ground」Muir Wood, A.M. (1975) Geotechnique 25, No.1
- 3) 「掘削土留工の設計に関する検討報告書」1981 日本国有鉄道東京第1工事局
- 4) 「シールドトンネル設計施工指針 (案)」1977 日本国有鉄道
- 5) 「ボックスカルバート設計要領 (案)」1979 日本国有鉄道東京第1工事局
- 6) 「基礎工からみたシールド工法(地山の沈下とゆるみ) 1983 基礎工 藤田 圭一
- 7) 「Ground Movement due to Construction of Shield Driven Tunnel」1977 国際土質工学会 半谷 哲夫
- 8) 「Settlements above Tunnels in The United Kingdom」1982 Tunnelling O'Reilly—New