

# 3連型シールド工法の実用化と施工実績

葛野 恒夫<sup>1</sup>・高崎 肇<sup>2</sup>・中尾 努<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 大阪市交通局建設技術本部建設部 (〒550 大阪市西区九条南1丁目11-53)

<sup>2</sup>正会員 工修 大阪市交通局建設技術本部建設部 (〒536 大阪市城東区森之宮1-6-115)

<sup>3</sup>正会員 鹿島建設総事業本部関西支店 (〒550 大阪市西区阿波座1-3-15西本町三井ビル)

多円形断面シールド工法は、複数の円を重ね合わせた変形断面を安全に構築できるため、今後の都市地下工事において大いに期待されているものである。すでに実績のある2連型から3連型シールド工法へ発展させる際の施工上の主要課題として、①3室が各々独立したチャンパーでの泥水管理、②大型の本柱を含む3連セグメント組立、③大きなテールポイドに対応する裏込め注入、などがある。

今回大阪市地下鉄第7号線OBP停留場工事において、これら3連型特有の課題に加え、全線が構造物直下で水圧が高く崩壊性の帯水砂層中という厳しい条件を克服、無事3連型シールドの到達を果たした。世界初の建設となった工事の概要と課題への取組み、実績から得られた新たな知見を報告する。

**Key Words :** subway station, shield, multi-circular face shield, triple-circular, slurry shield, multi-backfill grouting

## 1. まえがき

地下鉄の駅部はその大半が開削工法で施工されており、まれに双設シールドトンネル間を地盤改良した上で切り抜ける非開削工法が採用されていた。しかし、用地上の制約や周辺構造物への影響などを考慮するとこれらの施工法を採用できない場合も少なくない。

一方で、シールド技術は大断面化、大深度化、断面の多様化、長距離化などの面で長足の進歩を遂げており、大深度の地下駅構造として最適の3連型のシールド技術も実用化される気運が生まれていた。

大阪市地下鉄第7号線大阪ビジネスパーク停留場工事は、既設のビルや下水トンネルの直下に非開削工法で地下駅を構築するものである。当初案とした単線双設トンネル間を切広げる方法では工期的に問題があり、安全性の面でも不安が残った為、これらを一気に解決できる方法として3連型シールド工法の採用が決定された。

工事は、平成7年4月シールドの到達を果たした。

本論文では、3連型シールド工法採用に際し、主に施工法に関してさまざまな角度から行われた開発や検証と、その後のシールド掘進実績を基に行なった評価分析結果について述べる。

## 2. 3連型MF(Multi-Circular Face)シールド工法

複数の円を一部重ね合わせた形状のトンネルを密閉型のシールドにて掘削する多円形断面シールド工法には、主に掘削機構の相違によって「MFシールド工法」と「DOT工法」などに分けられる。両工法はいずれも2連型では各種の研究や実証実験、4件の施工実績<sup>1),2)</sup>があり、工法として実用・普及段階にある。

3連型シールド工法は、2連型を発展させたもので、3つの回転カッターで掘削し、内部に2列の柱を持つ3連型セグメントを組み立てつつ掘進するものである。

この工法に関する総合的な検討は、平成2年の財団法人鉄道総合技術研究所とMFシールド工法協会との共同研究「3心円MFシールド工法・大深度地下駅の建設方法」<sup>3)</sup>にて行われている。また、実プロジェクトへの取組としても、平成3年頃から都営地下鉄12号線環状部の飯田橋駅<sup>4)</sup>を皮切りに、同六本木駅、帝都高速度交通営団の地下鉄7号線白金台駅<sup>5)</sup>で徐々に進められていた。

この様な状況下、大阪ビジネスパーク駅工事においてその採用を決定し、平成5年からシールドの製作などに着手したものである。

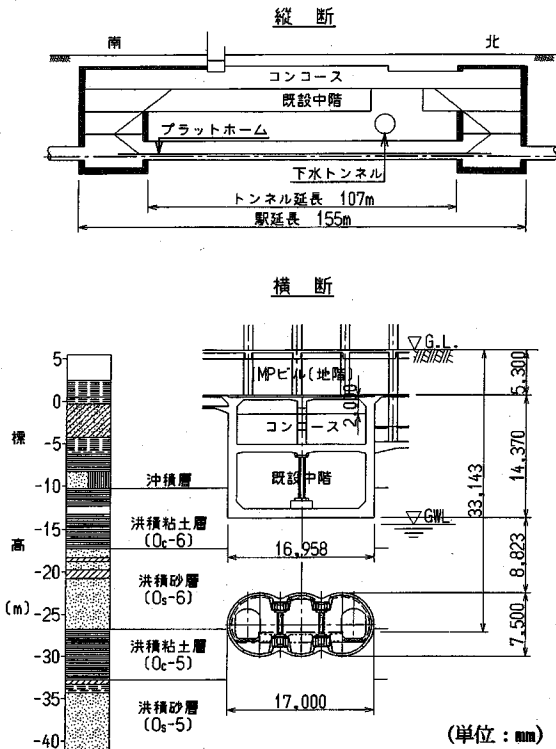


図-1 工事地点の標準断面図

### 3. 大阪ビジネスパーク駅工事の概要

#### (1)立地及び地質概要

同駅は南北を一級河川に挟まれたOBP地区の西、既設IMPビルの下を斜めに横切り、さらに下水トンネル(弁天幹線、外径7.1m)下を離隔90cmで横断する。駅延長155m、プラットフォーム長135m、駅トンネルの延長は南北立坑に挟まれた107m間である。

ホームレベルは地上から約33mと大阪の地下鉄としては最も深い駅となる。

当地区の地質は、地表から約15m迄は沖積層、それ以下は洪積層である大阪層群の粘土層と砂層の互層である。トンネル構造となる軌道部分(土被り27m余り)では上半がN値50以上のよく締まった砂層(0s-6)、下半がN値8~25の粘土層(0c-5)となる。0s-6層の施工時水位は、GL-20m付近にあり、透水係数は $k = 2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ である。この砂の均等係数 $U_c = 3 \sim 5$ 、 $74 \mu\text{m}$ 以下の土粒子の含有量は7~10%と粒度組成が悪い。

#### (2)トンネル構造

3連型覆工の形状は、 $\phi 7.5\text{m} \times$ 幅17.0mの横長断面で、幅1m、円弧部分の桁高=30cmのダクタイル鋳

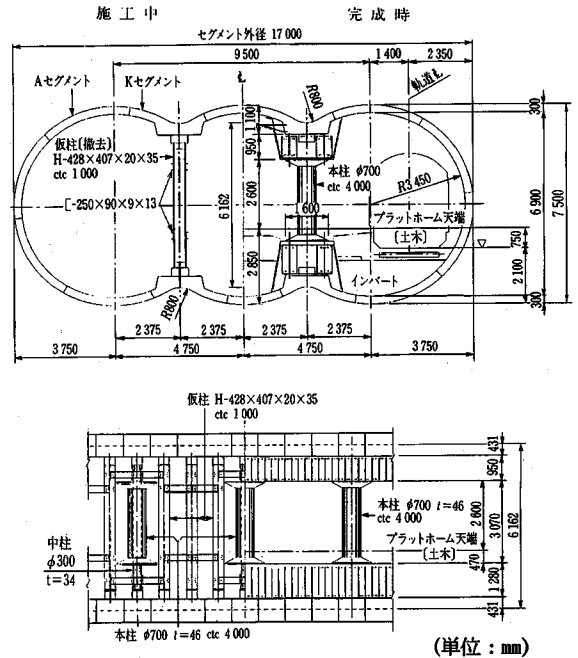


図-2 駅部の標準縦断面図

鉄製のセグメント(円弧状のAセグメントと、円と円とをつなぐKセグメントよりなる)とKセグメント間を支える2本の柱から構成される。

柱部分については、内部構築(受け替え)後に撤去する仮柱(H鋼)と、本柱と一体で立て込む中柱(鋼管)の2種類がある。この中柱は本柱を貫通しており、スライドする構造になっている。中柱と本柱とが一体となった場合の重量は約90kN(9tf)余にもなる。本柱は4mごとに配置する。

一次覆工完成後、本柱の上下支圧板とセグメントとの間にSRC構造の縦桁を構築した上で仮柱を切断・撤去する。二次覆工は原則として施工しないが、上部の縦桁を跨ぐアーチ部分については二次覆工を行い、下部のインバートと合せて堅固な骨格を形成する。

#### (3)シールド工法

3連形状の密閉型シールドには大別して泥水式と土圧式の2方式があるが、地下水圧が大きい帯水砂層を通過すること、大断面シールドであることから泥水式とした。

また、掘削機構としては中央部のカッタを前に、左右のカッタをその背後に配置した前後独立切羽型とした。各カッタ背面の泥水室(チャンバー)も各々独立させた。3連型泥水式MFシールドの基本構造を図-3に、仕様を表-1に示す。

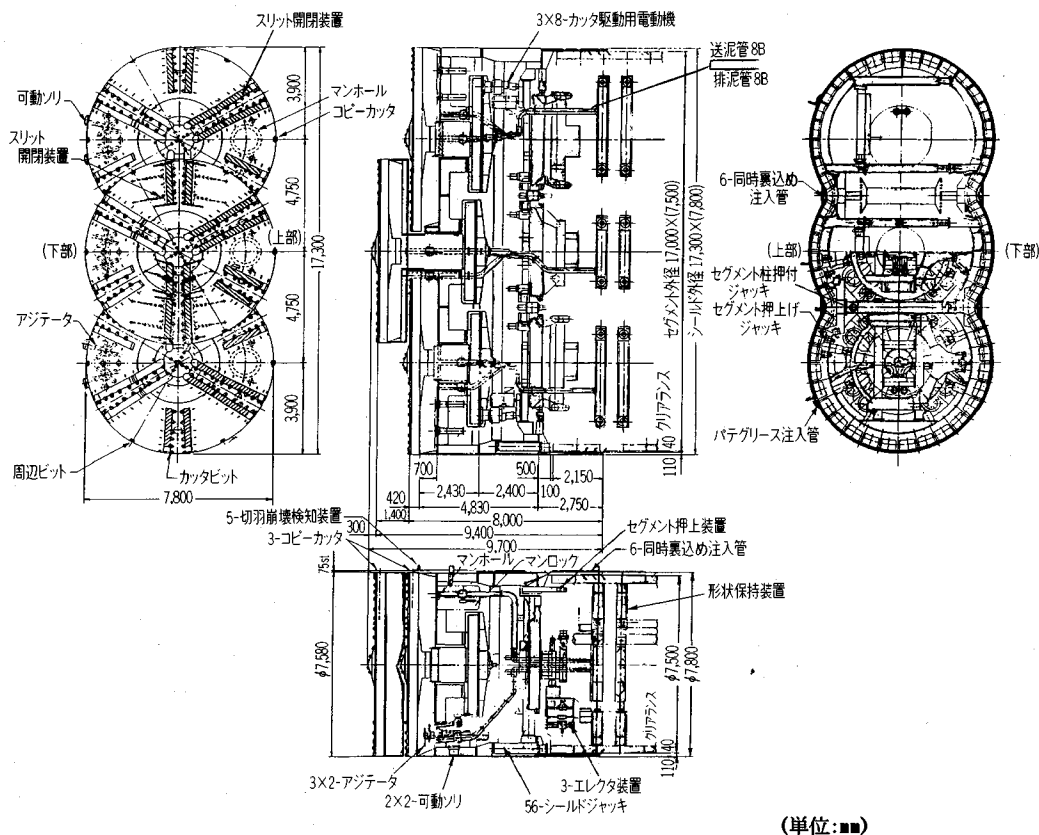


図-3 3連型MFシールドの概要図

表-1 シールドの基本仕様

シールド本体	主要寸法	高さ：7.8m，幅：17.3m，長さ：9.4m		カット3基	支持方式		中央支持
	掘進速度	4 cm/min			掘削トルク	常用	4.87MN・m
	シールドジャッキ	2.94MN	32本			最大	7.31MN・m
	総推力	141 MN			回転数	0.86rpm	
	切羽単位面積当り推力	1.21MPa			駆動電動機	55kW・24台	
	エレクタ装置	3基			アジテータ基数	2台×3室	

#### 4. 各種課題への取組み

3連型シールド工法は2連型を発展させたものであるが2連型の実績が少なく、3連型特有の部分も含め幾つかの技術的な課題が残されていた。

施工面に限定しても、3連型カット作動時の不釣合力の発生や、各カット毎に仕切られた泥水室（チャンパー）間での泥水差圧の発生、3連型セグメント組立時の干渉や組立誤差の累積、2連型よりさらに大きなテールボイドでの充填不足や上向きのカモメ部（重なり合う円の交差部）周辺での地盤の緩みなどである。

シールド到達後の内部構築についても、仮柱荷重を後施工の縦桁を介して本柱へ受け替える際の荷重再配分や変形なども大きな課題である。

本文では、主にシールドの施工管理技術に関連して実施した検討や実験結果と実工事への対応・その評価について述べる。シールドの姿勢制御や受け替えに関しては別の機会に報告したい。

##### (1)3室独立チャンパー方式での泥水管理

###### a)概要

MFシールドのチャンパー構造は、カットごと独立

表-2 流体輸送試験仕様と実工事での基本仕様の比較

種別	項目	単位	実工事想定仕様	試験での仕様	備考	
泥水	送排泥密度	t/m <sup>3</sup>	1.3	1.0~1.3		
	泥水圧	MPa	0.15	0.15		
輸送システム	送泥管径	mm	分岐前 305	分岐前 80.7	管径の比率を1/4に設定	
			分岐後 204	分岐後 52.9		
	送排泥流量(最大値)	m <sup>3</sup> /min	7.0×3系統 =21.0	0.23×3系統 =0.69	流速2 m/minを確保	
	排泥管径	mm	205	52.9	比率1/4	
	泥水室(チャンバー)	径	mm	7,800	1,950	泥水滞留時間を5分に設定
		容積	m <sup>3</sup>	34.4	1.13	
	連通管※径	mm	254	27.6	比率1/5	
	[注] 西一中一東間を各々連絡, 閉鎖可			52.9	1/10	

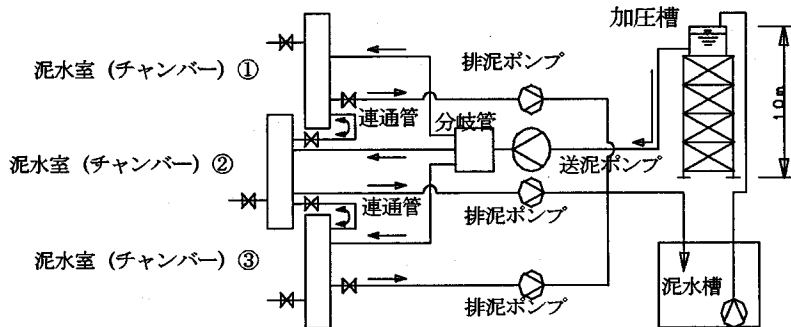


図-4 泥水制御実験装置のフロー

させるか一体とするかいずれも選択可能である。

独立型では個別に泥水(乾砂量)管理が行えるが系統が複雑で、各室間で差圧が生じた場合泥水が地山側を経由して流れる可能性がある。この対策として各室間を連通管で結び差圧を解消する方法がある。

一体型では差圧の発生はなく、単純な送排泥管理が可能であるが、個別に乾砂量管理を行うことはできない。また、非円形となるチャンバー内での泥水や掘削土砂の挙動などが把握されていない。

ここでは乾砂量管理を3室独立して行ないたかったこと、各室のチャンバー形状は円形で送排泥系統も各々装備するなど比較的既存技術の延長上にあることから独立型に絞り、模型実験にて実機でも起こり得る逸泥や閉塞現象を再現した。

#### b) 流体輸送設備と泥水制御実験装置

送泥は、各室での差圧を少なくする狙いで送泥1系統を3系統に分岐させるとともに、各室を連通管でつなぐこととした。排泥については各々独立させる場合と途中で合流させる場合とを比較することとした。実施に先立ち、同システムの1/4縮尺の模型を製作した。

実工事で計画した流体輸送設備と実験に用いた設備の比較を表-2に、実験装置のフロー図を図-4に示す。

#### c) 実験結果と実工事への展開

実験では送排泥ポンプや各チャンバーをつなぐ連通管、送泥量の調整を受け持つコントロールバルブ(CV)の基本機能などを確認した上で、各チャンバーでの逸泥や排泥系統での閉塞現象を起こして影響の度合いや回復状況を確認した。主要な実験結果を一覧として表-3に示す。得られた結果を以下に示す。

- ①送泥1系統を分岐管にて分け、コントロールバルブ(CV)で流量を調整する方法のみでは、切羽での差圧解消には不十分である。
- ②連通管は、切羽での差圧解消に効果的である。
- ③連通管の径と切羽での差圧とは負の相関があり、送排泥管程度の管径は必要である。ただし、通常の下で連通管内の流速は小さく、土砂の沈降や閉塞が懸念される。

この実験結果を受け、連通管以外に各チャンバーを直接連絡する連通孔(φ=304.7mm×3孔×2カ所)を中央隔壁に追加した。

表-3 流体輸送試験結果一覧

試験種別	逸泥時の連通管の効果確認				閉塞時の連通管の効果確認			
	逸泥	逸泥	逸泥	逸泥	閉塞	閉塞	閉塞	閉塞
送泥量増減※ と増減の%	+0.03 7	+0.05 11	+0.10 22	+0.11 24	-0.10 33	-0.10 33	-0.10 33	-0.10 33
発生の箇所	②室	②室	②室	②室	②室	②室	②室	②室
連通管 の開閉	①-②	開	閉	閉	開	閉	閉	開
	②-③	開	開	閉	開	開	閉	開
連通管径	50	50	50	50	25	50	50	25
泥水圧変化と 差圧 kPa	一定値 (3)	一定値 (7)	一定値 (20)	一定値 (12)	一定 (3)	①切羽 圧減少	①③圧 減少	一定 (10)
その後の状況	逸泥解消後の切羽圧の変動				閉塞解消後の切羽圧の変動			
	差圧が 解消	差圧が 拡大	差圧が 拡大	差圧が 解消	差圧が 解消	差圧が 拡大	差圧が 拡大	差圧が 解消

【注】逸泥あるいは閉塞に伴う送泥の変化量 (m<sup>3</sup>/min) , %は、合計送泥量に対する比率

①②③ : 泥水室(チャンバ)位置, ①→左, ②→中, ③→右

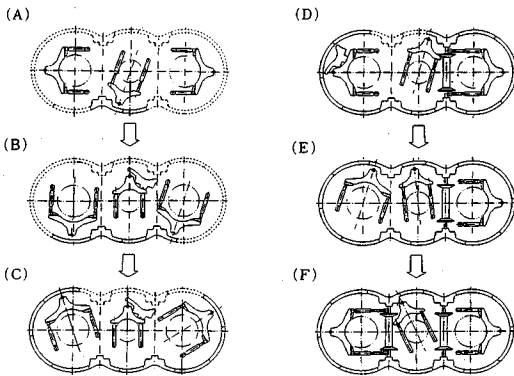


図-5 3連型セグメントの組立て手順

### (2)3連型セグメントの組立方法

#### a)概要

セグメントは3台のエレクター、セグメント押上装置、柱位置決めジャッキによって組立てる。ここで、中央部のエレクターはAとKセグメントを、左右のエレクターがAとKセグメント及び柱の組立てを分担している。組立ての手順を図-5に示す。

#### b)セグメント組立(習熟)試験

製作に先立ち様々な状況下でのシミュレーションをCADにて実施し、干渉の有無やインターロックなどの対応を決定した。さらに実機でセグメントを組立てる試験を実施し、問題無く組立てられることを確認した。組立時間は5時間程度であった。

#### c)セグメント組立精度向上策

3連型セグメント組立のポイントは、シールドを正確に掘進し、組立て誤差を累積させないことに尽きる。シールドの姿勢については縮尺10分の1の模型シールド

による実地盤での掘進実験を反復し、その特性を把握した。さらに施工時の偏荷重によるセグメントの変形を防止するため強力な形状保持装置(図-3参照, 3台×2断面で計7.1MN [720tf] を支持)を設置した。

### (3)複数同時裏込め注入方法

#### a)概要

3連型では大きなテールボイドとその形状から考え崩れやすいカモメ部での対応が要点となる。ちなみに当シールドのテールボイド厚は一般部では15cm, カモメ部では27cmにもなり、テールボイド量も1m当たり6.9m<sup>3</sup>となる。このような条件下では掘進と平行して注入する同時注入方式が不可欠であるが、注入カ所の選定や注入圧, 注入率などについて目安となる値を求めたり、予測を行っておくことが重要である。

このためカモメ部の実大部分模型を用いて同時裏込め注入実験を実施<sup>7)</sup>し、カモメ部での充填性やその際の注入圧, 注入率などを把握した。さらに円形での実績から3連型での注入圧分布を想定し、注入圧の目安とした。

#### b)カモメ部の実大模型を使った同時裏込め注入実験

実験装置は片側にカモメ部、反対側に円周部を張合わせた偏平構造のシールドをジャッキによって押し進め、テールボイドを発生させるもので、上下に注入管と土圧計を設けている。

シールドの周囲には実工事でシールドが通過する0s-6層の砂を締め固めて充填し、上部からエアチューブで土圧を、さらに水圧を作用させた。実験装置を図-6に、選定した裏込め注入材の配合を表-4に、示す。

実験結果の一覧を表-5に示す。また得られた結果を以下に示す。

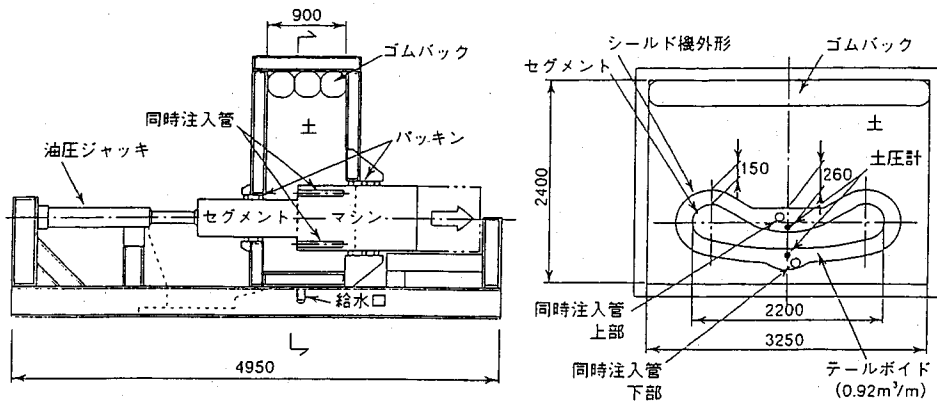


図-6 カモメ部の実大模型を使った裏込め実験装置

表-4 裏込め注入材の標準配合 (1m<sup>3</sup>当り)

A 液					B 液	一軸圧縮強度 (MPa)		
硬化材	助 剤	起泡剤	安定剤	水	塑化調整剤	1 時間	1 日	28 日
タックマント	TAC-β	TAC-2	TAC-RX	—	TAC-3S	0.10		
270 kg	130 kg	0.5 kg	2.2 kg	630 ㍓	100 ㍓	~0.15	0.49	2.45

表-5 同時裏込め注入試験結果の一覧

注入箇所	地盤条件 (k Pa)		裏込めの注入状況				注入圧 (k Pa) (注入孔横の土圧)	
	有効応力	水圧	注入率 (%)				上部	下部
			<100	=100	<120	120<		
上部	20	100	—	◎	—	—	250	150
上部	150	100	△ <sup>*-1</sup>	—	◎	—	250~270	120~250
上部	240	10	—	—	—	◎	20	90
下部	150	100	—	—	△ <sup>*-2</sup>	△ <sup>*-2</sup>	150~290	270~370

〔注〕 ◎：良好な充填状況， △：一部に不良あり

※-1 注入厚が薄くなる，局部的に全く充填されないなど

※-2 上カモメ部が充填されず，下側が厚くなるなど

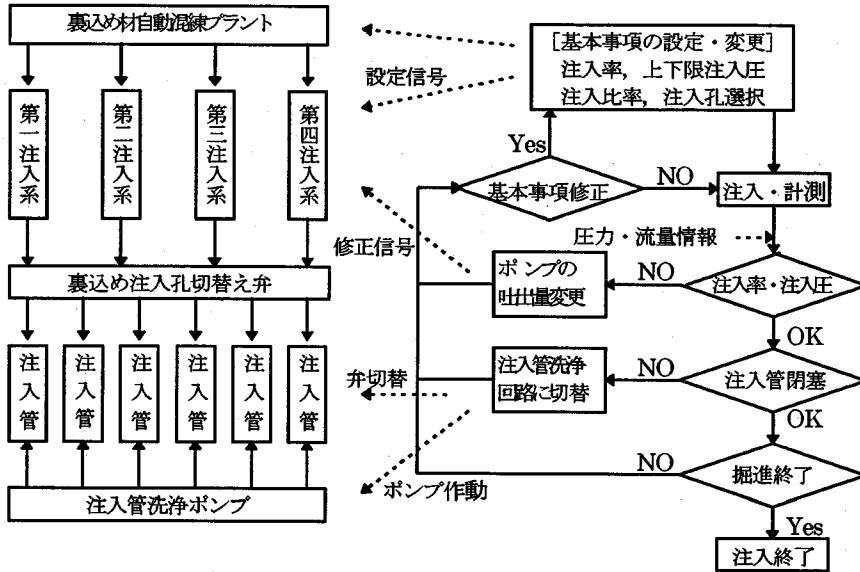
- ①カモメ部（上側）からテールボイドの100%を超える注入率で注入した場合，全周に裏込めが充填された。
- ②下側の円周部から注入した場合，カモメ部に裏込めが充填されなかった。注入率が低い場合は下側が厚くなり，注入率が高い場合は上部の円周部分からテールボイド外に漏洩したことによる。
- ③充填が良好であったカ所の注入圧は，土圧をかけた上側では土圧（水圧+有効土圧）程度，载荷の影響が及ばない下側では水圧以上となった。
- ④良好に充填された場合の注入率は，加圧状態で100~125%の範囲にあった。

#### c)同時裏込め注入システムと注入管理計画

シールドには各カモメ部4カ所と左右肩の部分の合計6カ所に洗浄機構付きの注入管を装備した。

裏込め材は，2液瞬結性で疑似固結タイプ(NEO-TAC)を選定，6系統のうちから4系統を選択できる複数同時注入システムを採用した。さらにテールボイド内での注入圧を把握するため，注入孔横3カ所に土圧計を配置した。注入システムを図-7に示す。

管理面では，地山の崩落が発生しやすい上部のカモメ部と柱荷重が集中して作用する下側カモメ部から，注入率120%以上，注入圧0.3~0.4MPa (3~4kgf/cm<sup>2</sup>)を目安に施工することとした。



[注] 各制御機構は各々独立して操作する。同時裏込め注入管には洗浄回路へ切替える弁が装備されている。

図-7 複数同時裏込め注入システム

解析モデル	モデル説明図
吐出孔から平衡点までの圧力勾配 $P_1 = (9.8 \sim 14.7^{※-1}) \times L$ $P_1$ : 圧力減少量 (kPa) $L$ : 吐出孔からの周長 (m) 裏込め材の自重による圧力勾配 $P_2 = \gamma_t \times H$ $P_2$ : 自重による圧力差 (kPa) $\gamma_t$ : 裏込め単位体積重量 (11.3 kN/m <sup>3</sup> ) $H$ : 吐出孔との高低差 (m)	<p>● : 吐出孔位置 (A B C D 孔を使用)            上図では、各孔等量注入の場合</p>
言 価 裏込め注入圧 > 切羽泥水圧	

[注] ※-1 裏込め材が流動する際の圧力損失、単位は kPa/m。単円から拡張 (未発表)

※-2 各々の注入孔からの裏込め材が社会 (円周方向の流速が0となる) 地点

図-8 裏込め注入圧の予測算定方法

ここで、注入圧は注入パターンごとの圧力分布 (下限値) を図-8に示す方法で予測し、若干の余裕を見て設定したものである。カモメ部上部地山での緩み土圧分は推定できないが、後述の予測値 (図-15) に示すようにカモメ部の注入孔を使用することによって注入圧が下限の基準にした泥水圧より少なくとも100 kPa (1kgf/cm<sup>2</sup>) 程度は高くなることで踏み切ることとした。

### 5. 3連型シールドの施工実績

#### (1) 掘進能率

地山掘進を開始した仮8リングから最終106リングまでの掘進実績を図-9に示す。

仮推進時は、0.6m/日、後続台車や送排泥用の伸縮管を装備した後の本推進では2.3m/日の実績を上げた。

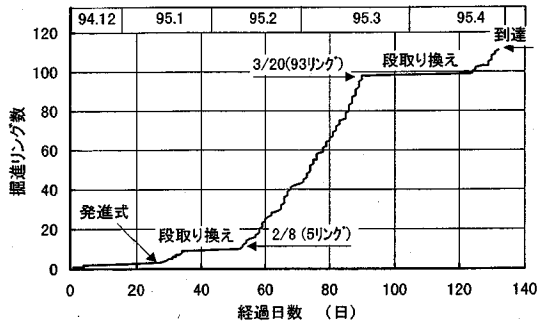


図-9 掘進実績(暦日)

表-6 主要区間での掘進管理記録

項目	平均値	最大値	最小値	標準偏差
泥水圧 (kPa)	西 161	168	159	2.3
	中 157	159	157	0.4
	東 160	165	158	1.5
総推力 (MN)	38.4	41.8	35.7	1.4
単位面積当り	327kPa	-	-	-
カッタトルク (MN・m)	西 1.23 (1.12)	1.51 (1.25)	1.03 (0.88)	0.11 (0.09)
	中 1.36 (1.32)	1.59 (1.60)	1.13 (1.18)	0.10 (0.09)
	東 1.44 (1.16)	2.20 (1.33)	0.99 (0.91)	0.29 (0.11)
掘進速度 (mm/min)	14.9	15.7	12.8	0.65

[注] ( )内はスリットでの土砂詰りの無い通常時のトルク

作業は「掘進」「セグメント組立」「その他」に仕分けられる。「掘進」は発進時や地盤改良区間通過時、排泥システムでのトラブル発生時などを除き、60~90分で1リング(1m)を掘り終えた。「セグメント組立」については、セグメントとシールドとのせり(干渉程度)や作業員の習熟度などによって大きくばらつくが、仮柱形式のセグメントでは平均160分余り、最短で110分程度となった。

本柱形式のものでは仮柱の場合より平均で30%余り長くなった。

## (2)掘進管理実績

主要区間での掘進管理記録を取りまとめて表-6に示す。

### a) 泥水圧の設定

泥水圧は、静水圧(110~120kPa)+土圧(39kPa)+ $\alpha$ (変動分)から設定したものである。土圧(39kPa)は、上半に現れる洪積砂層(Os-6)の主動土圧に相当する。

### b) 泥水加圧効果

泥水の加圧効果を確認するためにシールドカモメ部

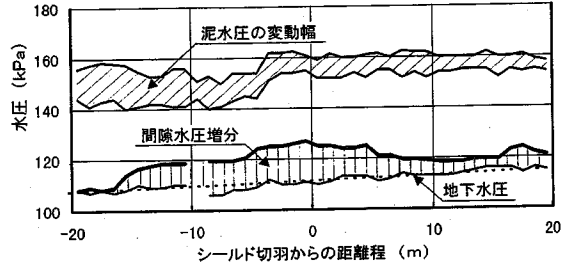


図-10 シールド通過に伴う間隙水圧変化

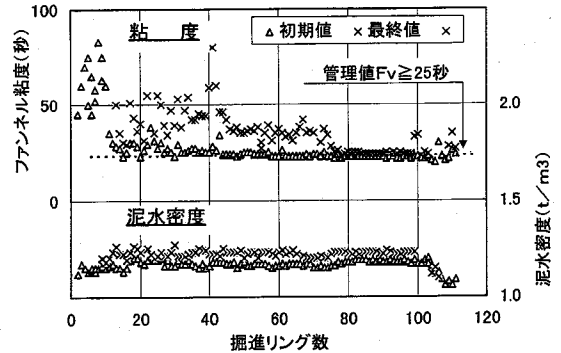


図-11 泥水の管理実績(粘性-密度)

の上1.4mに間隙水圧計を埋設し、泥水圧と対比した。シールド通過時の泥水圧と間隙水圧の変動幅を図-10に、結果を以下に示す。

- ①間隙水圧は通常時静水圧を示すが、シールド掘進開始とともに上昇、掘進が停止すると元に戻る。
- ②間隙水圧が上昇する挙動は、切羽前方15m付近まで及び、切羽通過時に最大15kPa (0.15kgf/cm<sup>2</sup>)まで上昇したが、泥水圧と20kPa (0.2kgf/cm<sup>2</sup>)以上の差圧を維持していた。

このことから、逸泥は起きているもののカモメ部においても地山の安定が保たれていると判断した。

### c) 総推力とカッタトルク

総推力の平均は、単位面積当りに換算すると327kPa (33.3tf/m<sup>2</sup>)で、装備推力の27%に相当する。各リング平均のカッタトルクは、常用トルクの25~30%に相当する。

### (3)泥水管理実績

主要区間での泥水の管理実績を取りまとめて図-11に示す。

泥水の物性は、ファンネル粘性25秒以上を基本に、密度と併せ管理した。3室が独立し連通孔を有する場合の管理は、各室間での泥水の移動を極力少なくするように送排泥量を調整した上で乾砂量及び偏差流量を監視する方法を採った。



表-7 掘進中の泥水の収支例

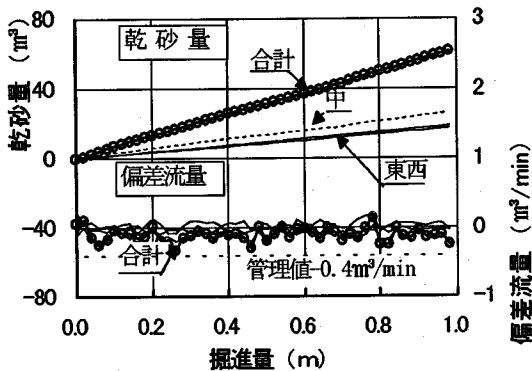
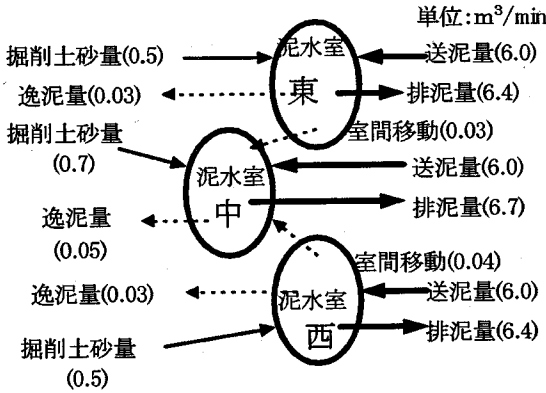


図-12 乾砂量及び偏差流量計測例

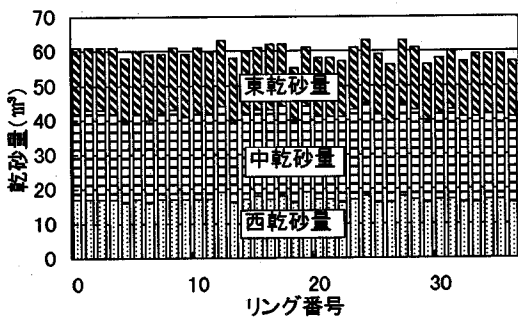


図-13 各リングでの乾砂量累計

掘進中の泥水の収支の一例を表-7に示す。また、主要区間での各リングの乾砂量累計値と偏差流量の瞬時値を図-12に、各室ごとの乾砂量累計(1リング)の実測例を図-13に示す。

1リング掘削中の累計乾砂量が様に増加する傾向を示す。各リングでの乾砂量累計も3室全体あるいは単独で予測値(東西 $16m^3$ , 中 $23m^3$ )に近く、変動の幅も $\pm 5\%$ 程度に収まる。このことから切羽の安定は概ね確保されていると判断した。

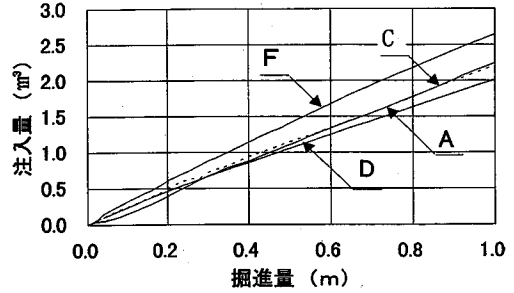
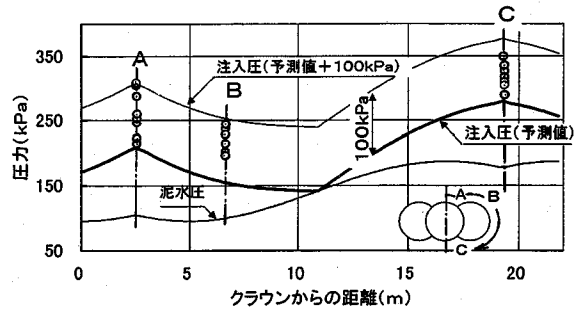


図-14 裏込め注入量-掘進量の計測例



[注] 予測値は、圧力勾配 $12.3kPa/m$ で設定

図-15 裏込め注入圧の実測値と予測値との対比

#### (4)裏込め注入管理実績

注入は主に上下カモメ部の注入孔4カ所を使用して行った。注入実績の1例を図-14に示す。

注入作業は、吐出圧と注入量、テールボイドでの注入圧を監視しつつ進めた。当初裏込め材の切羽への回り込みやテールシールからの漏洩などを懸念したが特に問題とならず、地盤及び構造物の変状を勘案して徐々に吐出圧を $300\sim 400kPa$ ( $3\sim 4kgf/cm^2$ )から $400\sim 500kPa$ ( $4\sim 5kgf/cm^2$ )まで高めた。

発進部などを除いた一般部全区間での裏込め注入量は、平均で1m当たり $9.35m^3$ 、注入率が137%となった。

地盤変状計測を集中して行っている37リング付近での注入圧(注入孔横の小型土圧計指示値)を予測値と比較し、図-15に示す。注入圧は、予測値以上で予測値+100kPaの範囲に収まり、分布も予測値に近い。同図では、裏込め材が流動する際の平均的な圧力損失を $12.3kPa/m$ ( $1.25tf/m^2/m$ )と設定している。

#### (5)地盤及び上部構造物の変状

##### a) 縦断方向の変状

シールドの近傍(図-16)で実施した地盤の鉛直変位計測結果を経時変化図(図-17)とシールドと測点との相対位置で縦断方向の沈下曲線を表現する経過リング図(図-18)で示す。経過リング図は掘進中の沈下の進行をシールドの位置と関係付けて把握できる。

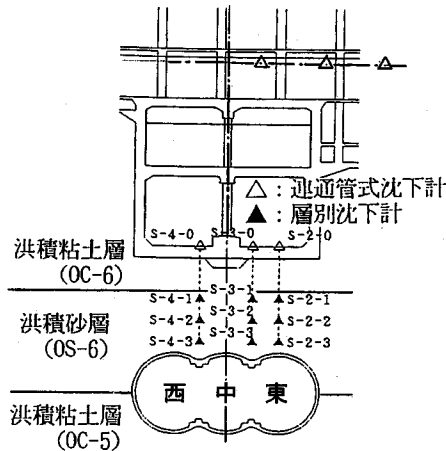


図-16 地盤の変位測定点配置図

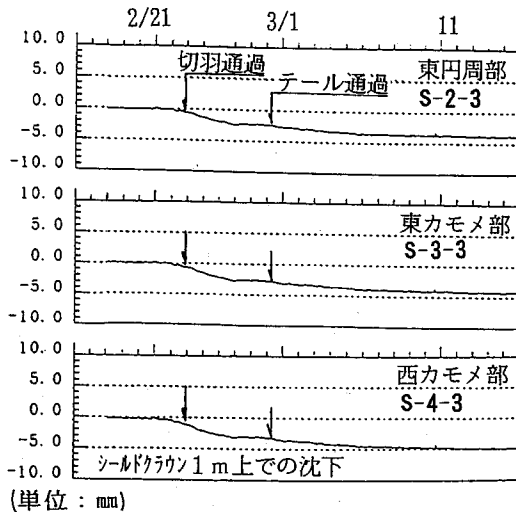


図-17 地盤の鉛直変位測定結果(経時変化)

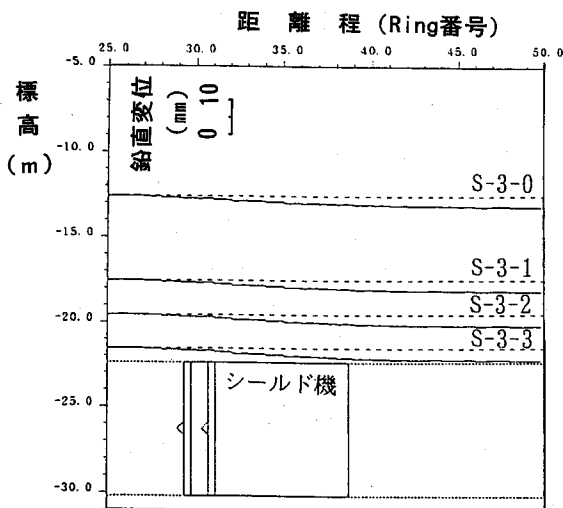


図-18 地盤の鉛直変位測定結果(経過リング図)

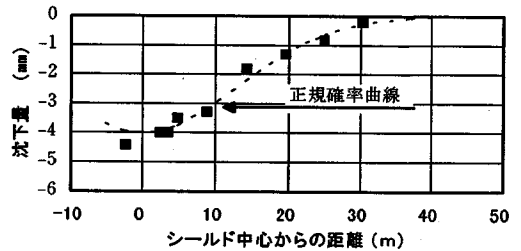


図-19 横断方向の沈下形状(最終沈下)

シールドによる沈下はシールドの中央切羽が測点より約0.5D(D:カッタ直径)に接近した時点から始まり、シールドが通過するまでに大半の沈下が進む。

シールド通過後も沈下傾向は続くが、7~10日後(シールドのテールが測点下より15~30m程度離れた時点)にはほぼ収束している。沈下が概ね終了した時点での沈下は、3~5mmとなっている。

### b) 横断方向の変状

シールド通過に伴い、直上のビル(地上2階、地下1~2階、直接基礎)地階の変位は前述の地中変位と極めて似通った挙動を示したことから建物の沈下が地盤の沈下に近いと判断し、ビルの変位からシールドの横断方向の沈下形状を求めることとした。図-19に切羽通過後3週間を経た沈下形状を示す。

横断方向の沈下は概ね円形トンネルの場合と同様に正規確率曲線を倒立させた形状に近い。この沈下は、シールドの主動すべり範囲[シールドに接しその勾配が45度 $\phi/2$ となる直線とビル下面とが交差する点で囲まれる領域(図-24参照)]に納まる。

## 6. 結果の考察

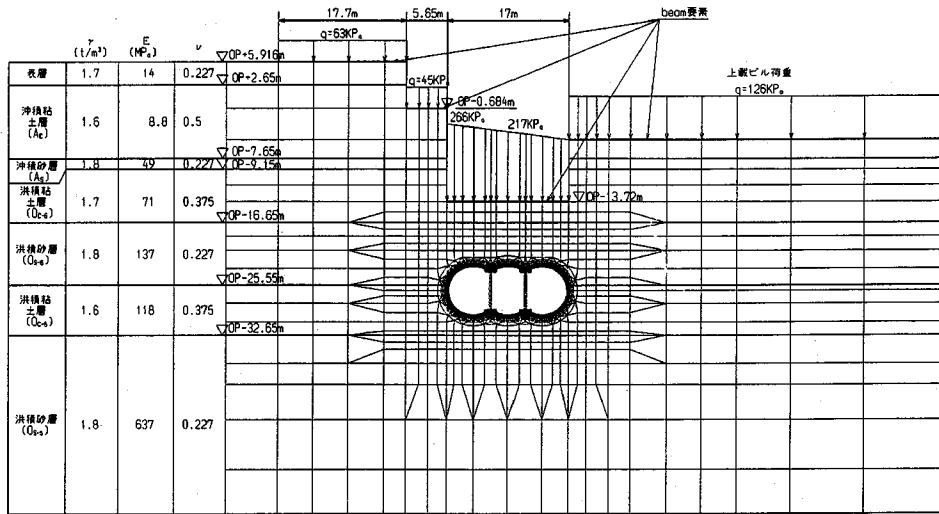
### (1) 掘進能率を決定する要因

当工事の場合、1リングの掘削時間が1~1.5時間(掘進速度で1.1~1.7cm/min)となった。これは主に泥水処理設備の能力によるもので、3連型シールド特有の値とは言えないが、掘削時間を短縮してもその割合が小さく全体的な時間短縮に結び付かないこと、掘進延長が短く設備費が割高になることなどからこの程度(最大掘進速度=2cm/min)の設備に止めたものである。

セグメント組立では、3台のエレクターの併行使用と本柱の把持や挿入・位置合せ、本柱の支圧板をかわす作業など3連型特有の動きが能率を決定するポイントとなった。特に柱が組立時間ばらつきの原因になっていた。また、安全確保の面から数々の制約(インターロック)を設けて作業を行ったが、この善し悪しも作業時間に影響があった。安全を確保しつつ組立時間を短縮することが今後の課題と言える。

表-8 各室間の差圧の算定方法及び算定結果

計 算 式	参 考 図
$\frac{\Delta P}{\rho g} = (F_{sc} + F_{se}) \times \frac{V_m^2}{2g}$ <p> <math>\Delta P</math>: 差 圧      <math>F</math>: 形状損失係数  <math>\rho</math>: 泥水密度      <math>V_m</math>: 連通管内流速  <math>g</math>: 重力の加速度                 </p>	<p>泥水移動量 <math>Q = 1.37 \text{ m}^3/\text{min}</math></p>
$V_m = 0.10 \text{ m/min}$ $\rho = 1.25 \text{ g/cm}^3 = 1,250 \text{ kg/m}^3$ $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ $F_{sc}(\text{急縮による係数}) = 0.5$ $F_{se}(\text{急膨による係数}) = 1.0$ $\Delta P = (0.5 + 1.0) \times 0.10^2 \div 2 \times 1,250 = 9.4 \text{ kg/m} \cdot \text{s}^2 \text{ (Pa)} = (9.6 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2)$	



- [注]解析は、二次元の平面ヒズミモデルを用いた有限要素法による弾性解析とした。  
 解析ステップは ①地盤の初期応力解析。  
 ②切羽で裏込め注入圧を作用させた変形解析、切羽での応力解放力=初期応力-裏込め注入圧。  
 ③地盤変状の実測値=FEMでの変状解析値となる応力解放率 $\alpha$ を算出。④ $\alpha$ での応力解析。  
 切羽での応力解放率 $\alpha = P' / P$ ,  $P'$ :地盤の変位に寄与する解放力  
 $P$ :掘削面での地盤の初期応力

図-20 有限要素法による地盤変状解析の計算条件と解析モデル

(2)3室独立チャンパー方式の泥水管理

掘進中泥水圧は $\pm 4.9 \text{ kPa}$  ( $0.05 \text{ kgf/cm}^2$ )程度の範囲で変動したが、連通孔の効果で、各室間の差圧は先の変動幅の10%程度に止まった。この状態で各室ごとの乾砂量管理も問題無く行うことができた。

通常は、連通孔を経由する泥水の移動を最小限に抑えたが、排泥系統の不良から $1.4 \text{ m}^3/\text{min}$ 余りの泥水を連通孔 ( $\phi = 305 \text{ mm} \times 3$ 本)を経由し移動させたケースでも各室間で差圧は生じなかった。このケースについて各室間の差圧を試算<sup>8)</sup>したが、 $9.4 \text{ Pa}$  ( $9.6 \times 10^{-5} \text{ kgf/cm}^2$ )程度

とわずかであった。

排泥系統での閉塞は、一時的に連通孔を経由して泥水が他室に逃げる結果、泥水圧の上昇も多少は抑えることができる。なお、逸泥がある場合は排泥流量が減少し、乾砂量が少なく表示されるが、この状況は3室全体での偏差流量から容易に把握し、対処することができる。総合的に見て、連通孔を有する「3室独立チャンパー方式」は、従来の単円と同等程度の管理が可能と判断している。

表-9 沈下の発生箇所と考えられる沈下原因

沈下種別	発生箇所	原因	沈下量 (mm)	比率(%)
先行沈下	切羽	泥水圧の不足・泥水圧の変動	0.1~0.6	7
		推力の不足・推力の変動	平均 0.3	
初期沈下	シールド	フリクションカッターの余掘り	2.4~3.5	70
		泥水圧の一時的な変動		
	テールボイド	ジャッキ操作に伴う裏込め圧の変動	平均 3.0	
		同上などによる注入材の変形		
一次覆工	注入圧・土圧による変形			
後続沈下	裏込め	圧密, 脱水による変形	0.9~1.2	23
	一次覆工	土圧による変形	平均 1.0	
	周辺地盤	緩みの周辺部への伝達		

[注] 先行沈下：シールド切羽前方で発生，後続沈下：シールドの影響範囲外で発生

安全率はモール・クーロンの破壊基準との比で表示

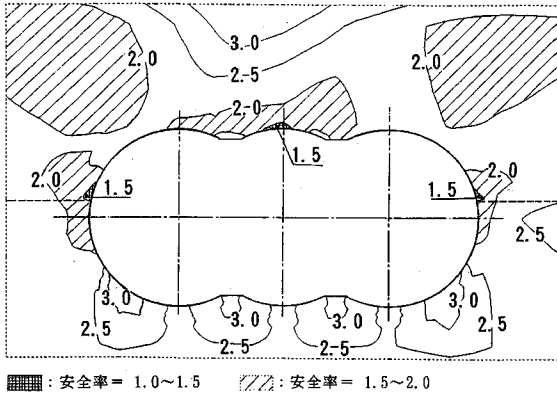


図-21 同時裏込め注入時の地山の安全率分布

### (3)3連型シールドでの同時裏込め注入

カモメ部4ヵ所から等量同時注入した場合の周辺地盤の安定性を有限要素法を用いて解析した。計算条件と解析モデルを図-20に、計算結果(地山の安全率分布図)を図-21に示す。地盤変状の実測値とFEMでの変状解析値となる応力解放率 $\alpha \approx 0.5$ となった。

- ①安全率が1.5~2.0程度と低くなる領域は単円に類似したトンネルの両肩部分と中央クラウン部付近であった。
- ②カモメ部では、安全率が2前後確保されていた。

当初カモメ部付近の地山の安定性を懸念したが、注入孔をカモメ部に設定したことで付近の注入圧が高まり、安全率も上がったことが解析面からも裏付けられた。

充填性については注入圧>泥水圧を確保することが重要である。今回使用しなかった円周(一般)部注入孔横の土圧計の値(注入圧)と泥水圧との差(図-22)が常にプラスであったことから、上記の関係の重要性を伺い知ることができる。

注入圧の上限はテールボイド外への漏洩によって知ることができる。しかし、裏込め材の切羽への回り込みや

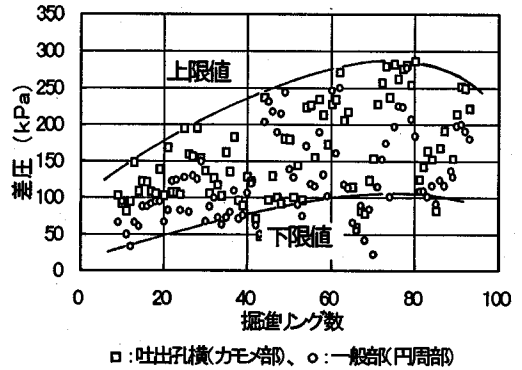


図-22 裏込め注入圧と泥水圧との差圧

テールシールドからの漏洩などは無く、充填性も確保されていたこと<sup>9)</sup>から注入圧と泥水圧との差が最も大きくなる上カモメ部注入孔横の土圧計の値と泥水圧との差(図-22に併記)を整理した。ここで、差圧が最大で300kPa (3kgf/cm<sup>2</sup>)にまで達した。

シールドの線形は直線で、余掘りも最小限ではあるが、経験的に言われてきた上限の差圧、100kPa (1kgf/cm<sup>2</sup>)に比較してかなり大きいことがわかる。

特定条件下の事例であるが、この値が圧力管理を行う際の参考になり得るものと考えられる。

### (4)3連型シールド通過に伴う地盤沈下現象

地盤の鉛直変位測定結果(図-17,18)からシールド通過時の地盤沈下を、シールド切羽前方での「先行沈下」、シールド通過時の「初期沈下」、通過後の「後続沈下」に分類し、発生箇所とその原因、各々の沈下量とその百分率をまとめ表-9に示す。原因解明には同図以外に泥水圧、裏込め注入圧などの影響も併せ評価した。特徴的な結果を以下に示す。

- ①初期沈下が全体の7割を占める。

縮尺: 10m  
変位縮尺: 50mm

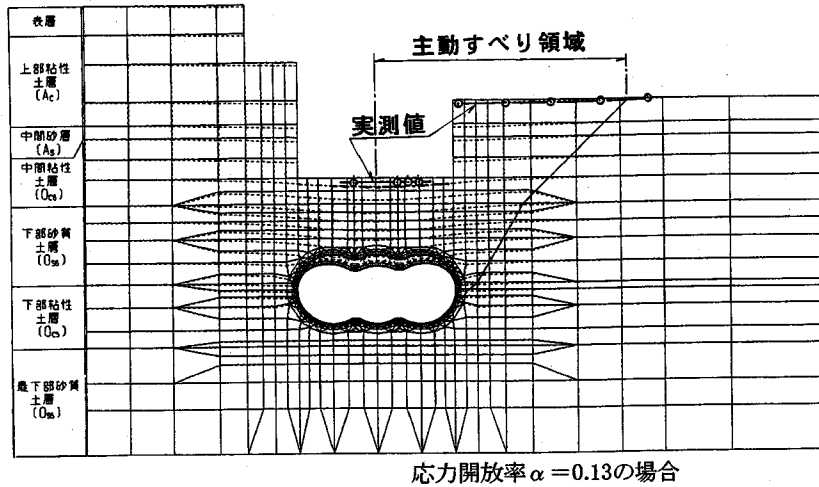


図-24 FEMによる解析値と実測値との対比

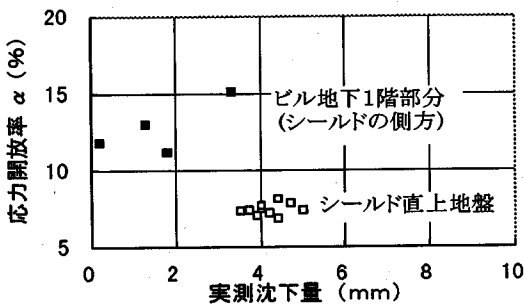


図-23 実測値=解析値となる応力解放率

- ②初期沈下はカット通過後から始まり、テール前までに大半が終了する。
- ③初期沈下は、停止中、泥水圧の一時的な変動やセグメント組立時のシールドジャッキ操作時によっても進行する。

3連型は、その形状から考えて円形よりアーチアクションが働きづらく余掘りの影響が顕著に現れたものとする。因みに、シールドには余掘りを行うオーバーカット(オーバーカット量が片側10mm)が装備されている。シールド停止中に沈下が進行することは、ジャッキ操作や泥水圧変動が誘因となって、余掘りによる地山の緩みが拡大していったためと考える。

#### (5)地盤沈下解析と実測との対比

現状の地盤沈下挙動を評価するため、シールドの沈下予測に通常用いられている有限要素法の手法を用いて計測断面での地盤沈下解析を実施した。計算条件は応力解析の場合(図-20参照)と同様であるが、切羽での

応力解放率は一般的に用いられている掘削面での地盤の初期応力を一定割合で低減する方法で設定した。

解析を弾性で行っているため切羽での応力解放率  $\alpha$  ( $\alpha = P' / P$ ,  $P'$ : 地盤の変位に寄与する解放力,  $P$ : 掘削面での地盤の初期応力)が変化した場合の変位  $\delta_x$  は以下の式で示すことができる。  $\delta_0$  は、応力解放率  $\alpha_0$  で得られた変位量である。

$$\delta_x = \delta_0 \times \alpha_x / \alpha_0 \quad (1)$$

実測値が計算結果(地中変位)に最も近くなる応力解放率  $\alpha_x$  の値を求め、図-23に示す。また、応力解放率  $\alpha_x = 13\%$  の場合の実測値と解析値とを対比し図-24に示す。

ここで、応力解放率  $\alpha_x$  は、トンネル近傍地盤で7~8%、周辺のビル地下部分では11~15%となった。

洪積層中の円形シールドトンネルの沈下については、応力解放率で10%前後となる事例<sup>(10)(11)</sup>が報告されており、今回の事例もこれに近い結果であった。

図-24から求められる切羽面での鉛直変位量は上下の合計が14mmとオーバーカット量(片側10mm)以下に納まる。このことから前項で地盤沈下原因の1つと考えた余掘りの影響が大きいことをうかがわせる。

トンネルの線形によっては余掘り量が更に大きくなるが、3連型のような横長断面ではこのような要因による沈下は単円に比べより顕著に生ずるものであり、効果的な対策を取ることが難しい。今後カットでの余掘りと沈下に関しても積極的に研究していく必要があると考える。

## 7. まとめ

世界初となった3連型MFシールド工事を通して得られた知見は、以下のようなものである。

- ①3連型シールドの掘進実績は、仮推進時0.6m/日、本推進では2.3m/日であった。
- ②1リングの掘進時間は、通常60～90分、セグメント組立時間は、仮柱の場合で平均160分余、最短で110分程度となった。本柱では仮柱の場合より平均で30%余り長くなった。
- ③連通孔を有する「3室独立チャンパー方式」により各室間の差圧を抑え、各室ごと独立して乾砂量管理を行うことができた。排泥系統での閉塞などにも効果的であり、従来の単円と同等の管理が可能である。
- ④裏込めは、2液瞬結性で疑似固結タイプを使用、4系統の同時裏込め注入方式で施工した。一般部での注入量は、平均で1m当たり9.35m<sup>3</sup>、注入率で137%となった。
- ⑤裏込め注入圧の下限値を予測する方法を考案し、実工事での傾向が概ね一致することを確認した。また、裏込め材が流動する際の圧力損失が、12.3kPa/m (1.25tf/m<sup>2</sup>/m) の場合に予測と実測とが近いことを示した。
- ⑥実測の裏込め注入圧を用い、施工時の周辺地盤の安定性を評価した。また、3連型特有のカモメ部分について適切な注入カ所の選定や注入圧を確保することによって安定性が確保されている状況を解析によって裏付けた。
- ⑦実工事の地盤沈下をシールド切羽前方での「先行沈下」、シールド通過時の「初期沈下」、通過後の「後続沈下」に分類してその割合を求めると、7%、70%、23%となった。この初期沈下の原因として余掘り(オーバカット)の影響が大きかったと推定される。
- ⑧地盤沈下の実測値と有限要素法による解析値は、切羽での応力解放率 $\alpha = 7 \sim 15\%$ の範囲で概ね一致した。

シールドの施工は、好成績を上げることができたが、一方で、切羽でのカモメ部分の安定性評価方法や余掘りによる沈下の対策など課題が残された。引続きこれら課題に取り組んでいきたいと考えている。

**謝辞:**これらの成果は、京都大学の足立紀尚教授、大阪大学の松井保教授、(財)鉄道総合技術研究所の河田博之本部長、大阪市交通事業振興公社の平田理事長ほかの委員会の諸先生のご指導をいただきながら、皆が一体となって成し得たものである。ここに、関係者各位に敬意を表するとともに、心から御礼もうしあげます。

## 参考文献

- 1) 松本嘉司, 岡田 宏, 内田聡吉, 大塚本夫: 多円形断面シールドトンネル(MSF)工法の研究及び開発, 土木学会論文集第397号/VI-9, 土木学会, 1988年 9月。
- 2) シールドトンネルの新技术研究会編: シールドトンネルの新技术, p.199~p.206, 1995年 1月。
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所, MFシールド工法協会, 3心円MFシールド工法—大深度地下駅の建設方法—, 共同研究報告書, 1990年 3月。  
[注]報告書は多円形シールド工法協会で購入
- 4) 福島昭男: 21世紀の交通ネットワーク拡大を目指す新技术(1), 都営地下鉄12号線環状部, トンネルと地下, 土木工学社, 1993年12月。
- 5) 助川 禎: 駅間シールドを使用した着脱式泥水3連型駅シールド工法の開発, 土木学会論文集, 第498号/VI-24, 1994年 9月。
- 6) 塩谷智弘, 岸尾俊茂, 伊奈昭二: 3心円シールドトンネル覆工の設計, 第49回年次学術講演会, 土木学会, 1994年 9月。
- 7) 葛野恒夫, 高崎 肇, 五十嵐寛昌, 岡田浩司, 玉井達郎: 3連型MFシールドの裏込注入に関する実験的考察, 第30回土質工学研究発表会講演集, 土質(地盤)工学会, 1995年 7月。
- 8) 土木学会編, 水理公式集, p.245, 土木学会, 1971年改訂版。
- 9) 五十嵐寛昌, 高崎 肇, 植林俊光, 広野 進, 中尾 努: 3連MFシールドの裏込注入材充填管理方法の開発, 第50回年次学術講演会, 土木学会, 1995年 9月。
- 10) 山本 智, 内田信一郎, 滝田 浩, 玉野富雄, 北村敬司, 林 栄司: 洪積地盤内の大断面シールドに伴う地盤挙動, 第24回土質工学研究発表会, 土質(地盤)工学会, 1989年 6月。
- 11) 川口大仁, 太田擴, 塩谷智弘: 大阪地下鉄7号線・泥水式シールド掘進に伴う近接構造物の計測管理, 基礎工, 1989年12月。

(1995. 11. 27 受付)

## RESULTS OF THE PRACTICAL MULTI-CIRCULAR FACE SHIELD METHOD

Tsuneo KUZUNO , Hajime TAKASAKI and Tsutomu NAKAO

The Multi-Circular Face shield method, which is possible to excavate in overlapped-circular shape safely, is expected to be applied to underground construction projects in the future. We had three subjects to expand the Double-Circular Face method to the Multi(Triple)-Circular as follows: 1) managing the slurry flows at three chambers independing each other, 2) structuring the triple segment including two large columns; 3) backfill grouting for a volume of the tail-void.

In the OBP station construction project, we had accomplished the tunnel work in the Multi-Circular Face shield method in April 1995 successfully, which was to locate under the upper structures and in crumbly sand with high pressure underground water.