



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	直角に方向制御可能なシールドに関する研究
Author(s)	金子, 研一
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第5141号
Issue Date	1997-03-25
DOI	https://doi.org/10.11501/3122416
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51432
Type	doctoral thesis
File Information	000000307607.pdf



直角に方向制御可能な
シールドに関する研究

1997年

金子研一

①

目 次

直角に方向制御可能な シールドに関する研究

1997年

金子 研 一

目 次

第1章	序 論	1
1. 1	研究の背景	1
1. 2	研究の目的	3
1. 3	既往の研究	4
1. 3. 1	シールドに関する新しい技術	5
1. 3. 2	大深度立坑施工に関する技術	6
1. 3. 3	立坑からのシールド発進技術	8
1. 4	本論文の構成	10
第2章	施工方法と施工機械	11
2. 1	概説	11
2. 2	施工方法と要素技術	12
2. 2. 1	掘削機構	12
2. 2. 2	施工方法	16
2. 2. 3	要素技術	22
2. 3	要素技術の開発	30
2. 3. 1	立坑掘削実験	30
2. 3. 2	球体シールの性能に関する実規模実験	35
2. 4	施工機械の設計	40
2. 4. 1	設計条件	40
2. 4. 2	基本仕様の決定	40
2. 4. 3	全体の組立て	41
2. 4. 4	機械の能力	42
2. 5	タテシールドの構造計算	47
2. 5. 1	構造計算の概要	47

2. 5. 2	立坑セグメントの構造計算	48
2. 5. 3	立坑底部の構造計算	56
2. 6	まとめ	66
第3章	施工と地盤制御	68
3. 1	概説	68
3. 2	施工に伴う擾乱の予測—間隙水圧の分布とせん断ひずみ分布の予測—	69
3. 2. 1	連成解析	69
3. 2. 2	解析条件	75
3. 2. 3	解析結果	78
3. 2. 4	考察	81
3. 3	新工法による施工に伴う地表沈下の予測	90
3. 3. 1	解析条件	90
3. 3. 2	解析結果	95
3. 3. 3	新工法における地盤の制御	96
3. 4	まとめ	97
第4章	新工法の総合的評価	98
4. 1	概説	98
4. 2	工事に要する用地占有面積の差異に基づく評価	99
4. 2. 1	従来のシールド発進立坑寸法	99
4. 2. 2	新工法を用いた場合の立坑径	100
4. 2. 3	立坑本設用地の比較	103
4. 2. 4	立坑施工に必要な用地に基づく比較	105
4. 3	施工時間の差異に基づく評価	108
4. 3. 1	新工法の施工速度	108
4. 3. 2	施工速度に関する新工法と従来工法の比較	108

4. 3. 3	工程全体に関する新工法と従来工法の比較	109
4. 4	工事が周辺環境に及ぼす影響の程度と工事の安全度の差異に基づく評価 ...	113
4. 4. 1	周辺地盤への影響	113
4. 4. 2	周辺環境への影響	114
4. 4. 3	施工の安全性	115
4. 4. 4	地球環境への影響	117
4. 5	工事管理の差異に基づく評価	118
4. 5. 1	作業計画	118
4. 5. 2	マシーン組み立て	118
4. 5. 3	立坑の鉛直施工精度	119
4. 6	施工費用の差異に基づく評価	120
4. 6. 1	検討条件	120
4. 6. 2	工事費の算出	123
4. 6. 3	工事費の比較	127
4. 6. 4	工事費の観点から見た新工法の特徴	129
4. 7	新工法の総合評価	131
4. 7. 1	総合評価の重要性と方法	131
4. 7. 2	AHP法による評価	132
4. 7. 3	評価例	133
4. 8	まとめ	139

第5章	施工実績に基づく新工法の総合評価	141
5.1	概説	141
5.2	直角シールドによる施工事例—工事A	141
5.2.1	工事の概要	141
5.2.2	新工法の採用に至った経緯	142
5.2.3	シールドの構造	143
5.2.4	施工	148
5.3	立坑・横坑の連続掘進用シールドによる施工事例—工事B	151
5.3.1	工事の概要	151
5.3.2	新シールドの採用に至った経緯	153
5.3.3	シールドの構造	153
5.3.4	施工	157
5.4	立坑・横坑の連続掘進用シールドによる施工事例—工事C	164
5.4.1	工事の概要	164
5.4.2	シールドの構造	166
5.4.3	施工	168
5.5	施工事例に基づく経済性の評価	170
5.5.1	用地占有面積	170
5.5.2	施工時間	172
5.5.3	工事の安全度	173
5.5.4	工費費用	173
5.6	まとめ	174
第6章	結論	175
参考文献		178
謝辞		184

第1章 序 論

1. 1 研究の背景

我が国の都市部におけるトンネルを建設するために、シールド、すなわち軟弱な地盤中にトンネルを掘削する機械、を用いた工法は欠かせない技術となっている。直径2 m程度の小型のトンネルから直径14mクラスの大断面トンネルに至るまでの大小さまざまなトンネルの施工に、本工法は幅広く使われている。

シールドは、通常、トンネル外径よりわずかに大きい鋼製の筒、筒の先端に取り付けられた掘削装置、推進用ジャッキ、セグメントと呼ばれる分割された覆工体の組み立て装置、切削した土砂を後方に搬出する装置、などの各要素から構成される。シールド後方の内側で組み立てたセグメントを反力にして、ジャッキで筒を地中に押し込み、その先端部に現れる地盤を地山の崩壊を防ぎつつ切削することでトンネルが掘削されていく。

シールドが適用できる地盤の範囲は広く、粘土・シルトから、砂、砂礫、一軸圧縮強度が 1000kgf/cm^2 程度の岩盤まで掘削可能である。各種地盤にはカッタの種類や形状を選択することで対応する。我が国では、岩盤を掘削するシールドをTBM (Tunnel Boring Machine) と呼び、軟弱な地盤を掘削するシールドと区別している。

シールドは切羽を安定させる方式により、大きく密閉型と開放型の2つに分類される¹⁾。本研究で論ずる密閉型のシールドは、さらに泥水式と土圧式に分けられる。シールド内部にバルクヘッドを設けて切羽側にチャンバを造り、その中に泥水を加圧して送ることにより切羽の安定を保つのが泥水式、切削した土をチャンバ内に充填させ、この中の圧力を制御するのが土圧式である。

泥水式シールドは、掘削されたチャンバ内の土砂をパイプで地上まで流体輸送するため、切羽が密閉されており、高水圧下の掘削に適している。シールドが大深度で適応するためには、高水圧に対するシールドの性能が重要であり、実験段階では最大 10kgf/cm^2 までの水圧に耐えられることが確認されている。したがって、シールド

は深度100mまでのトンネル施工に適応できるといえる。なお、耐水圧に関しては 5.1kgf/cm^2 までの実績がある²⁾。

東京の地質は、下位層より上総層群（第三紀鮮新世～第四紀洪積世）、下総・東京・相模層群（第四紀洪積世）、および沖積層の3層で構成されている。いずれも礫、砂、シルトおよび粘土の堆積層である。地下50m～100mの地盤は大部分が上総層群と下総・東京・相模層群であり、上総層群の粘性土は固結して一軸圧縮強度が 50kgf/cm^2 以下の軟岩になっていることが多い。砂質土の多くは固結しておらず、その透水係数は $10^{-4}\sim 10^{-3}\text{cm/sec}$ 程度である。このように、東京の地下100mまでの地盤はシールドによる掘削に適しているといえる。

都市部におけるインフラストラクチャーは、初期の整備段階においては専ら地下浅部が利用され、トンネルの深度は沖積層の広がる地下5～20mに限定されていた。ただし、山岳部や丘陵部では土被りが50m～80mになる場合があった³⁾。時代を経るに従い、インフラ関連のトンネルは深部化している。1970年代後半になると密閉型シールドの技術の向上もあり、土被りが30mを超えるトンネルが施工されるようになった。1990年代には土被りが50mを超えるトンネルの施工が現れている²⁾。このため、地下深部に構造物を構築する技術は、今後ますます重要になると予想される。

地下50m～100mの大深度地下の利用については、現在、洪水対策としての貯留管、新しい物流のネットワーク、地下送電線、などが計画されている。これらの構造物の大部分はいずれも線状をなしている。通産省で開発を進めている直径50mの球状体を呈した地下ドームは次の方法で施工する。まず、ドームの外側をシールドを用いてスパイラル状に掘削することにより構築し、同時に外壁をロックボルトで補強する。その後、内部の土砂を掘削して除き空洞を完成させる⁴⁾。この場合にも、線状構造物の建設が基本になっていることがわかる。したがって、線状構造物の施工法が地下空間を建設するために果たす役割は、今後ますます大きくなると考えられる。

1. 2 研究の目的

トンネル深度を地下50～60mに限った場合、シールドトンネル工法に関する技術課題の多くは現状技術の延長線上で解決することができる。これに対し、シールドの発進立坑の構築技術には解決されるべき問題が多く残されている。例えば、深度とともに高くなる土水圧は、盤ぶくれをはじめとする地圧現象をもたらす。この対策として、連続地中壁工法では、壁の根入れを不透水層まで貫入させる方法がしばしば用いられる。しかし、この場合、立坑の壁長がトンネル深度の倍近くなることもある。また、深度に比例して壁厚も増す。これらに伴う立坑の大型化は、工期の長期化や工事費の増大をもたらす。このため、大深度のシールドトンネル施工のための合理的な立坑築造方法の出現が望まれている。

もし、1台のシールドで、発進立坑とトンネルを連続して掘進する施工法が開発されれば、上記の問題の主要な部分は解決できる。この施工法には以下の利点が考えられる。

- ①立坑の築造工程が短縮する。
- ②立坑を施工するための設備とトンネルを掘進するための設備が共通のため、段取り替えが不要である。
- ③立坑底部でのシールド発進作業が不要である。
- ④立坑寸法が小型化する。

この新しい施工法を実現させるために、立坑と横坑を連続して掘進できるシールドの研究開発に着手することにした。シールドが立坑底部において方向を直角に転換する機能を持っていれば、立坑と横坑の連続的な掘進が可能となるであろう。その方法として、回転部分に球体を採用することを着想し、実用化へ向けての研究を進めた^{5) 6)}。本工法は本来、立坑と横坑の連続掘進を目的としたものであるが、途中で直角に向きを変える横坑の掘進にも応用可能である。

しかし、直角方向に方向制御可能なシールドは、横坑を掘削する装置の他に、球体及び立坑掘削のための装置を必要とし、重装備となる。このため、製造コストが高いので、工事全体のコストを下げるには、ある程度の立坑深度を必要とする。この観点からも本シールドは大深度の施工に向いているといえる。

既述したように、都市部においては、大深度のトンネルに対する需要が増加する

傾向にある。1台のシールドで立坑と横坑を連続して掘進する施工技術は、今後の都市インフラ整備に多くの貢献をすることができるであろう。すでに、本シールドにより、直角に方向転換するトンネル施工が1件、立坑と横坑の連続施工が2件実施されている。さらに、実施準備中のものが1件ある。

本論文は、新しいシールド施工法を開発するために実施した技術的検討や実験についてまとめたものである。また、施工実績について述べるとともに、経済性の観点から新しいシールドと従来のシールドを比較し、これによって、施工速度、安全性といった面で優れた新工法が有利に適用される範囲を明確にすることを試みた。

1. 3 既往の研究

1825年、Brunelにより考案されたシールドは、テムズ河底横断の道路トンネルの施工に初めて使用された。我が国では、1917年に国鉄羽越線折渡トンネル工事に導入されたが、地質が悪いことと技術の不足からシールドによる施工は中断の止むなきに至った。1939年に、国鉄関門トンネルで切羽の水圧に圧気で対抗するシールドが採用されたが、これが本工法による最初の成功事例といえる。

1960年代になると、シールドは地下鉄、下水道などの分野で広く利用されるようになった。それまで都市トンネルの主力であった開削工法と比較して、交通渋滞を起こさない、騒音・振動がない、など地表面の掘削を必要としない利点は大きく、都市部のトンネル掘削に欠かせないものになった。この時期のシールドは圧気、地盤改良、などを併用する開放型で、掘削方法は、人力掘削が主体であった。

1970年代に、我が国において泥水式あるいは土圧式といった密閉型のシールド工法が開発されると、その安全性から、本工法による施工数は飛躍的に増加した。この時期から人力掘削はほとんど行われなくなり、専ら機械掘削が採用されるようになった。

その後、従来工法では困難であった地盤条件や現場条件に適応すべく、シールドトンネル工法に関する多くの研究・開発が各方面で精力的に行われ、現在に至っている。

1. 3. 1 シールドに関する新しい技術

都市部における地下空間の輻輳化，あるいは地下利用の大深度化が進むにつれて，シールドに対する要求も多様化している．その内容は，以下に述べるシールドに関する最近の研究にみることができる⁷⁾．

- ①円形を組み合わせた断面形状を有するトンネルの設計・施工技術^{8) 9)}
- ②楕円形・矩形といった円形以外の断面形状のトンネルの設計・施工技術^{10) 11)}
- ③急曲線・急勾配を有するトンネルの設計・施工技術^{12) ~14)}
- ④到達立坑を設けずトンネル同志を地下で接合する技術^{15) 16)}
- ⑤直径14mを超える大断面トンネルの設計・施工技術¹⁷⁾
- ⑥長距離トンネルの設計・施工技術¹⁸⁾

1988年に始まった，J R京葉線京橋トンネル工事では，二つの円形を重ね合わせた断面形状を持つトンネルが施工された．これは2本の単線トンネルを同時に施工する要求を満たすものである．このための二連形をしたシールドは，泥水式の場合はMF工法（Multi-circular Face 工法），土圧式のシールドはDOT工法（Double-O-Tube 工法）と呼ばれる．同工法で使用するセグメントに関して新たな設計と各種実験がなされた．実施工の報告も多い⁸⁾．1995年には，大阪市交通局の高速電気軌道7号線工事において，駅部と2本の単線トンネルを組み合わせた三連形の断面を持つトンネルがシールドで施工された．1996年現在，帝都高速度交通営団の地下鉄南北線や東京都地下鉄建設会社の12号線で三連形のトンネルが建設中である⁹⁾．

東京都では，幅の狭い道路に沿った縦長の楕円形を持つ下水道用トンネルがシールドで施工された．また名古屋における建設省発注の共同溝工事では，縦長の矩形断面をしたトンネルをシールドで施工することが計画されている¹¹⁾．このように円形以外の断面形状を持つトンネルの掘削方法に関する報告事例が増えている．

円形断面のトンネルの施工については，急勾配，小曲率半径，大断面積，長距離といったさまざまな幾何学的条件の限界に対する挑戦が試みられている．この範疇に属するものにスパイラル状のトンネルが挙げられる．この施工法が開発されれば，1. 1節で述べたように，大容量の球状の地下空洞建設が可能となる．

立坑の用地不足から，立坑を省略するために，2台のシールドで向い合わせに掘進し接合させる施工法も研究されている．東京都の水道工事では，一方のシールドのフードを相手のシールドの内部に貫入させる施工法が試みられた¹⁵⁾．

東京湾横断道路建設に際しては、世界的にも例の少ない大型断面のトンネルが計画され、これに関連して多くの研究開発が行われた。これらの中には、新しい止水方法、セグメント組立ての自動化やセグメントの継手およびセグメント構造物の耐震設計に関する研究などが含まれている。

長距離施工関連では、掘削用カッタビットを遠隔操作で迅速に交換する工法や、耐摩耗性の高いカッタビットに関する研究開発がある¹⁸⁾。

この他に、ECL工法（Extruded Concrete Lining工法）に代表されるような場所打ちコンクリートに関する研究¹⁹⁾や、ボルトを使用しないセグメントに関する研究²⁰⁾がなされている。

立坑と横坑をシールドで連続的に掘削するための技術開発は、本研究が最初である。

1. 3. 2 大深度立坑施工に関する技術

シールドの発進または到達立坑を築造するために、現在、下記の工法が用いられている。

- a) 親杭横矢板による方法
- b) 鋼矢板あるいは鋼管矢板による方法
- c) 柱列式地下連続壁による方法
- d) 地下連続壁による方法
- e) ニューマチックケーソンによる方法

これらの内から、地盤条件、作業面積、立坑の深さ等の条件に応じて一つの工法が選定される。トンネル深度が30m以上の場合には、地下連続壁工法あるいはニューマチックケーソン工法を用いるのが一般的である。

橋脚基礎杭、地滑り抑止杭の施工法として従来から用いられている大口径杭工法をさらに大型化・大深度化し、シールドの発進・到達立坑に応用しようとする試みが最近なされている。代表例として、本州四国連絡橋来島大橋下部工におけるオールケーシング掘削機による直径5.0mの杭坑の施工²¹⁾、NTT三田～品川通信設備工事における直径4.1mのオールケーシングによる全旋回型大型ボーリングマシーンをを用いた立坑施工²²⁾、リバーズ工法による直径6.1m、掘削深度32mのシールドの到達立坑²³⁾、などがあげられる。

従来からの立坑築造技術のうち連続地中壁工法に関しては、200mの掘削深度の施工実績がある。本工法の欠点の一つは仕上がり精度を直接確認できないことで、このために、掘削精度の管理システムに関する研究報告が多い²⁴⁾。

大深度地下構造物の設計法に関する研究もいくつかある。建設省の行った総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発」の成果として、「大規模土留め、立坑の設計・施工指針（案）」がまとめられている²⁵⁾。大深度立坑の施工時に発生する可能性がある掘削底面の盤膨れ現象や周辺地盤の挙動について、有限要素法を用いた解析的研究が多くなされている²⁶⁾。掘削がもたらす地下水の賦存状態の乱れを予測するために応力・浸透流連成解析も試みられている²⁷⁾。

ニューマチックケーソン工法に関しては、大深度に適応させる方法が重要な研究テーマになっている。高気圧の作業環境の下での掘削能率の低下や、作業員の減圧症や酸素欠乏症を防ぐための抜本的な対策として、遠隔操作による無人化施工の研究が進められ、一部は実用化がなされている²⁸⁾。しかし、現状では掘削機の点検修理や地耐力試験を有人で行うため、完全な無人化の段階には達していない。高圧気下での作業環境を改善する一助として、空気をヘリウムを含む混合ガスに替えることの有効性が研究されている²⁹⁾。

以前から、立坑掘削に密閉型のシールドを使う研究がなされているが、その内の2例を紹介する。いずれも工業所有権が出願されている^{30) ~ 32)}。

(a) 倒立した状態のシールドで立坑を掘進し、曲線区間を経て横坑掘進に移行する方法

(b) ケーソンによる立坑掘進にシールドを用い、立坑掘削後、引き上げて横坑掘削に転用する方法

(a)の方法では立坑底部が曲線になるが、この場合、横坑掘進時の資材の搬入が困難になり、利用上も都合が悪い。(b)の方法には立坑底部の止水性に問題がある。両工法とも、こういった諸問題を解決できないために、実用化に至っていない。

シールドの方向転換を容易にするために、切羽が半球状になるようなカッタの出願がなされている³³⁾。

立坑におけるライニングの構築には、通常、現地にて鉄筋・型枠を組み建て、その後コンクリートを打設する方法が用いられるが、工期短縮を狙いプレキャストコ

ンクリート躯体を使用する施工が報告されている³⁴⁾。

また、立坑ライニングに対するセグメントの利用は、地滑りの抑止杭を施工するための深礎工事においてすでに実績がある。

1. 3. 3 立坑からのシールド発進技術

シールドを立坑底から発進させるために、次の方法が標準的工法として用いられている。まず発進に先立ち、立坑壁の開口部外側の地盤を薬液注入工法等により改良補強する。次に、立坑壁の一部を解体して開口部を設け、シールドを発進させる。開口部の地盤は次に述べる条件を有していることが要求される。第1に、地盤は土留に加わる地山圧力を保持し得る強度がなければならない。第2に、開口部から地下水が流入しない程度に地盤の透水係数が低減していなければならない。

地盤を改良するために、セメントや薬液を地盤内に注入する工法、地盤をジェット水で切削し、この部分を注入液で置き換える高圧噴射攪拌工法、地盤を冷却し土中水を凍結させる凍結工法、などの固化工法が開発されている。これらの工法に共通する欠点は、開口部を開けるまで地盤改良の有無を確認できないことである。

これらの中で、大深度における発進防護工としては、高圧噴射攪拌工法と凍結工法の2工法が専ら用いられる。凍結工法は高価であるが、確実性と安全性が高い。しかし、凍土の造成に時間がかかること、地下水流があると固結しないことが問題点としてあげられる。高圧噴射攪拌工法は広く利用されているが、ジェット水で地盤を切削するため、大きな水圧や土圧の作用する大深度での適応は難しいといわれている³⁵⁾。

これらの工法に関して、凍結工法では凍結範囲を予測するための熱伝導解析³⁶⁾ 高圧噴射攪拌工法では攪拌域の厚さを評価するための解析³⁷⁾、など設計面に係わる研究がなされている。

近年、地盤改良を省略する工法の研究開発が進んでいる。

発進立坑壁体を構成するSMW (Soil Mixing Wall, 地中で土とセメントミルクを混合・攪拌することで造成する地中壁) の土留壁から芯材であるH型鋼を引き抜いた後、シールドで直接壁体を切断して行く方法³⁸⁾ が既に実用化されている。また、粗骨材に石灰碎石、鉄筋の代わりに炭素繊維を用いた特殊なコンクリートで立坑壁体を構築することで切削抵抗力を小さくし、シールドで壁体を切断する方法が研究

され、一部は実施されはじめている³⁹⁾。

地盤改良なしに、立坑に到達する施工法も試みられている。あらかじめ、ケーソンのシールド到達部分を円形に分割しておき、シールドの立坑到達に合わせて、分割体を油圧ジャッキで受け入れる方法が開発されている⁴⁰⁾。

今後、シールドトンネルの大深度化に伴い、シールドの発進・到達に際して地盤改良をしない工法が一般化すると予測される。

1. 4 本論文の構成

直角に方向制御可能なシールド（以下新シールドと呼ぶ）を用いて発進立坑とシールドトンネルを連続的に掘進する施工法には、従来技術にない利点がある。しかし、新シールドは本研究において開発されたばかりであり、実績が少ないため、その技術に対する評価が定着していないのが現状である。本論文は、本技術の有効性を明かにするために、新シールドの設計と性能実験、および新シールドを用いた施工法（以下、新工法と呼ぶ）に関する経済性の検討、ならびに実施事例について述べたもので、6章より成っている。

第1章は序論で、シールドおよびシールドを用いた施工技術に関する既往の研究を述べ、本研究の意義と目的を示している。

第2章では、新シールドの設計について述べるとともに、新シールドに必要な各要素技術について実験し、新シールドが所期の機能を有しており、深度が70mを超える立坑掘削に対する適応性を持っていることを確認している。また、新シールドによる施工法とこれにより構築される立坑構造について説明している。

第3章では、施工に伴う地盤変状と地下水理の変化を応力解析・浸透流解析の連成解析によって予測計算している。そして、新シールド工法とニューマチックケーソン工法を比較検討することで新シールドの持つ安全面での優位性を示している。

第4章では、新シールドによる立坑施工を経済性の観点から評価している。用地占有面積、施工時間、工事の安全度および工事費用の観点から個々に評価するとともに、AHP法（Analytic Hierarchy Process）を用いて総合的に評価することで、新工法の適応領域が見いだせることを示している。

第5章では、新工法を用いた3つの実施例を述べ、技術的問題点の検討と経済性の評価を通して、新シールドを用いた施工法が高い実用性を持っていることを確認している。

第6章では、本研究で得られた結論を総括するとともに、今後の研究課題および将来展望について述べている。

第2章 施工方法と施工機械

2.1 概説

新シールドは、内部にボールバルブに似た球体を有しており、これを回転することによってシールド前方に突き出している掘削ビットの向きを止水を図りつつ 90° ～ 180° 変える機能を持っている。この機能を利用し、水平坑道を途中で直角方向に曲げたり、立坑から水平坑道を連続的に掘削することができる。また、掘進の途中で掘削ビットを 180° 回転させ、ビットを切羽内部に向けて新品に交換することにより、長距離トンネルの連続的な掘進が可能になる。なお、 90° に折れ曲がった水平トンネルあるいは立坑-横坑を連続掘進する場合には、最初の掘進用のシールドをその場に置き去り、引続きシールド内部より新たに小型のシールドを発進させる方法が用いられる。したがって、折れ曲がり後のトンネル径はそれ以前より小さくなる。

上記の新シールドの開発に着手した時点では、球体回転による方向転換技術は言うまでもなく、立坑を密閉型シールドで施工した前例もない状態であった。

このため、幾つかの要素技術を新たに開発する必要がある。また、開発したものについて、性能を確認するための実験を必要とした。また、新シールドを用いた施工法やこれに関わる設計についても、全面的な検討を要した。本章では、これらの開発、実験、検討の経緯と結果について述べる。

2. 2 施工方法と要素技術

2. 2. 1 掘削機構

(1) 開発の経緯

地上から立坑とこれに直交する横坑が連続して掘進できるような性能を持つシールドを開発することにした。この要求を満たすために、回転軸を利用してシールドの掘削部を回転させる方法を用いることにし、回転部には、回転時に止水のためのシールが容易な球体を採用することにした。

このような機構を持ったシールドとして次の2案が考えられる。

- a) 球体の内部に横坑を掘進するシールド機能を内蔵するもの
- b) シールド筒体を前後に2分割し、その関節部に球体を利用するもの

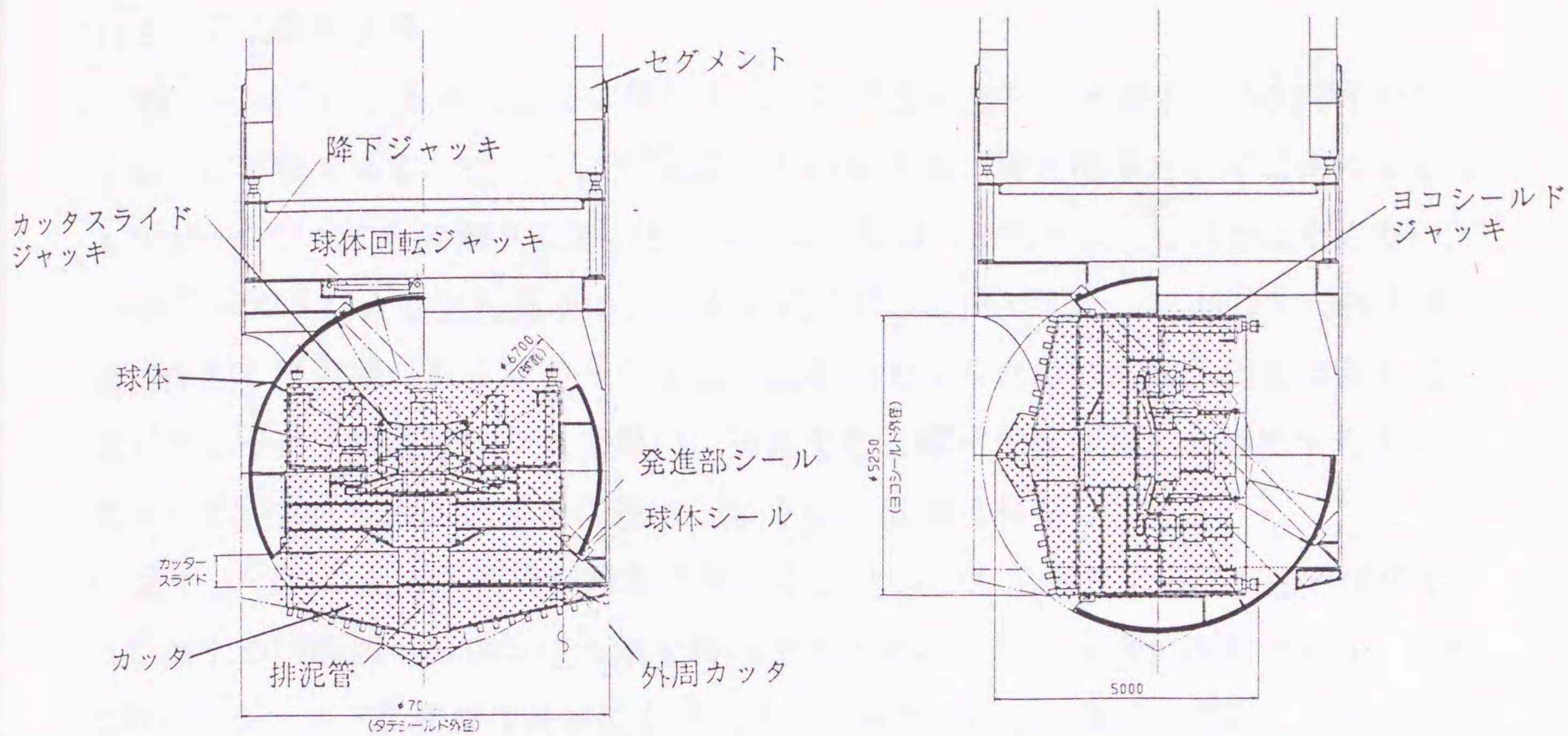
検討結果、余掘りを必要としないa)案を選定した。この場合、立坑掘進終了後、最初の掘進用のシールドをその場に置き去り、引続きシールド内部より新たに小型のシールドを発進させる方法が用いられる。したがって、折れ曲がり後のトンネル径は立坑径より小さくなる。

(2) 機械の構成

新シールドは、図2-1に示すように、大型シールド、球体、小型シールドの3つの主要な部分から構成される。大型シールドは内部に球体を内蔵し、その球体の内部に、テールプレートを分離し通常の機長より短くなった小型シールドを収納する。球体は大型シールドに取り付けた回転軸で支持され、その廻りを回転することができる。

カッタおよびその駆動装置は小型シールドと大型シールドで兼用する。大型シールドを用いる場合、兼用のカッタの外側に離脱可能な外周カッタと呼ぶ円環状のカッタを装備する。小型シールドの外径と外周カッタ幅の寸法によっては、兼用のカッタを伸縮機構（例えばオーバカッタ方式）とし、外周カッタを設けない方式も可能である。

立坑と横坑の連続掘削を目的とする場合、立坑掘進距離より横坑掘進距離が長くなるのが普通であり、横坑掘削に適したカッタおよびカッタビットを装着する。



a. タテシールド掘削時

b. ヨコシールド発進時

(ここで示したものは球体シール型と呼び球体シールだけでシールされるタイプである。図2-9に示す底部球体シール型と呼ぶタイプと2種類がある)

図2-1 新シールド概念図

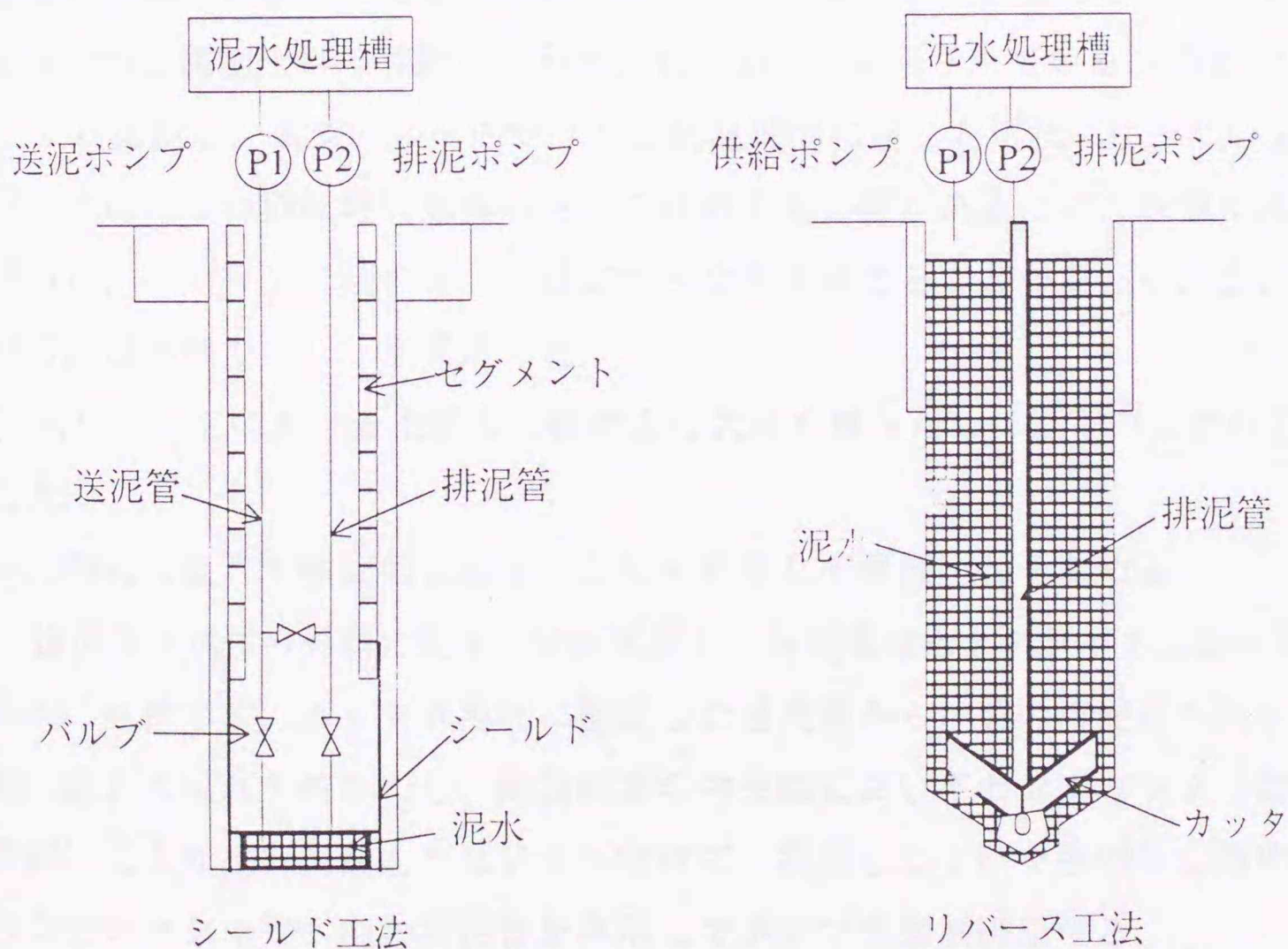


図2-2 シールド工法とリバース工法の立坑掘削概念図

(3) 立坑掘削機構

新シールドによる横坑掘削に関しては、密閉型の土圧式と泥水式⁴³⁾の両方式とも採用が可能である。ただし、土圧式を用いる場合、排土機構として球体内部にスクリーコンベアを装備する関係上、シールド径は5 m程度以上なければならない。

新シールドによる立坑掘削は、泥水方式で行うことにした。これは大口径立坑施工法として実績のあるリバーズ工法を参考にできるためである。両者は図2-2に示すように、掘削にカッタを用い、掘削土砂を泥水の循環により搬出する方式が共通している。しかし、以下に述べるように、細部は異なっている。

まず、切羽の泥水圧管理が両者で異なる。リバーズ工法では切羽水圧の確保および泥水の切羽面への供給に水頭を利用するために、水圧管理が容易である。これに対し、シールド工法では泥水位が排泥流量の変化に対して敏感で変動し易いので、水位を確保するために送泥管により常にチャンバ内へ泥水を供給する必要がある。

次に、掘削土砂の排土方法が両者で異なる。リバーズ工法の場合、掘削断面の中央部を先ず掘削し、ここにできたピットに周辺部の掘削土砂をカッタの回転と掘削面の傾斜を利用して集め、排泥管によって強制的に吸い上げる。カッタの角度は大きいほど掘削土砂の移動に有利で、 $15\sim 30^\circ$ が採用されている(図2-2 参照)。

これに対し、新シールドのカッタは横坑掘削に適した形状になっている。またカッタは球体の回転時に球体の内部に収納する必要があるため、球面に近い形が要求され、リバーズ工法のカッタほど大きな角度をとることが難しい。2.4節で述べる設計の例では 9° を採用した。

新シールドにおける上記の土砂排土の欠点を補うために以下の2点の工夫を施した。

a) 泥水の流れを強制的に造り、これを利用して掘削土砂を集める：

送泥管は球体の外側に数本、分岐配管し、排泥管はセンタシャフトを利用して、中央に装備する。カッタ外周部に配置した送泥管から中央の排泥孔へ向かう強制的な泥水の流れを造りだし、掘削断面の中央部においてセンタカッタ(図2-17 参照)により先行掘削したピットへ向けて、掘削した土砂を強制的に集める。これをセンタシャフト内の排泥管を利用してポンプで強制排出する。

b) ビットを利用して掘削土砂を中央へかき寄せる：

外周カッタのスポークをV字型とし、カッタ回転時にビットが土砂を内周方向

へかき寄せる作用を持つようにする（図 2-17 参照）。

以上述べたように、新シールドによる立坑掘削は泥水式で行うが、送排泥にはセンタシャフト内の排泥管と球体の外側に配置された送泥管を用いる。したがって、ヨコシールド（立坑と横坑の連続掘削機における小型シールド）の送泥管、排泥管とは別系統となる。このため、あらかじめヨコシールドをスクリーコンベアに取り付けが可能な構造としておけば、横坑を土圧式で掘削することができる。また立坑掘進時に、ヨコシールドの配管は圧抜き管として利用できる。

2. 2. 2 施工方法

(1) 基本手順

新シールドにより以下に述べる手順に従って立坑と横坑が連続的に施工される（図2-3参照）。

- ①：タテシールド（大型シールド）により、立坑セグメントを反力に取りつつ下方へ向けて立坑を掘進する。1リング（セグメント幅の距離）を掘進後、テール内でエレクタを用いセグメントを組立て、テールボイド（セグメントと地山間の間隙）に裏込め材を充填する。このように掘削箇所は直ちにセグメントで覆工し、背面の空隙を充填するため、地山の崩壊は起こりにくい。その後、配管、昇降設備等を延伸し、引続き下方への掘進を進める。
- ②：立坑掘削が完了した時点で、球体を回転するために、ヨコシールドのカッタ（兼用のカッタ）を外周カッタから切り離し、ヨコシールドのシールドジャッキを利用して、球体回転の軌跡の内側に収納する。
- ③：球体回転は、タテシールドを反力に油圧ジャッキを数回に分けて伸縮させることによって行う。操作の途中で作業室に現れる球体は、必要に応じジャッキの盛り替え時に除去し、作業室の空間を塞がないようにする。
- ④：球体が90度回転した後、球体を反力にヨコシールドを前進させ、テールプレートを溶接により継ぎ足す。テールプレートの分割数だけ同作業を繰り返す。
- ⑤：さらにヨコシールドを前進させ、その後方で仮組セグメントを組立てる。本作業は従来の横坑発進と同じである。

この立坑と横坑の連続施工により、径の異なるトンネルが直角に接合した地下構造物が構築される。

- ①下方掘進 ②外周カッタ離脱 ③球体回転 ヨコ機球体内引込み
④回転完了 ⑤ヨコシールド発進

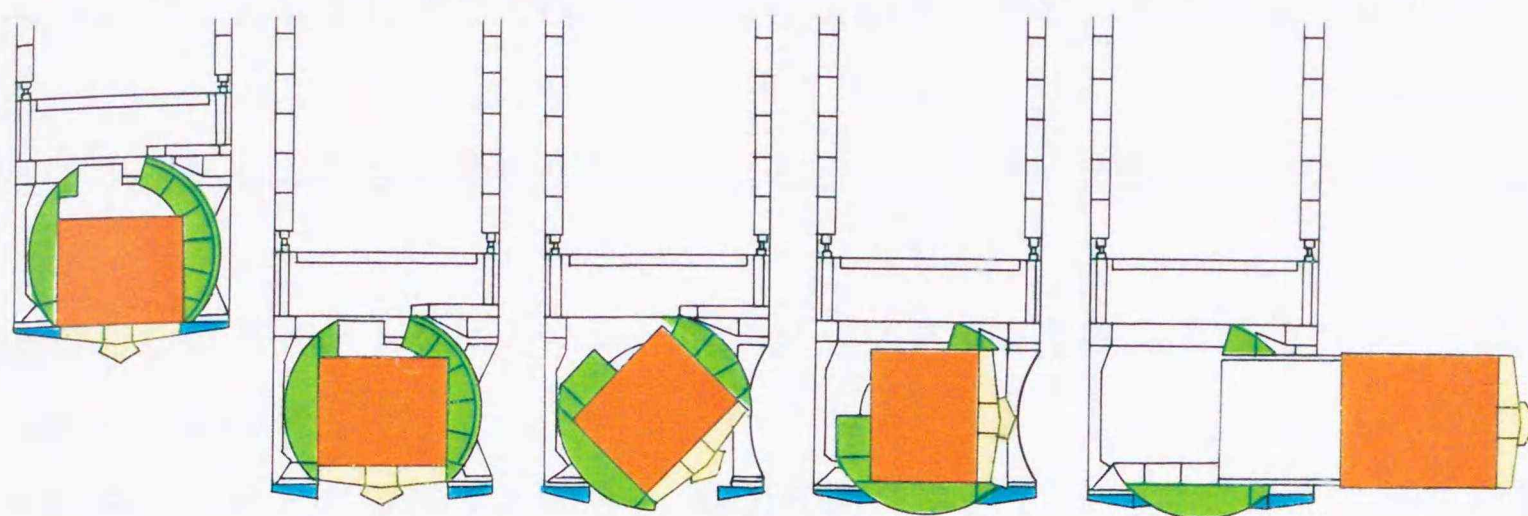


図 2-3 基本作業手順

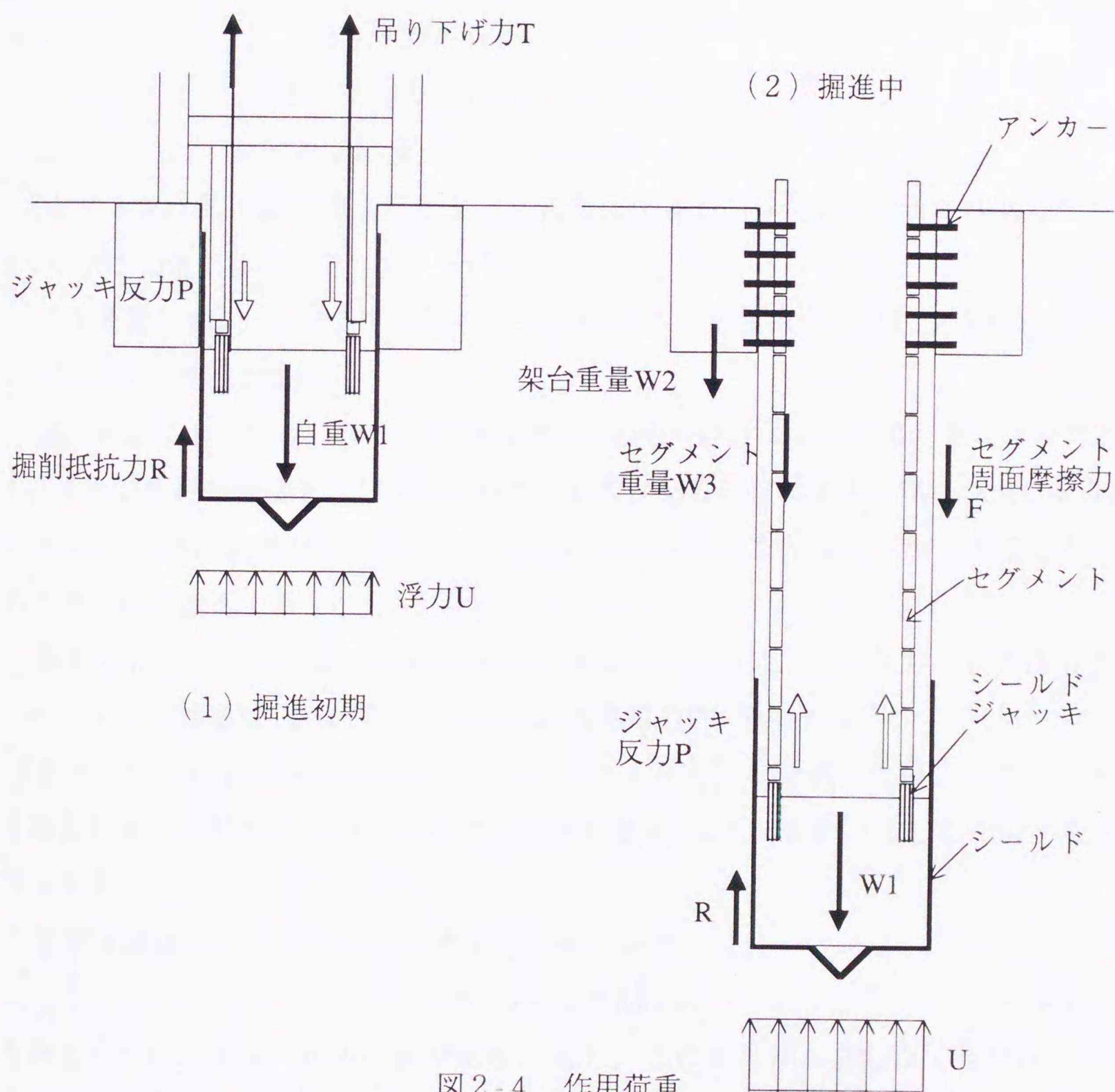


図 2-4 作用荷重

(2) 立坑掘進管理

シールドによる立坑掘削では、従来の横坑掘進と同様、次の作業が繰り返される。

- ① 1 セグメントの長さの掘削が終了したならばシールド内部でセグメントを組立てる。
- ② 敷設したセグメントを反力によりシールドジャッキにより推力を与えつつ次の段階の掘削を進める。

立坑をシールドで掘進する場合、掘進初期には図 2-4 の左に示すような荷重が、定常的な状態に移行した後には図中右側に示すような荷重がそれぞれ作用する。これらをまとめると、上向き、下向きの力は次のように表現できる。

$$\begin{aligned} \text{下向きの力} &= W1 + W2 + W3 + F \\ \text{上向きの力} &= U + R (+T) \end{aligned} \quad (2-1)$$

ここに、W1：シールド重量 W2：架台重量 W3：セグメント重量
F：セグメント周面摩擦力（浮き上がりに抵抗する力）U：浮力（送泥水圧力を含む） R：掘進抵抗力 T：吊り下げ力。

掘進抵抗力Rは、シールド周面の摩擦抵抗および先端抵抗力等から成り立ち、シールド静止時は0である。

掘進初期においては、シールド重量W1が上向きの力に優るため、吊り下げ力Tを与えながら掘進速度をコントロールする必要がある。立坑がある深さ以上になり、上向きの力がW1より大きくなると、上方のセグメントを反力によりジャッキで下向きの力をかけて掘進する。

掘進深さが増すにつれて、上向き力が増加し、同時に、下向き力として作用するセグメント重量W3およびセグメント周面摩擦力Fも増加する。

なお、シールドテール部が架台（ガイドウォール）を通過した後、セグメントと架台をボルト等でつないだ段階で、架台重量W2は下向きの力として作用するようになる。

立坑掘進は、シールドに作用する力が次の条件：

$$\text{上向きの力} < \text{下向きの力} \quad (2-2)$$

を満たしているときにのみ可能である。もし、この条件が成立しない時には、立坑全体の浮き上がりが生じる。各施工段階において常に上の条件が満たされるように、

架台、セグメント等の寸法（重量）を設計し、また掘進管理をする必要がある。

下向きの力が不足する場合は、重量物の積載、摩擦杭の打設、アースアンカによる下向き力の導入、地盤改良によるセグメント周面摩擦力の増加、等を検討する。

排泥管が閉塞すると浮力 U が上昇し上向きの力が大きくなる。このような状態が起こらないように切羽水圧を管理する必要がある。

（３）立坑発進

地上からの立坑発進は下記の施工手順を踏んで行う（図 2-5 参照）。

- ①：地上に発進架台の下部をなすガイドウォールを構築する。ガイドウォールはシールドが発進する際の位置と方向を制御する役割をする他に、シールド組立ての作業床および掘進中のシールドに対する反力重量として機能する。
- ②：シールドをガイドウォール上で組み立てる。すなわち、鋼材をガイドウォール上に敷設した作業床の上で、分割して搬入したシールドをレッカーを用いて倒立した状態に組み立てる。
- ③：シールドを吊り下げるための発進上部架台を組立てる。この作業は、②のシールド組立て作業に先行、あるいは並行させる場合もある。
- ④：シールドをPC鋼線で吊上げる。シールドの吊上げ吊り下げ作業は、架台上部に配置したセンタホールジャッキを用いて行う。この後、作業床に使用していた鋼材を撤去し、シールドを下ろす。なお、センタホールジャッキの代わりに、押し引き兼用のジャッキを用いる方法や、シールド側面にブラケットを溶接して油圧ジャッキでリフトダウンさせる方式も考えられる。
- ⑤：シールドの自重を下向きの力として立坑掘進を開始する。下方への掘進速度は吊りジャッキの操作より調整する。この時、シールドが回転しないように上部架台に固定した当てものをシールドに施す。
- ⑥：シールドジャッキにより推力をかけ、下方への掘進を進める。このために、発進上部架台の下部に渡した桁を利用して、セグメントを組立て、これを介して上部架台およびガイドウォール等の重量を反力にする。もし上向きの力が必要なときには吊りジャッキを用いる。上向きの力が機械重量より常に優る状態になったならば、吊りジャッキをはずす。

タテシールドのテールがガイドウォールを通過した段階で、セグメント内でガイドウォールとセグメントをアンカー等で緊結する作業をする。この後、不要になった発進上部架台を撤去する。

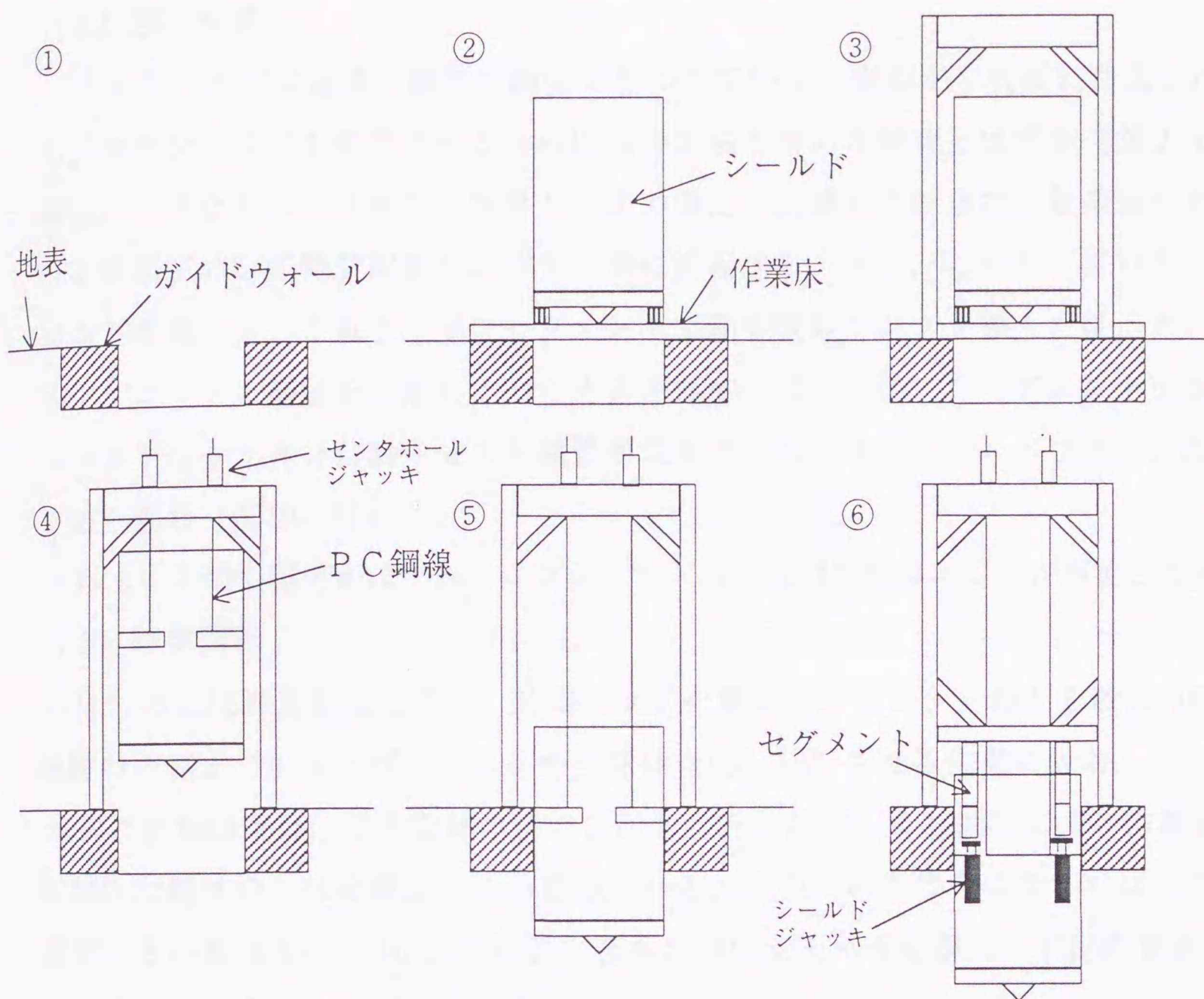


図2-5 タテシールド発進手順

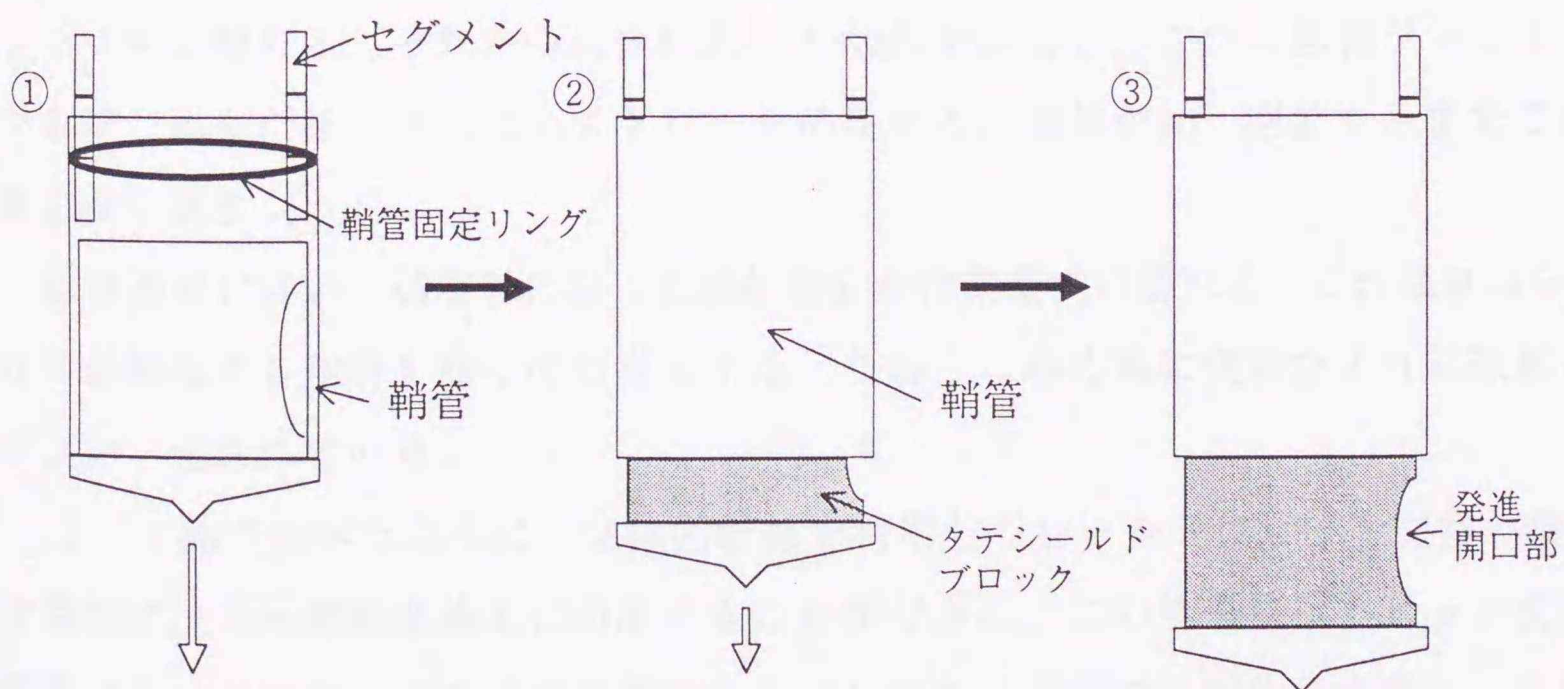


図2-6 鞘管スライド手順

(4) 到達掘進

タテシールドは通常、鋼製の鞘管で覆われている。掘進が立坑底に到達したなら、ヨコシールドを発進させるために次の方法を用いて鞘管をはずす（図2-6参照）。すなわち、タテシールドが所定の深度に到達した時点で、最深部のセグメント端面において鞘管固定リングを鞘管に溶接する。次に、このリングの下でセグメントを組立て、これと上部のセグメントで鞘管固定リングを挟んだ後、タテシールドブロックと鞘管を固定していた治具を外す（図中の①）。セグメントを反力にし、シールドジャッキを作動させると鞘管が取り残され、タテシールドブロックだけが下方へ進む（図中の②）。

以上の手順で鞘管がはずれ、ヨコシールドの発進口を開けることが可能となる。

(5) 球体回転

(4)の立坑到達掘進完了後、外周カッタを離脱し、ヨコシールドを球体の回転軌跡の内側まで引き上げる。それから球体を90°回転させる作業に入る。

球体の回転作業は、工程全体の中で1回しか行われず、また回転により作業室内に現れた球体の一部を撤去しつつ進められる。このため本作業に際しては、能率を重視する必要はなく、図2-7に示す2本の油圧ジャッキを用い、下記の要領で数回の盛り替えを行いながら逐次進める。

まず、球体開口部の両脇に取り付けたジャッキを1ストローク分伸長し、この状態を固定ピンを入れて保つ。次に、回転ジャッキと球体を継ぐピンを外し、回転ジャッキを縮める。それから球体に新しく治具を溶接し、これに回転ジャッキのピンを差し込んだ後、さらに1ストローク伸長する。球体が90°回転するまでこの作業を繰り返す。

球体回転に伴い、切羽側にあった球体部分が作業室内に現れる。これはヨコシールドが発進する空間を塞ぐので撤去する。なお、この作業に便利のように球体はセグメント化されている。

2. 1節で述べたように、球体回転部を利用してシールドにビット交換の機能を持たせ、長距離掘進施工に応用することができる。この場合には、ビット交換の作業の度に球体を回転させる必要がある。しかも、往復の回転作業を伴い、回転角が120~180°となる。ただし、球体の一部を撤去する作業は不要である。これらの条件の下では、回転速度は大きい方が作業効率が良い。これに適した回転機構とし

て、ワイヤ・ウインチ方式あるいはピニオン・ラック方式等が考えられる。

(6) 横坑発進

ヨコシールドは球体を反力にシールドジャッキを伸長することで発進する。このとき、球体にかかる力は回転軸を介してタテシールド背面の地山に分散される。回転軸が過度の力を負担しないように、必要に応じて、球体とタテシールドのすき間を鋼材で埋める。

ヨコシールドの後部にテールプレートを溶接するために必要なスペースだけ掘進したならば、テールプレートを継ぎ足す。また配管等を整備する。その後、通常の横坑発進と同様に仮組みセグメントと反力鋼材を建て込み、これらを用いてヨコシールドを前進させる。

ヨコシールド発進の際、カッタはすでに地中に出ているため、通常のシールド工事における立坑壁の切断作業と、これに先立つ発進坑口部の地盤改良の両方が不要である。

ヨコシールドと球体間をシールするためにリップシールが設けてある。この隙間に比べるとセグメントと球体間の隙間は大きい。このため、シールドが進行しセグメントが露出するとリップシールではシールの機能を果たせなくなる。そこで、球体とセグメント間を改めてシールする作業が必要となり、すき間に鋼材を詰めて溶接して塞いだり、あるいはセメント系その他の材料を充填する。新シールドとして後述する底部球体シール型を採用する場合には、立坑と横坑の連結部を止水するために、ここにエントランスセグメント（2.2.3項（8）参照）を用いる。

2. 2. 3 要素技術

新シールドの開発に必要な要素技術について述べる。

(1) 球体シール

球体シールは図2-1に示すように、切羽側の泥水がシールド内部に入らないように、球体とタテシールドのすきまをシールするもので、球体回転軸の近傍に鉛直軸に対して斜めに設けられている。立坑および横坑掘削時は静的シール、球体回転時は動的シールとしての止水性能が要求される。

このシールの追従しろは、球体の製作精度が $\pm 10\text{mm}$ なので、 $\pm 10\text{mm}$ に設計した。また、新工法を70mまでのトンネル深度に適応可能とするために、耐水圧目標

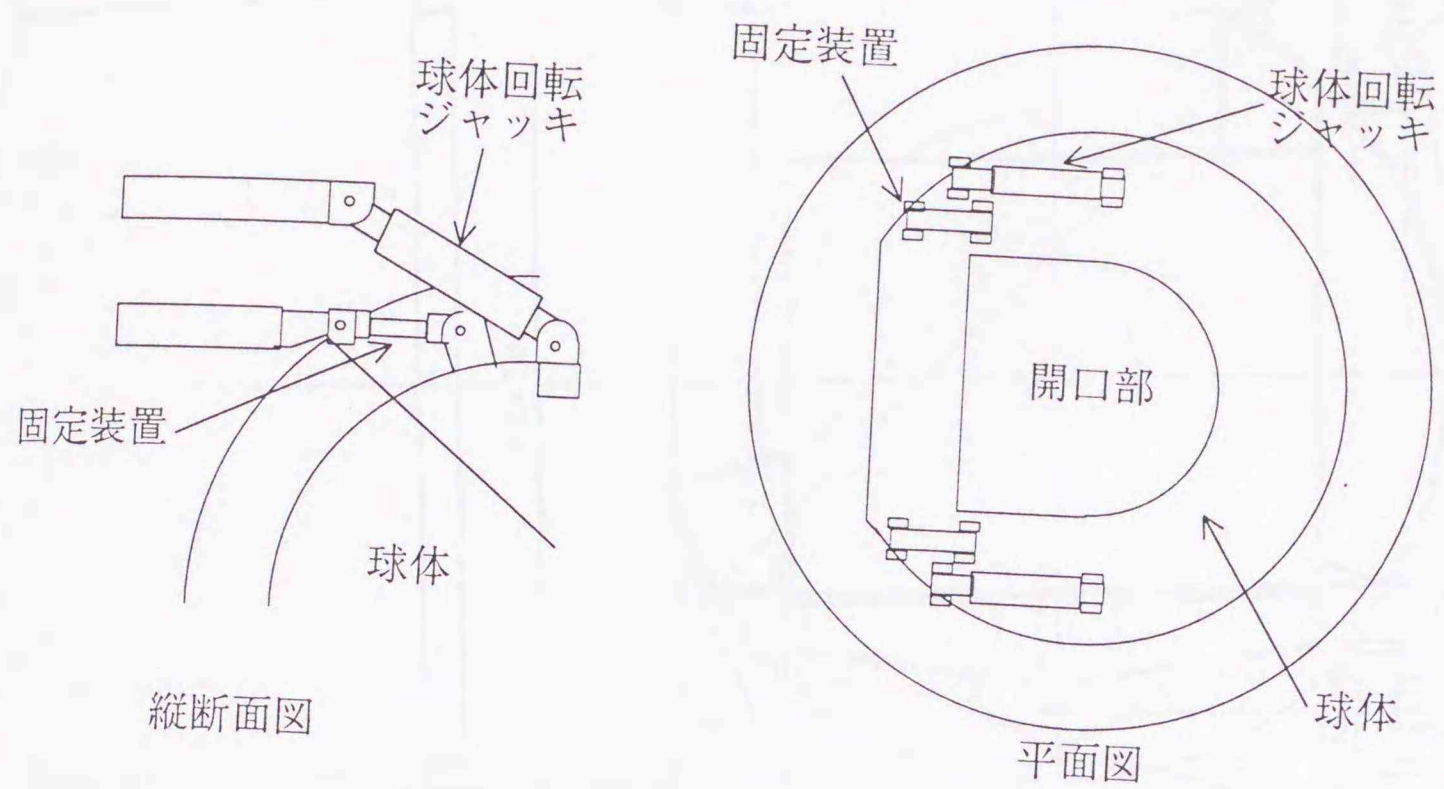


図2-7 球体回転ジャッキ

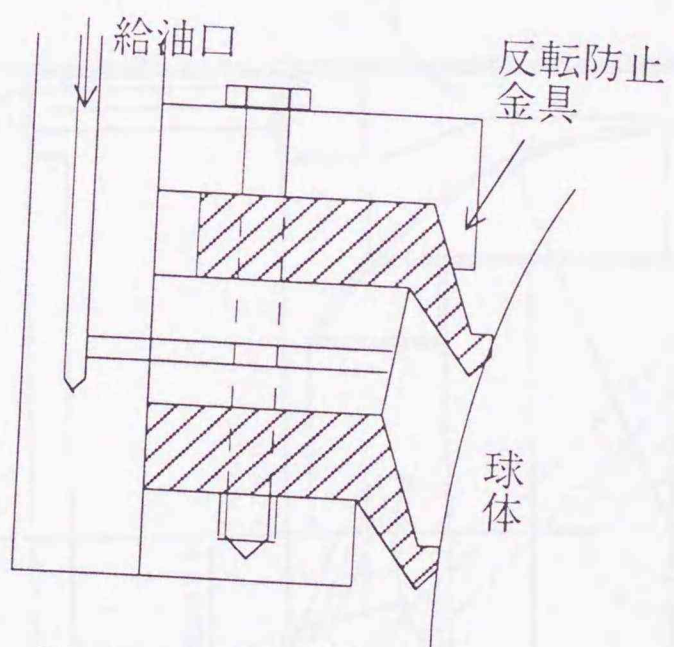


図2-8 球体シール形状

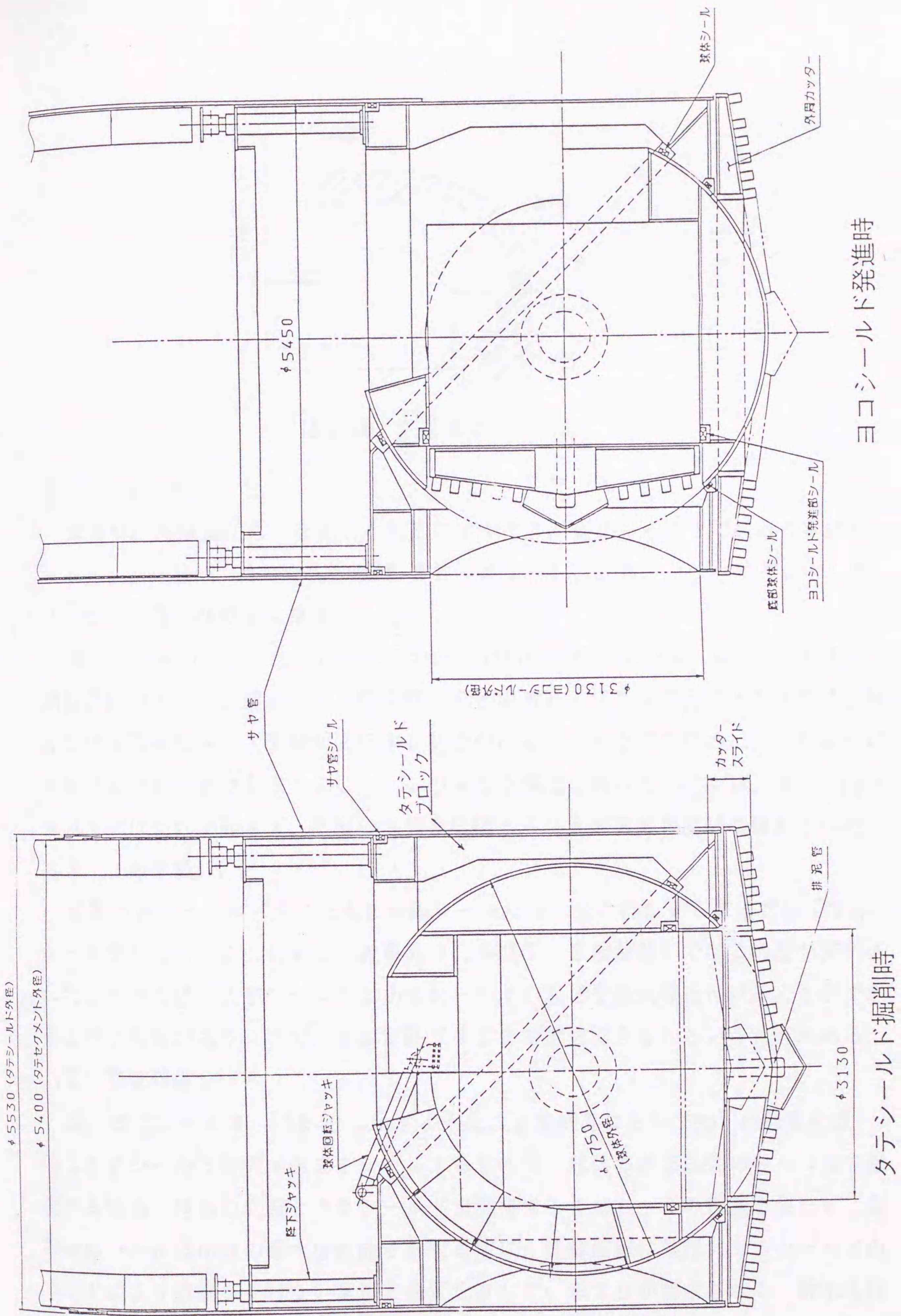


図 2-9 底部球体シール型シールド全体組立図

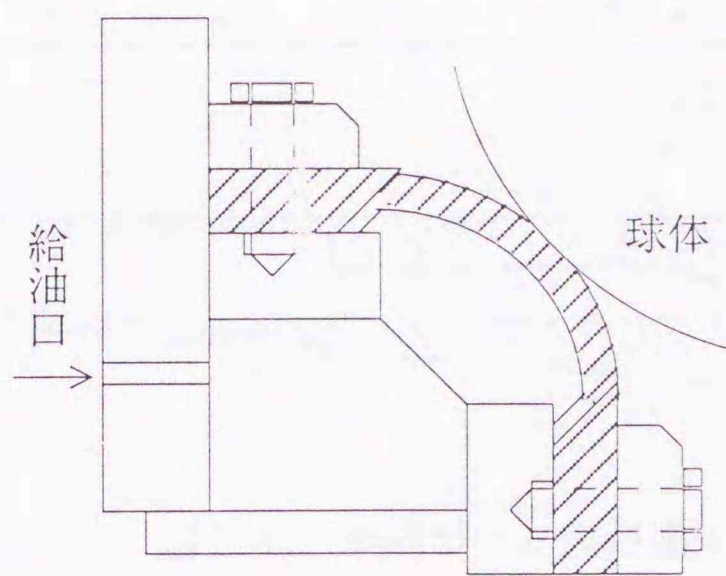


図 2-10 底部球体シール形状

を 10kgf/cm^2 に設定した。

球体シールは追従しろを大きく取ることができ、従来シールドで採用の実績があるウレタン製パッキンとし、図 2-8 に示すように、二段リップパッキンとしてリップ間に給脂が可能な構造にした。

球体シールのリップ先端は水圧のかかる切羽側に向いている。シールに対する球体回転の方向は、回転軸の下側を順方向とすると上側では逆方向となるので、球体回転作業時にシール先端が反転する懸念がある。これを防ぐために、図のように反転防止金具を設けることにした。このような構造を持ったシールは、水圧 10kgf/cm^2 以下では反転が起きず、所期の性能を発揮することが実規模実験で確認された（2.3 節参照）。

球体とタテシールド間の止水を球体シールだけに受け持たせるタイプを「球体シール型」と呼ぶことにする。A 事例の二事（5.2 節参照）ではこの型が採用された。本方式は、大型シールドと小型シールドの直径を最大限近付けることができるという利点がある一方で、施工が終了するまで撤去できないという欠点がある。

（2）底部球体シール

底部球体シールは、図 2-9 に示すように、立坑底部において 90° 回転後の球体とタテシールド間のすきまをシールするもので、球体の底部以外の残り全部を撤去する場合、球体の底部とタテシールドを溶接するまでシールの機能を果たす。底部球体シールは所与の耐水圧性能を有する他に、球体回転作業時にヨコシールドのカッタにより損傷を受けない構造と品質を有していることが要求される。耐水圧目

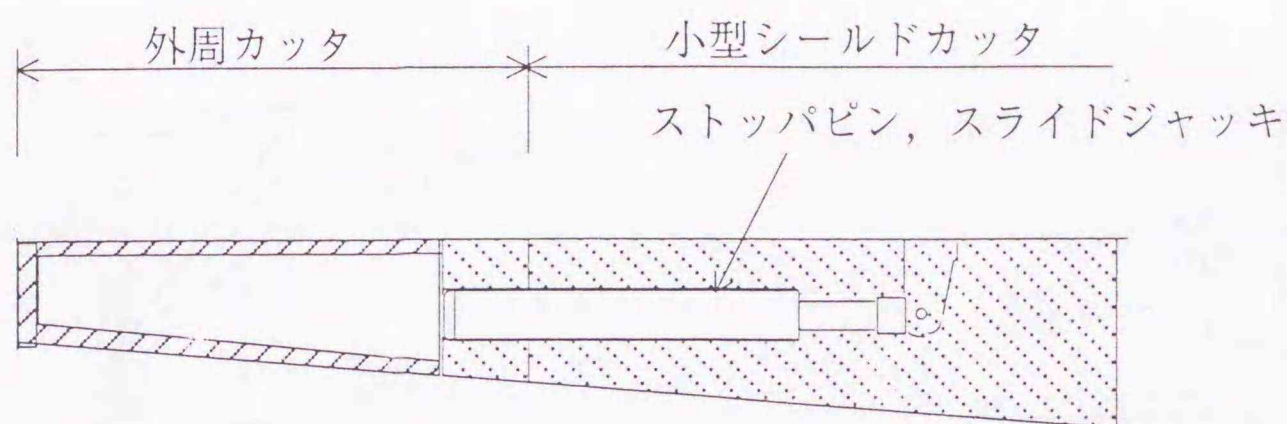


図 2-11 外周カッタ脱着機構

標は球体シールと同様に 10kgf/cm^2 に設定した。

図 2-10に示すように中空の形状をしている本シールとして、内部給脂が可能なウレタン製のインフレートパッキンを選定した。このインフレートパッキン単独ではシール性能はほとんど無いが、グリースを供給することで追従しろが大きくなり、かつ耐水圧性能が生じる。本シールが所期の性能や要求を満たしていることは 2.3 節で述べる実規模実験で確認された。

球体とタテシールド間の止水に球体シールと底部球体シールを併用し、最終的に球体シールと球体の上半部を撤去できるシールドを「底部球体シール型」と呼ぶことにする。5 章で述べる B および C 事例ではこの機種が採用された。この型は球体シール型と比較して、底部球体シールを設置する分だけ、大型シールドの直径が大きくなり、球体回転時の作業工程が増えるので、工事費が高くなる欠点がある。しかし、大型シールド（タテシールドの場合は立坑）内で広い作業空間を確保できるという特長がある。

（3）外周カッタおよび脱着装置

立坑の掘削時には、ヨコシールドのカッタ装置を用い、さらに、この外側に外周カッタと呼ぶ円環状のカッタを取りつけて使用する（図 2-1 参照）。立坑掘削が完了した時点で外周カッタは不要となる。そこで、横坑掘進に先立ち、球体を回転させる前に、この外周カッタを離脱させる。図 2-11はこのための脱着装置を小型シールドカッタとともに示したものである。両者は油圧ジャッキを介してピン結合されており、ジャッキの伸縮によって外周カッタは脱着する。なお、カッタの回転力はこのピンではなく、凹凸のせん断キーで伝達される。

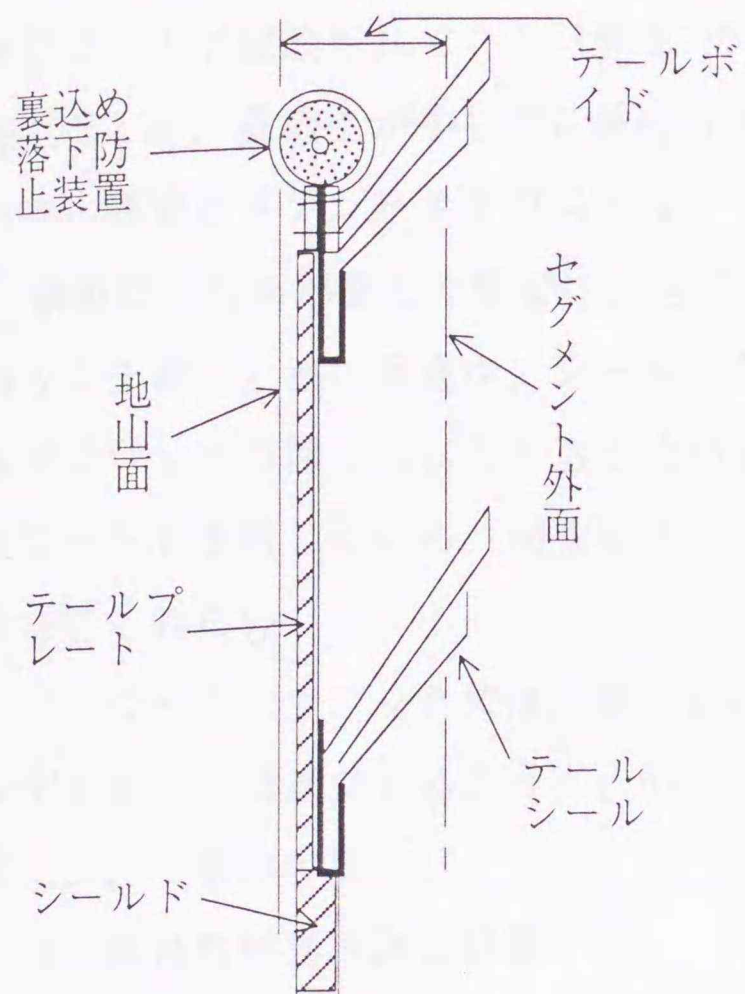


図 2-12 裏込め落下防止装置

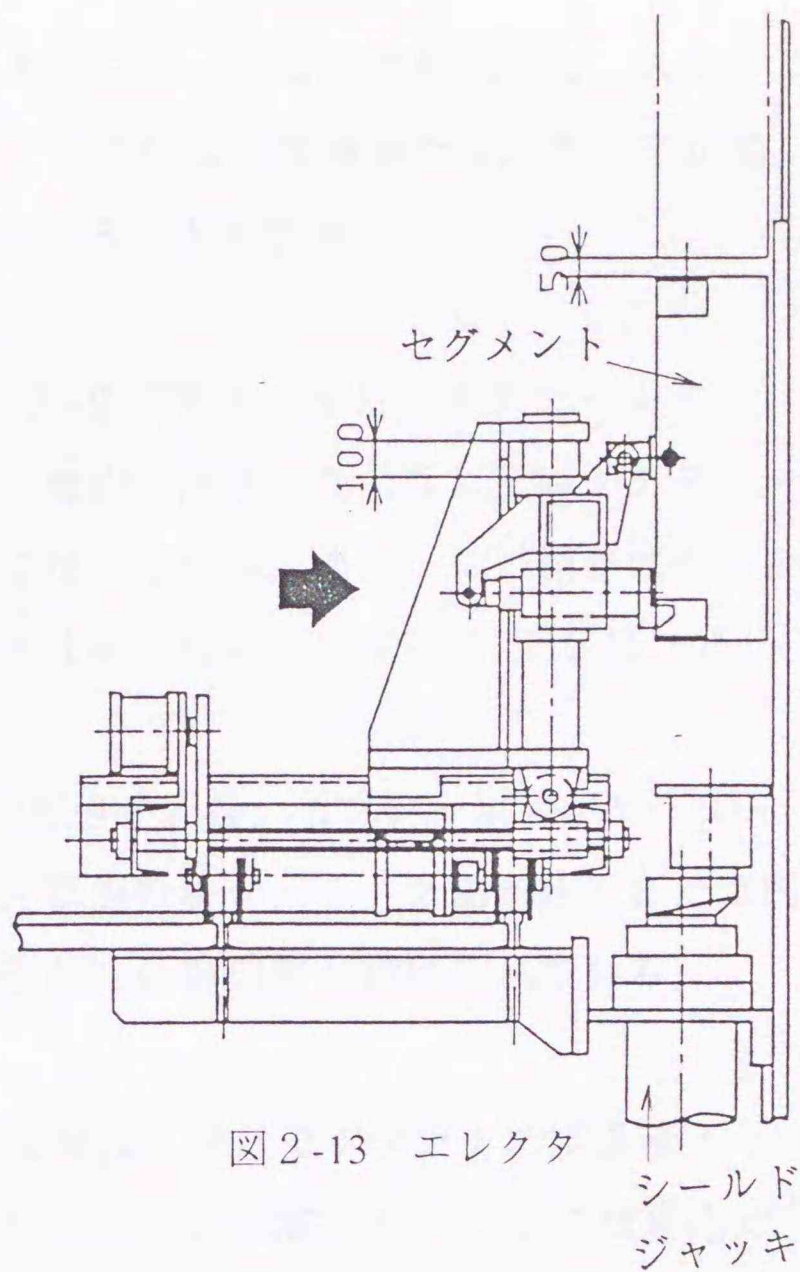


図 2-13 エレクタ

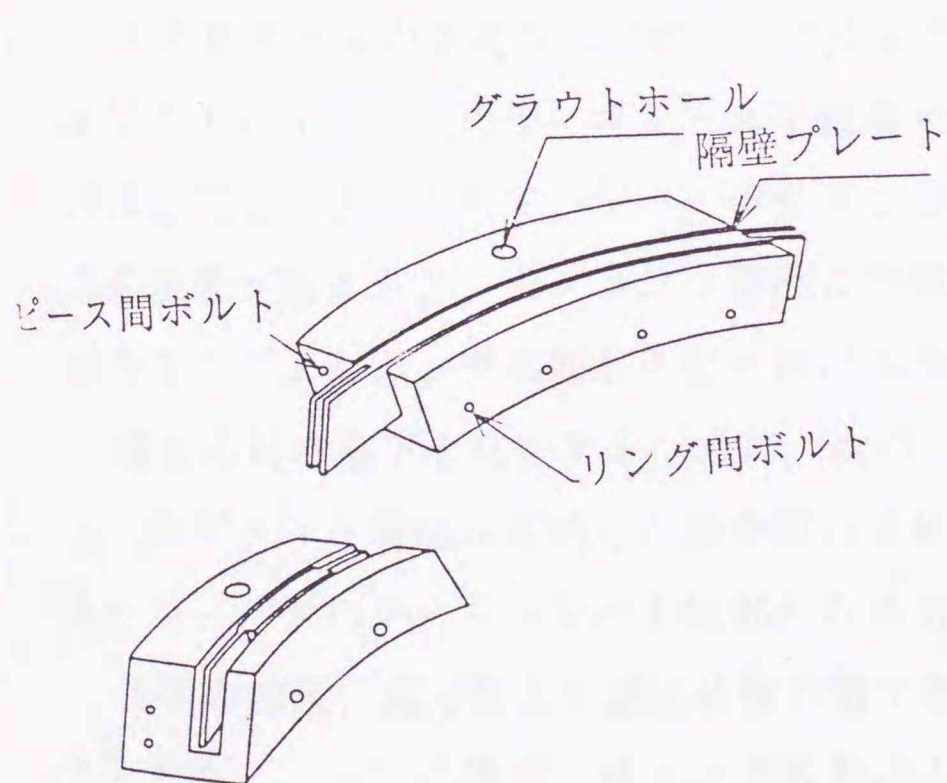


図 2-14 エントランスセグメント

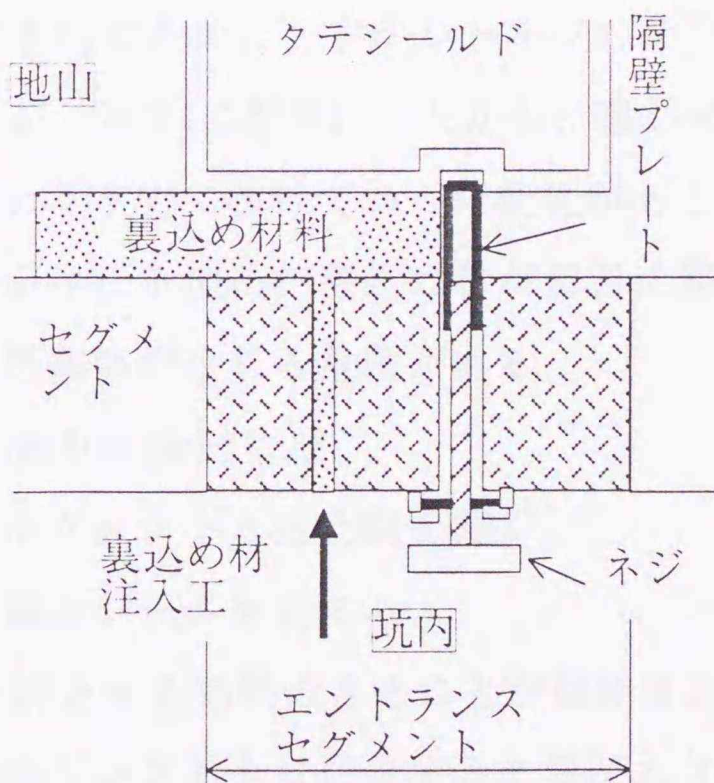


図 2-15 エントランスセグメント
設置図

立坑横坑連続シールドの場合、外周カッタのスポークはV字形状とし、スポークにビットが配設されている（図2-17参照）。このような構造だと、カッタが回転したとき、掘削土が中心部に集まりやすい（5.3節参照）。

（4）鞘管とタテシールドブロック

鋼板製の円筒形をした鞘管は、図2-6、2-9に示すように、タテシールドブロックを覆い、立坑掘進中、シールド側壁の地山が崩壊したときに土砂がタテシールドブロックの開口部に入り込まないようにしている。また、この鞘管はテールプレートを兼用している。鞘管をスライドさせる方法については2.2.2項（4）を参照されたい。

タテシールドブロックには、球体を90°回転させた後、ヨコシールドがタテシールドを通して発進できるように、U字型（A事例の場合、5.2節参照）または円形（B、C事例の場合、5.3、5.4節参照）の開口部が設けられている。

（5）裏込め材落下防止装置

シールド掘進に伴って形成される掘削断面積は、立坑セグメントの断面積より大きいので、テールボイドと呼ぶ空隙が生じる（図2-12参照）。ここには裏込め材を注入し、周辺の地盤の変形を押さえ、またセグメント周面の摩擦力が最大限に発揮されるようにする。

この裏込め材が立坑内部に流入してくるのを防ぐために、タテシールドのテールにワイヤブラシ式のテールシールを設置する（図2-12参照）。しかし、裏込め材は加圧注入されるので、シールド外板を伝わり下方に抜けていく可能性がある。この現象が起きると、セグメント背面に空隙が生じる他に、裏込め材が切羽に回り込むことによりカッタの回転不能や排泥口の閉塞等が生じる危険がある。

裏込め材の落下を防止するために、次の2通りを検討した。

- a) セグメント背面に収納した袋を膨らませセグメントと地山間を塞ぐ
- b) シールドのテールプレート端部から地山側にシールを当てる

実験の結果、両方法とも裏込め材の落下を防止する効果のあることが確認された。ただし、a)の場合、毎リングあるいは数リングおきに設置する必要があり、経済性の面から、b)の方が有利である。そこで、図2-12に示す構造を持ったb)の方式に基づくシールを採用することにした。

(6) 球体セグメント

球体の回転時には、球体の一部が作業室内に現れ、作業空間が塞がるので、回転が進むにつれてこの部分を逐次切断撤去していく必要がある。撤去作業を迅速に進めかつ切断面を平滑にするために、球体はセグメントに分割して製造し組立てる構造とした（これを球体セグメントと名付ける）。

(7) エレクタ

横坑の掘削の際には、セグメントは通常、エレクタを用いて組み立てられる。狭い立坑空間内でセグメントの組立て作業を実施する際にも、安全の観点からエレクタを使用することが望まれる。しかし、立坑のセグメントエレクタは、使用する回数が少ないので、極力安価なものが要求される。立坑深度が浅いときはクレーンによる組立て方式で十分に代用できるであろう。

エレクタは狭い空間内で回転する機能を持っているので、足場としても使えるようにしておくとう便利である。

図2-13に示す立坑のセグメントエレクタの場合、フォークリフト方式でセグメントを周方向へ運搬した後、タテシールドのシールドジャッキを利用して鉛直方向へ押し付ける機構となっており、安価という条件を満たしている。

(8) エントランスセグメント

底部球体シール型の場合、球体回転後、球体シールを含めて球体のかなりの部分が撤去される。このために、横坑の発進時には横坑と立坑の接続部分のシールを別途備える必要がある。接続部において横坑に使用する鋼製の特殊なセグメント（エントランスセグメントと名付ける）はこの目的で開発された。本セグメントは図2-14に示すような構造をしており、隔壁板を有している。これをタテシールドに向けて押し出すことでシールの効果が発揮される。

隔壁板は分割されたセグメント毎に収納されている（図2-15参照）。この隔壁板はトンネル内部よりねじ機構でタテシールド側に設けられた溝の中に押し出される。シール効果が上がるように、隔壁板ジョイントおよびタテシールド溝にはシール材が貼付されており、また隣接同志の隔壁板は互いに挟み込む構造になっている。

しかし水圧が高い場合には、エントランスセグメント単独で完全な止水効果を発揮できないため、図2-15に示すように隔壁板の外側に裏込め材を注入することでシール性能を向上させる。

2. 3 要素技術の開発

新シールドの実用化に向けて、立坑掘削実験と球体シールの性能実験を行った。それらの実験内容と得られた結果について述べる。

2. 3. 1 立坑掘削実験

(1) 実験の目的

密閉型シールドによる立坑掘削の実績は皆無である。この技術の実用化を計るために、立坑掘削に関する実規模の実験を行い、次の諸点を明かにすることにした。

①以下に述べる排泥の方法が立坑掘削に有効か否かを確認する。

すなわち、カッタビットによって掘削された土砂をカッタ外周部からの送泥流に乗せて、カッタ中央にある排泥口に集め、泥水とともに上部（地表）に搬出する。

②同一のカッタビットおよびカッタ駆動装置を用いた立坑掘削とそれに続く横坑掘削において、掘削能力および掘削効率が確保できるか否かを確認する。

カッタヘッドとカッタビットの形状は掘削性能を大きく支配する。また、掘削効率は、掘削土がカッタ面板と切羽地山の間隙をいかにスムーズに流れるかによって決まり、ビット高さがこの流れに深く関係すると考えられる。したがって、カッタヘッドとカッタビットの形状は掘削効率の観点からも重要であり、それらの最適形状を検討する。

(2) 実験の概要

a. 実験装置

実験に用いた直径1.5m、機長2.4mのシールドとその吊り架台装置を図2-16に、諸元を表2-1に示す。吊り架台の天端よりシールドを吊すための2本のスライドジャッキは、シールドの自重を支えとともに下方への推進ジャッキとしても機能する。掘削土の搬出は泥水の循環を利用する泥水式とする。

エントランスとして中心部に径1.6mの穴の開いた厚さ35cmの鋼製の厚肉円筒を用いた。この穴とシールドのすき間にはエントランスパッキンを設置し、またエントランスと地面のすき間にはウレタン注入した。いずれも止水が目的である。吊

表2-1 立坑シールド仕様

項 目	仕 様
シールド外径	φ 1500mm
掘削方式	泥水式
掘削深さ	0～1200mm
カッタトルク	1350kgf・m
カッタ回転数	5rpm
カッタ外周速度	23.5m／分
スライドジャッキ	押力13.9tf×2本 引力6.8tf×2本
推進速度	0～40mm／分

表2-2 実験ケース

ケース	地盤	ビット 高さ (mm)	センタカ ッタ高さ (mm)	開口 率
1	粘性土	100	150	20%
2		50	115	
3		25	115	
4		25	115	
5	砂質土	50	115	20%
6		100	150	
7	礫	100	150	30%

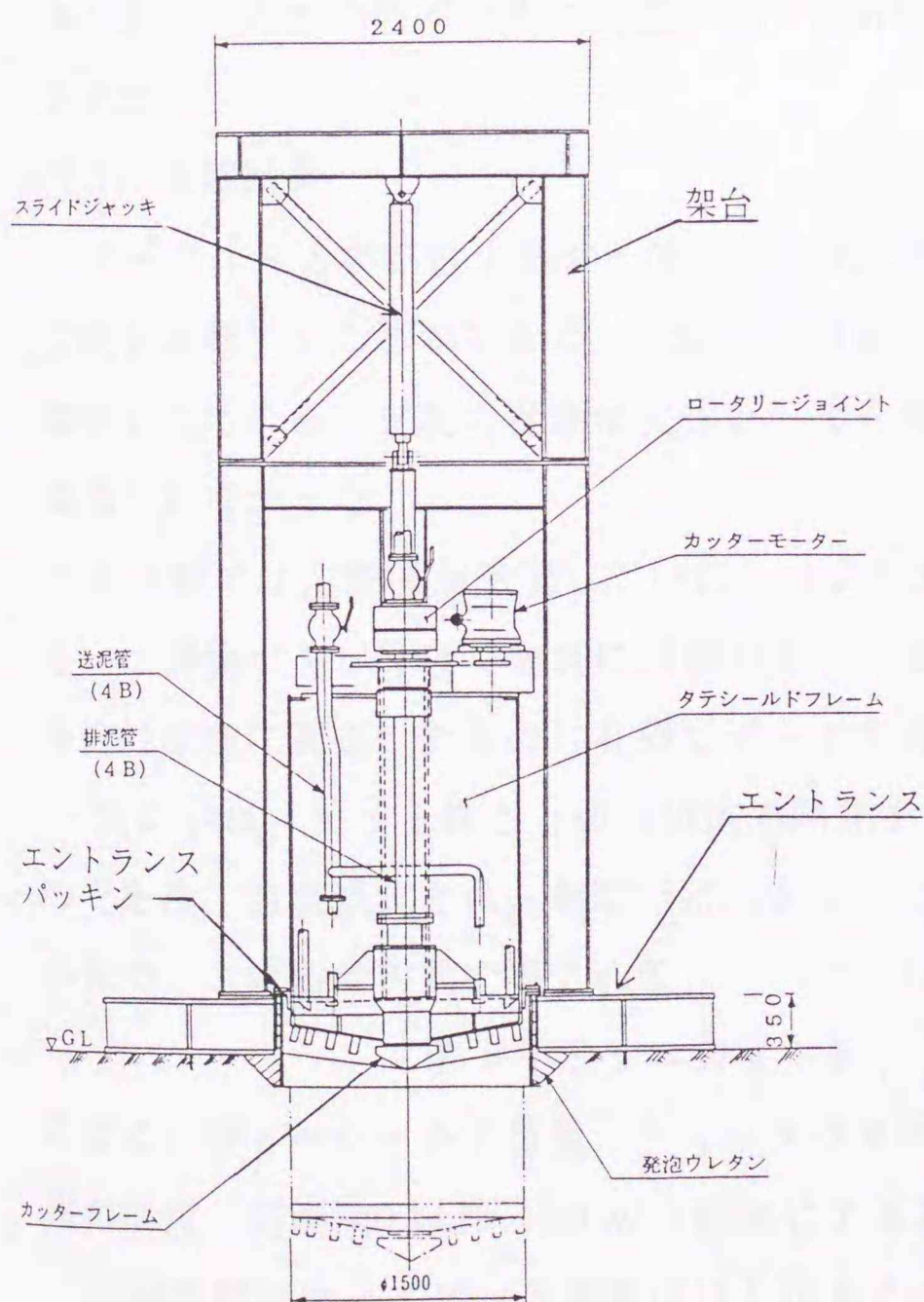


図2-16 試験装置

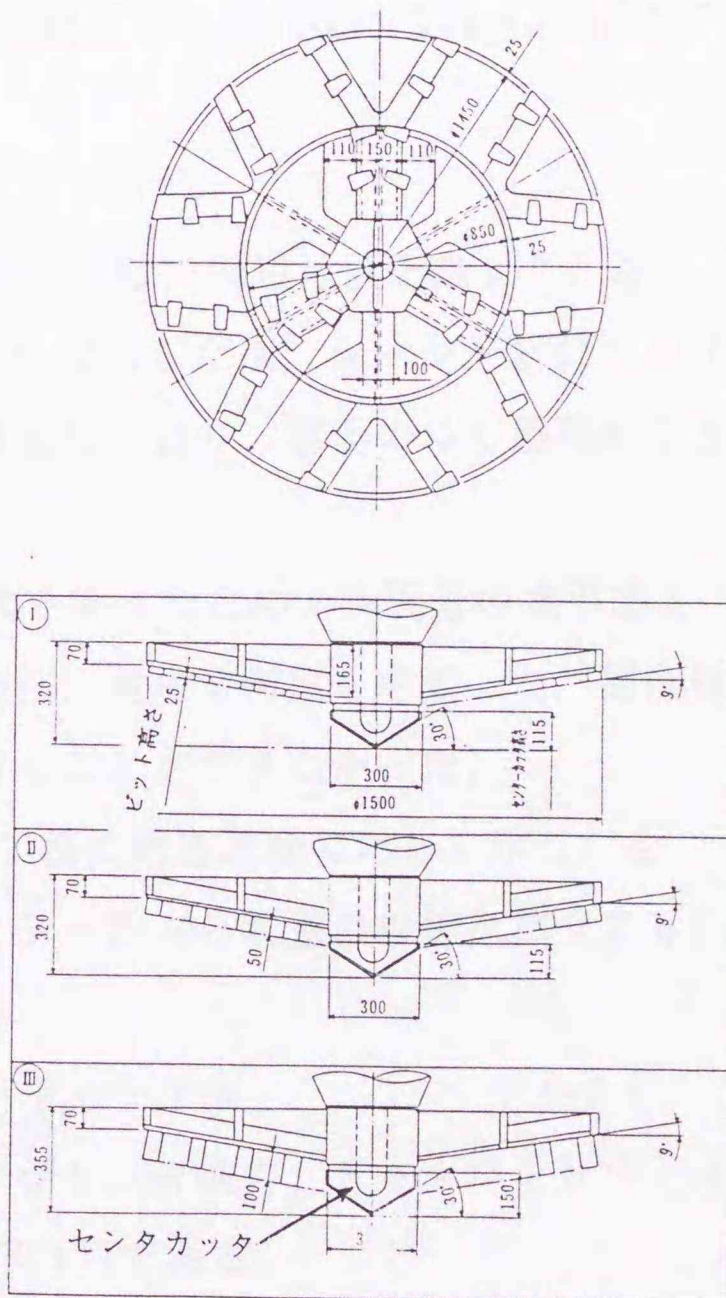


図2-17 カッタ形状

り架台およびエントランスの重量が掘進の反力となる。

カッタおよびカッタビット形状を図2-17に示す。カッタ面板の角度は9度とし、ビット高さとして25mm, 50mm, 100mmの3種類を用意した。

b. 実験方法

N値が7~10, 礫分36% (最大礫径100mm) の礫地盤, N値が5の粘性土地盤, N値が30の砂質土地盤の3種の地盤を用意し, 3種のビット形状に対し, 表2-2に示すように7つの実験ケースを設定した。粘性土, 砂質土は人工地盤, 礫は現地の天然地盤である。

各実験ケースとも, 掘進深度を1.2mとし, 掘進速度は深度により2通りに変え, 深度が0~0.7m間は1cm/min, 0.7~1.2m間は2cm/minとした。また, 切羽水圧が0.28kgf/cm²以上になると, 浮力がシールド自重 (実測値4.84tf) に勝り, 機械が浮き上がる。これを防ぐために流量1.5m³/minの送泥流の水圧は0.1~0.2kgf/cm²に押さえた。

(3) 実験結果

ケース1~6の粘性土地盤と砂質土地盤に対しては, 周辺地盤を乱すことなく立坑を掘削することができた。1.2mの掘削深度を達成した後, シールドを引き上げ観察したところ, 立坑の壁面は支保なしでも自立しており, 壁面のはく離現象などは見られなかった。

礫地盤では, 礫径が予定していたものより大きかったため, 排泥管の水平部あるいは排泥ポンプ付近で頻繁に閉塞が生じ, 掘削は途中で何度も中断した。掘削は予定の深度に到達したものの有効なデータを得ることができなかった。

図2-18は, ビット高さと切羽抵抗の関係を2種の掘進速度に対して示したものである。切羽抵抗とは, 掘削抵抗 (F_c) とシールドと坑壁の摩擦抵抗 (F_s) の和で, この値は次式で表される。

$$F_c + F_s = W_s + F_j - F_e - F_w \quad (2-3)$$

ここに, W_s = シールド重量, F_j = スライドジャッキ推力, F_e = エントランス摺動抵抗 (実測値0.14tf), F_w = 泥水による浮力, である。

切羽抵抗はカッタビットが高いほど小さくなることがわかる。砂質土の場合には, この傾向が顕著である。これは, カッタビットが高いほどカッタ面板前での掘削土の流れがスムーズになることを示唆している。また, 同図は, 切羽抵抗は掘進

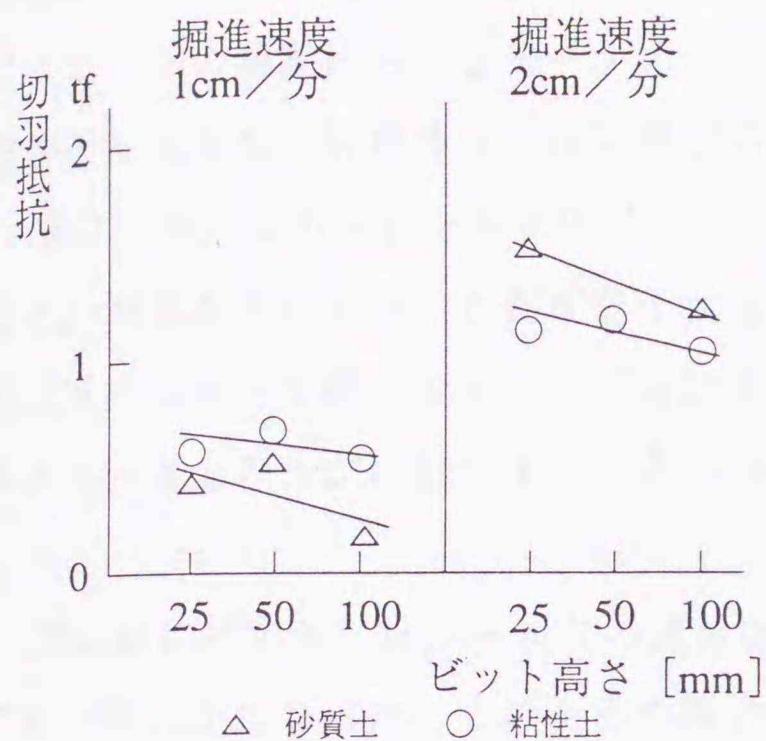


図 2-18 ビット高さと切羽抵抗の関係

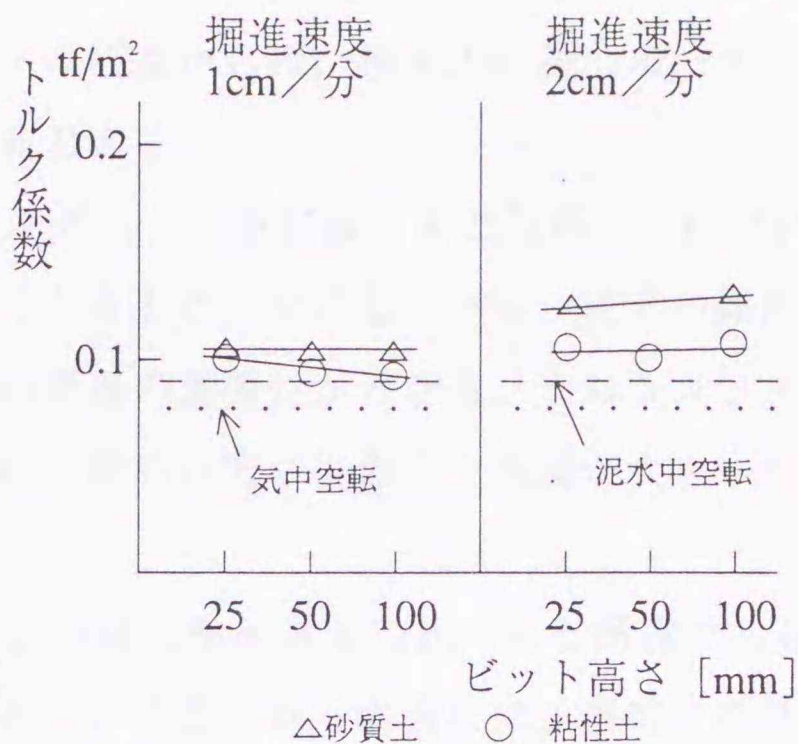


図 2-19 ビット高さとトルク係数の関係

速度が2cm/minのときの方が1cm/minのときよりも数倍大きくなることを示しており、掘進速度は切羽抵抗に著しく影響することがわかる。

いずれのケースにおいても、マシーン自重が掘進に必要な推力を上回ったので、スライドジャッキ推力 (F_j) は常に $F_j < 0$ の条件で運転した。

図 2-19 はビット高さとカッタトルク係数の関係を示したものである。カッタトルク係数 α とは、カッタに装備すべきトルク T の大きさに関係した定数で、次のように定義される。

$$T = \alpha D^3 \quad (2-4)$$

ここに、 T = 装備トルク [t m]、 D = シールド径 [m]、である。

上式は、(水平) シールドトンネルの場合について経験的に得られたもので、トルク係数 α は、定義から、その値が大きいほど、より大きなトルクが必要になることを意味する。泥水式シールドでは、通常 0.9~1.5 の範囲内の値を取ることが多い⁴⁴⁾。

(2-4) 式が立坑シールドに対しても成り立つものとして、試験結果を整理すると、図に示すように、カッタトルク係数 α は粘性土で 0.09~0.11、砂質土で 0.09~0.17 となり、横坑シールドの値と比較して 1/10 の大きさに留まっていることがわかる。また、図から、カッタトルク係数の値は、空気中で (すなわち、無負荷状態で) 回転させたとき 0.08、泥水中で回転させたとき 0.09 であり、両者の差違は

小さい。これも立坑掘削の負荷が小さいことを支持する結果といえる。以上のように、カッタの駆動に必要なモータのトルクの観点からは、横坑用の掘削モータで、径がより大きな立坑用カッタの駆動が可能である。

また、同図はカッタトルク係数はカッタビット高さにほとんど依存していないこと、掘進速度が大きいと値が若干大きくなること、を示している。後者の傾向は切羽抵抗の場合と同じであり、掘進速度の管理の重要性がわかる。なお、カッタトルクは砂質土の方が粘性土より大きいのは、前者の方が後者よりN値が大きいためである。

礫地盤に対する立坑シールドの適用は、粘性土や砂質土に比べると困難であることが明らかになった。このような層の存在が予想される場合には、事前に礫径を把握し、それに見合った大きさの排泥管とポンプを使用するか、礫を破碎できるビットをカッタヘッドに装備して、礫径を小さくして排出する必要がある。あるいは、排泥管の途中に箱を設け、礫を沈殿させ除去する方法も有効と考えられる。

2. 3. 2 球体シールの性能に関する実規模実験

(1) 実験の目的

球体回転部のシール（図2-1，図2-9参照）は，新シールドの構成要素の中で最も高い信頼性が要求されるが，性能に関しては不明である．そこで，球体シール（図2-8）および底部球体シール（図2-10）の両方について， 10kgf/cm^2 までの水圧に対する耐水圧性能を模型実験によって明らかにすることにした．もし，耐水性が確認されれば，80m程度までの大深度立坑を新シールドで掘削する上での主要な技術的問題点は，全て取り除かれると考えられる．したがって，本性能試験は新シールドの実用化に向けて重要な意味を持っている．

図2-8に示す球体シールに用いられるリップシールの止水性能は，リップが球体を押さえる弾性力に依存する．このために，所与の追従代（寸法）の下で，水圧とリップ間のグリース圧の関係を把握する必要がある．追従代は球体の加工精度を決定する上でも重要である．また，球体回転軸を挟んで，上下のシールの向きが回転方向に対し異なるため，シールの反転が懸念され，球体回転によりこのような現象が生じないことを確認する必要がある．

図2-11に示す底部球体シールには，球体回転後の耐水圧性能が要求される．底部球体シールに用いられるインフレートシールは内部にグリースを注入することで耐水圧性能が発現するため，グリース圧と水圧の関係を把握する必要がある．この他，①球体とシール間に土砂が噛み込まれた場合の止水性能，②カッター通過による擦傷等発生の有無，③球体回転に伴う引き込み等発生の有無，などについての確認も必要である．

(2) 実験の概要

模型実験では，ヨコシールド外径3130mm，タテシールド外径5530mmのマシーンに対応した外径4750mmの球体を想定した径1200mmの球体を模型として用いることにした．

シールの耐水圧性能は形状が同一であっても寸法によって異なり，寸法効果が大きいことが知られている．このため，実験に供する模型のシールとしては実機に用いるのと同じ寸法・同一形状のものを使用した．そして，シールと球体との接触角度がプロトタイプと模型とで互いに最も近い値を取る箇所において， 10kgf/cm^2 までの水圧に対する止水性能を調べた．

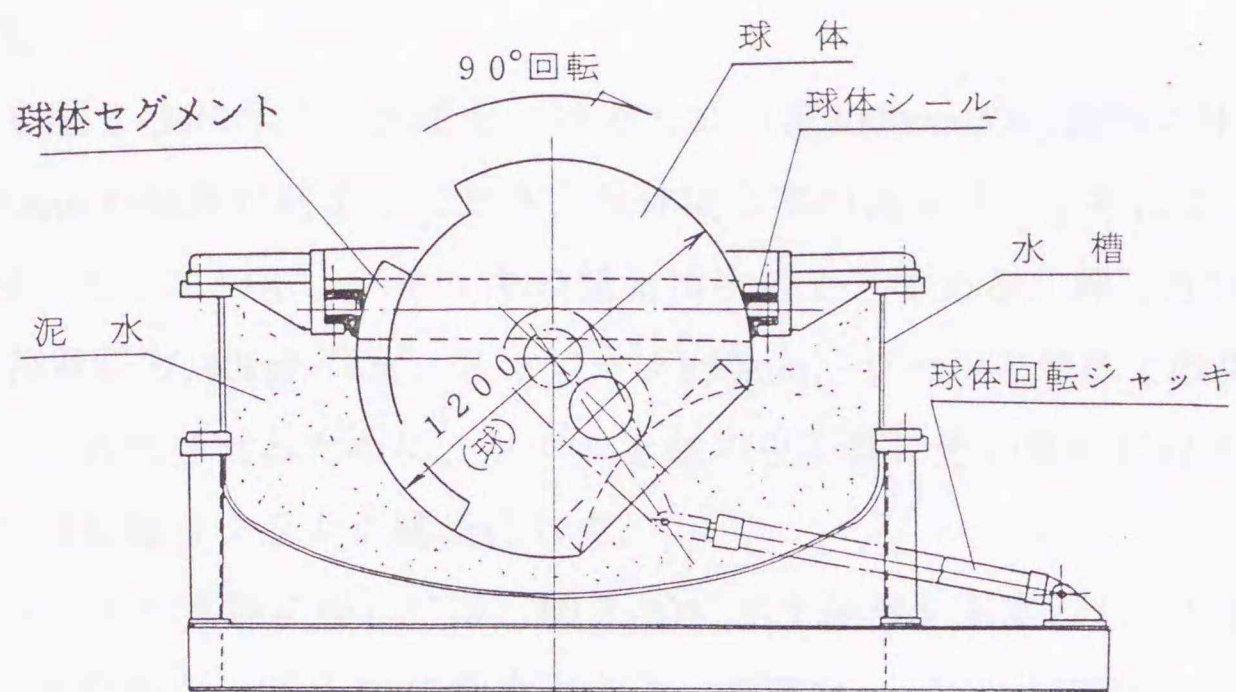


図 2-20 球体シール実験装置

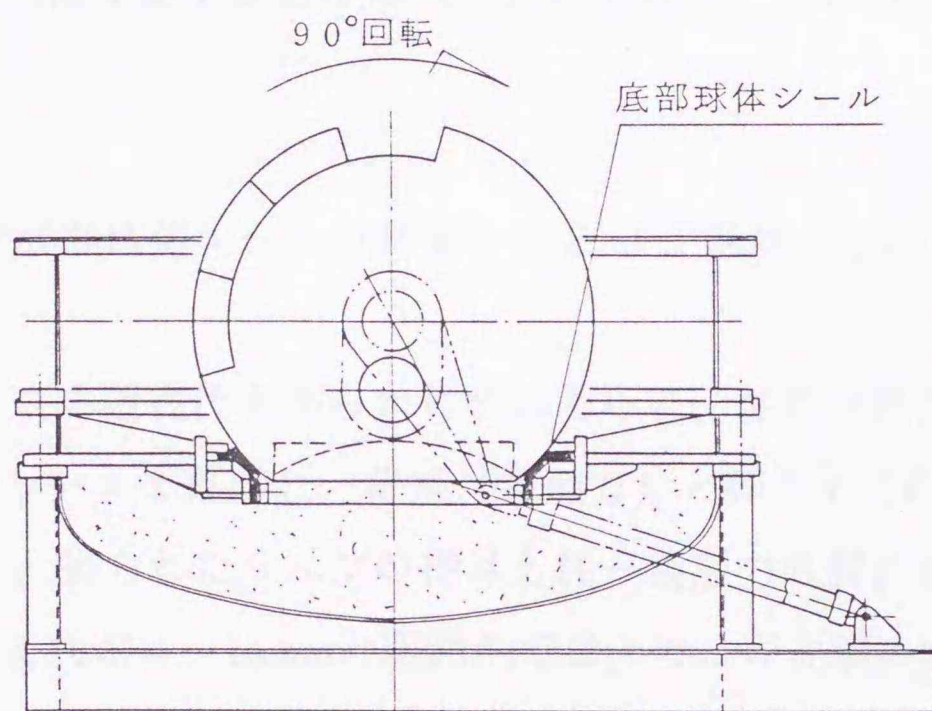


図 2-21 底部球体シール実験装置

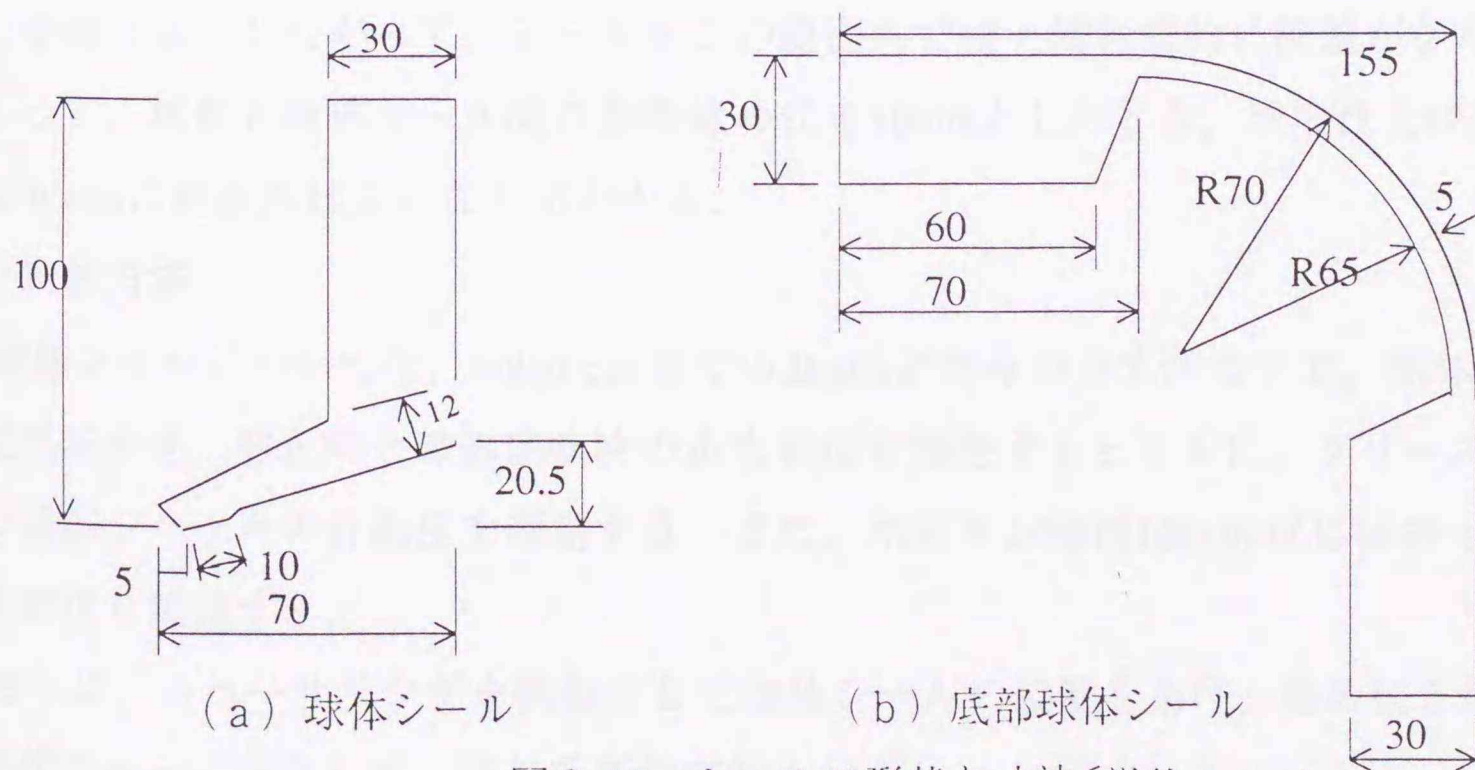


図 2-22 シールの形状と寸法〔単位：mm〕

a. 実験装置

実験装置を図 2-20 に示す。水圧をかけるための径 2000mm の円筒形の圧力容器の中に径 1200mm の球体が収まっており、球体は 2 本の油圧ジャッキにより 90° 回転可能な構造になっている。ジャッキの諸元は次のようである。押し力 7.03tf, 引き力 4.81tf, 使用圧力 140kgf/cm², ストローク 850mm。シールと球体との接触角度を実機のそれに近似させるために、シールを球の中心部に近い場所に組み込む必要があり、球の回転軸はクランク構造にした。

底部球体シールの実験に際しては、図 2-20 に示す装置を基本とし、必要な改造を加えた。すなわち、図 2-21 に示すように、板厚 16mm の球体下部に、カッタヘッドに似せた鋭利な角度を有するおわん状の凹部を設け、ここが底部球体シールを通過するようにした。

b. 材料の性能

球体シールおよび底部球体シールの材質を表 2-3, 形状・寸法を図 2-22 に示す。

球体シールのリップの追従度を明らかにするために、材料試験機（オートグラフ試験機）を用いてシールを載荷し、荷重（接触力）と押さえ代の関係を調べた（図 2-23 右側参照）。得られたリップの押さえ代—接触力の関係を示した図 2-23（左側）から、押さえ代が 4～16mm の範囲内では、リップ先端の 10mm の部分（図 2-22 の（a）参照）で球体と面接触すること、接触力は 3～15kgf の範囲にあること、押さえ代（たわみ）は接触力に比例しておりリップは弾性的に挙動していること、がわかる。したがって、シールをこの範囲内で使えば性能的に問題がなく、したがって、球体と球体シール間の基準締め代を 10mm としたとき、球の仕上げ精度を ±6mm に納めればよいことがわかる。

c. 実験方法

球体シールについては、10kgf/cm² までの 2kgf/cm² 刻みの各水圧の下で、球体を 90 度回転させ、静止時と球体回転時の止水状況を調査するとともに、グリース圧および回転ジャッキの作動圧を測定する。また、水圧を 24 時間 10kgf/cm² に保持したときの状況を確認する。

さらに、スペーサリングを挟むことで球体シールの位置をあげ、締め代を最小締め代の 4mm に設定して、同じ手順で実験を行う。

表 2-3 球体シールおよび底部球体シールとして使用したウレタン
(商品名: 東海ゴムトレビロン s-290) の物性

項 目	性 能
硬度	90±3
100%モジュラス	70kgf/cm ²
引張強度	400kgf/cm ²
伸び	460%

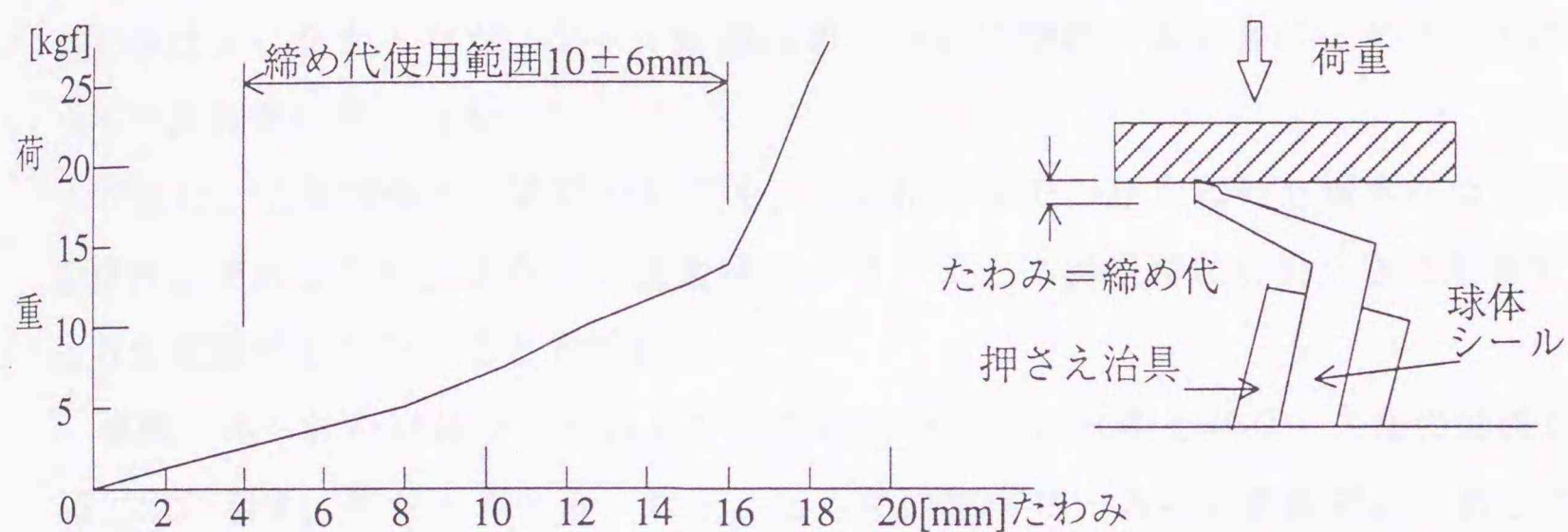


図 2-23 球体シールに作用する荷重とたわみの関係 (載荷速度 1mm/分)

凡例 ○球体シール, △底部球体シール

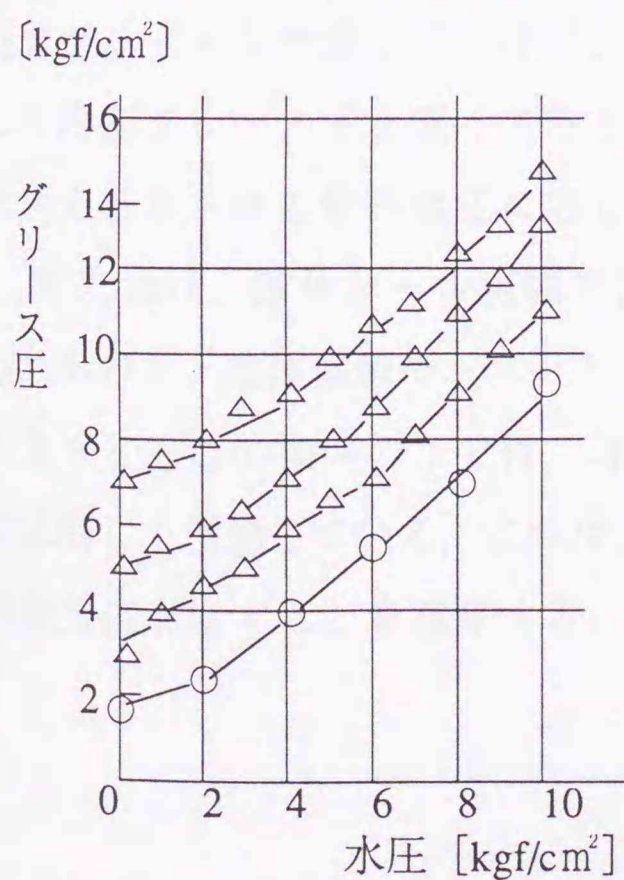


図 2-24 水圧とグリース圧の関係

凡例 ○伸び側, ●縮み側

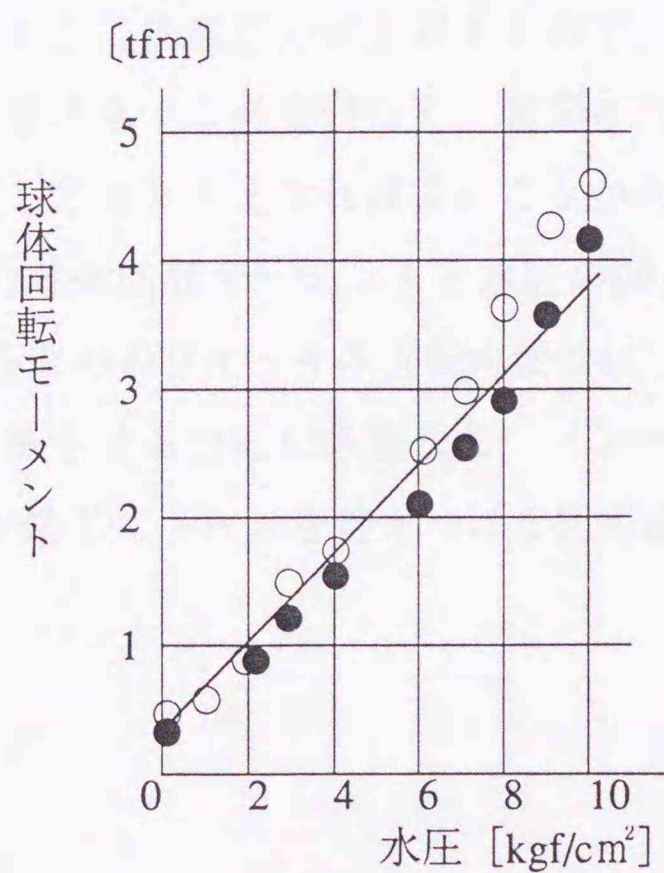


図 2-25 球体シール摺動抵抗

底部球体シールについては、加圧水として清水と泥水（比重1.2）の2種を用い、球体静止状態で 2kgf/cm^2 ごとに加圧し、その都度、止水状況を調べ、グリース圧を測定する。この調査は水圧が 10kgf/cm^2 に達するまで実施する。

また、カッタ通過時の性能を確認するために、無加圧で球体を回転させ、球体の底部球体シールへの噛み込みやシールの損傷の有無を目視により確認する。

（3）実験結果

二段リップ形状の球体シールについては、全てのケースにおいて漏水がなく、 10kgf/cm^2 までの耐圧性能があることを確認した。なお、当初懸念されたシールの反転現象は生じなかったが、シールが球体の中央部に位置するときにはグリースの水中への漏れ量が多かった。

同様に、底部球体シールについても、 10kgf/cm^2 までの圧力に対し漏水がなく、耐圧性能があること、また、目視観察により、カッタ通過時にも耐久性に影響するような問題が生じないことを確認した。

実験で得られた球体シールおよび底部球体シールの水圧とグリース圧の関係を図2-24に示す。両シールとも、水圧とともに内部グリース圧が直線的に上昇している。

底部球体シールの場合、水圧ーグリース圧線図の勾配は初期グリース圧の大きさに依存せず、ほぼ同じ値を示している。このため、シールの組み込み時にシール内にグリースを充満しておけば、水圧に応じて内部圧力が上昇するので、水圧によって内部グリース圧を高くするといった管理をする必要がなく、初期の内部グリース圧を予測される最終水圧に応じて設定しておきさえすればよいことがわかる。

図2-25は、球体シール実験で得られた球体回転モーメントと水圧の関係を示したもので、球体回転モーメントを与えるためのジャッキの回転角度は 45° とした。少なくともこの条件の下では、球体を回転させるために必要なモーメントは、水圧に比例して増加している。これは、水圧に応じてシールを押えつける圧力が上昇し、摺動抵抗が増すことを意味する。

2. 4 施工機械の設計

本節では、実施工を想定して1つの設計条件を定め、これに対する新シールドの基本仕様の決定を試みる。これによって、現在の技術水準で新シールドの設計・製作が可能か否かを明らかにできるであろう。異なる条件に対する設計は4.1.2項で述べる。

2. 4. 1 設計条件

図2-28に示すように、地表から60mまでは軟弱な砂・シルト層から構成されている地盤を対象に、深度50mの位置に外径3mの横坑を建設することを考える。横坑の他にこの掘削に必要な発進立坑についても、球体シールと底部球体シールを備えた新シールドで施工するものとし、立坑底から横坑掘削への移行時には球体上部および球体シールを撤去する方式を採用することにする。

2. 4. 2 基本仕様の決定

(1) タテシールド径

トンネル外径(=セグメント外径)を3mとしたので、ヨコシールドの外径は従来例を参考に3.13mとする。

次に、球体径を求める。ヨコシールドはテールプレートを切断した状態で球体内に組み込み、球体回転後にテールプレートを継ぎ足すことにする。下水道を対象とした設計積算要領⁴⁵⁾によれば、このクラスのシールドの機長は5.0m~5.1mであり、テール長を2.0mとすれば、球体内に組み込まれるヨコシールドの機長は3.0~3.1mとなる。これは、ヨコシールド外径にほぼ等しい。そこで、球体の外径寸法として、辺長がシールド外径に等しい正方形の収まる円の直径を選ぶ。このとき、底部球体シールの設置寸法を考慮する必要があるので(図4-2参照)、これを勘案すると球体径は次のようになる。

$$(3.13 + 2 \times 0.125) \div \sin 45^\circ = 4.78 \div 4.75 \text{ m}$$

タテシールドの外径は、球体回転軸および軸受を設置するために、球体の周りに390mm(300~400mm程度であれば良い)の余裕を持たせれば、次のようになる。

$$4.75 + 2 \times 0.39 = 5.53 \text{ m}$$

立坑外径（立坑セグメント外径）は，タテシールドの外径からテールボイド分0.13mを引いて5.4mとなる．

（２）球体

作業の単純化のため，球体セグメントは球体回転後，全て地上に撤去し，図2-1のように球体構造の一部を立坑底部として再利用しない方式とする．

また，ヨコシールド発進時に用いる反力用のブロック構造体は，あらかじめ球体内部に設置する方式とする．

（３）カッタ角度およびカッタビット高さ

ヨコシールドを球体内に引き込んだ状態での形状を考慮し，また，立坑掘削実験結果を参照して，カッタヘッドの水平面に対する角度を 9° ，ビットの高さを150mmとする．

（４）スライド機構

立坑掘進後に，ヨコシールドのカッタヘッドを球体内へ収納するときには，ヨコシールドのシールドジャッキを利用して，シールド全体を移動させる方式とする（図5-8，図5-22参照）．図2-1のように，スライドジャッキを使用して，カッタ部だけをスライドさせる方式としない．

（５）鞘管

底部球体シールを使用するタイプであるため，タテシールドブロックの一部はヨコシールドを発進させるために円形に切り欠かれている．立坑掘進中にこの開口部を保護しかつ立坑壁の崩壊を防ぐための鞘管は，タテシールドのテールプレートを兼用するものとする．

2. 4. 3 全体の組立て

新シールドは，図2-9の全体組立て図に示すように，径3.13mのヨコシールド，径4.75mの球体，径5.53mのタテシールドから構成される．カッタの駆動装置はタテヨコ共通で，立坑を掘削するためにヨコシールドのカッタヘッドの外側に外周カッタを装備する．

ヨコシールドはセンタシャフトタイプとし，そのシャフト内にタテシールド掘削時の排泥管を通す．

球体とタテシールド間には，球体の回転軸の近傍に鉛直軸に対して斜めに傾いた球体シールを設ける．さらに，タテシールド底部に底部球体シールを設ける．ま

た、鞘管とタテシールド間、ヨコシールドと球体間にもシールを設ける。

2. 4. 4 機械の能力

タテシールドの機械能力に関わる要素として、カッタを駆動するモータと推進に用いるジャッキの2つがある。両者に要求される仕様について検討する。

(1) カッタ装備トルク

タテシールドにおけるカッタの駆動に必要なトルクの評価方法については、実績もないし規程もない。そこで、ヨコシールドにおけるカッタ所要トルクを参考に検討する。土木学会トンネル標準示方書⁴⁴⁾によれば、このトルク T_N は以下のように評価される。

$$T_N = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 + T_6 \quad (2-5)$$

ここに、

T_1 : 土の切削抵抗によるトルク

T_2 : 土とカッタの摩擦抵抗によるトルク

T_3 : 土の攪拌、かきあげ抵抗によるトルク

T_4 : 軸受け抵抗によるトルク

T_5 : シール摩擦抵抗によるトルク

T_6 : 減速装置の機械損失によるトルク

である。カッタに装備するトルクは、余裕を持たせてカッタ所要トルク T_N より大きくする。

タテシールドの所要トルク T_N を評価するために、上記の各トルク成分をタテシールドに当てはめてみる。

イ) 土の切削抵抗によるトルク T_1 は、ヨコシールドの場合と同様と考えられ、次式のように表すことができる。

$$T_1 = D/2 \cdot V/N \cdot q_u \cdot D/4 \quad (2-6)$$

ここに、

D : タテシールド外径

V : シールドの推進速度

N : カッタ回転数

q_u : 地山の圧縮強度

である。上式において、比 V/N は1回転当たりのビットの切込み深さを表す。

ロ) 土との摩擦抵抗によるトルク T_2 の発生要因としては、ヨコシールドの場合、①カッタ前面の切羽土圧、②カッタ外周部の摩擦抵抗に起因する抵抗、の2つがある。タテシールドの場合、①のカッタ前面の土圧の作用はないと考えられる。したがって、②の成分だけを考慮すればよく、 T_2 は次のようになる。

$$T_2 = \pi \cdot D \cdot B \cdot P_m \cdot \mu_2 \cdot D/2 \quad (2-7)$$

ここに、

B : カッタ外周部の幅

P_m : カッタ外周に作用する平均土圧

μ_2 : 地山とカッタの摩擦係数 (0.3とする⁴⁶⁾)

である。

ハ) 土の攪拌、かきあげ抵抗によるトルク T_3 の値は、タテシールドにおいては、以下の理由で小さいために考慮しないことにする。すなわち、タテシールドにおける掘削速度は毎分1cmであり、ヨコシールドの場合と比較して、掘削土量が少ない。また、カッタ前面の排泥口から掘削土砂を取り込むことから、掘削土がチャンバ内で対流しないと考えられる。

ニ) 軸受け抵抗によるトルク T_4 は、カッタのスラスト荷重に対する旋回輪の抵抗として発生し、次式のように表される。

$$T_4 = A \cdot P_m \cdot \mu_4 \cdot d_s/2 \quad (2-8)$$

ここに、

A : カッタスポーク面板部の面積

P_m : カッタ外周に作用する平均土圧

μ_4 : スラスト軸受の摩擦係数 (0.002とする⁴⁶⁾)

d_s : スラスト軸受直径

である。

ホ) シール摩擦抵抗によるトルク T_5 の値は、タテシールドの場合、センタシャフトタイプのためシールの直径が小さく、無視できる。

ヘ) 減速装置の機械損失によるトルク T_6 の値も無視できる。ヨコシールドでも、通常、この抵抗はオーダー的に小さく、0としている。

以上から、タテシールドのカッタトルク T_N は次のように評価される。

$$T_N = T_1 + T_2 + T_4 \quad (2-9)$$

いま、タテシールド外径5.53m、ヨコシールド外径3.13m、カッタ外周部幅0.2m、

スラスト軸受直径0.6m, カッタスポーク面板部の面積 8m^2 , シールド掘進速度 1cm/min , カッタ回転数 1.15rpm とし, 地盤改良区間を想定して地山の圧縮強度は 100tf/m^2 とする. すると(2-9)式右辺の各成分は次のようになる.

$$T_1 = 2.765 \times (0.01 \div 1.15) \times 100 \times 1.3825 = 3.324 \text{ [tfm]}$$

カッタ外周部に作用する平均土圧 P_m としては, 地下水圧はカッタトルクに関与しないため, 土圧だけを考えればよい. また, 掘進中は切羽の泥水圧によって, カッタ側面の地山は保持されている.

鉛直土圧として, 便宜的に鉄道トンネルにおいて採用されている下限値⁴⁷⁾ 20tf/m^2 を用い, 側方土圧係数 K を0.7 (非常に柔らかい粘性土⁴⁸⁾) と設定すれば, カッタ外周部に作用する平均土圧 P_m は次のようになる.

$$P_m = 20 \times 0.7 = 14 \text{ [tf/m}^2\text{]}$$

これを用いると, T_2 , T_4 は次のようになる.

$$T_2 = 3.14 \times 5.53 \times 0.2 \times 14 \times 0.3 \times 2.765 = 40.33 \text{ [tfm]}$$

$$T_4 = 8 \times 14 \times 0.002 \times 0.3 = 0.067 \text{ [tfm]}$$

以上を(2-9)式に代入すると, T_N は次のように評価される.

$$T_N = 3.324 + 40.33 + 0.067 = 43.7 \text{ [tfm]}$$

この場合, タテシールドの装備トルク係数は $\alpha = 43.7 \div 5.533 = 0.26$, ヨコシールドの装備トルク係数は $\alpha = 43.7 \div 3.133 = 1.4$ となる. 実験結果およびリバース工法による実績に基づくならば, ヨコシールドの所要トルクがあれば, 立坑掘削は十分可能であると判断される.

立坑深度が38mの施工事例の場合(5.3.4項参照), タテシールドのトルク係数は $\alpha = 0.12$ 以下であったが, この値は上記の $\alpha = 0.26$ の約半分である. それでも掘削可能であった. これらのことから, カッタ外周にかかる鉛直土圧として仮定した 20tf/m^2 の値は妥当に見積もっているといえる.

(2) 総推進力

タテシールドの推力 F に関する評価方法についても, 実績がなく, また規程もない. そこで, ヨコシールドにおけるシールドの推進抵抗を参考にタテシールドの推力を評価することを試みる. 土木学会トンネル標準示方書⁴⁹⁾によれば, ヨコシールドの推進抵抗 F は以下の要素からなる.

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 \quad (2-10)$$

ここに, F_1 : はシールド外周と土の摩擦抵抗, あるいは粘着抵抗

F_2 : 推進に伴う刃先先端の貫入抵抗

F_3 : 切羽前面抵抗

F_4 : 変向抵抗 (蛇行修正, 曲線施工)

F_5 : テール部でのセグメントとスキンプレート間の摩擦抵抗

F_6 : 後続台車の牽引抵抗

である。

各抵抗成分をタテシールドに対して当てはめてみる。

イ) ヨコシールドの場合, シールド外周と土の摩擦抵抗 F_1 は, 粘性土では

$$c \pi D L$$

砂質土では

$$\mu (\pi D L P_m + W)$$

となる。ここに,

c : 粘着力,

μ : 鋼と土の摩擦係数,

$\pi D L$: シールドの側面積,

P_m : シールドに作用する平均土圧,

W : シールド重量

を表す。

タテシールドにおいても, 外周と土の摩擦抵抗, あるいは粘着抵抗 F_1 はヨコシールド同様に発生するであろう。ただし, 摩擦抵抗を評価する際に, シールド重量 W は作用しないので, この効果は無視できる。しかし, 安全をみてタテシールドの F_1 値としてヨコシールドの値を用いることにする。なお, タテシールドの場合, 余掘りを大きくとれば F_1 値は小さくなるであろう。

ロ) 刃先先端の貫入抵抗 F_2 は, 掘進速度の関数になっており, 速度が小さくなれば値も小さくなる。ヨコシールドの掘進速度は毎分2~3cmなのに対し, 2.3.1項で述べた実験結果に基づくならば, 立坑の掘削速度は毎分1cmである。したがって, タテシールドの F_2 値はヨコシールドの値の半分以下になる。

ハ) 切羽前面抵抗 F_3 の値は, 密閉型シールドにおいてはチャンバ内圧力に断面積を乗じたものに等しい。タテシールドの場合, リバース工法と同様に切羽には地下水位より2m高い水頭が作用するように管理する。

ニ) タテシールドの場合, 鉛直下向きにしか掘削しないので, 変向抵抗 F_4 の値は

無視できる。

ホ) タテシールドの場合、セグメントとスキンプレートとの間には摩擦が生じないので、テール部の摩擦抵抗 F_5 は無視できる。

ヘ) タテシールドの場合、使用しない台車の抵抗 F_6 は考慮する必要がない。

ト) 推力の評価においてタテシールドがヨコシールドと異なる点は、シールド重量 W が推力として作用することである。したがって、タテシールドの推力にはこの成分 $F_7 = -W$ が加わる。

以上をまとめると、タテシールドの推力 F は以下のように表される。

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_7 \quad (2-11)$$

地下水位 $GL - 2m$ 、掘削深度 $50m$ 、シールド機長 $8.6m$ 、チャンバ深さ $1.45m$ 、重量 $220tf$ としたとき、装備すべき推力を上式を基に評価する。

$F_1 + F_2$ はケーソンの周面摩擦力の値を参考に評価する。道路橋示方書⁵⁰⁾ によれば、シールド機長 $8.6m$ に対応するケーソン深さ $8m$ の砂質土における周面摩擦力は $1.4tf/m^2$ である。したがって、 $F_1 + F_2$ 値は次のように評価される。

$$F_1 + F_2 = 1.4 \times 5.53 \times \pi \times 8.6 = 209 \text{ [tf]}$$

切羽泥水の水頭は地下水位より $2m$ 高く設定することにすれば、 F_3 は泥水比重を $1.2tf/m^3$ として次のように評価される。

$$F_3 = (50 - 1.45 - 2 + 2) \times 1.2 \times \pi / 4 \times 5.53^2 = 1399 \text{ [tf]}$$

シールド重量は $220tf$ なので、 F_7 は次のようになる。

$$F_7 = -220 \text{ [tf]}$$

以上を (2-11) 式に代入することにより、総推力 F が次のように評価される。

$$F = 209 + 1399 - 220 = 1388 \div 1400 \text{ [tf]}$$

使用推力の最大値は $1400tf$ と見積もればよいであろう。これに対応した装備推力として、 $200tf$ ジャッキを 12 本装備する。そうすると、総推力は $2400tf$ 、単位面積当たりの推力は $100tf/m^2$ となり、使用推力に対して安全率は 1.7 となる。タテシールドの場合、ヨコシールドと異なり曲線施工がない。このため、常に装備したジャッキを全数使うことができる。

2. 5 タテシールドの構造計算

2. 5. 1 構造計算の概要

新シールドにより築造される円形断面を持つ立坑～横坑の中で、横坑は従来のシールドトンネルと構造が全く同じであるが、立坑は従来のものとは構造が大幅に異なる。相違点を列挙すると以下のようになる。

- ①シールド発進立坑としての寸法は従来に比べ50～75%小型となり、かつ立坑径に対して開口寸法（横坑径）が大きい。
- ②立坑壁にセグメントが用いられる。
- ③立坑底盤部は球形となり（従来の立坑構造の底盤部は平面である）、鋼材で支保される。

新工法における立坑底部の形状は、ここに働く揚圧力を分散する上で有利と考えられる。また、立坑の小型化は、それだけ施工費が安くなる可能性があることを意味する。

築造される立坑構造の観点から、新シールド工法を他の施工法と比較してみる。ケーソン工法の場合、構築物を自重で沈下させるために、構築物を構成する立坑壁およびスラブを重くする必要がある。通常、壁厚は80cm以上で設計される。この厚さはしばしば力学的に必要とされる以上の大きさになっている。これに対し、シールドの場合、セグメントによる壁厚は、次項に示すように立坑外径の5%程度で済む。

地下連続壁工法で立坑を施工する場合には、土留壁を構築した後、内部を掘削する。このとき底盤が盤膨れにより破壊する危険があるので、都市部の軟弱な地盤では、壁の根入れをトンネル深さの倍近くにすることが多い。

このように新シールドでは他と異なり立坑の寸法を必要最小限に押さえることができるという利点がある。この利点を最大限に生かしつつ力学的に安全な立坑を設計するために、つまり力学的な安全性と経済性の両方を満たす設計をするために、新シールド独自の合理的な構造計算方法を確立する必要がある。

新工法によって築造される立坑セグメント部と立坑底部の強度計算を以下の手法によって行う。立坑セグメント部に対しては、深礎工事の立坑セグメントの設計において従来用いられている手法を準用し、施工時および完成後の両方について計

表 2-4 立坑セグメントの検討ケース

	解析断面	作用荷重	偏圧	許容応力度
完成後	横断面	土圧：静止土圧，水圧：間隙水圧	元たわみ	長期許容応力度
施工時	横断面	土圧：静止土圧，水圧：間隙水圧	10%割増荷重 (1方向)	上記の50%増し
地震時	縦断面	地盤応答変位	—	上記の50%増し
	横断面	縦断面解析で得た地盤反力	—	上記の50%増し

算する。立坑セグメント部の耐震設計については、継ぎ手を考慮した柔構造としてモデル化し、これにシールド水平トンネルで用いられている手法を適用する。

立坑底部については鋼構造のみで土水圧に抵抗するものとする。この場合、球体部構造の解析が従来なされていないこと、横坑との接続部の開口が大きいことから、3次元応力解析によって応力・変形状態を予測する。そして、応力集中部が見いだされれば、そこにリブを補強したり、部材厚を変え、全ての場所で発生応力が許容応力度以下となるようにする。

2. 5. 2 立坑セグメントの構造計算

(1) 設計方法

立坑セグメントについては、表 2-4 に示すように、施工時、完成後および地震時の 3 段階に対し検討する。

施工時：施工時には、地質の不均一や掘削によるゆるみなどにより、セグメントに偏土圧が一時的に作用する恐れがある。この施工時の偏荷重の大きさは設計荷重の10%とし、一方向から作用するものとする（図 2-29参照）。

立坑完成時：セグメントの仕上げ精度には、組立て作業に付随してに種々の誤差がもたらされるので必ずしも真円にはならず、この場合には曲げモーメントの発生が予想される。ここでは、セグメントの形状は真円ではなくセグメント半径の1%の大きさの元たわみ δ_0 をもつ楕円環とし、これに荷重が作用するものとする。この仮定は、円形立坑や地滑り地における集水井を設計する際になされている^{51, 52)}。

図 2-26に示すように円形に組み立てられたセグメントが外圧 q を受け最大変位が δ_0 の楕円状に座屈した場合、最大曲げモーメント M_{max} は次式で与えられる⁵³⁾。

$$M_{\max} = N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{P_{cr}}} \quad (2-12)$$

ここに, N : 軸力 $N = q \cdot R_c$ (2-13)

q : 外圧

R_c : セグメント軸半径

δ_0 : 楕円の初期の最大ずれ量

P_{cr} : 円弧形アーチの座屈荷重で次のように評価される.

$$P_{cr} = \frac{3 E I}{R_c^3} \quad (2-14)$$

E : セグメントのヤング係数

I : セグメントの断面二次モーメント

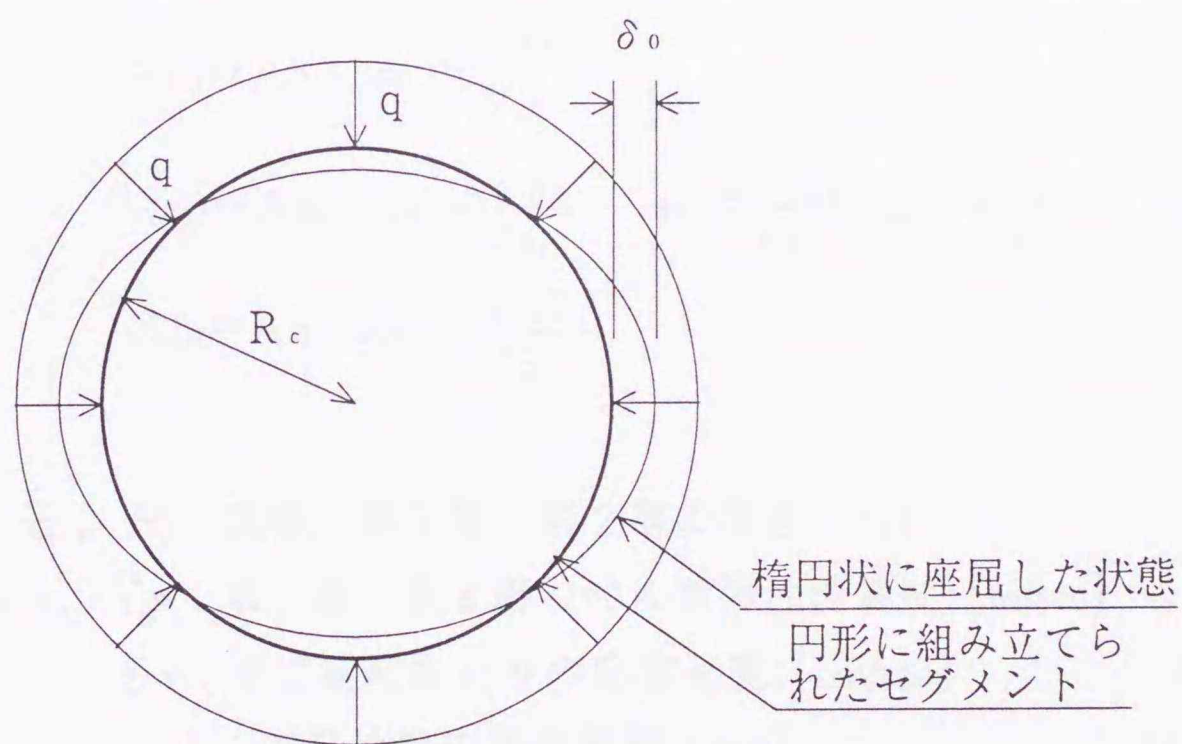


図 2-26 円環座屈応力

地震時：立坑を線状をなす地中構造物としてモデル化し，地震時には立坑の変形が地盤の変形に支配されると考える．水平方向の地盤変位は応答変位法⁵⁴⁾によって求め，得られた変位に地盤バネ定数を乗じることで水平荷重を算定する．

図 2-27 に示すように 2 層に分かれた表層地盤の場合，地表面変位量 A_h [cm] は (2-15) 式，深度方向の変位量 $U(x)$ は (2-16)，(2-17)，(2-18) 式で表される⁵⁴⁾．

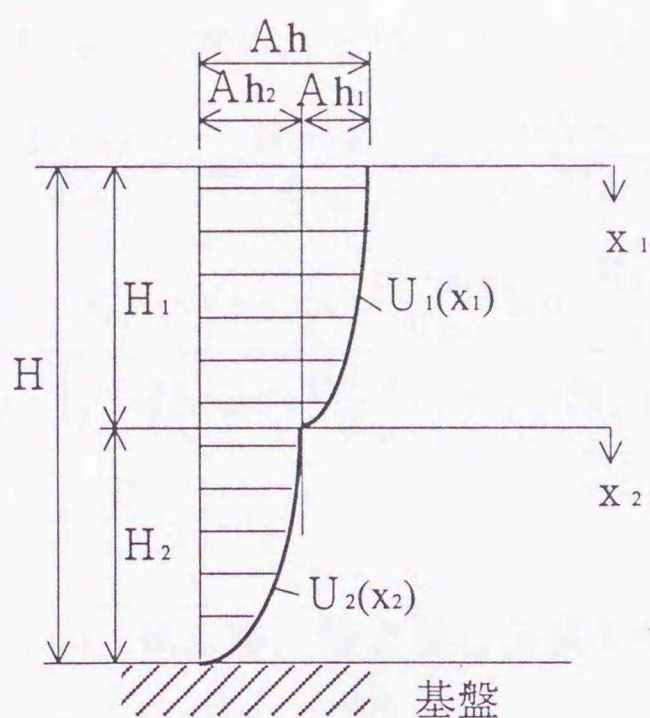


図2-27 地盤変位の鉛直方向分布 (文献54のC地盤)

される⁵⁴⁾。

$$Ah = 0.16 \phi S_v \cdot T \cdot Kh' \quad (2-15)$$

$$U_1(x_1) = Ah \cdot \cos \frac{\omega_0 \cdot x_1}{V_{s1}} \quad (2-16)$$

$$U_2(x_2) = Ah_2 \left(\cos \frac{\omega_0 \cdot x_2}{V_{s2}} - \cot \frac{\omega_0 \cdot H_2}{V_{s2}} \sin \frac{\omega_0 \cdot x_2}{V_{s2}} \right) \quad (2-17)$$

$$Ah_2 = Ah \cdot \cos \frac{\omega_0 \cdot H_1}{V_{s1}} \quad (2-18)$$

ここに、

H, H₁, H₂: 表層, 第1層, 第2層の厚さ [m]

V_{s1}, V_{s2}: 第1層, 第2層のせん断弾性波速度 [m/sec]

S_v: 単位震度当たりの応答速度 [cm/sec]

T: 表層地盤の固有周期 [sec]

$$T = \frac{6.3}{\omega_0} \quad (2-19)$$

Kh': 耐震計算上の基盤面における設計水平震度 [無次元]

ω₀: 表層地盤の固有円振動数 [rad/sec]

φ: 刺激係数 [無次元]

ω_0 は(2-20)式を解いて求め、 ϕ は(2-21)式より評価する：

$$\tan \frac{H_1 \cdot \omega_0}{V_{S1}} \tan \frac{H_2 \cdot \omega_0}{V_{S2}} = \frac{\gamma_2 \cdot V_{S2}}{\gamma_1 \cdot V_{S1}} \quad (2-20)$$

$$\phi = \frac{2 \gamma_2 \cdot V_{S2} \cdot \cos \frac{H_1 \cdot \omega_0}{V_{S1}} \sin \frac{H_2 \cdot \omega_0}{V_{S2}}}{\omega_0 \left\{ \gamma_1 \cdot H_1 \cdot \sin^2 \frac{H_2 \cdot \omega_0}{V_{S2}} + \gamma_2 \cdot H_2 \cdot \cos^2 \frac{H_1 \cdot \omega_0}{V_{S1}} \right\}} \quad (2-21)$$

ここに、

γ_1, γ_2 ：第1層，第2層の湿潤単位体積重量 [tf/m³]

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (2-22)$$

水平方向の地盤バネ定数 k_H は、次式⁵⁵⁾により求める。

ここに、

B_H ：立坑の換算載荷幅[cm]，断面形状が円形の場合には直径とする。

k_{H0} ：直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平地盤バネ定数 [kgf/cm²]。

k_{H0} 値を各種土質試験により求めた変形係数から推定する場合は、次式を用いる。

$$k_{H0} = 1/30 \cdot \alpha \cdot E_0 \quad (2-23)$$

α ：この係数は、文献55によれば、ボーリング孔内で測定した場合、地震時には8と評価される。

E_0 ：地盤の変形係数 [kgf/cm²]。

横断面に対しては、すべての断面について検討するのは困難なので、地表付近、地盤の変化点、シールドとの接合部の各断面について検討する。横断面に作用する地震時の荷重は、縦断面の解析で得られる相対変位と構造物変位との差に地盤バネ定数を乗じて算定する。この荷重によって得られる断面力と完成後の構造物に対する解析で得られる断面力とを重ね合わせた応力が破壊条件を満たすか否かを照査する。

(2) 解析例

深度50mの立坑セグメントの設計例を示す。地盤は沖積粘土および砂質層から構成されるものとし、図2-28に示すような単位体積重量やN値をもつものとする。なお、これらの値は東京江東地区の軟弱な地盤のボーリングコアを用いた測定から得られた。

表 2-5 セグメント断面条件

立坑セグメント外径	5400mm
セグメント厚	300mm
セグメント幅	1m
セグメント最下段部の深さ	44m
鉄筋量 (内・外側共 D16×8 本)	15.888cm ²

深度	層厚	土質	N値	土の単位体積重量 γ [tf/m ³]	地層と立坑
-5.4	5.4m	埋土	4	1.8	
-10.0	4.6	シルト	3	1.7	
-20.0	10	シルト	1	1.6	
-31.6	11.6	シルト	1	1.75	
-33.3	1.7	細砂	10	1.8	
-43.9	10.6	シルト	5	1.75	第2層
-48.1	4.2	細砂	10	1.8	
GL -60m	11.9	細砂	20	1.8	
		洪積砂礫	50		基盤

図 2-28 土質モデル

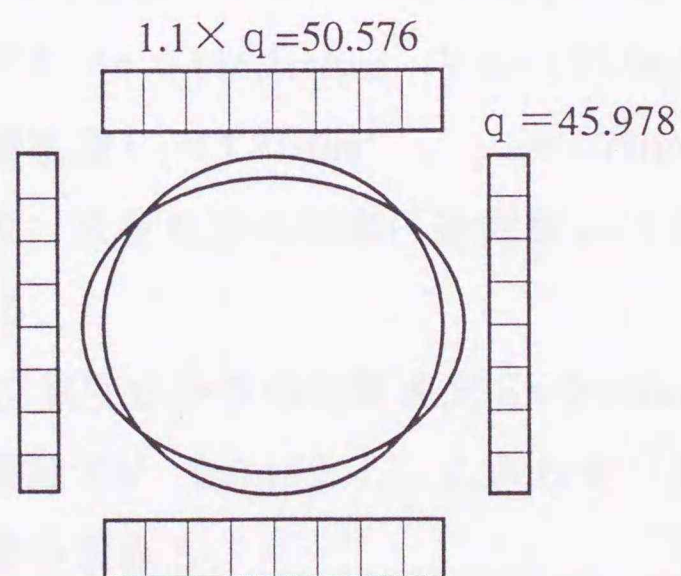


図 2-29 施工時作用荷重分布図 [tf/m²]

ヨコシールド外径を3.13mに設定すると、タテシールド外径は5.45mとなる
(2.4節参照)。セグメントの断面寸法等は、表2-5に示すとおりとすれば、
立坑完成後、立坑セグメント最下部に作用する外圧 q は、次のように評価される。

$$q = K (\gamma H + p_0) = 45.978 \text{tf/m}^2 \quad (2-24)$$

ここに、 K ：静止土圧係数、

γ ：土の単位体積重量、

H ：地表面から立坑セグメント最下部までの距離、

p_0 ：上載荷重。

また、許容たわみ量 δ_0 として半径の1%にあたる0.0255mを与えると、軸力および曲げモーメントは(2-13)、(2-12)式よりそれぞれ117.24tf/m、3.09tf・m/mとなる。

施工時には、先の(1)で述べた仮定から図2-29に示すような荷重が作用することになる。この荷重に対して立坑セグメントに発生する断面力は、セグメントを多角形のラーメン構造としてモデル化して算定する。

地震時における縦断面荷重については、図2-27に示すようにGL-60m以深に存在する洪積砂礫層を耐震計算上の基盤と考え、表層の地盤をGL-33mで上下2層に分類し、次のように地中変位を算定する。

N 値が既知の表層地盤のせん断弾性波速度 V_s は、次式で推定される⁵⁴⁾。

$$\text{沖積砂質土層} \quad V_s = 61.8 N^{0.211} \quad (2-25)$$

$$\text{沖積粘性土層} \quad V_s = 122 N^{0.0777} \quad (2-26)$$

沖積砂質土層、沖積粘性土層の平均せん断弾性波速度 V_s は、図2-28に示した N 値を用いれば、それぞれ $V_{s1} = 116.1 \text{m/sec}$ 、 $V_{s2} = 133.9 \text{m/sec}$ となる。これらの値と表層地盤の湿潤単位体積重量 $\gamma_1 = 1.71 \text{tf/m}^3$ 、 $\gamma_2 = 1.78 \text{tf/m}^3$ を(2-20)、(2-19)式に代入することにより、表層地盤の固有円振動数 ω_0 と固有周期 T は、それぞれ3.41rad/sec、1.85secとなる。

また、文献54より単位震度当たりの応答速度 S_v を150cm/sec、耐震計算上の基盤面における設計水平震度 K_h' を0.15とし、これらを(2-15)～(2-18)式に代入して深度方向の変位量を求める。

(2-22)、(2-23)式を用いて算定した水平方向の地盤バネ定数を表2-6に示す。先に求めた水平変位に地盤バネ定数を乗じると地盤反力が評価される。3断

面における評価を表 2-7 に示す。

縦断面における曲げモーメントは、等価曲げ剛性を有する線状構造物としてモデル化した立坑に、応答変位法により求めた荷重が作用するときの解析から算定する。このようにして求めた曲げモーメントを図 2-30 に示す。セグメント部における曲げモーメントの最大値は GL-16.0m に発生しており、その値は -634.4tf・m である。

表 2-6 地盤バネ定数

深度	層厚	B _H	α	E ₀	k _{H0}	k _H
m	m	cm		kgf/cm ²	kgf/cm ³	kgf/cm ³
GL-5.4	5.4	540	8	90	24.0	2.75
-10.0	4.6	540	8	24	6.4	0.73
-20.0	10	540	8	47	12.5	1.43
-31.6	11.6	540	8	80	21.0	2.40
-33.3	1.7	540	8	120	32.0	3.66
-43.9	10.6	540	8	120	32.0	3.66
-48.1	4.2	540	8	120	32.0	3.66
-60	11.9	540	8	240	64.0	7.32

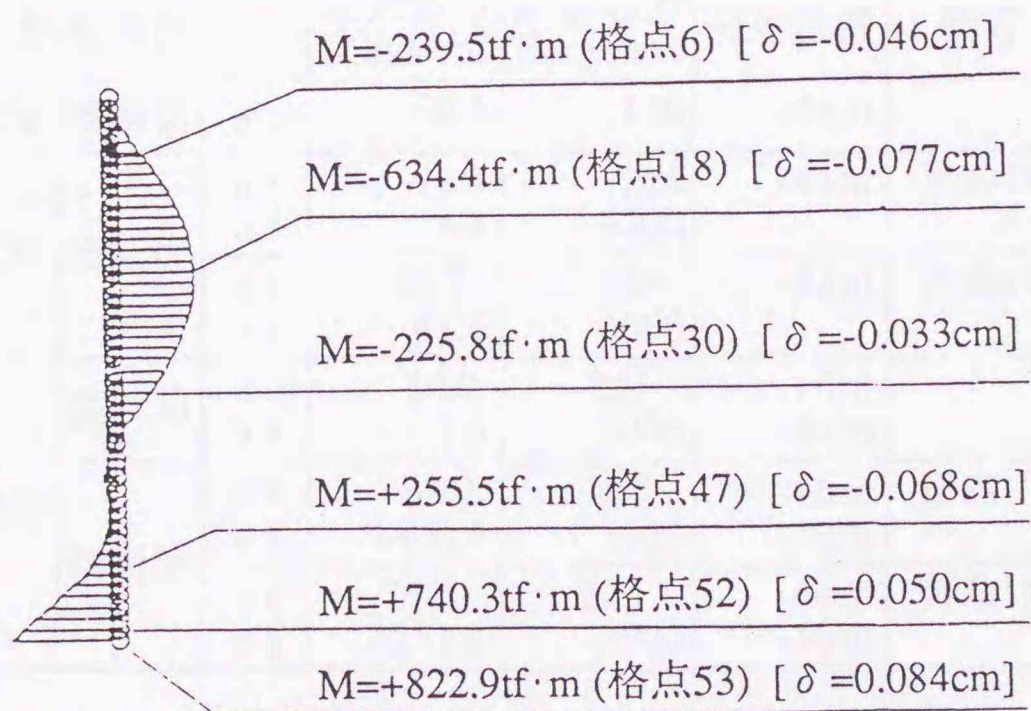


図 2-30 縦断面解析による地震時の立坑に沿った曲げモーメント分布

横断面の構造解析は、GL-1m、GL-33.3m、GL-42mの3断面に対して実施した。
GL-33mにおける地震時の作用荷重の分布は、表2-7より図2-31のようになる。
常時荷重は 34.740tf/m^2 、地震時の増分荷重は 4.166tf/m^2 なので、地震時の作用荷重は 38.906tf/m^2 となる。

立坑セグメント中に発生が予想される最大応力度の計算結果を表2-8に示す。
許容応力度と比較し、いずれも安全側にあることがわかる。

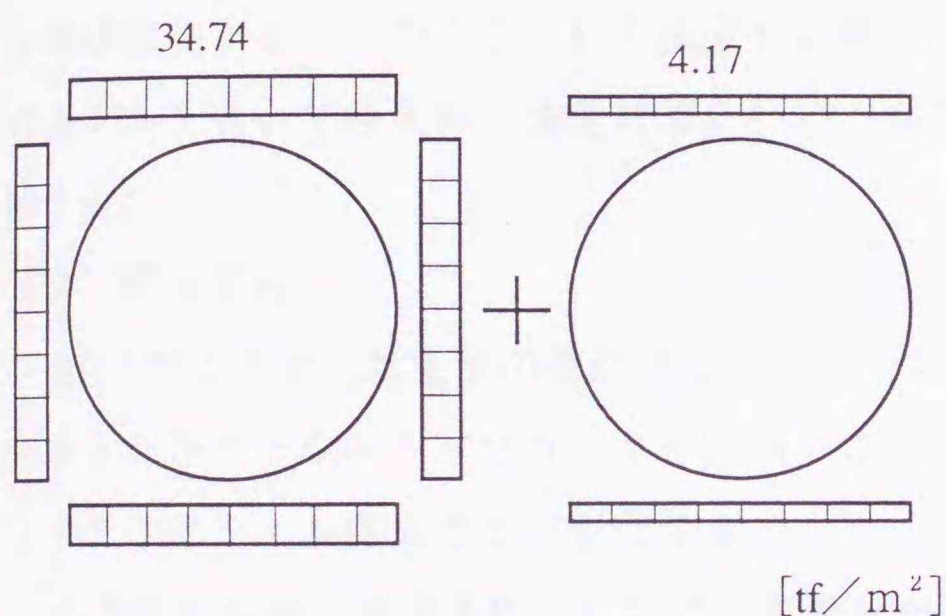


図2-31 GL-33.3mにおける地震時横断面作用荷重

表2-7 横断面解析荷重

深度	GL-1.0m	GL-33.3m	GL-42.0m
完成時の荷重 tf/m^2	1.68	34.74	43.88
地震時の荷重 tf/m^2	3.50	4.17	3.04
合成荷重 tf/m^2	5.18	38.91	46.91

表2-8 応力解析結果

解析断面			最大応力度 kgf/cm^2	許容応力度 kgf/cm^2	発生位置	備考
完成後	横断面	σ_c	50.4	150	-44m	
施工時	横断面	σ_c	79.4	225	-44m	正曲げ
		σ_s	5.1	3000		
		σ_c	93.2	225	-44m	負曲げ
		σ_s	81.6	3000		
地震時	縦断面	σ_c	30.7	225	-16m	
		σ_s	7.6	3000	-44m	
	横断面	σ_c	68.2	225	-16m	正曲げ
		σ_s	1480.4	3000	-10m	
		σ_c	79.5	225	-44m	負曲げ
		σ_s	1251.4	3000	-10m	

応力の符号は圧縮を正、引張を負としている。

2. 5. 3 立坑底部の構造計算

(1) 構造計算の概要

完成時の立坑底部はタテシールドの外版および球体の一部から構成されている。この最終構造体に作用する応力状態を明らかにするために、構造体を薄肉シェルでモデル化し、3次元有限要素法（FEM）によって応力解析した。

まず、常時の荷重状態に対して解析し、各部材に発生する応力の大きさを許容応力度と比較する。応力が許容値を越えている箇所では適宜、部材厚、リブ材ピッチの変更、および補強用リブ材の追加を行い、補強した構造体について上記の解析を再び実施する。このようにして決定した構造体を最適な構造体モデルと呼ぶ。このモデルを用いて地震時の強度計算を行い、地震時においても安全であることを確認する。

(2) 解析条件

図2-32に示す立坑底部の最終構造体において、タテシールドの鞘管を外したブロックをタテシールドブロックと呼ぶ。このタテシールドブロックを図2-33に示すようにシェル要素でモデル化する。

応力解析の際の境界条件としては、タテシールドブロック天端の鉛直変位のみを拘束し、水平方向については拘束しないものとする。水平方向の剛体変位を拘束

表2-9 断面諸元

部 位	厚さ(mm)	備 考
側壁部（鞘管は除く）	40	タテシールド鋼板
底盤部	32	
球体部	25	球体鋼板
横坑補強リブ	50	リブ幅32～82 c m
縦リブ	25	15度ピッチ，リブ幅20cm
横リブ	25	60cmピッチ，リブ幅20cm
上部ボックス部側壁	32	
上部ボックス部横リブ	25	リブ幅50 c m
上部ボックス部縦リブ	25	30度ピッチ，リブ幅50cm
縦リブ補強部	25	
横リブ（-1.35m）	25	横坑中心線下-1.35m付近リブ幅63cm
横リブ（-1.1m）	32	横坑中心線下-1.10m付近リブ幅63cm
縦リブ（坑口部）	40	横坑軸±30度

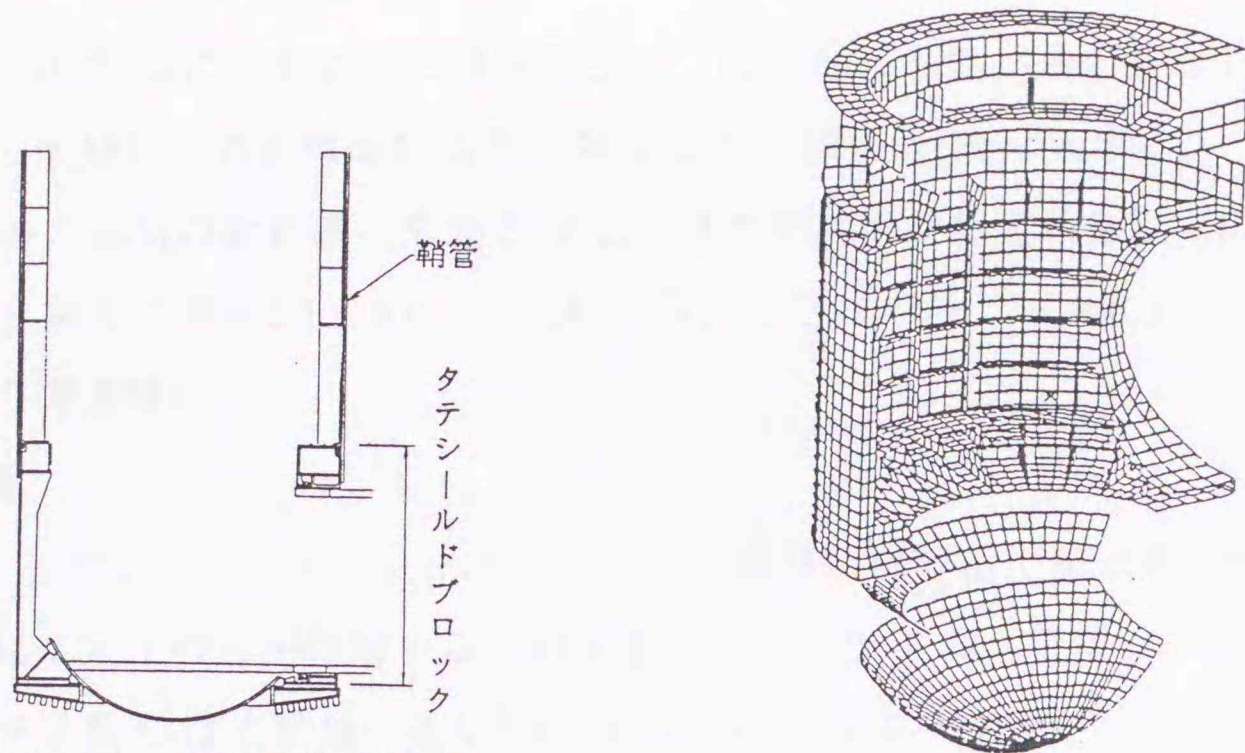
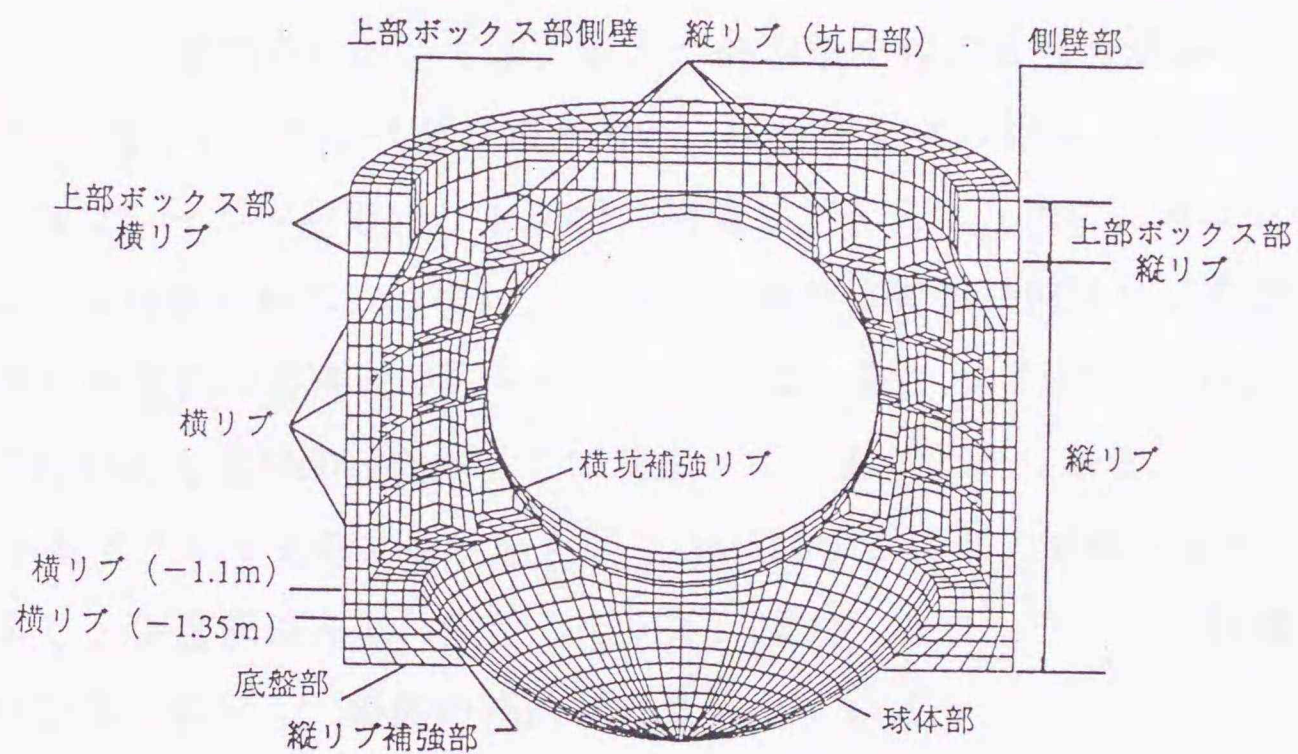


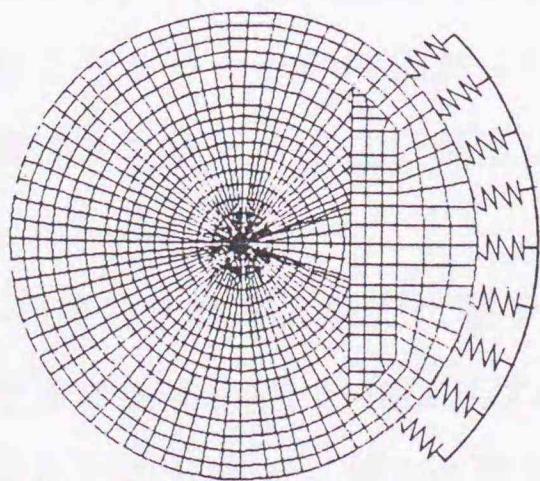
図 2-32 立坑最終構造体

(b) モデル 2

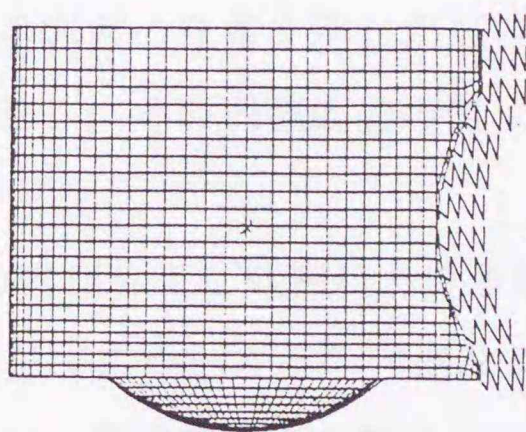


(a) モデル 1

図 2-33 解析モデル



(a) 水平断面



(b) 鉛直断面

図 2-34 地盤バネ分布図

するために、図 2-34に示すように横坑軸 $\pm 45^\circ$ の範囲に地盤バネが分布しているものとする。地盤バネの値は地盤条件に関係なく一様に 5kgf/cm^2 とする。

解析に用いた部材の断面諸元を表 2-9 に、また鋼材の材料定数を以下に示す。

弾性係数： $E = 2.1 \times 10^6$ [kgf/cm^2]，ポアソン比： $\nu = 0.3$

(3) 常時の構造解析

a) 作用荷重

図 2-35に示すように、タテシールドブロック側壁には静止土圧と水圧が作用し、底盤部には水圧のみが作用するものとする。また、上載荷重は $p_0 = 1.0\text{tf/m}^2$ とし、静止土圧係数 K_0 は文献(48)より0.6とする($4 \leq N < 8$ の粘性土)。

b) 解析結果

最初に設定した構造体においては、応力が許容値を越える箇所があった。このため、2.5.3項(1)で述べた方法を用い、構造体を次の順序で逐次的に強化した。まず、ヨコシールド周囲にリング状に補強リブを入れ、次に、ヨコシールド周囲の縦リブの部材厚を増し、最後に、球体と底盤の接続部に補強リブを設置した。

この最適な構造体の各部材中に発生する応力は、表 2-10に示すように、いずれも鋼材の許容応力度 1400kgf/cm^2 以下に収まっていることがわかる。

タテシールドブロックの変形状態を図 2-36に示す。底部の球体は全体に 0.61mm 上昇し、側壁部は内側へ変位している。また、ヨコシールドが接続する開口部周りは全体に収縮し、縦長の楕円状に変形している。

応力分布を図 2-37～図 2-41に示す。図 2-37はリブ材を入れた状態のシールドの内側および外側の最大主応力の分布を示したものである。図 2-38はリブ材を抜いた状態でのシールドの内側および外側の最大主応力の分布を示したもので、応力の最大値はヨコシールド坑口部直上で発生しており、その引張応力の値は 696kgf/cm^2 に達している。

図 2-39はリブ材を入れた状態でのシールドの内側および外側における最小主応力の分布である。図 2-40はリブ材を抜いた状態でのシールドの内側および外側の最小主応力の分布で、最小主応力はヨコシールド坑口部直下の球体との接続部に発生しており、そこでは 1200kgf/cm^2 の圧縮圧力の値を示している。

図 2-41は各部材の最小主応力の分布を示したもので、鋼板および球体等では外側の状態が示されている。

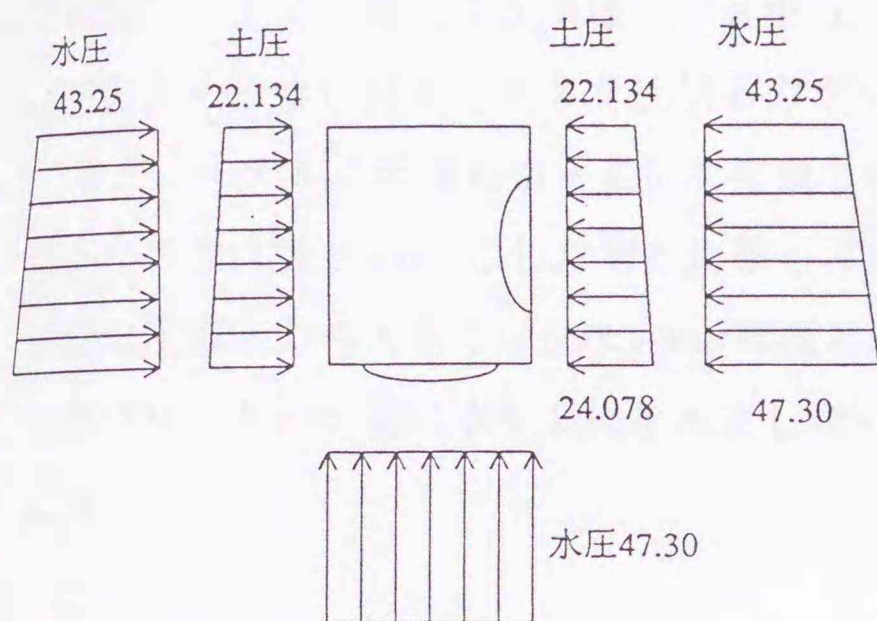


図 2-35 立坑底部における常時の作用荷重 [tf/m²]

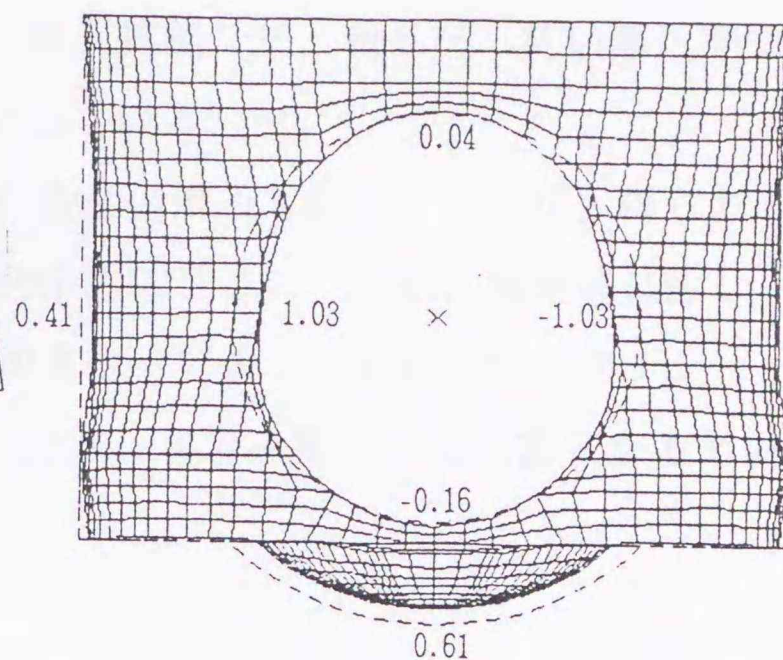


図 2-36 立坑底部構造体の変形図 [mm]

表 2-10 常時の解析結果

部 位		最大圧縮主応力 kgf/cm ²	最大引張主応力 kgf/cm ²
側壁部	内側	-1080	160
	外側	-823	693
底盤部	内側	-956	488
	外側	-1200	315
球体部	内側	-501	241
	外側	-687	148
横坑補強リブ	内側	-884	236
	外側	-1010	443
横リブ (-1.1m)	内側	-603	221
	外側	-465	189
縦リブ (坑口部)	内側	-1020	416
	外側	-1040	409

最大せん断応力はヨコシールド坑口上部に生じ、その大きさは 636kgf/cm^2 である。この値は鋼材の許容応力度 800kgf/cm^2 に対し安全側に入っている。

タテシールドブロック内では、全般に引張応力より圧縮応力が大きい。側壁部では側圧による圧縮応力が卓越し、底盤部、横坑補強リブ、縦リブ（坑口部）等では下方からの水圧により大きな圧縮応力が生じている。

また、モデルの天端の水平変位を拘束した場合の解析も行っているが、得られた応力の値は表 2-10 に示した値と比較して全体的に小さい。特に、側壁部に生じた最大圧縮応力の大きさは 600kgf/cm^2 程度に留まっている。したがって、タテシールドブロックの天端の水平変位を拘束しない方が、より過酷な応力状態になるといえる。

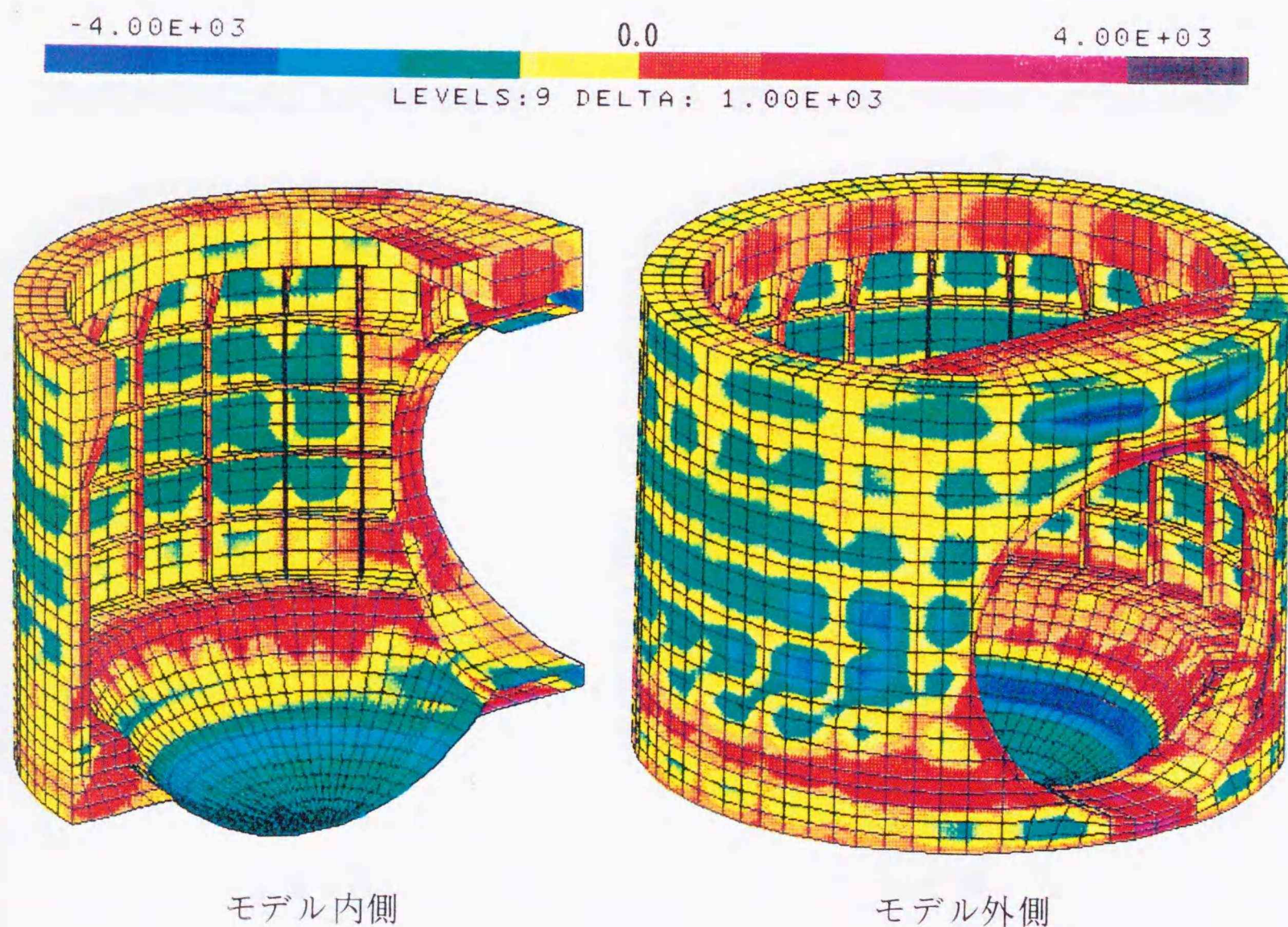
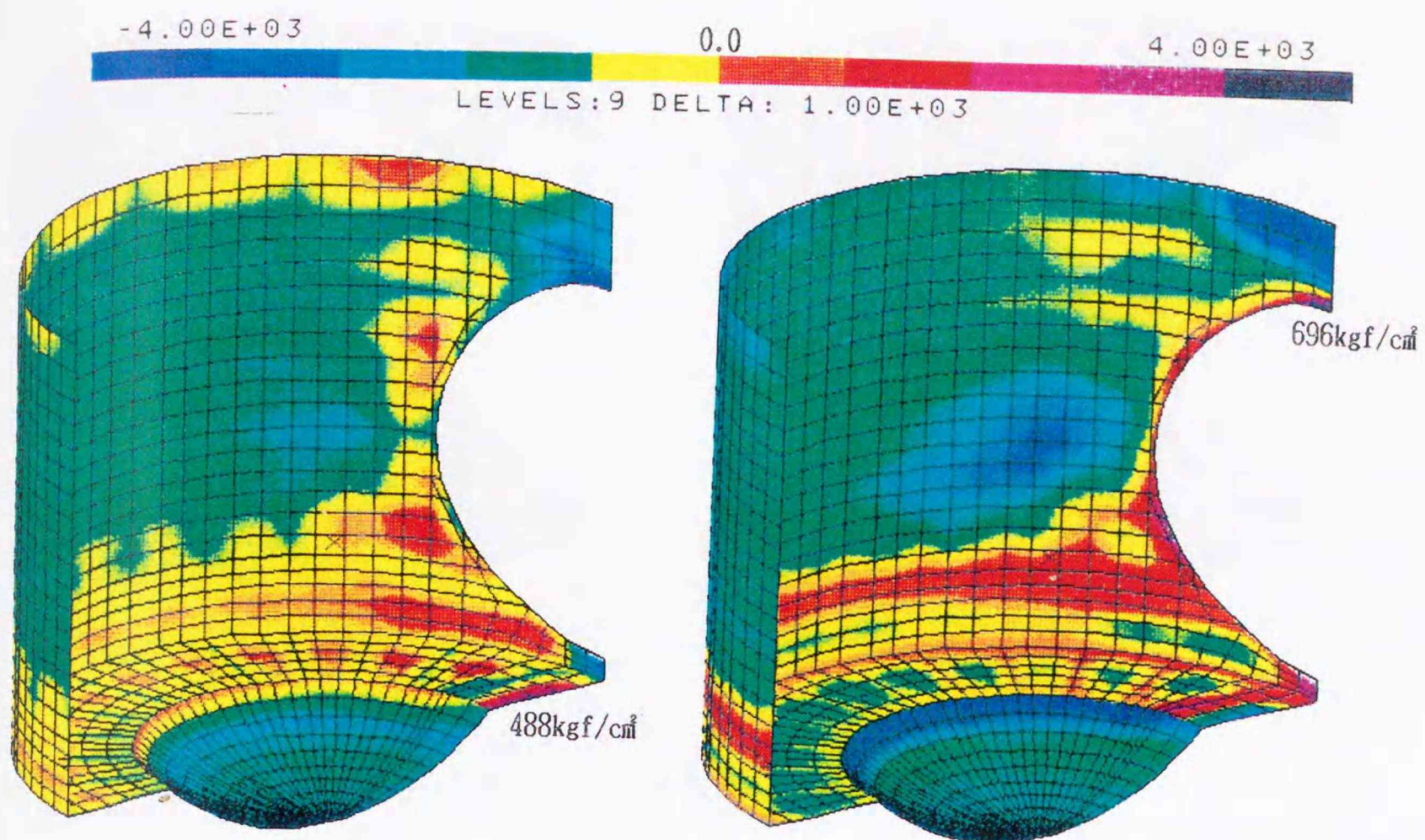


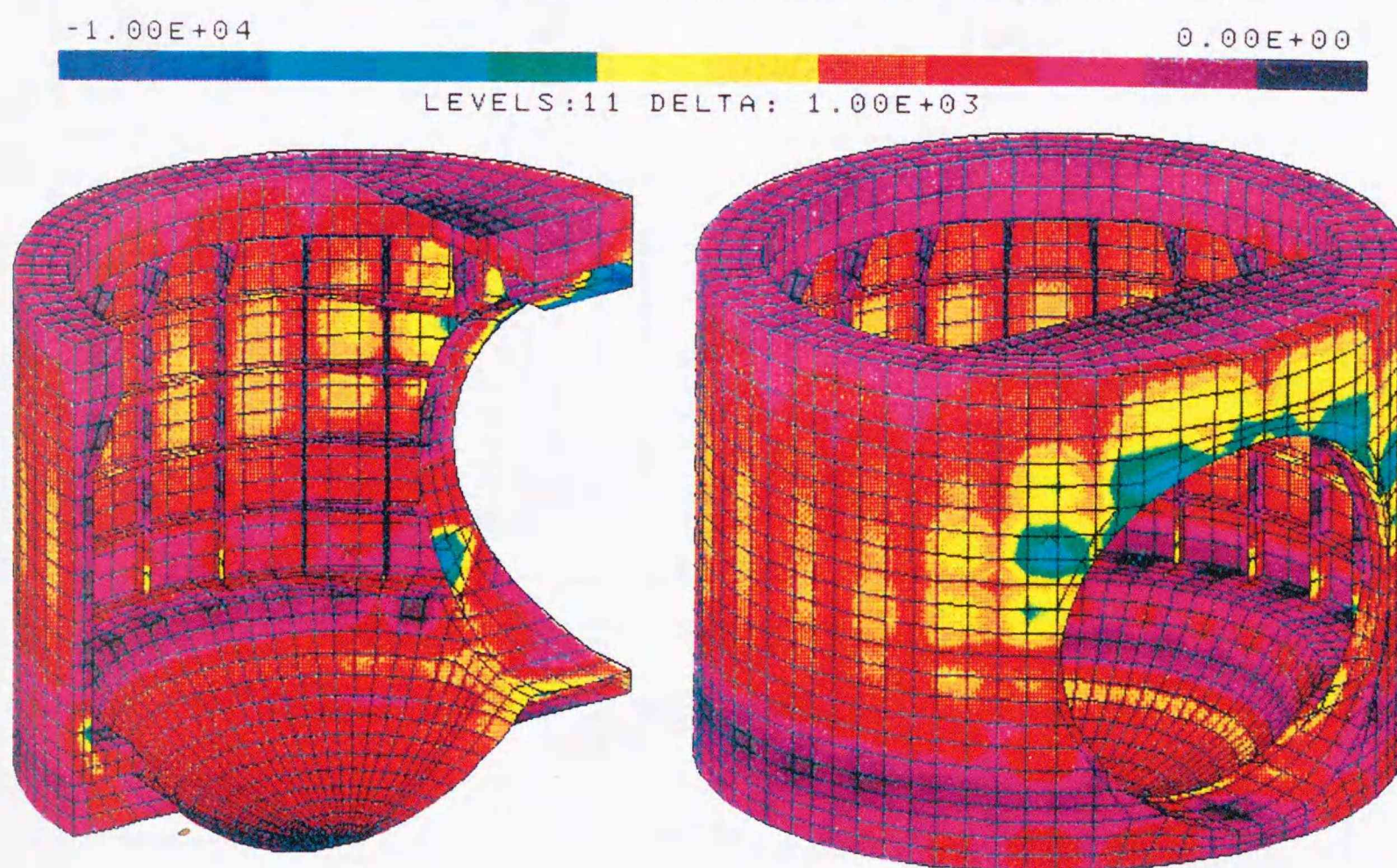
図 2-37 常時における最大主応力分布図 $[\text{tf/m}^2]$



モデル内側

モデル外側

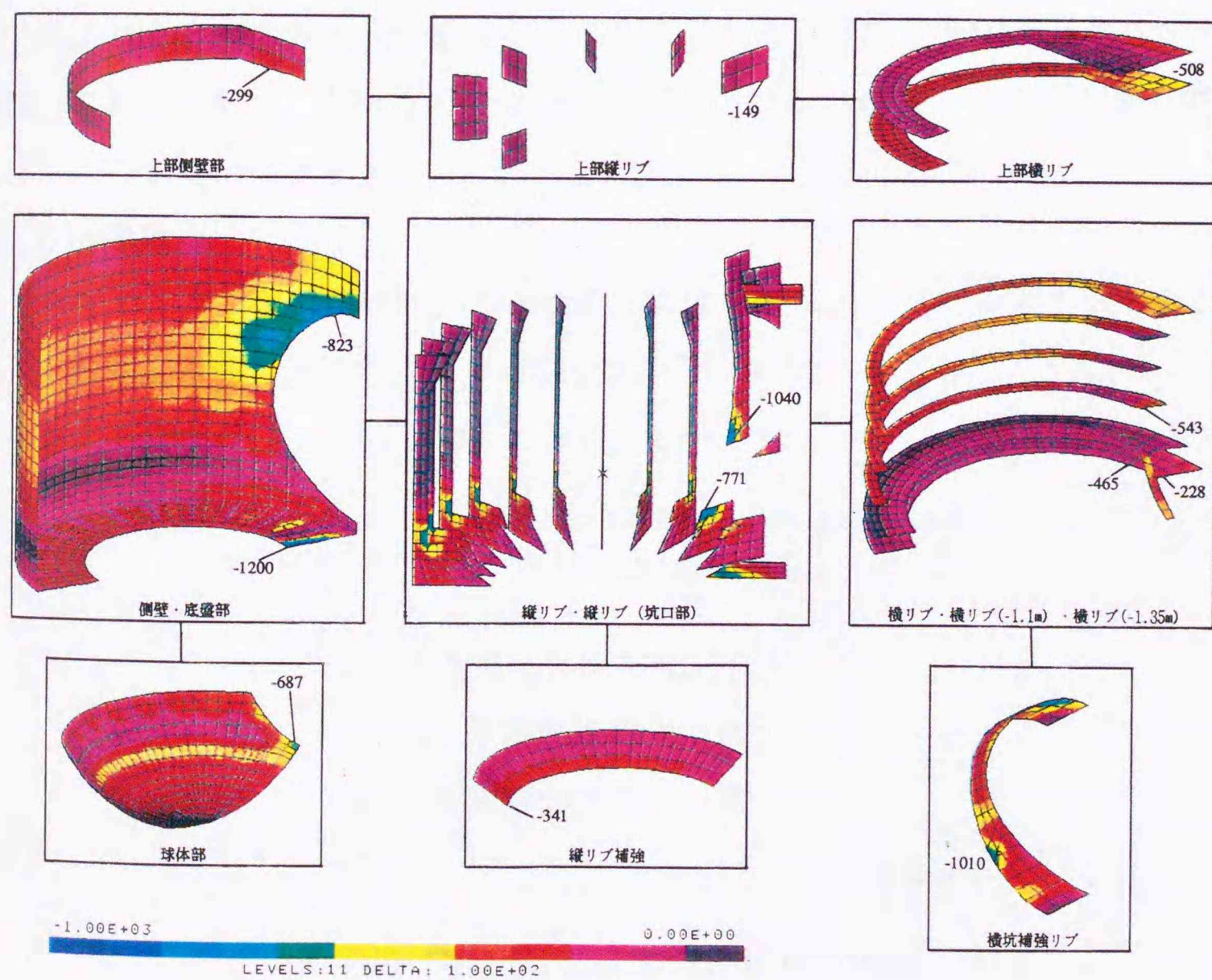
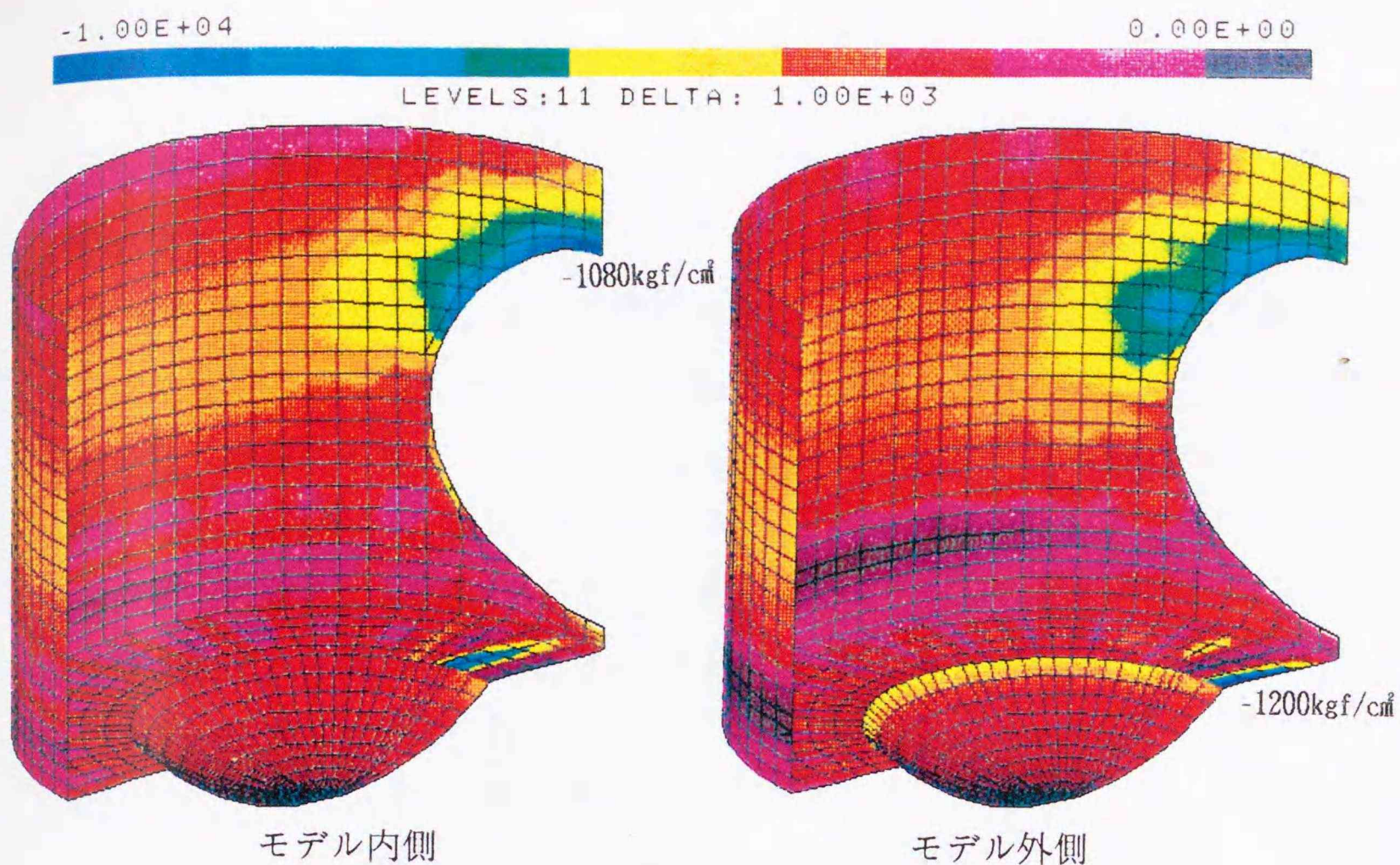
図 2-38 常時における最大主応力分布図 [t f / m²]



モデル内側

モデル外側

図 2-39 常時における最小主応力分布図 [t f / m²]



(4) 地震時に対する構造解析

a) 解析方法

地震時には常時に比べて、地震時慣性力に伴う偏土圧の分だけ躯体に作用する土圧が増すものとし、偏土圧の評価には震度法を用いる。偏土圧はこの方法の方が応答変位法で得られる値より大きくなり、より安全側の解析が期待される。

解析は図2-42に示すように、横坑軸方向への載荷(CASE1)と、横坑軸に対し直角方向への載荷(CASE2)の2ケースを実施する。地震時土圧の増分 ΔP は地震時主働土圧 P_{EA} と常時主働土圧 P_A との差とする。

$$\Delta P_E = P_{EA} - P_A \quad (2-27)$$

ΔP_E : 地震時増分土圧

P_{EA} : 地震時主働土圧

P_A : 常時主働土圧

構造物が地盤を圧縮する境界上では水平地盤バネを、タテシールド底盤部および球体部ではせん断方向の地盤反力バネを、それぞれ分布させる。地盤バネ値は文献39)により算定し、水平方向地盤バネ値は $k_H = 3.64 \text{ kgf/cm}^2$ 、せん断方向地盤バネ値は $k_s = 1.21 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

b) 作用荷重

地震時の作用荷重はCASE1, CASE2とも物部・岡部式⁴⁰⁾より算定するものとする。砂質土の場合、 P_{EA} , P_A は次式のようになる。

$$P_{EA} = K_{EA} (1 - k_v) (\Sigma \gamma h + q) \quad (2-28)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta)}{\cos \theta \cos (\theta + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi + \delta) \sin (\phi - \theta)}{\cos (\theta + \delta)}} \right)^2} \quad (2-29)$$

δ : 土の壁面摩擦角 [度]

ϕ : 土の内部摩擦角 [度]

θ : 地震時合成角 [度]

$$\theta = \tan^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (2-30)$$

k_v : 設計鉛直震度 (設計水平震度の1/2とする)

k_h : 設計水平震度

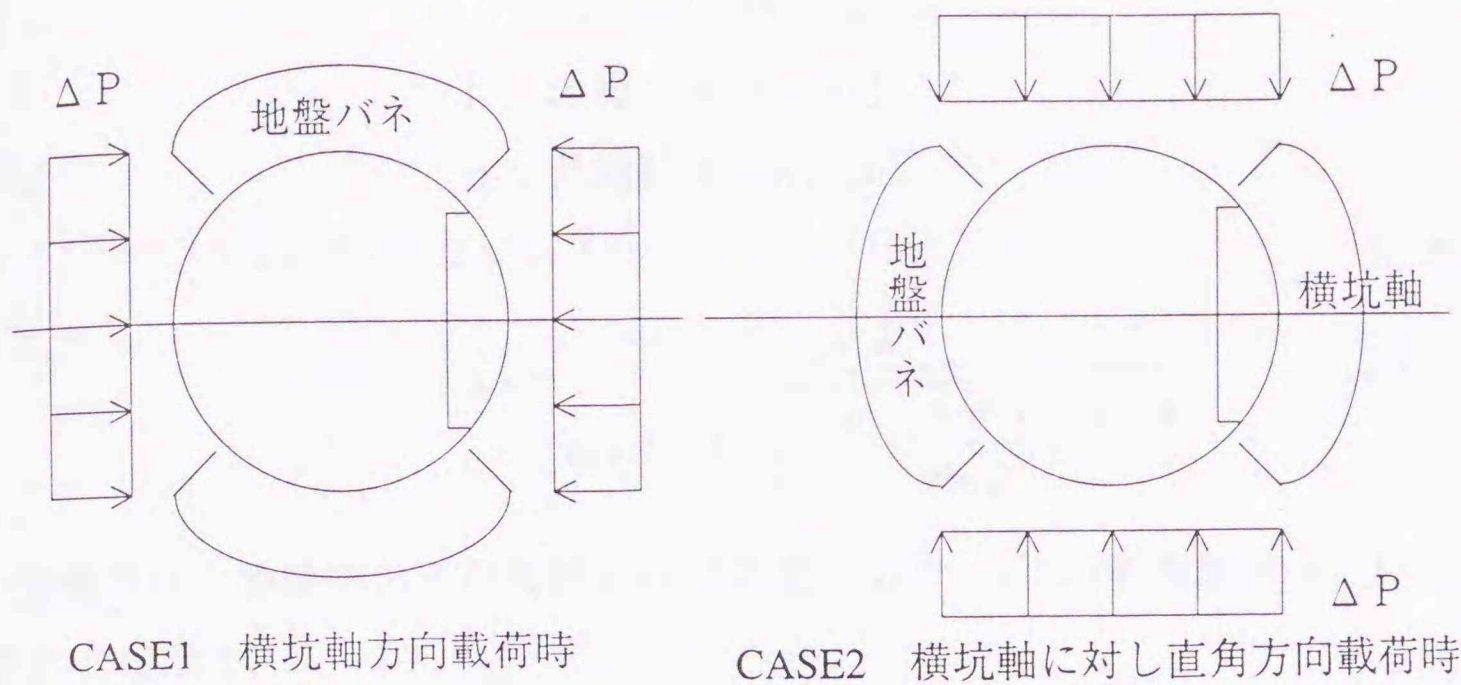


図 2-42 地震時解析ケース

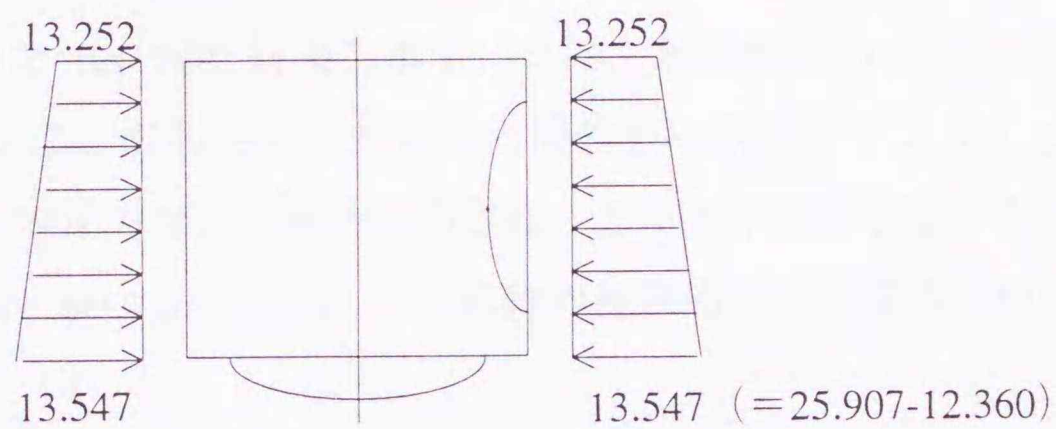
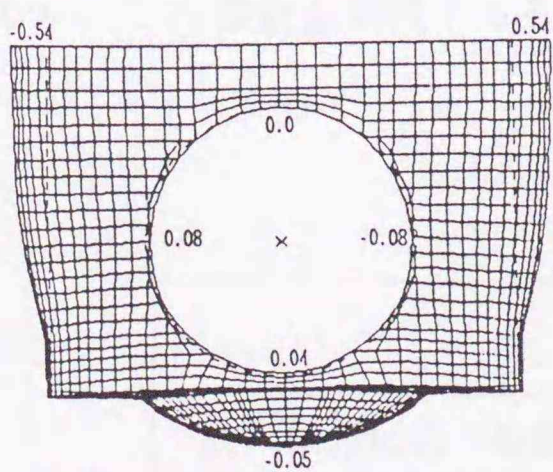


図 2-43 地震時増分土圧分布図 [t f / m²]

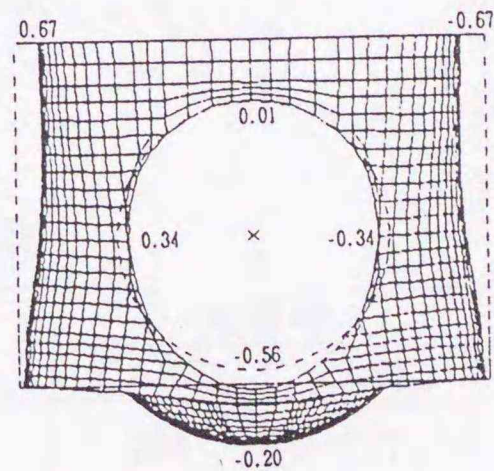
表 2-11 地震時作用荷重

深度 (m)	土質	ϕ	$\Sigma \gamma h$	地震時主働土圧					常時主働土 圧	
				地震時主働土圧係数					K_A	P_A
				k_h	k_v	θ	K_{EA}	P_{EA}		
-45.9	砂質 土	30	36.89	0.171	0.086	22.829	0.730	24.614	0.308	11.362
-50.0			40.13	0.165	0.083	22.041	0.704	25.907		12.360



(a) 横坑軸方向载荷時

CASE1



(b) 横坑軸に対し直角方向载荷時

CASE2

図 2-44 変形図 [mm]

γ : 土の単位体積重量 [tf/m³]

h : 地層の厚さ [m]

q : 上載荷重 [tf/m²]

$$P_A = K_A (\Sigma \gamma h + q) \quad (2-31)$$

$$K_A = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right)^2} \quad (2-32)$$

評価された地震時および常時の作用荷重を表 2-11 に、地震時増分土圧の分布を図 2-43 に示す。

c) 解析結果

図 2-44 に変形図、表 2-12 に解析結果を示す。常時、地震時のいずれについても、発生する圧縮応力および引張応力は許容応力度以下に収まっていることがわかる。なお、鋼材の引張許容応力度、圧縮許容応力度、せん断許容応力度をそれぞれ、1400kgf/cm²、1400kgf/cm²、800kgf/cm² とし、地震時の許容応力度は常時の 50% 増しとした。

地震時と常時を比較すると、地震時に付加される応力が常時の大きな応力を相殺する箇所もあり、地震時は常時に比べ応力状態が特に高くなってはいない。

以上、立坑底部構造は、土圧・水圧に対して鋼構造のみで抵抗するものとして応力解析を行ったが、いずれの場合も発生応力は全て許容値以下となった。したがって立坑底部は鋼構造だけでも十分な強度を有していることが確認された。また、ヨコシールド開口部の上部、および開口部下部と球体の接合部に大きな応力が発生しており、この部分を補強する必要があることがわかった。

表 2-12 解析結果

	常時	地震時	
		CASE1	CASE2
最大引張応力 (kgf/cm ²)	693	734	797
最大圧縮応力 (kgf/cm ²)	1200	1200	1260
最大せん断応力 (kgf/cm ²)	636	693	669

2. 6 まとめ

本章では新工法について、施工機械の基本設計と施工方法を示し、その実用化に向けて必要な要素技術に関して実規模実験により性能を確認した。また、新シールドで施工される立坑構造体の構造計算を実施した。得られた主な知見は以下のようである。

(1) 要素実験

立坑掘削実験で次の諸点が明らかになった。

- ①いずれの地盤に対しても、通常の横坑用の密閉型シールドにより自立した立坑が掘削できる。
- ②通常のヨコシールドに用いられているカッタ（カッタ面板の角度 9° ，カッタビットの高さ50～100mm）により立坑底の切削が支障なく実施できる。
- ③カッタビットは高いほど立坑掘削には有利である。
- ④立坑掘削においては、掘進速度とともに掘削抵抗が急に増すため、掘削速度の管理が重要である。

また、シール性能実験で次の諸点が明らかになった。

- ⑤開発した球体シールおよび底部球体シールとも、シール内部に給脂することで 10kgf/cm^2 までの水圧に対する止水性能がある。
- ⑥底部球体シールおよび球体シール内のグリース圧は、外部水圧とともに増加する。
- ⑦水圧の増加に対する底部球体シール内グリース圧の増加の割合は、初期グリース圧の大きさに関わらずほぼ一定である。
- ⑧球体シールは球体回転時に反転など止水性能を損なうような現象を起こさない。底部球体シールはカッタが通過しても耐久性に影響するような損傷を受けない。
- ⑨球体の回転に要する力は水圧に比例して増加する。

(2) 施工機械の設計

- ①横坑径3.13mのシールドを発進させるために必要なタテシールドの最小径は、横坑径の1.77倍にあたる5.53mとなり、横坑の径に対する立坑径の寸法は、従来工法と比較して新シールドの方が小さくなる。
- ②タテシールドの装備トルク係数は、横坑用シールドの装備トルク係数を1.4としたとき、この値の約1/5の0.26となる。

③立坑の掘進に必要な推力の最大値は1400tf、単位面積あたり約60tf/m²と見積もられる。

(3) 立坑の構造計算

軟弱な地盤中に、ヨコシールド径3.13m、タテシールド径5.45m、深度50mの立坑を施工することを想定し、立坑構造体に発生する応力・変位を解析した。これらの結果から得られた知見は以下に要約される。

①立坑セグメントの部材厚は、従来のヨコシールドに用いられているのと同程度で差し支えない。

②立坑底部をシールド機械の鋼構造だけで支持しても強度的に問題がない。ただし、横坑との接合部分では上部、下部に大きな応力が発生するため、ここを補強する必要がある。

第3章 施工と地盤制御

3. 1 概説

大深度のシールド発進立坑を施工するための標準的な方法として、連続地中壁工法とニューマチックケーソン工法がある。

連続地中壁工法で砂地盤を施工する場合には、しばしばボイリングや盤ぶくれ現象が生じる。このため、掘削底面の安定を確保することが重要で、土留壁は難透水性地盤に根入れすることが多い。しかし、大深度では土留壁根入れ部分に作用する水圧が高いため、掘削面内へ水が回り込み、掘削底面釜場においてポンプで排水しているのが現状である。状況によっては立坑の施工に先立ち周辺地盤の地下水をディープウェルにより強制的に抜く場合もある。

ニューマチックケーソン工法における沈設深度は水位差40mが限界である。これより大きな水圧が作用する大深度に対してケーソンを用いるには、何らかの方法で作業気圧を低減するか、遠隔操作による無人施工法を採用する必要がある。最も実績がある気圧低減工法として、ディープウェルで地下水を揚水し水圧を低減する方法や、ケーソン周囲に遮水壁を設置して掘削底面に浸出する地下水をポンプで揚水する方法等がある。

これらの地下水を抜く作業は、地下水の平衡状態を乱すだけでなく、地盤沈下を伴う危険がある。

これに対し、シールドによる立坑の施工においては、常に地下水圧より高い泥水圧によって切羽面を保持するため、水を抜く必要がない。このため、新工法による立坑と横坑の連続掘削工法は、従来の施工法に比べ地盤を乱さない工法といえる。

本章では、連続地中壁工法やニューマチックケーソン工法を、「新工法」に対して「従来工法」と呼び区別することにする。そして、応力・浸透流連成解析を行うことによって新工法に期待される上記の特徴がどの程度発現するかを明かにする。

また、新工法による立坑掘削に関して、個々の作業要素や要因が地表沈下に及ぼす影響を明らかにし、合理的な地盤制御に資することができるように、地盤を弾性体と仮定し、立坑掘削の詳細なシミュレーションを実施する。

3. 2 施工に伴う擾乱の予測—間隙水圧の分布とせん断ひずみ分布の予測—

新工法による水密状態での立坑掘削とケーソン工法に代表される従来工法による地下水を抜きながらの立坑掘削の違いが地盤の力学的・水理学的状態に与える影響の差異を知る目的で、有限要素法による連成解析を行う。

3. 2. 1 連成解析

(1) 連成解析の概要

従来、立坑掘削に伴う擾乱の予測に関しては、応力解析だけが行われていた。また、浸透解析といえば、井戸の揚水の解析に代表されるように、地盤の応力・変形を考慮せずに、浸透水の動きだけを問題としていた。しかし、地盤沈下現象は以下に述べるように浸透水と地盤の挙動の相互作用に関連して起こるので、かかる現象に対しては、両方の相互作用を解析に取り入れることで、より現実に近い予測が得られるはずである。

地下水で飽和された地盤内に立坑を掘削すると、立坑周囲の地盤は応力変化を起し、これによって間隙水圧が変わるので、浸透流に影響する。また、浸透流は間隙水圧の変化を通して地盤の有効応力に影響する。このように含水飽和した地盤では、変形と間隙水圧は相互作用をしており、これを考慮するのが連成解析である。

空隙を有する固体と間隙水圧との力学的相互作用については、いわゆる土の圧密に関する研究において理論化が計られてきた。Terzaghiは、間隙水を非圧縮性流体、土の構造骨格を弾性体とみなした上で、土の体積変化が脱水量に等しいとして一次元の圧密方程式を導いた。さらにBiot⁽⁶²⁾はこれを三次元に拡張した。この段階で、空隙を有する固体と間隙水の相互作用を記述する方程式の骨組みが明らかとなった。最近では、土を弾塑性体とみなした場合や、土が不飽和のときの間隙圧と応力の相互作用についても検討が進められ、同時に、任意の境界条件の下で支配方程式の近似解を得る

ための数値解析手法も提案されている^{63) 64)}。

とりわけ、里ら⁶⁵⁾が提案している地盤を対象とし連成解析手法は適用範囲が広い。そこで、本研究ではこの手法を用いて立坑掘削の解析を行うこととした。以下に、里らの提案に基づく地盤と間隙水の相互作用に関する支配方程式について述べ、その適応範囲について検討する。

(2) 連成解析における諸仮定

地盤の変形と間隙水の移動に関する数値解析においては、地盤を連続体とみなし、地盤や間隙水の力学的挙動に関して、次のような仮定をする。

- (a) 地盤は、空隙を有する等方均質な弾性体である。
- (b) 地盤中の空隙はすべて水で飽和している。
- (c) 地盤のひずみおよび空隙率の変化は微小である。
- (d) 応力を一定に保った場合には、間隙水圧の増分と体積ひずみの増分は比例関係にある。
- (e) 間隙水の流れはダルシーの法則に従う。また、地盤の透水性は等方的である。
- (f) 地盤の空隙率の変化は、体積ひずみの変化に等しい。
- (g) 間隙水圧を一定に保ち等方圧を増加させた場合の体積ひずみと、応力を一定に保ち間隙水圧を等方圧と同じだけ増加させた場合の体積ひずみは等しい。

(f) と (g) の仮定は、Biotの研究にも示されているとおり、地盤の巨視的な剛性に比べ、地盤を構成する粒子の剛性が十分に大きい場合に成立するものである。土や比較的軟質の岩盤では、この仮定は十分に正確と考えらる。

なお、ここで用いる「応力」とは、含水飽和した地盤に剛体で載荷した場合、剛体に生ずる反力に相当するものであり、地盤実質部の応力と間隙水圧の和に等しい。また、応力、間隙水圧とも圧縮を負とする。

(3) 水の質量保存則

含水飽和した地盤では、間隙水が移動する場合に水の質量保存則は次のように表すことができる。

$$\frac{\partial(\rho v_i)}{\partial x_i} = -\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} \quad (3-1)$$

ここに、 ρ 、 n はそれぞれ間隙水の密度、地盤の空隙率である。また、 v は間隙水

の平均流速であり，ある断面より単位時間に流出（入）した間隙水の体積をその断面積で除して求められる．なお， x_i ($i=1, 2, 3$) は直角座標であり，特に断わらない限り添え字は総和規約に従うこととする．

(3-1) 式で，左辺は単位時間に単位体積中で生じた水の流入量と流出量の差（水の質量変化）を表しており，右辺は，この流入出量の差が地盤の空隙率と水の密度の変化によって補われることを示している．右辺は，(c)，(f) の仮定より次のように変形できる．

$$-\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} = -\rho \frac{\partial n}{\partial t} - n \frac{\partial \rho}{\partial t} = -\rho \left(\frac{\partial \varepsilon_{ii}}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) \quad (3-2)$$

ここに， ε_{ij} はひずみテンソルであり， ε_{ii} は体積ひずみである．また， $1/K_w$ は水の圧縮率， ϕ は間隙水圧である．

(3-1) 式の左辺も同様に変形できる．

$$\frac{\partial(\rho v_i)}{\partial x_i} = \rho \frac{\partial v_i}{\partial x_i} + v_i \frac{\partial \rho}{\partial x_i} \quad (3-3)$$

一般に，平均流速 v の変化に比べ間隙水の密度 ρ の変化は小さいので，上式の右辺第2項は第1項に対し無視できる．

間隙水の平均流速 v_i は，ダルシーの法則より k を透水係数として次式で与えられる．

$$v_i = -k \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad (3-4)$$

ここに， h は次式で定義される全水頭である．また，透水係数 k は，空隙率などの関数と考えられるが，ここでは地盤の変形や間隙水圧にかかわらず一定値をとるものとする．

$$h = -\frac{\phi}{\gamma_w} + z \quad (3-5)$$

上式の右辺第1項は圧力水頭，第2項の z は位置水頭である． γ_w は地下水の単位体積重量であり，水の密度変化が小さいことから定数として取り扱う．

以上により，水の質量保存則 (3-1) 式は次式のようになる．

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} = \frac{\partial \varepsilon_{ii}}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (3-6)$$

これが、間隙水の移動に関する支配方程式となる。なお、以下の検討では簡単のために位置水頭 z を無視することにする。そうすると、(3-6)式は次のようになる。

$$-\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_i^2} = \frac{\partial \varepsilon_{ii}}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (3-7)$$

(3-7)式は、間隙水の移動とそれによってもたらされる地盤の体積ひずみならびに間隙水自身の圧力変化の間に成立する関係を表している。

(4) 応力とひずみの関係

仮定(a)と(d)より地盤の体積ひずみは次のように表される。

$$\Delta \varepsilon_{ii} = \frac{\Delta \sigma_{ii}}{3K_1} - \frac{\Delta \phi}{K_2} \quad (3-8)$$

ここに、 $\sigma_{ii}/3$ は平均応力である。また、 Δ はある状態からの増分を意味する。

K_1 、 K_2 は、それぞれ平均応力と間隙水圧に対する体積ひずみの大きさを規定する体積弾性定数である。このうち、 K_1 は、間隙水圧を一定に保った状態で($\Delta \phi = 0$)地盤に等方圧を加えた場合の体積弾性定数であり、排水条件の試験によって求めることができる。この K_1 は仮定(a)からヤング率 E 、ポアソン比 ν と次のような関係がある。

$$K_1 = K_d = \frac{E_d}{3(1-2\nu_d)} \quad (3-9)$$

上式で添え字の d は排水条件での計測値を意味する。

さらに、仮定(g)より(3-8)式は次のように書くことができる。

$$\Delta \varepsilon_{ii} = \frac{\Delta \sigma_{ii}}{3K_d} - \frac{\Delta \phi}{K_d} \quad (3-10)$$

(3-10)式は、平均応力と体積ひずみ成分に関する構成方程式で、両成分の関係は間隙水圧にも依存していることを示している。偏差成分に関する構成方程式は、次式によって与えられる。

$$\Delta \varepsilon_{ij}' = \Delta \sigma_{ij}' / 2G \quad (3-11)$$

ここに、

$$\Delta\sigma_{ij}' = \Delta\sigma_{ij} - \frac{1}{3}\Delta\sigma_{\alpha\alpha}\delta_{ij} \quad (3-12)$$

$$\Delta\varepsilon_{ij}' = \Delta\varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\Delta\varepsilon_{\alpha\alpha}\delta_{ij} \quad (3-13)$$

であり、 G は地盤のせん断剛性、 δ_{ij} はKroneckerのデルタである。間隙水のせん断剛性は地盤のせん断剛性に比べ充分小さい。これから、地盤のせん断剛性 G は間隙水の状態に依存しないと考え、排水、非排水の両条件で同一の値を取るものとする。この G は仮定(a)の下ではヤング率、ポアソン比と次のような関係がある。

$$G = \frac{E_d}{2(1+\nu_d)} = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} \quad (3-14)$$

上式で添え字 u は、非排水条件での計測値を意味する。

(3-8)式、(3-11)式より、最終的に得られる地盤の構成方程式は次のようになる。

$$\Delta\sigma_{ij} = 2G\Delta\varepsilon_{ij} + \left(K_d - \frac{2G}{3}\right)\Delta\varepsilon_{\alpha\alpha}\delta_{ij} + \Delta\phi\delta_{ij} \quad (3-15)$$

上式は、排水状態での定数(E_d , ν_d)を用いることで、次のように簡略化して表すことができる。

$$\Delta\sigma_{ij} = C_{ijkl}^d \Delta\varepsilon_{kl} + \Delta\phi\delta_{ij} \quad (3-16)$$

ここに、 C_{ijkl}^d は排水条件での(テンソル表示した)弾性定数である。

(5) 非排水条件について

特別な場合として、非排水条件で地盤に等方圧を加える実験を行えば、次式に係する定数を求めることができる。

$$\Delta\phi^u = \frac{\beta}{3}\Delta\sigma_{ii}^u \quad (3-17)$$

$$\Delta\varepsilon_{ii}^u = \frac{\Delta\sigma_{ii}^u}{3K_u} \quad (3-18)$$

ここに、 β は非排水条件で等方圧を変化させた場合の、間隙水圧の変化の大きさを規定する定数である。

定数 β が独立の物性値ではないことを、次のようにして示すことができる。

まず、(3-17)式と(3-18)式から、次の関係が得られる。

$$\Delta \varepsilon_{ii}^u = \frac{1}{\beta K_u} \Delta \phi^u \quad (3-19)$$

また、(3-10) 式を用い、(3-17) 式を考慮して非排水条件での体積変化を記述すると次のようになる。

$$\Delta \varepsilon_{ii}^u = \frac{\Delta \sigma_{ii}^u}{3 K_d} - \frac{\Delta \phi^u}{K_d} = \frac{1}{K_d} \left(\frac{1}{\beta} - 1 \right) \Delta \phi^u \quad (3-20)$$

(3-19) 式と (3-20) 式を比較すれば、定数 β は 2 つの体積弾性定数と次のような関係にあることがわかる。

$$\beta = 1 - \frac{K_d}{K_u} \quad (3-21)$$

(3-7) 式に示す水の質量保存則からは、水の移動がないとした場合に次式が得られる。

$$\frac{\partial \varepsilon_{ii}^u}{\partial t} = \frac{n}{K_w} \frac{\partial \phi^u}{\partial t} \quad (3-22)$$

(3-22) 式と (3-19) 式から、以下の関係が得られる。

$$\frac{n}{K_w} = \frac{1}{\beta K_u} \quad (3-23)$$

したがって、(3-7) 式は次のようにも書くことができる。

$$-\frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x_i^2} \right) = \frac{\partial \varepsilon_{ii}}{\partial t} - \frac{1}{\beta K_u} \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (3-24)$$

以上、間隙水の移動に関する支配方程式として (3-24) 式が導かれた。

(6) 支配方程式のまとめ

地盤の構成方程式と間隙水の流れを支配する法則とが、それぞれ (3-16) , (3-24) のように得られた。これらの他に、応力は次の平衡方程式を満たす必要がある。

$$\frac{\partial (\Delta \sigma_{ij})}{\partial x_j} = 0 \quad (3-25)$$

(3-16) 式を (3-25) 式に代入し、これと (3-24) 式にひずみと変位 u の関係式を用いることで次式が得られる。なお、空間に関する微分は簡略化して示してある。

$$-\frac{k}{\gamma_w}(\phi,i),i=\frac{\partial u_{i,i}}{\partial t}-\frac{1}{\beta K_u}\frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (3-26)$$

$$\left(\frac{1}{2}C_{ijkl}^d(\Delta u_{k,l}+\Delta u_{l,k})+\Delta \phi \delta_{ij}\right),j=0 \quad (3-27)$$

結局、連立させた(3-26)式と(3-27)式が、地盤の変形と間隙水の移動の相互作用を記述する方程式である。これらを必要な境界条件や初期条件のもとで解くことで、地盤の変形や間隙水圧の変化を予測することができる。しかし、得られた支配方程式は連立偏微分方程式となっており、特殊な場合を除いては理論解を求めることが難しい。里らはこれらの方程式の近似解法として、空間の離散化を有限要素法、時間の離散化を前進差分によって行う方法を提案している⁶⁵⁾。本研究では、この方法に従って解析を実行することにした。

3. 2. 2 解析条件

新工法と従来工法では、立坑断面形状や施工方法が異なる。しかし、立坑掘削時に周囲の地盤から水を抜くことの有無の効果を明かにするために、同一形状寸法の立坑が同一の施工方法で掘削されるものとした。

直径5.5mの円筒形立坑を深度50mまで掘削した後、深度46.75mの位置で直径3.5mの横坑を掘削するものとする。解析領域は対称性を考慮し、図3-1に示すように、立坑を中心に、水平方向に100m、地表から鉛直方向に150mの寸法をもつ半円柱とした。図3-2は解析領域の有限要素モデルで、境界条件は表3-1に示す通りである。

領域は透水性のある砂質地盤から構成されているものとし、物性値は表3-2のように設定した。砂質地盤では、構造骨格の体積弾性係数が間隙水のそれに比べ十分小さいと考えられるため、非排水条件のポアソン比は第一近似として0.5とすることができる。しかしながら、この値を仮定すると、非排水条件の体積弾性定数が極端に大きくなり、数値解析上は桁落ちなどで解が不安定になることが懸念される。そのため、ここではこれを0.4とすることにした。以下に示す立坑掘削の解析は、新工法と従来工法の違いを定性的に検討することが目的であり、ポアソン比のこの違いが解析結果に重大な影響を及ぼすことはないと考えられる。

3段階から成る解析は合計22のステップ(ステージ)に分けて逐次的に進める。つまり、立坑から横坑掘削に至る全作業を22の区間に分けて逐次的に進めることにす

図 3-1 解析領域

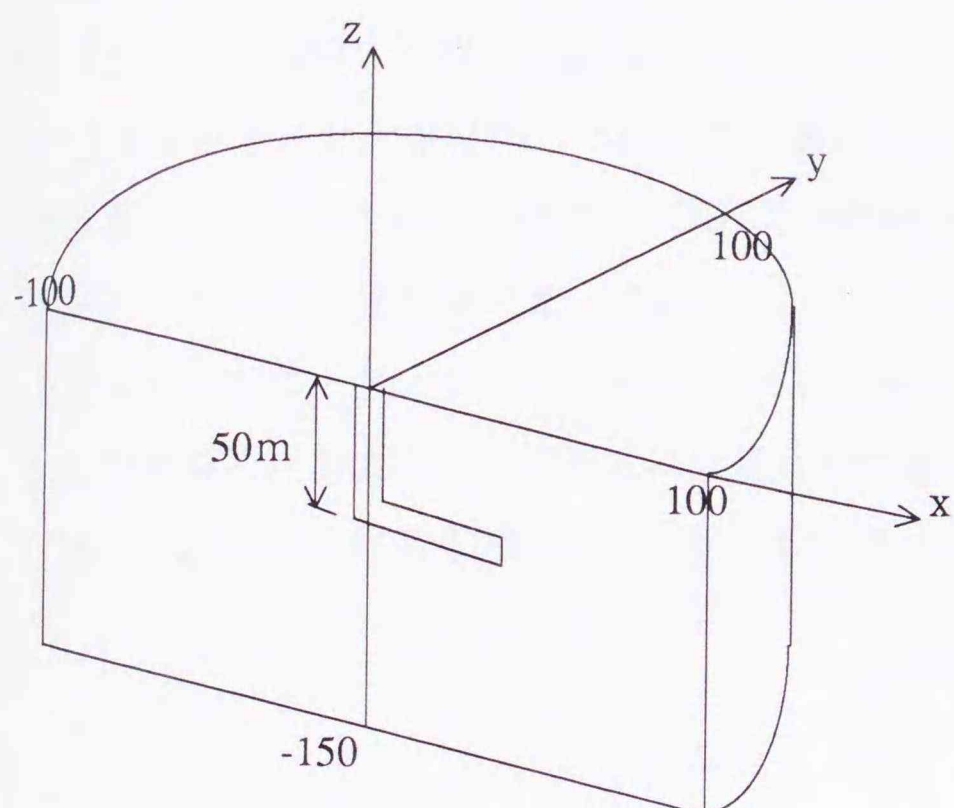


表 3-1 境界条件

	変位	水頭	流速ベクトル
底面	完全固定		$f_z=0$
側面	上下スライド	固定	
対称面	y軸方向固定		$f_y=0$
上面		固定	

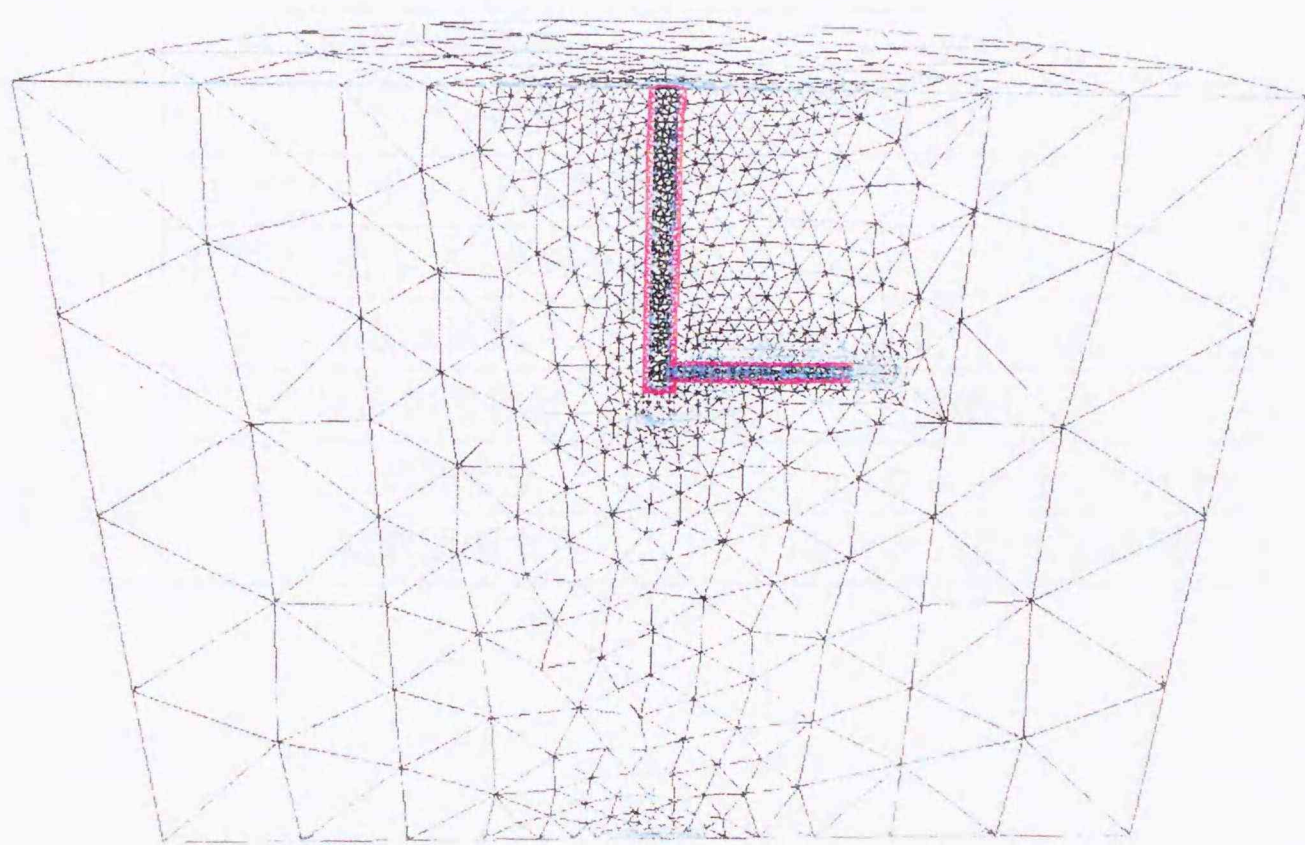


図 3-2 解析メッシュ図

る。まず、第1段階の立坑掘削（ステージ1～3）から始め、引続いて立坑底から行う横坑の発進掘削（ステージ4：5.75m掘進）の第2段階を経て、第3段階（ステージ5～22）では横坑を32.75m掘進する。

立坑はセグメントを付加した状態で一気に掘削するものとする。このとき新工法では水は抜かない。従来工法でも同様に躯体壁を付加し、立坑を一度に掘削するが、水を抜くため0.5日間放置する。これはニューマチックケーソン工法における気圧低減工法においては、ケーソンの内圧を下げるために地盤から水を排出することを想定したものである。この場合、実際には立坑底部で釜場排水をするが、計算上、掘削深度に応じて水を抜く作業を想定し、立坑壁全体から水を抜くものとする。

表3-2 入力パラメータ

地 盤	ヤング率 E	$1 \times 10^5 \text{tf/m}^2$
	ポアソン比 ν_d (排水条件)	0.1
	ポアソン比 ν_u (非排水条件)	0.4
	透水係数 k	$1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$
	単位体積重量 γ	2.0tf/m^3
コンクリート	ヤング率 E	$1 \times 10^6 \text{tf/m}^2$
	ポアソン比 ν_d (排水条件)	0.1
	ポアソン比 ν_u (非排水条件)	0.1
	透水係数 k	$1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$
	単位体積重量 γ	考慮しない
初期条件	初期地圧	$\sigma_z = \sigma_x = \sigma_y = \gamma z$
	初期間隙水頭	$h = z$ (静水圧状態)

3. 2. 3 解析結果

立坑掘削完了，横坑掘進開始，横坑掘進中の3段階に対する解析結果を示す。

(1) 立坑掘削完了時

新工法の場合，立坑掘削の初期の段階から完了するまでの間，地盤は隆起を示す。図3-3は掘削完了時の状態を示したもので，地表面がわずかに隆起している。隆起量の最大値は22mmである。ガイドウォールの存在やテールボイドの発生は解析では考慮しなかったが，これらは立坑周囲を沈下させる作用をする。したがって，実際の施工で発生する隆起量はここで得られた予測よりもさらに小さくなると考えられる。

従来工法の場合，立坑掘削完了時には図3-4に示すような変形が生じると予想される。掘削により地表面は沈下し，その大きさは最大27mmに達する。上記のように，解析では考慮していないが地表の沈下をもたらす要素が他にもあるので，実際の沈下量はこれより大きくなる。

立坑径は掘削により縮むが，この量は新工法の方が従来工法よりも大きい。これは前者の方が立坑周囲の間隙水圧が高いためである。

立坑掘削完了時の圧力水頭を図3-5，図3-6に示す。新工法の場合，立坑周囲の水頭は周辺地盤と比較して僅かながら高い（図3-5）。この傾向は深度が増すほど顕著になる。これは，立坑掘削に伴ってその坑底周辺に発生する地圧応力が深度に比例して増加し，これによって間隙水圧が上昇するためである。なお，水頭分布の乱れは立坑のごく近傍に限定されており，壁面より立坑径に等しい距離だけ離れると，掘削前の初期の状態とほぼ同程度になる。

従来工法の場合，底部から水を抜きながら立坑を掘削するため，立坑周囲の水頭は周辺地盤より低く，立坑底部では5m近く下がっている（図3-6）。図3-5，図3-6を比較すると，地下水頭分布の擾乱は新工法の方が従来工法より小さいことがわかる。

地盤の力学的状態を表す一つの目安としてせん断ひずみに注目し，このひずみ分布を示したものが図3-7，3-8である。新工法の場合，立坑の近傍に従来工法に比べて大きなせん断ひずみが発生しており（図3-7），立坑底の隅において応力集中がみられる。この箇所の最大主応力は水平方向から30°上方を向いている。しかし，大きなせん断ひずみが現れている立坑底の領域は新工法の方が従来工法に比べて狭い。

従来工法の場合，排水により立坑周囲の間隙水圧が小さくなるために地圧も小さ

くなり、これがせん断ひずみの小さい原因になっている。従来工法では、立坑完成後、その周囲の間隙水圧は回復してくるので、それとともにせん断ひずみも増加するはずである。

(2) 横坑掘進開始時

図3-9、図3-10は、横坑発進時の圧力水頭の分布を示したものである。図3-5、図3-6に示した立坑完成時の水頭分布と比較すると、横坑周辺の水頭の乱れが顕著に認められるものの、横坑と反対側の水頭の状態については差異が認められない。

図3-11、図3-12は、横坑発進時の八面体せん断ひずみ分布である。新工法の場合、せん断ひずみの等高線は立坑に沿って広がっている（図3-11）。これに対し、従来工法の場合、立坑と横坑の接合部における等高線が密になっており、局所的な応力集中の発生を示している（図3-12）。

最大せん断ひずみの値を比較すると、従来工法の方が新工法よりわずかに小さい。これは、従来工法の方が新工法よりも間隙水圧の低下量が大きいことを反映している。このため、従来工法においては間隙水圧の回復に伴い、せん断ひずみが増加し、立坑と横坑の接続部に局所的な応力集中の起きる可能性がある。なお、両工法ともに、横坑掘進に伴う新たな地盤変位はほとんど生じなかった。

(3) 横坑掘進時

図3-13、図3-14は、それぞれ新工法、従来工法による横坑掘進後の圧力水頭分布を示したものである。立坑周辺では、立坑施工時に現れた分布の特徴がほとんどそのまま残っており、依然として立坑施工時の影響が消えていないことがわかる。横坑周囲では、横坑に沿って水頭の等高線がほぼ坑軸に平行になっており、平面ひずみ状態が現れている。なお、新工法よりも従来工法の方が立坑付近の水頭の乱れは大きい。

図3-15、図3-16は、横坑掘進時の八面体せん断ひずみ分布を示したものである。いずれも、横坑に沿って平行な等高線が現れており、平面ひずみ状態になっていることがわかる。立坑と横坑の交差部を中心に広い領域が擾乱しているが、この領域は新工法に比べ従来工法の方が面積的に大きい。

図3-17、図3-18は、それぞれ新工法、従来工法による横坑掘進後の有効応力の安全率 S の分布を示したものである。全応力から間隙水圧を引いた値である有効応力の安全率 S とは、次の(3-28)式に示すように、Drucker-Pragerの降伏条件から導かれる破壊強度を八面体せん断応力 τ_{oct} で割った値である。

$$S = \frac{\frac{\sqrt{8}}{3 - \sin \phi} \cdot \sigma_m \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi}{\tau_{oct}} \quad (3-28)$$

ここに、 σ_m ：有効応力の平均応力，

τ_{oct} ：八面体せん断応力，

c ：粘着力，

ϕ ：内部摩擦角

地盤の条件として、 $c = 1 \text{tf/m}^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ を仮定した。

両工法とも横坑切羽面で安全率が1になっている。これは切羽では掘進に伴い切羽面に垂直な応力成分が解放され偏差応力が増すためである。これ以外は立坑、横坑の周辺地盤の安全率はかなり大きい。したがって、切羽で安全率が1になっているのは、地盤制御の観点から大きな問題にはならないと考えられる。切羽では十分な安全対策が講じられており、破壊が生じて問題がないからである。

両施工法とも、横坑掘削中、地表の隆起・沈下はほとんど生じなかった。

3. 2. 4 考察

解析に際しては幾つか単純化がなされている．説明を省略した要因に言及するとともに，それらが地盤に与える影響について考察する．

新工法の場合，水密状態で立坑掘削がなされるとしている．実際には切羽面である立坑底部には，水頭に換算して地下水位+2m程度の大きさの泥水圧が負荷されるが，この圧力は解析では考慮していない．この泥水圧力は地盤に影響を及ぼす可能性があり，地層の種類によっては泥水の地盤中への逸水あるいは地下水の吸い上げといったことが起こり得る．

ニューマチックケーソン工法による立坑の掘削の場合，ケーソン躯体が沈下する時に，立坑壁全体に周面摩擦力が働き周囲の地盤が引き込まれる現象が起こることがある．このときには大きな地表沈下が誘起される．さらに，施工時の余掘りは，地表面の沈下量の増加をもたらす．このように，解析で考慮しなかった要因も加味すると，地表沈下の抑制の観点から新工法の従来工法に対する優位性はさらに拡がることになる．

変形量

5.0cm

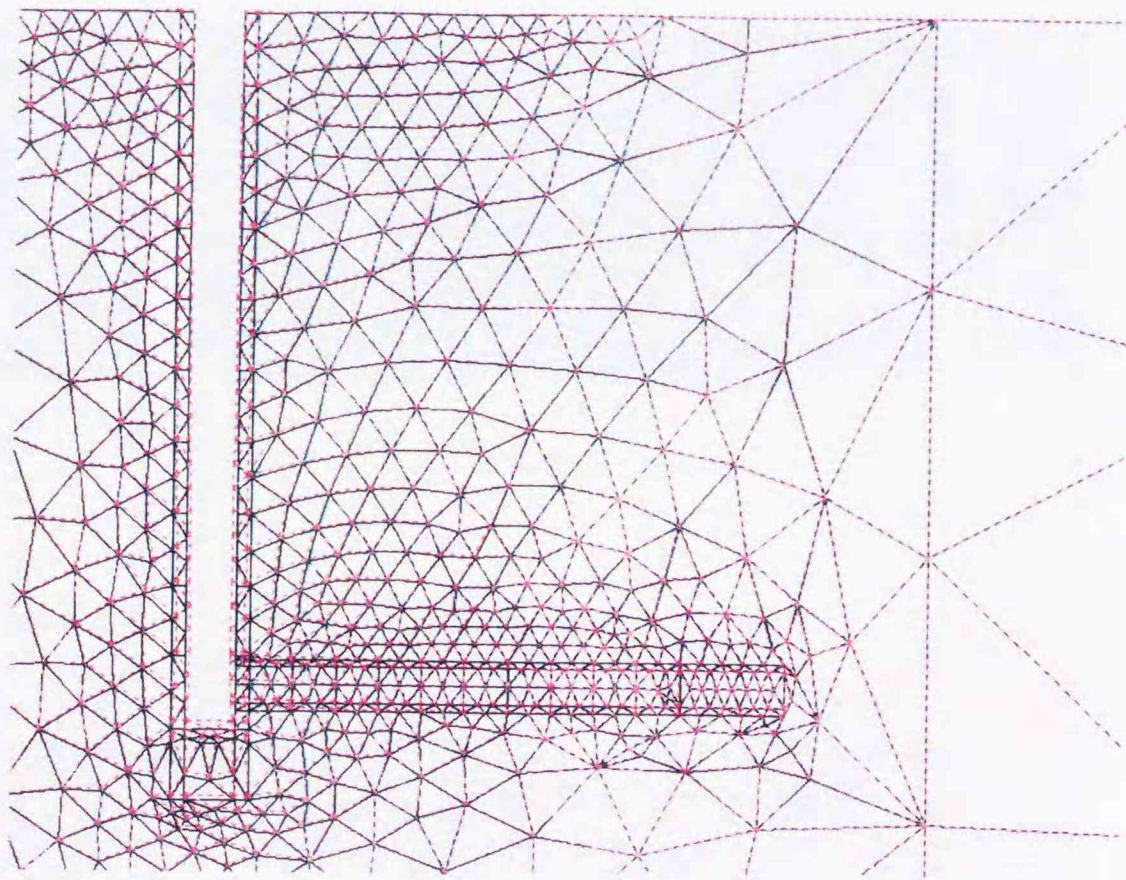


図3-3 新工法による立坑掘削完了時の地盤変位図
(赤線が変形後の状態に対応している)

変形量

5.0cm

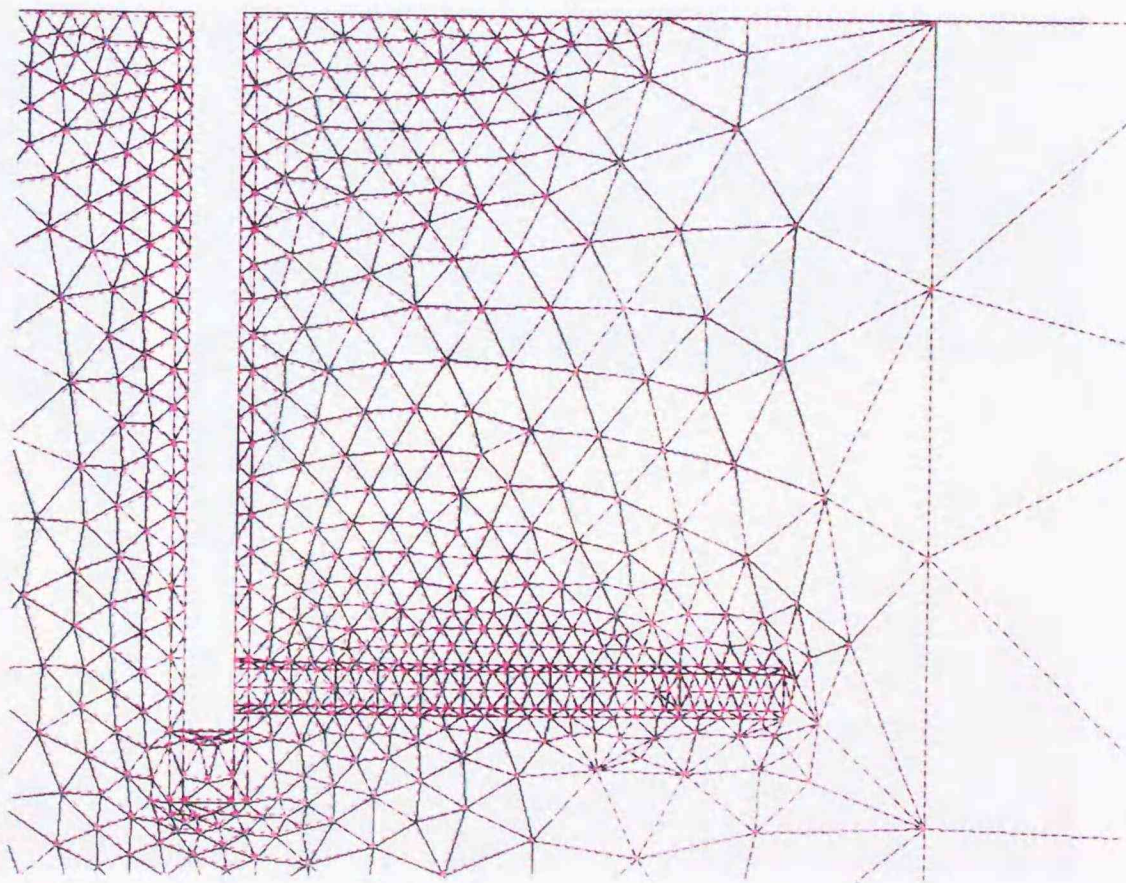


図3-4 従来工法による立坑掘削完了時の地盤変位図
(赤線が変形後の状態に対応している)

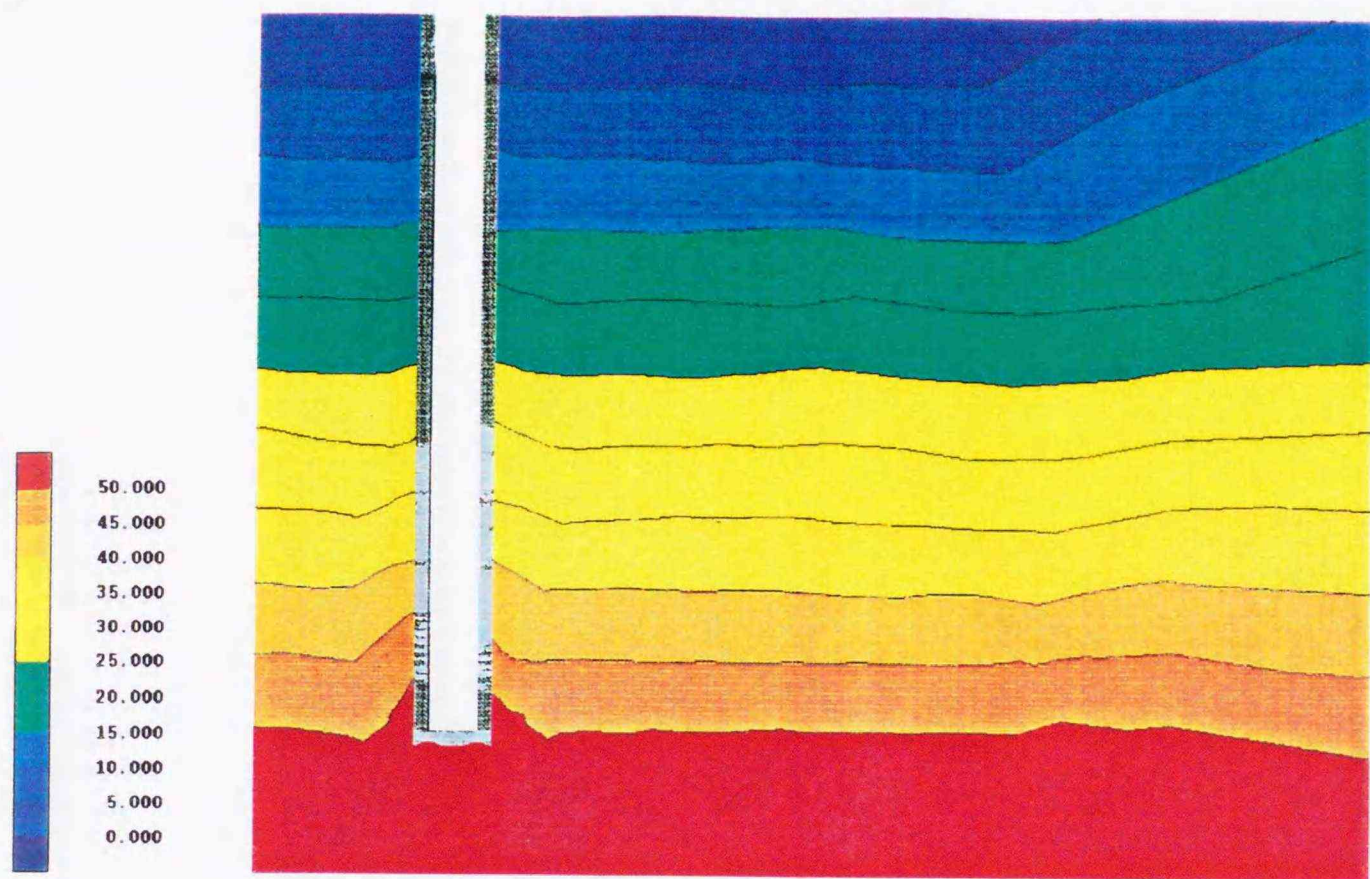


図 3-5 新工法による立坑掘削完了時の圧力水頭図 [m]

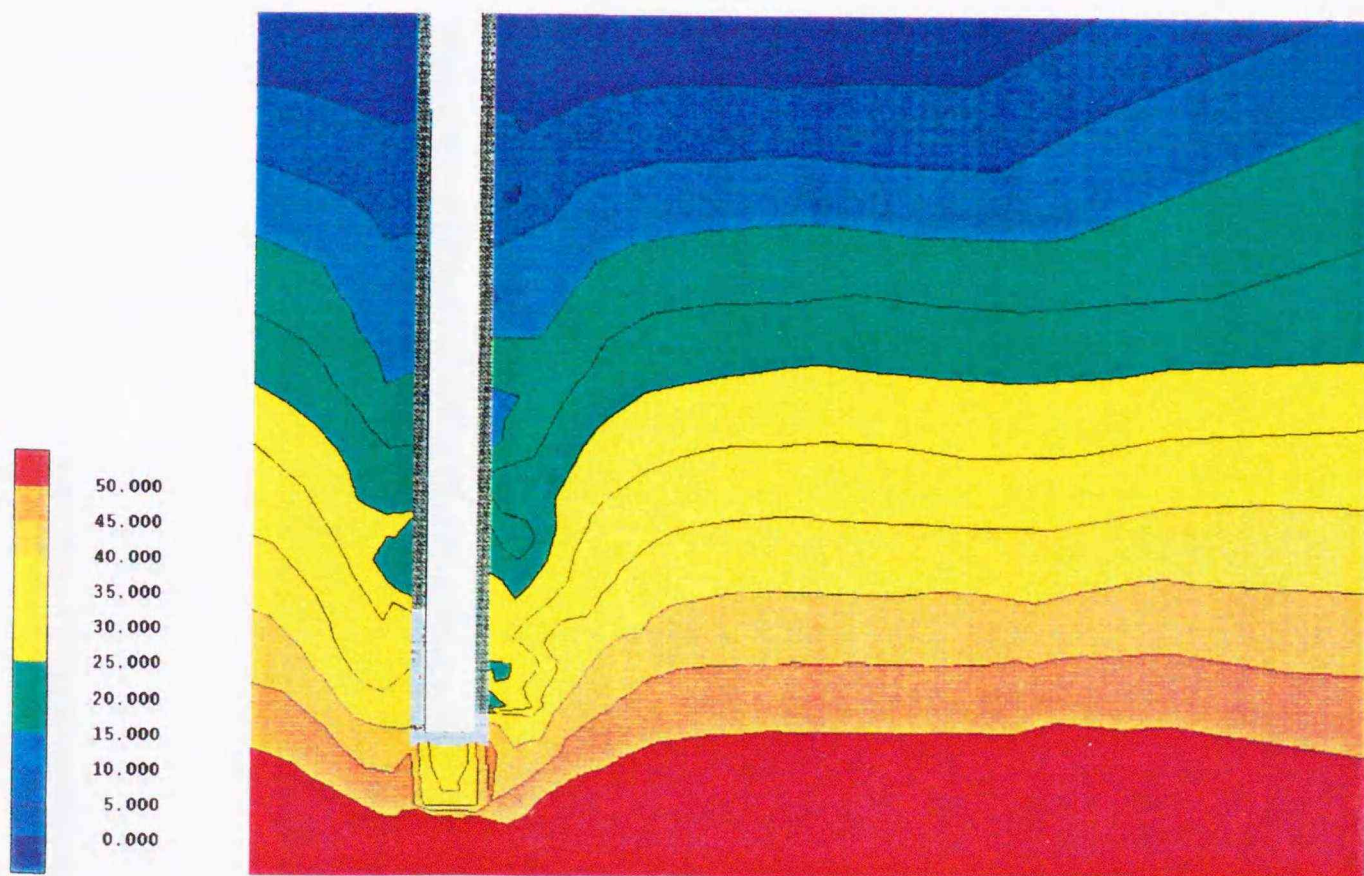


図 3-6 従来工法による立坑掘削完了時の圧力水頭図 [m]

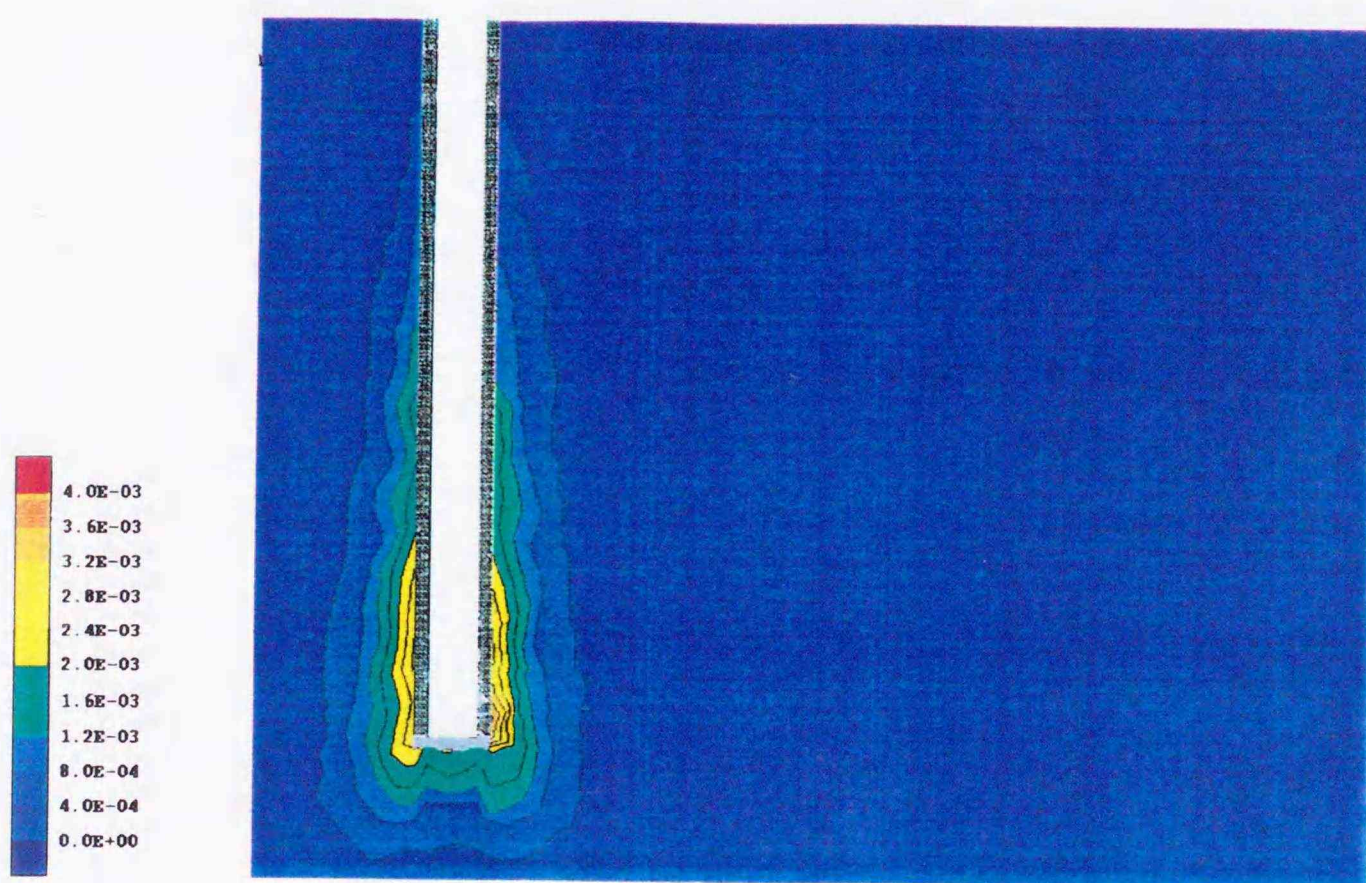


図 3 - 7 新工法による立坑掘削完了時の八面体せん断ひずみ図

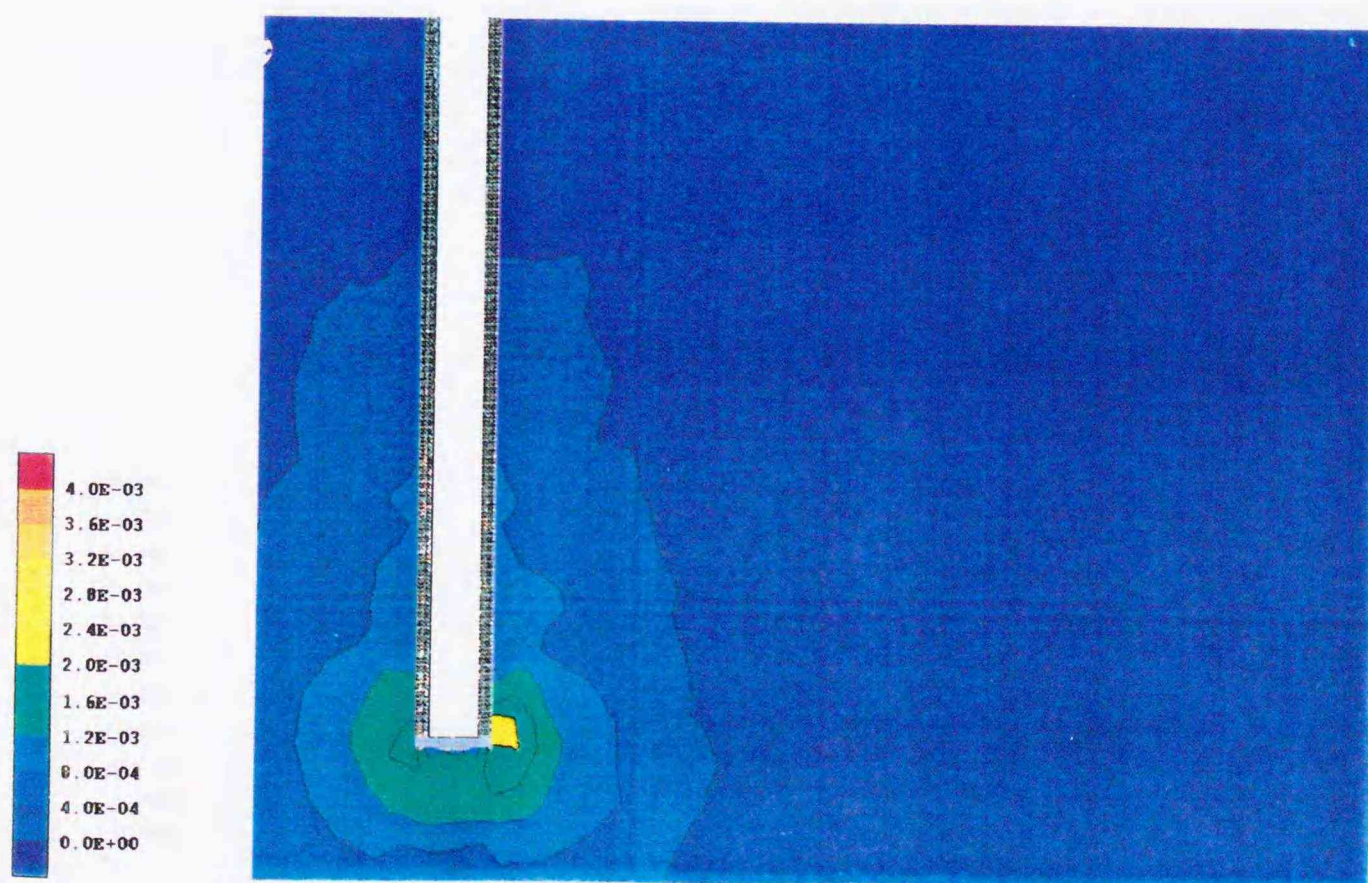


図 3 - 8 従来工法による立坑掘削完了時の八面体せん断ひずみ図

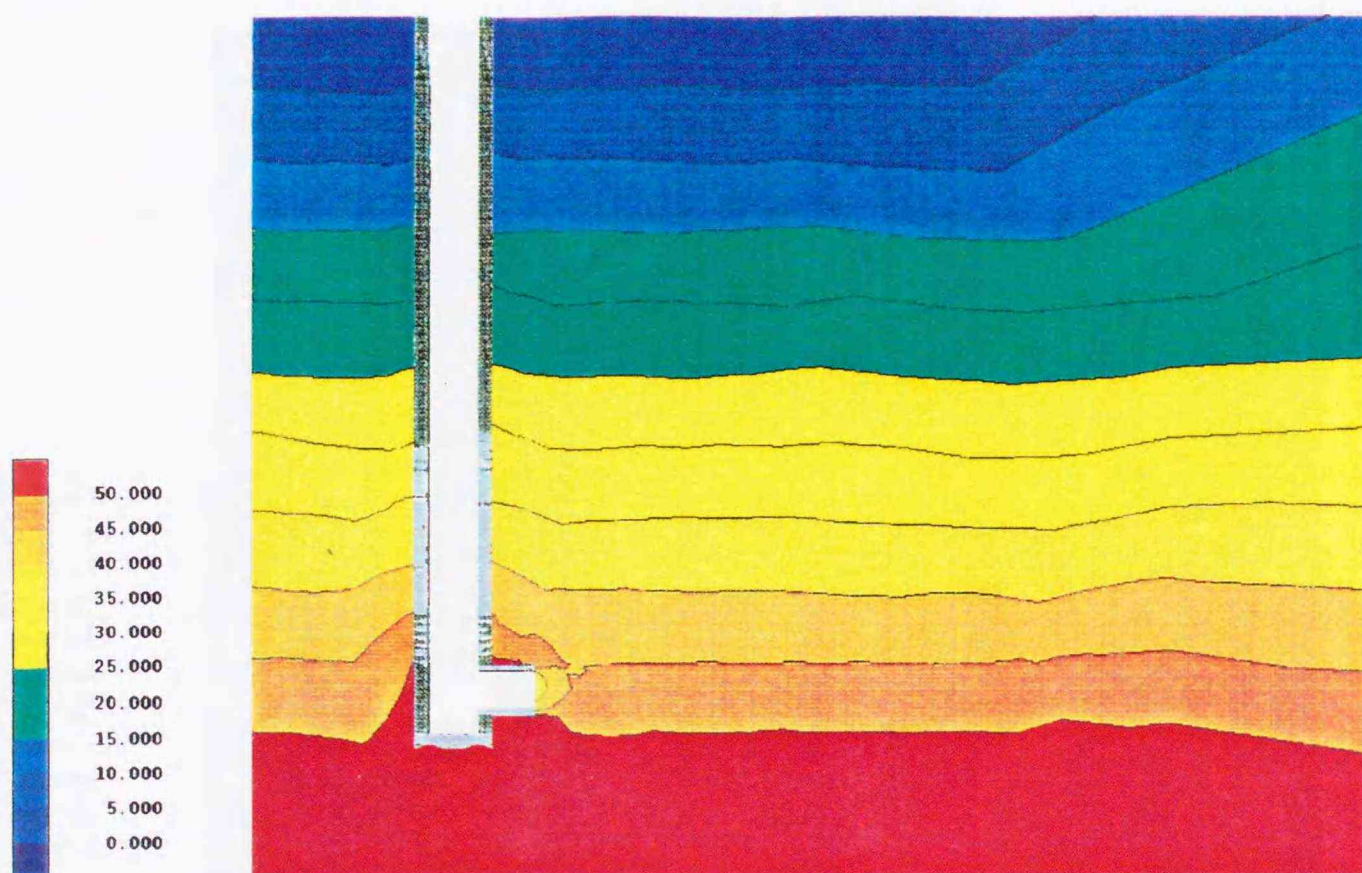


図 3-9 新工法による横坑発進時の圧力水頭図 [m]

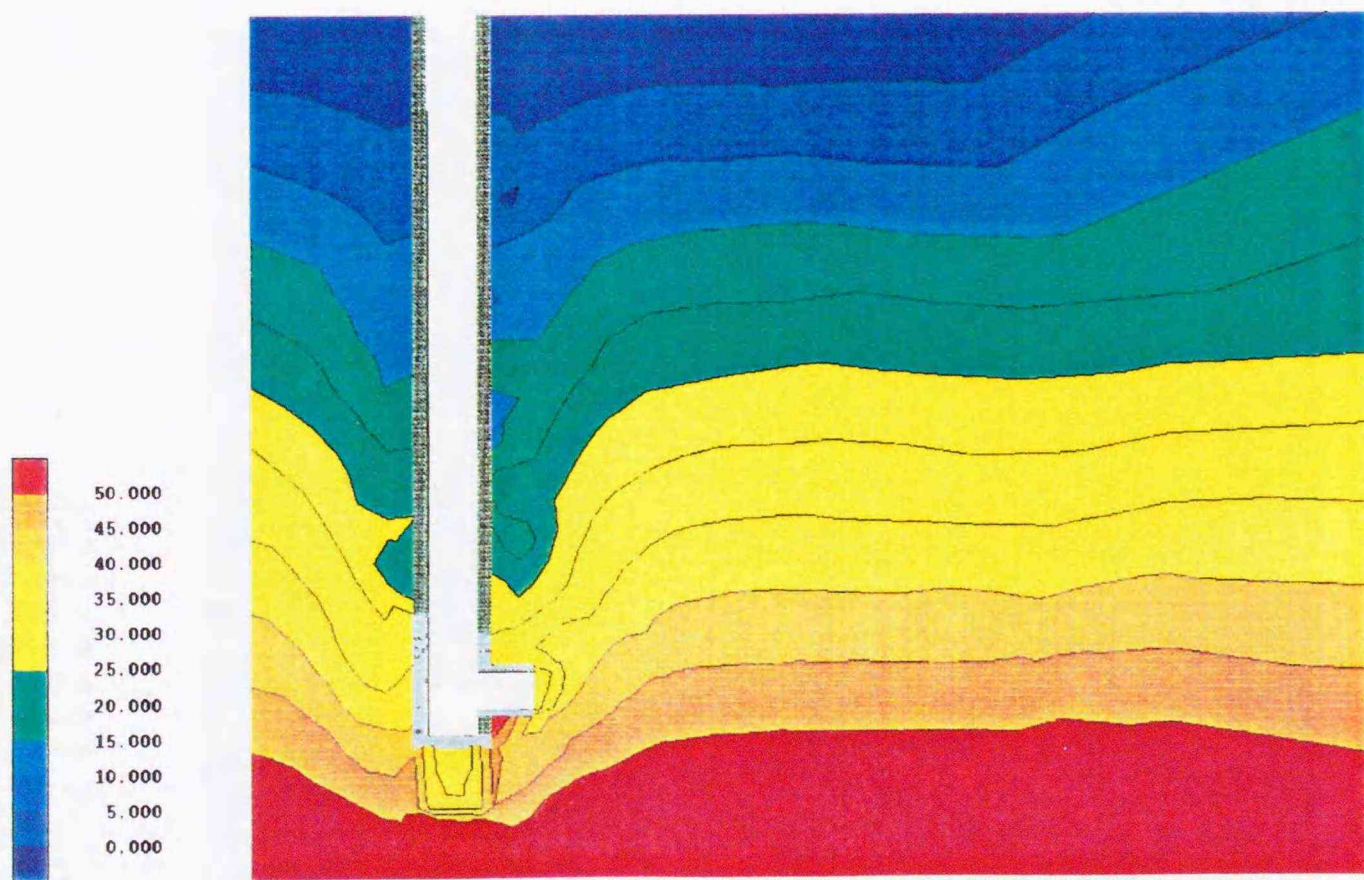


図 3-10 従来工法による横坑発進時の圧力水頭図 [m]

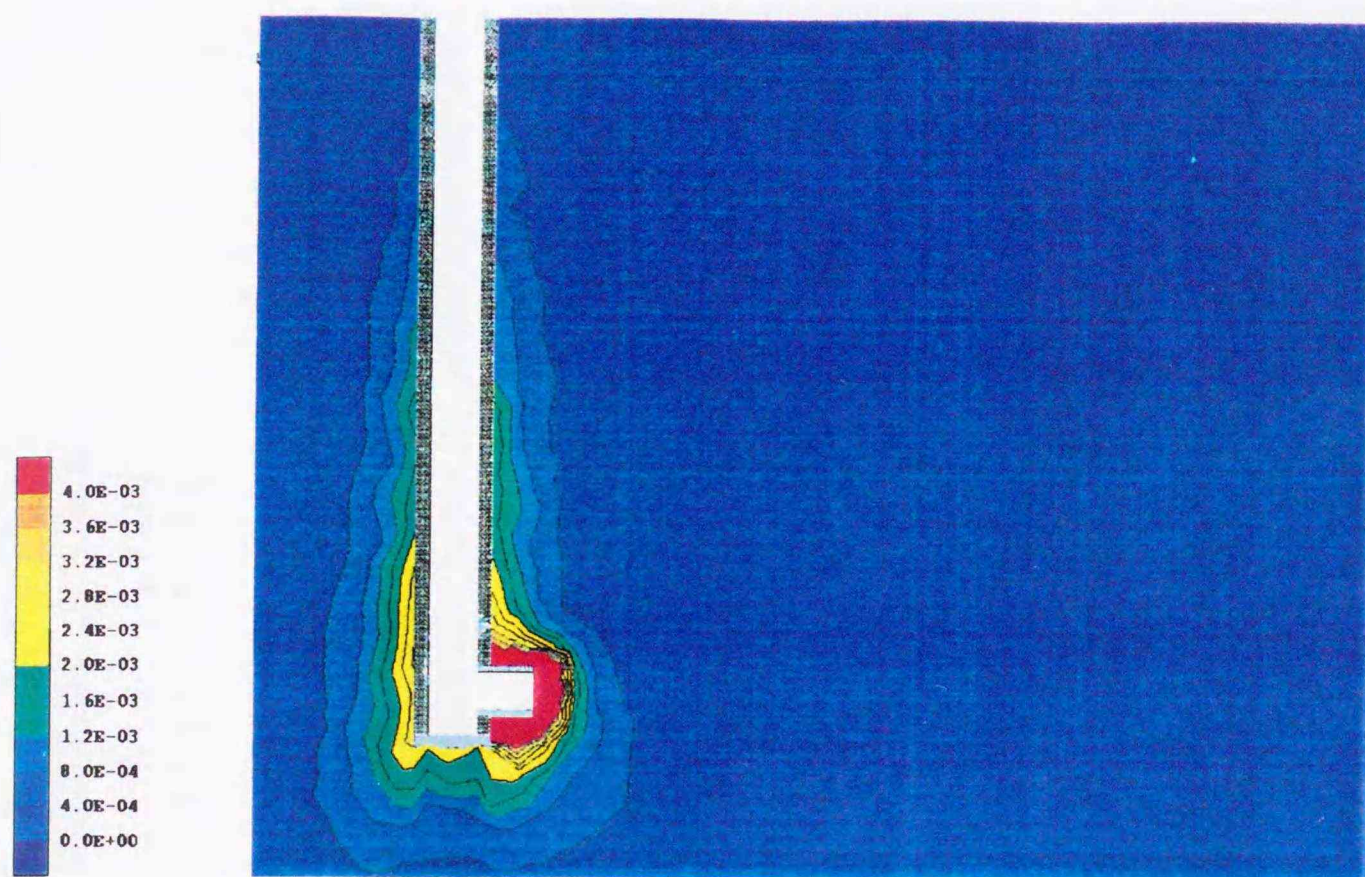


図 3 -11 新工法による横坑発進時の八面体せん断ひずみ図

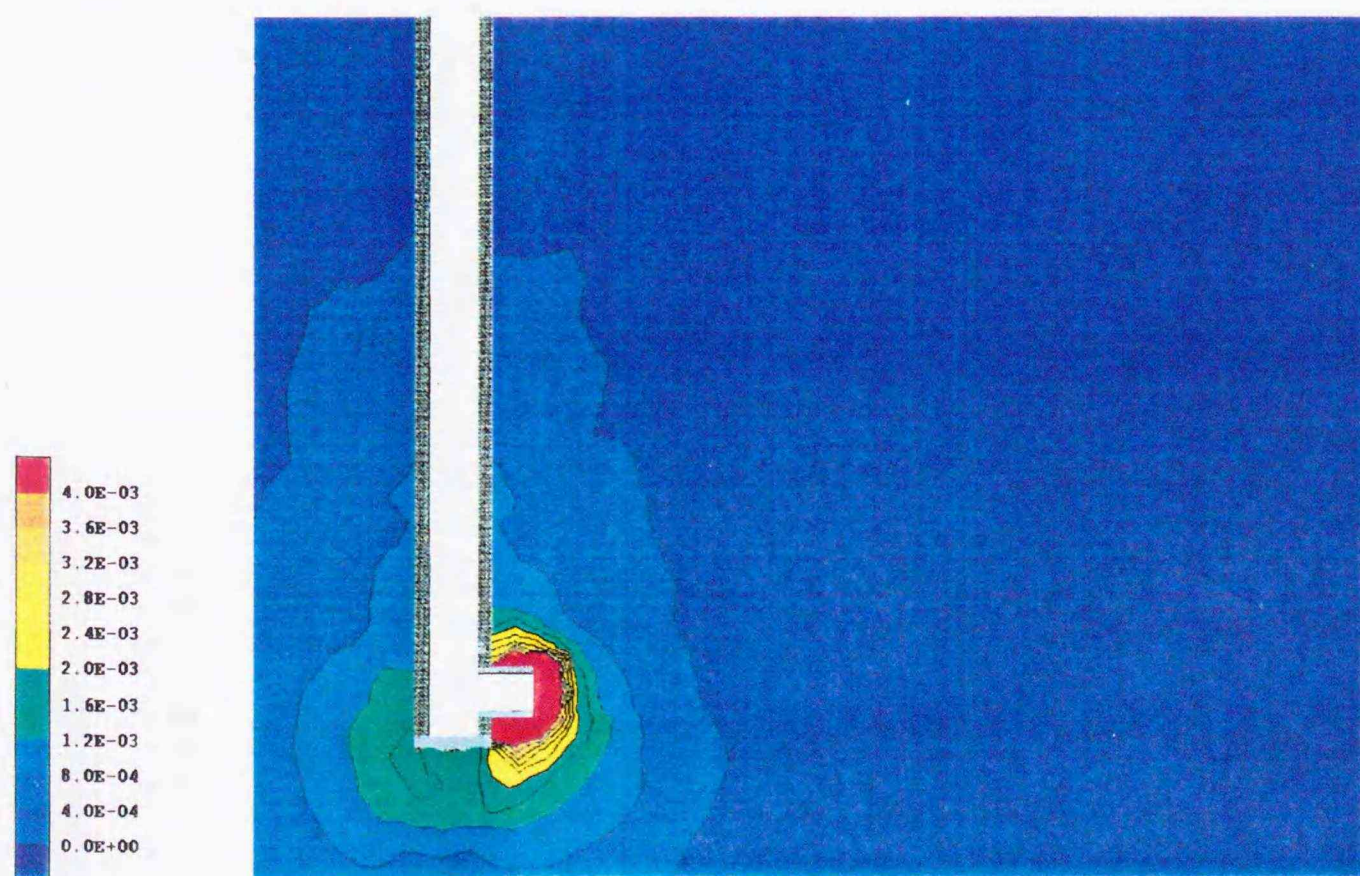


図 3 -12 従来工法による横坑発進時の八面体せん断ひずみ図

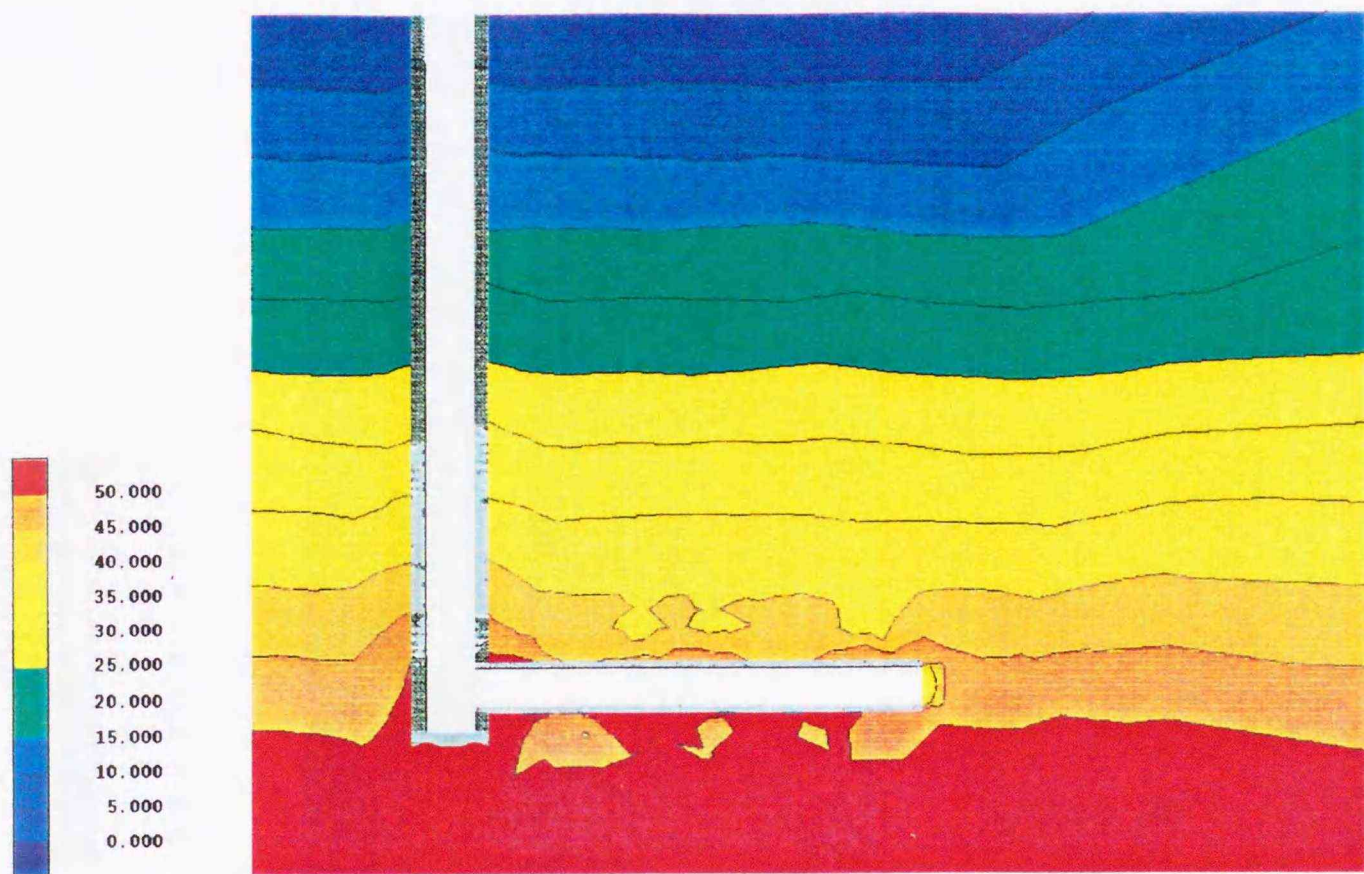


図 3-13 新工法による横坑掘進時の圧力水頭図 [m]

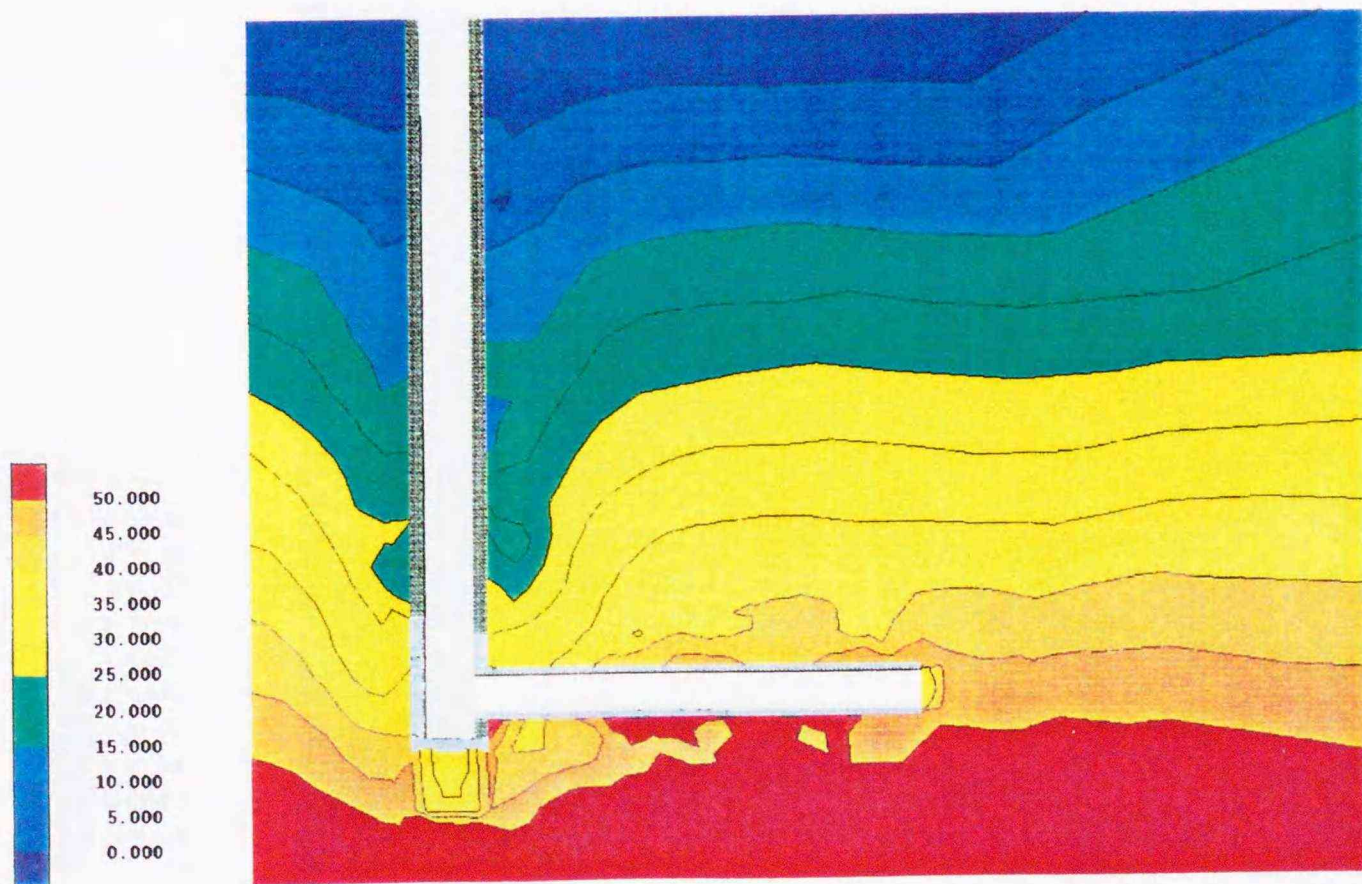


図 3-14 従来工法による横坑掘進時の圧力水頭図 [m]

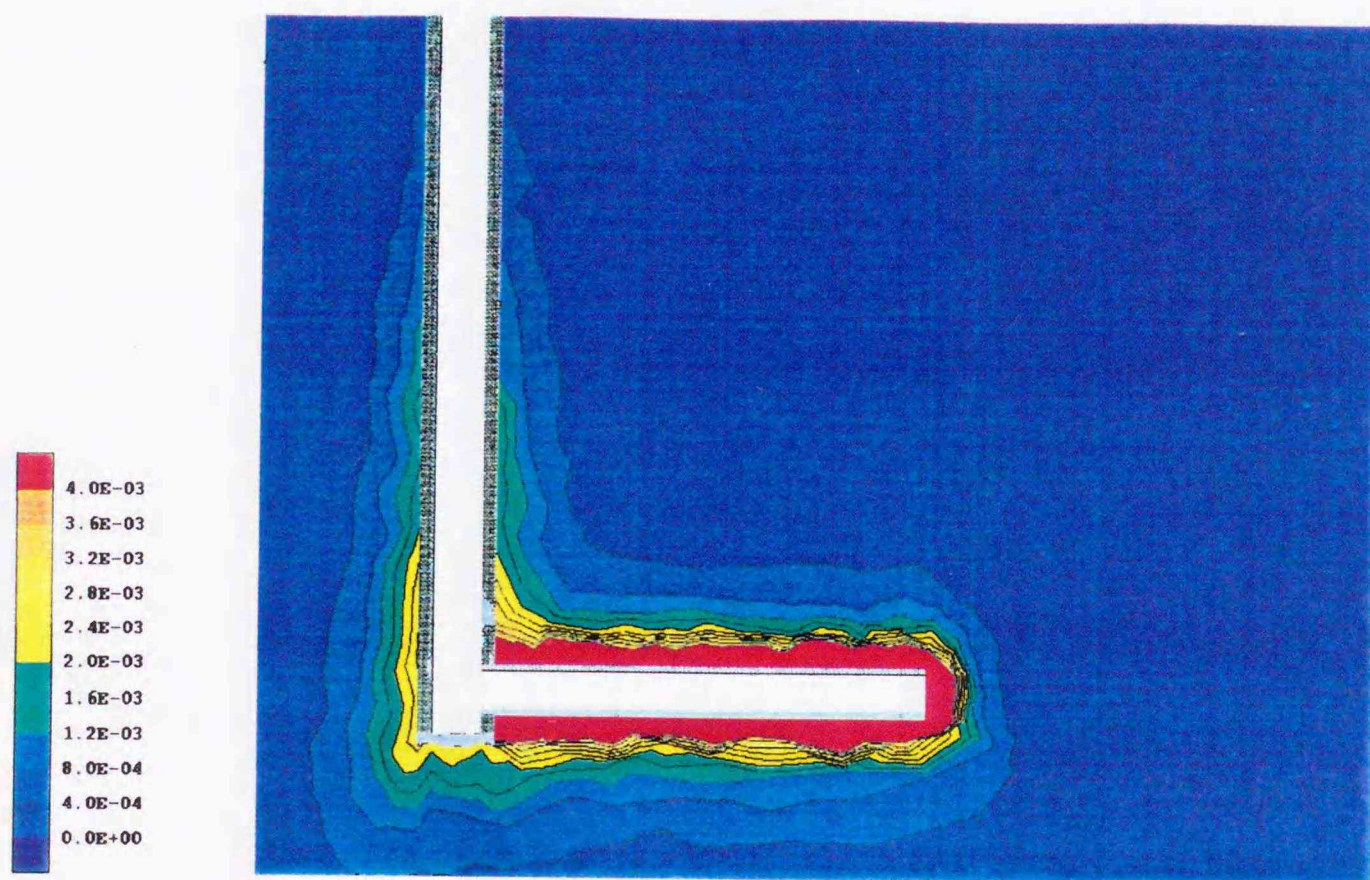


図 3-15 新工法による横坑掘進時の八面体せん断ひずみ図

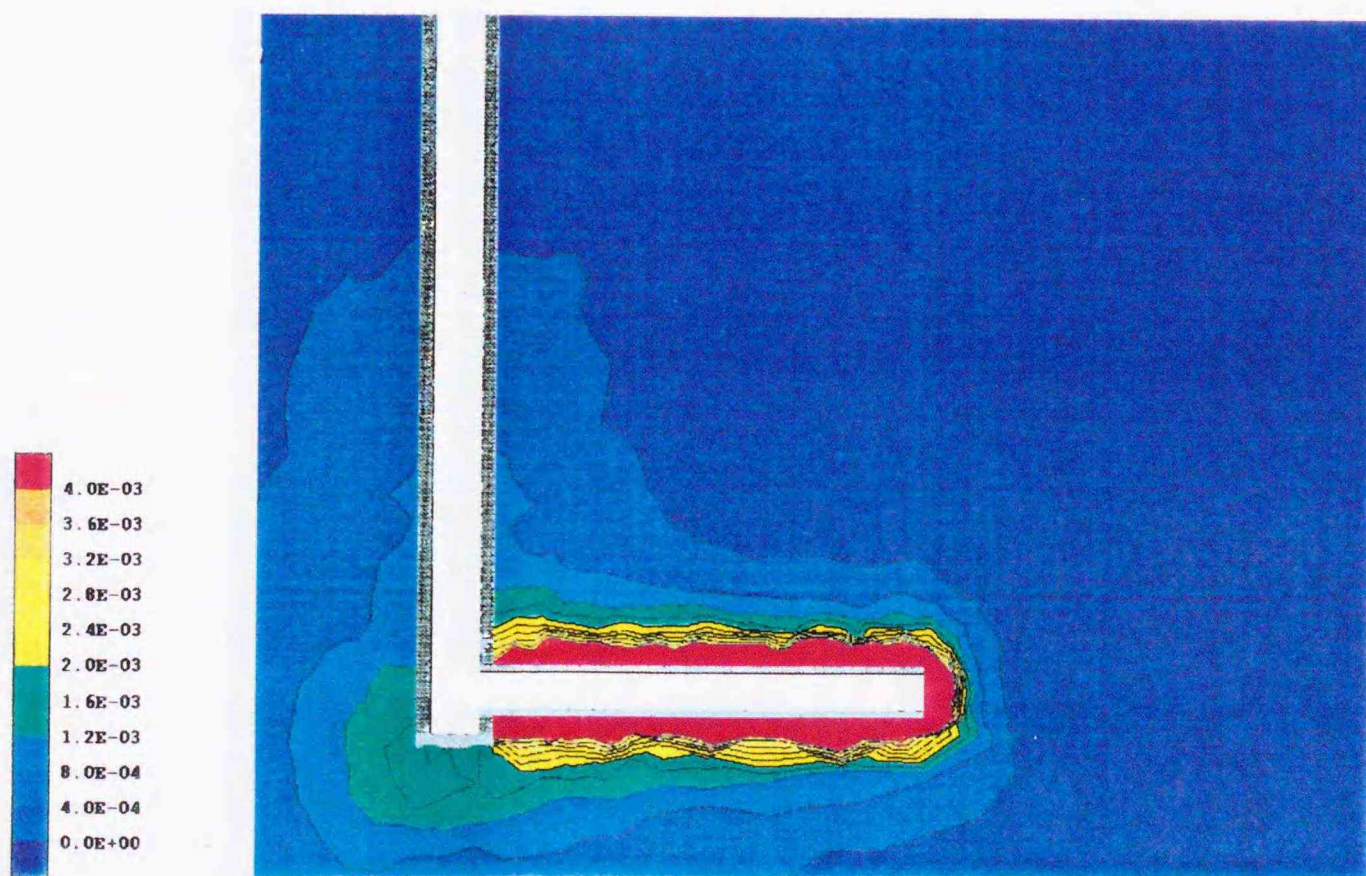


図 3-16 従来工法による横坑掘進時の八面体せん断ひずみ図

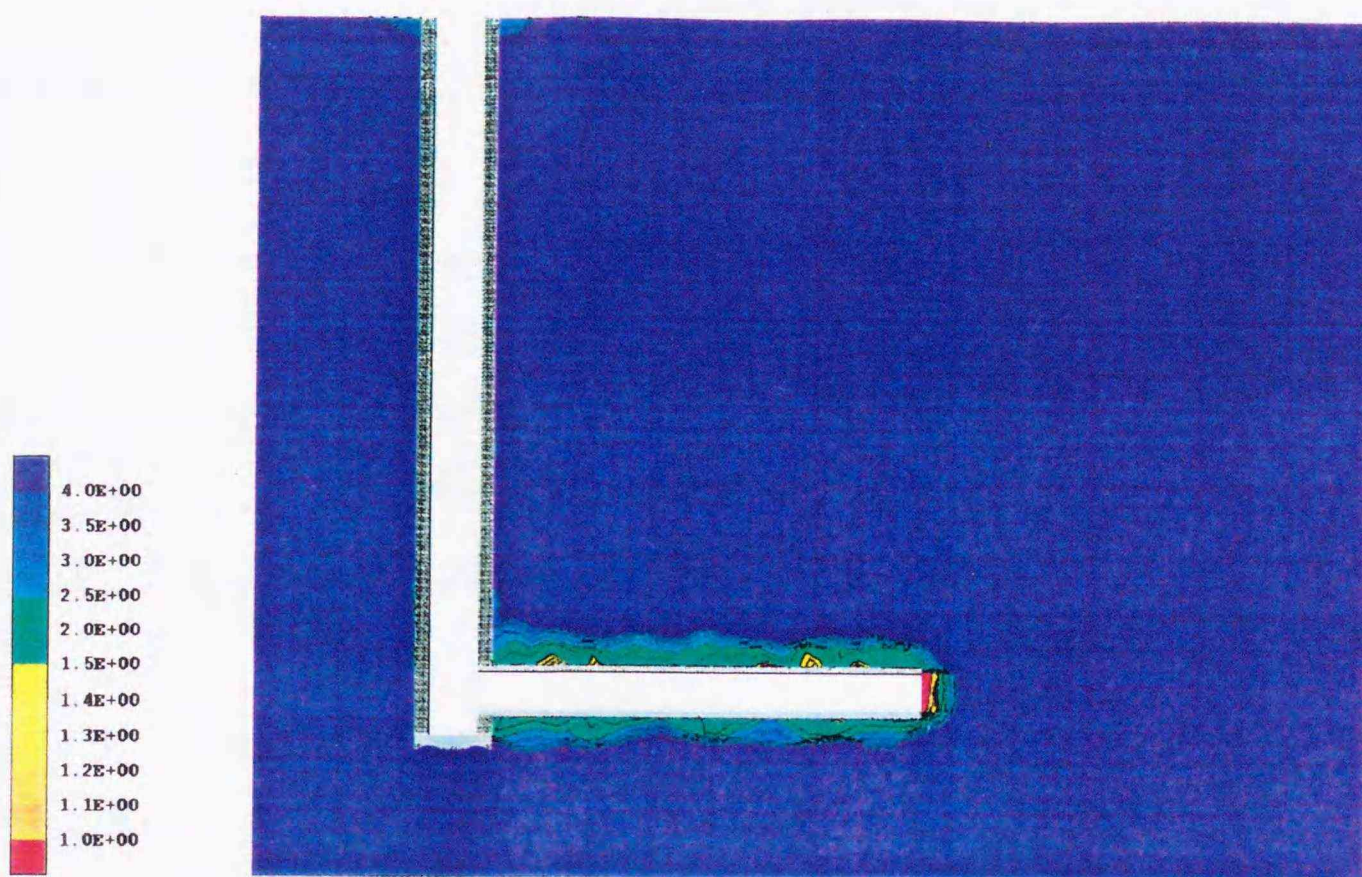


図 3-17 新工法による横坑掘進時の安全率 S の分布

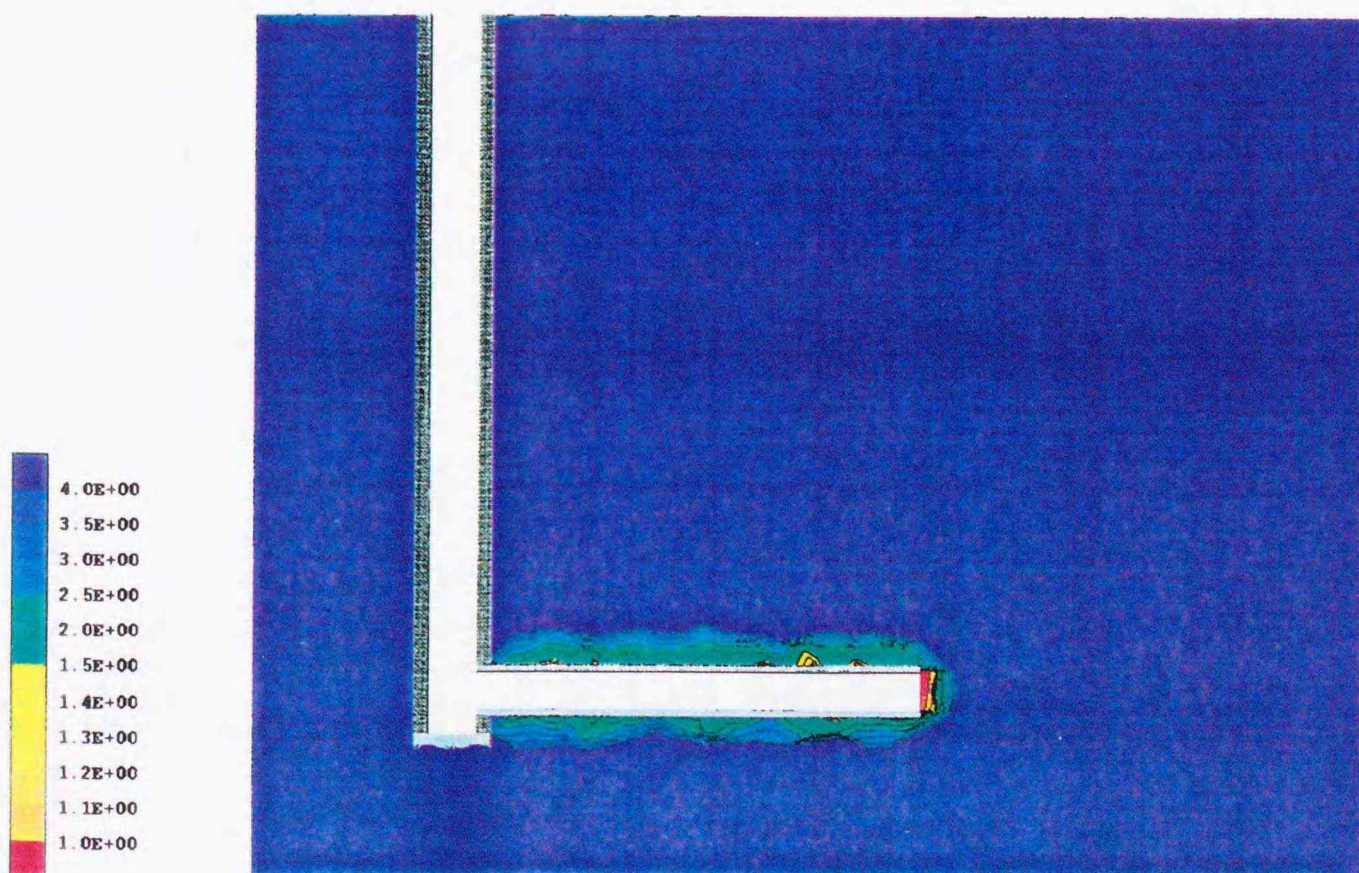


図 3-18 従来工法による横坑掘進時の安全率 S の分布

3. 3 新工法による施工に伴う地表沈下の予測

前節で試みたような連成解析を行えば、施工がもたらす変状について正確な予測を得ることができる。しかし、連成解析の実行には多大の時間を要するので、立坑掘削の詳細な過程をシミュレーションすることは困難である。そこで、前節の解析を補足するために、本節では新工法による立坑掘削に関し、各掘削過程が地表沈下に及ぼす影響を有限要素法によって詳細に調べることにする。

ただし、解析においては間隙水圧の影響は無視し、地盤は弾性体と仮定する。新工法で施工される立坑断面は円形なので解析の場は軸対称とする。

3. 3. 1 解析条件

タテシールドで外径8mの立坑を深度50mまで掘削するシミュレーションを実行するための円柱形の解析領域は、図3-19に示すように、鉛直方向には最終掘削深度50mの1.5倍の長さ、水平方向には立坑底より引いた45度上向きの線が地表面に交わる位置までの拡がりがあるものとする。図3-20はこの領域の有限要素モデルである。地盤については図2-28に示す沖積地盤を仮定する。

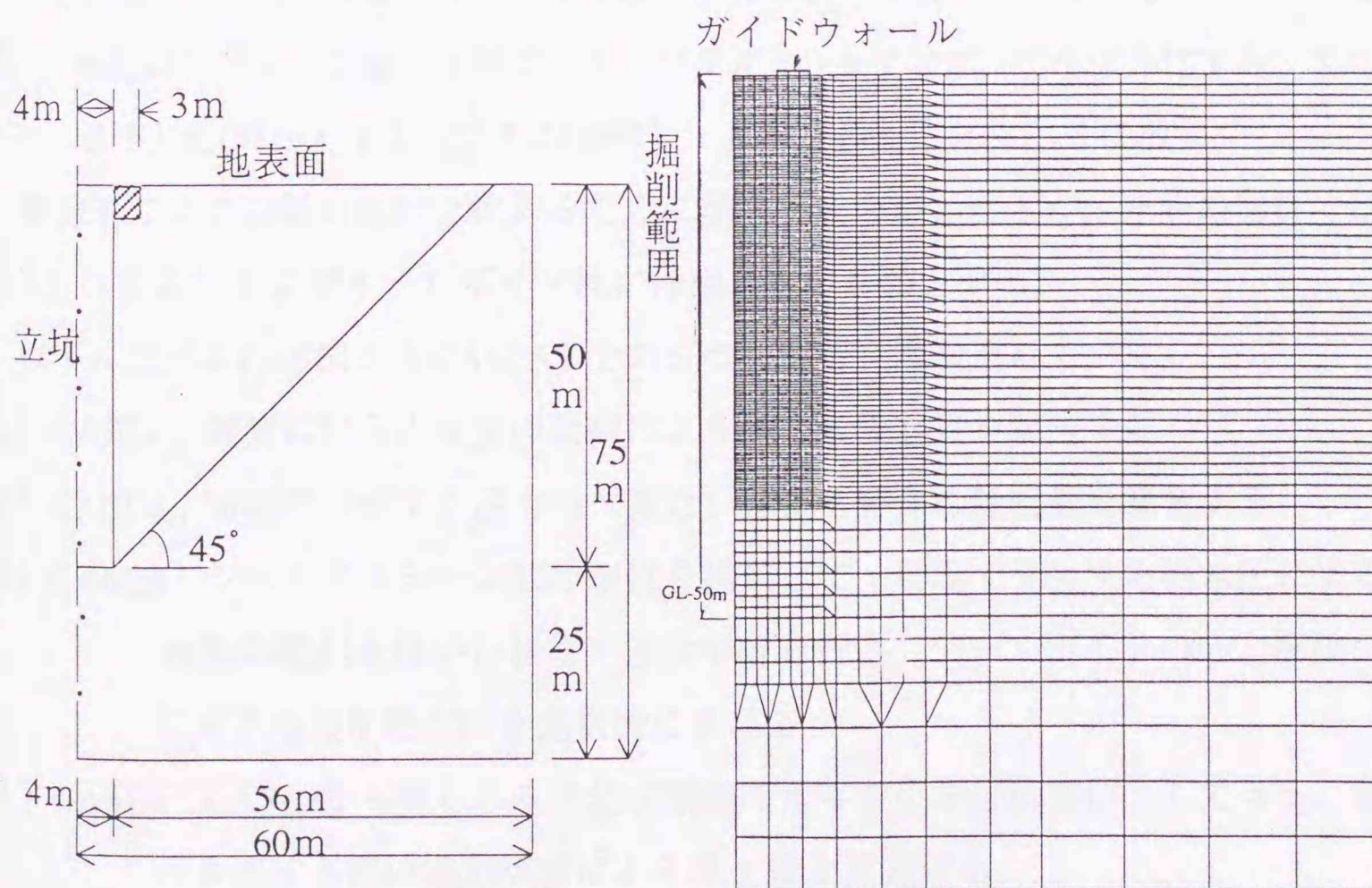


図3-19 解析範囲

図3-20 FEMメッシュ図

表 3-3 解析条件

シールド	外径 ϕ 8 m, 機長 11m, 重量 430tf
	弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$, ポアソン比 $\nu = 0.2$
セグメント	R C, 外径 7.88m, 幅 1 m, 厚さ 40cm
	$E = 3.6 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$, $\nu = 0.2$, 単位体積重量 $= 2.6 \text{tf/m}^3$
ガイドウォール	外径 14m, 内径 8m, 高さ 3.5m
	$E = 2.35 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$, $\nu = 0.2$

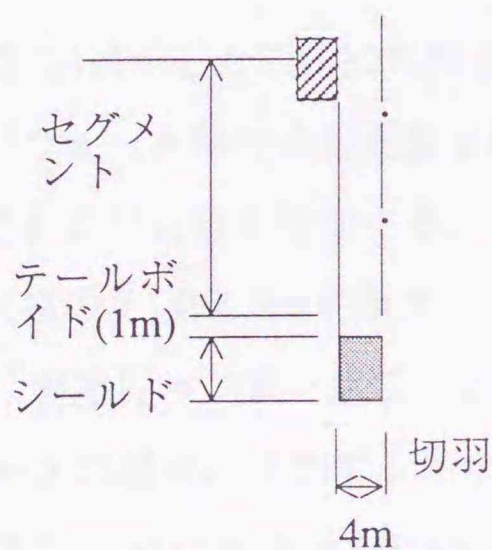


図 3-21 解析モデル

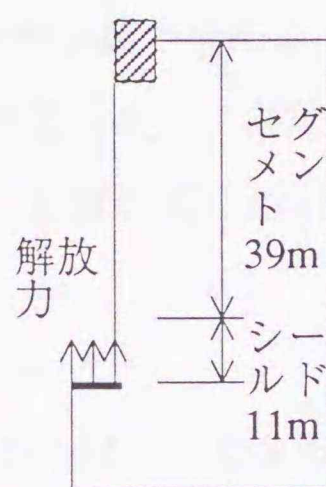


図 3-22 解析モデル(CASE1)

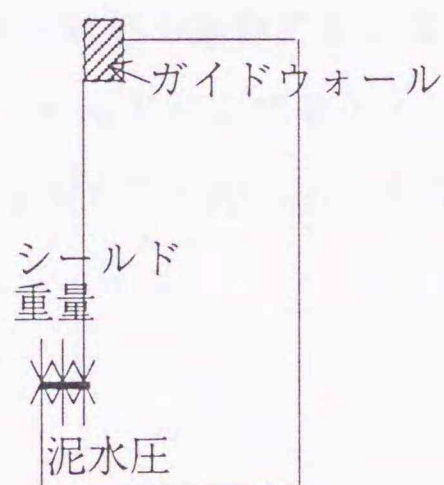


図 3-23 解析モデル(CASE2)

長さ11mのシールドおよびセグメントはシェル要素（4節点アイソパラメトリック要素），地盤はソリッド要素（4節点アイソパラメトリック要素）でモデル化する．また，テールボイド長は1mとする（図3-21参照）．他の解析条件を表3-3に示す．

実施工では切羽面の隆起を押えるために泥水圧を作用させるが，今回の解析では泥水圧は切羽面およびテールボイド部に作用しないものとする．

以下に述べるCASE1からCASE5までの5つの解析を順次進めていく．

- 1) CASE1：掘削に伴う土荷重の除荷により生じる隆起量を算定する
- 2) CASE2：切羽で発生する泥水圧（浮力）による躯体の隆起量を算定する
- 3) CASE3：シールドマシン部の変位を拘束して，切羽で発生する泥水圧による地盤の隆起を除いた状態で逐次解析を行い，テールボイドの応力解放による地盤挙動だけを選択的に求める．
- 4) CASE4：CASE3から得られる立坑坑壁部の水平変位を強制変位として与え，テールボイド部の応力解放による沈下量を算定する．

5) CASE5: ガイドウォール施工直後の鉛直荷重の増加に伴う地表面の沈下量を算定する。

図3-22はCASE1の解析モデルである。CASE1では、立坑掘進時に地盤が弾性的に挙動する場合に生じる地盤の隆起量が求まる。まず、地盤の重量として、地下水位以上では湿潤重量、地下水位以下では有効重量 ($\gamma' = \gamma - 1$) が作用するものとして地圧を評価する。なお、立坑掘削は、立坑部の地盤を一気に削除し、掘削解放力を作用させることでシミュレートする。このときシールドおよびセグメントの剛性を付加する。

図3-23に示したCASE2の解析は次の手順で進める。まず立坑部の地盤要素およびガイドウォール部の地盤要素を削除する。次に、立坑部にシールドおよびセグメントの剛性および自重を付加する。さらに立坑底部に泥水圧を付加する。泥水圧は次のリバース杭の算定式より評価する。

$$\text{泥水圧} = (\text{地下水位} + 2.0\text{m}) \times 1.2$$

本ケースの場合、付加する泥水圧は 59.16tf/m^2 となる。

図3-24はCASE3およびCASE5の解析手順を示したもので、施工の進行に対応させ全部で52のステージに分けて逐次的に解析を進める。ステージ1では地盤の湿潤重量(全重量)を用い初期地圧応力を計算する。ステージ2ではガイドウォール施工時の沈下量を求める。このためにガイドウォール部の地盤をコンクリートに置き換え、地盤重量とコンクリート重量の差分を付加する。この時点での地表面の沈下量を求める(ここまでのCASE5の解析)。ステージ3ではシールドによって立坑を1mだけ掘削するときの解を求める。このために、立坑部の地盤の削除に対応した掘削解放力を作用させる。さらにシールドの剛性を1m分付加するが、このときシールド重量は考慮しない。

ステージ4からステージ52までは、立坑深度を1mだけ増しつつ深度が50mに達するまでステージ3と同じ計算を繰り返す。

ただし、長さ1mのテールボイドの部分には何も付加せず、素掘り状態とする。このテールボイドは、シールド機長が11mのため、掘削深度が12mになるステージ14で、初めて発生する。ステージ15からはシールドの進行に対応させてシールド後端に相当する部分を1m削除してテールボイドとし、その上部にセグメントを1m長さだけ設置する。

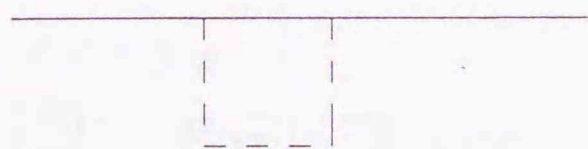
ステージ1 初期地圧応力計算

ステージ2 ガイドウォール設置

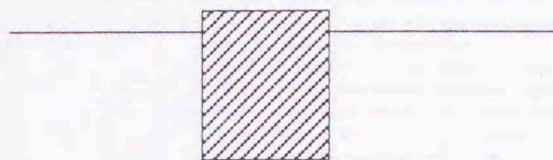
①ガイドウォール部掘削（解放率0%）

②ガイドウォール設置（シールド重量考慮）

ステップ1



ステップ2

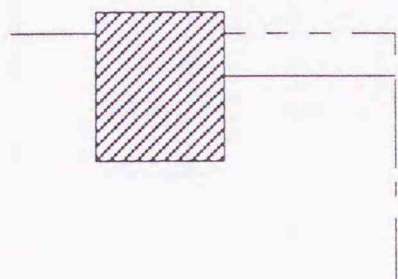


ステージ3（1m掘削）

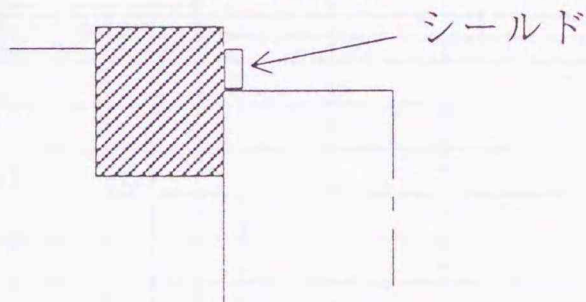
①地山1m掘削（解放率100%）

②シールド1m設置

ステップ1



ステップ2



ステージ15（13m掘削，セグメント設置）

①地山1m掘削（解放率100%）

②シールド1m削除
シールド1m設置
セグメント設置

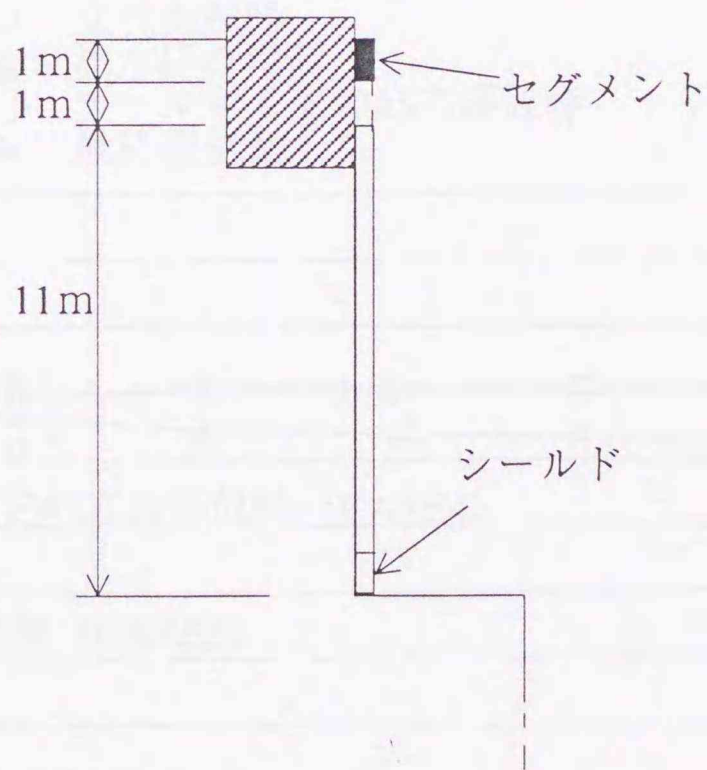
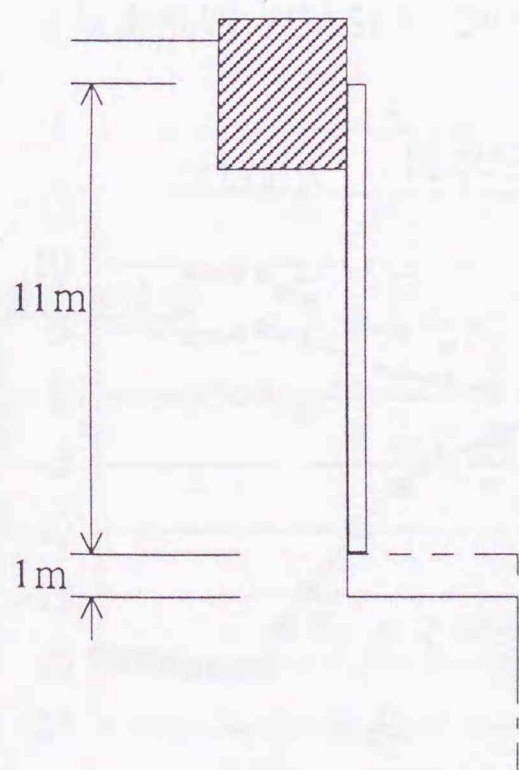


図3-24 解析手順図（CASE3）

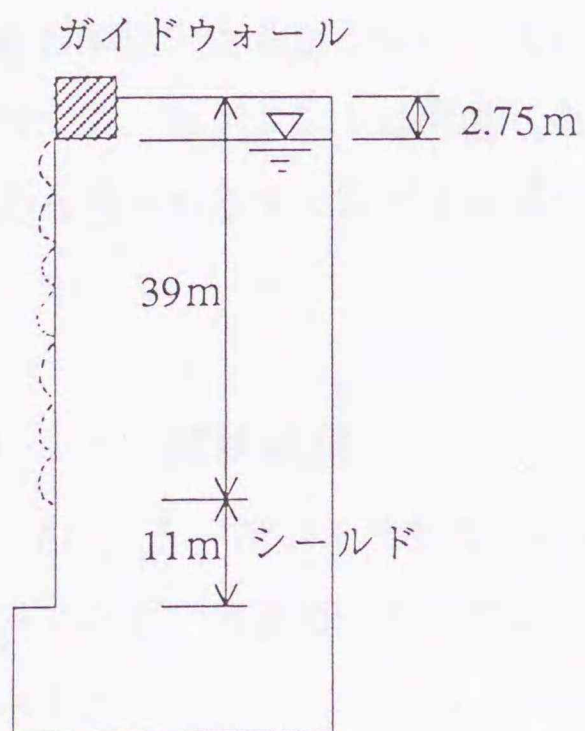


図 3-25 解析モデル(CASE4)

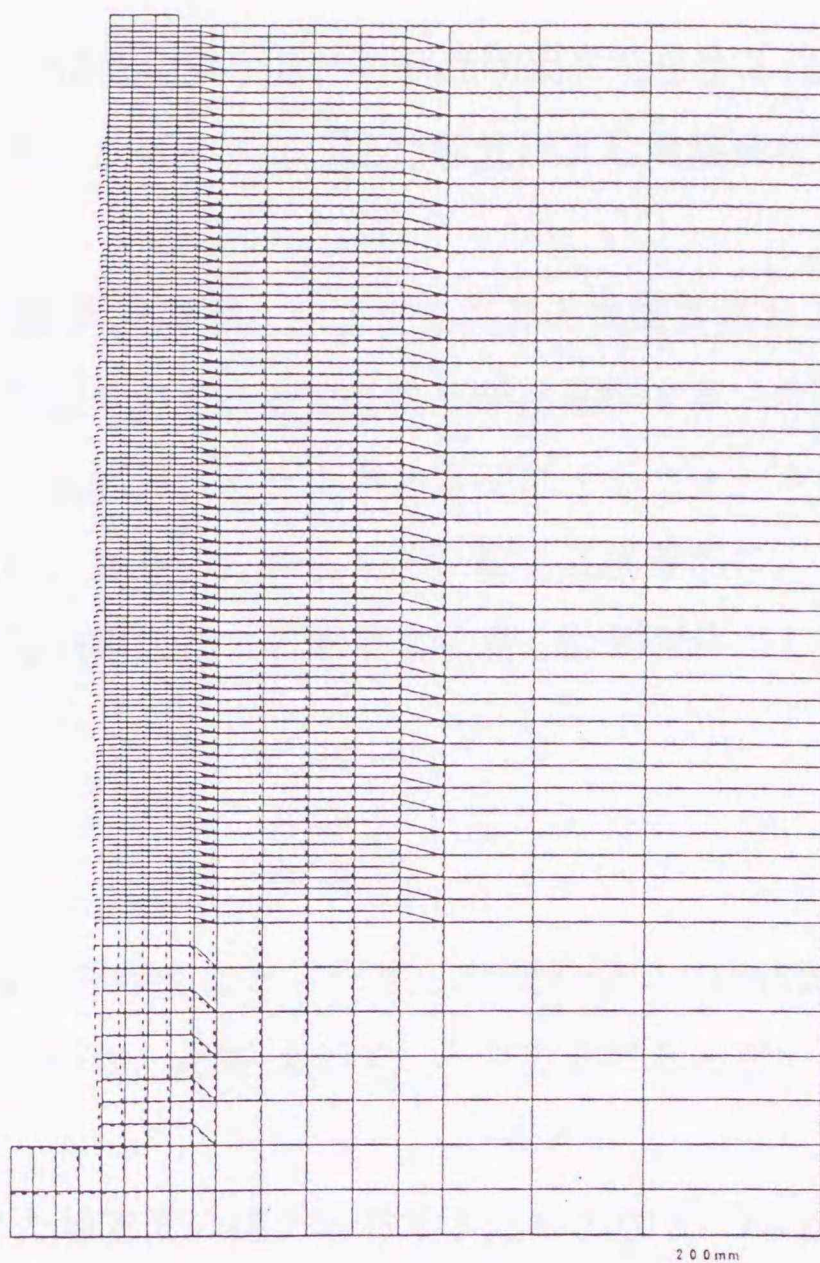


図 3-26 変形図(CASE4)
(変形後の座標は点線で表示)

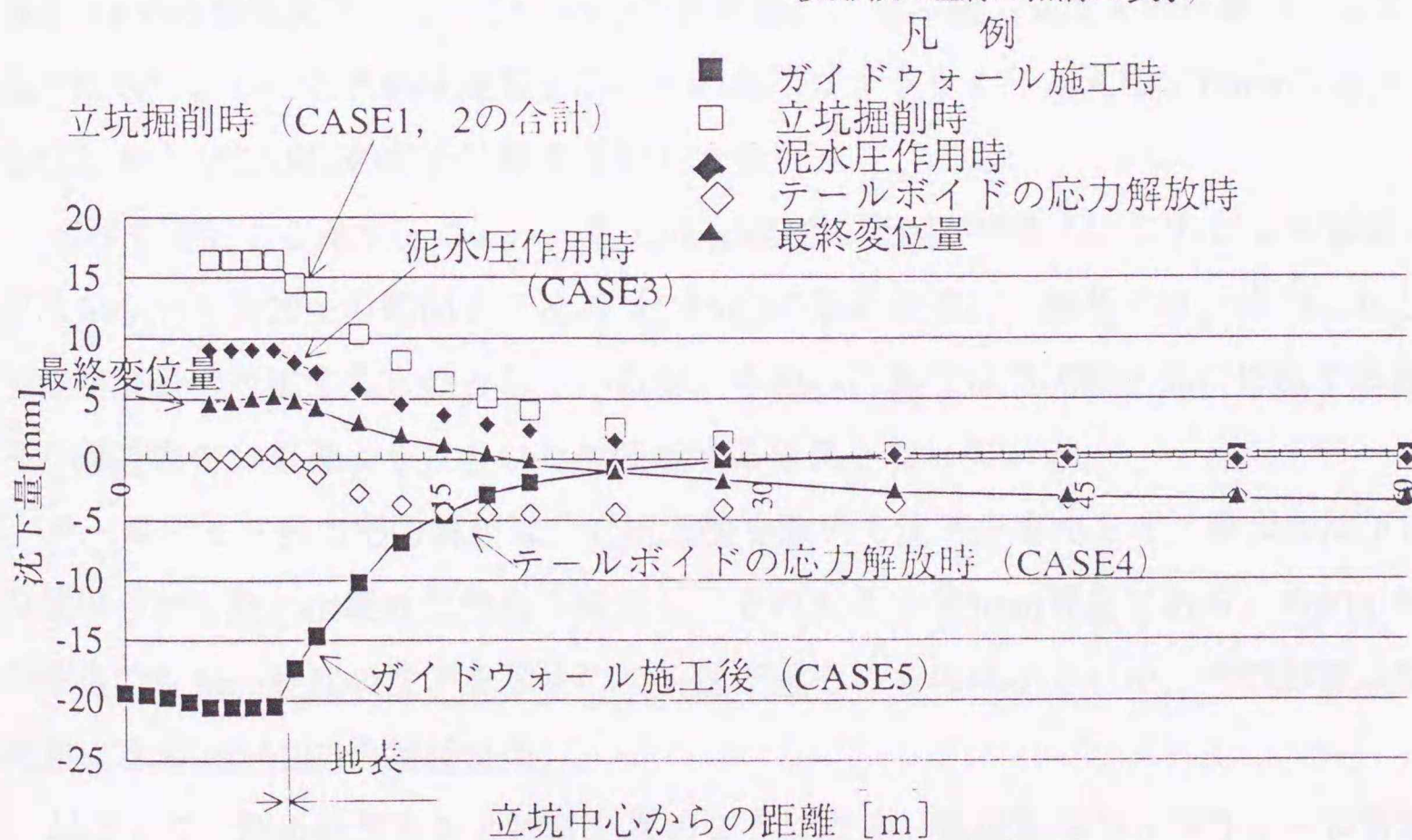


図 3-27 地表面沈下曲線

逐次解析に際してはシールドの鉛直変位を拘束する。これは切羽に発生する泥水圧の作用に伴う地盤の隆起を排除し、テールボイド部の応力解放による地盤変状だけを選択的に評価するためである。

CASE4の解析は次の手順で進める（図3-25参照）。まず立坑部の地盤要素およびガイドウォール部の地盤要素を逐次削除していくことで立坑を50m掘削する。ただし、地盤の解放力は考慮しない。次に、立坑部にシールドおよびガイドウォールの剛性を付加する。セグメントは考慮しない。さらに、シールドを除く立坑壁部に、CASE3から得られるテールボイド部の応力解放による水平変位量を強制変位として付加する。

3. 3. 2 解析結果

図3-26は、テールボイド部に強制変位を与えたときに生じた変形図で、CASE4の解析結果である。地表面への影響は少ないが、影響は立坑から遠方まで及んでいることがわかる。

上記の5つのケースについて得られた地表面の沈下分布をまとめて図3-27に示す。まず、コンクリート製のガイドウォール施工時に、その自重により立坑周辺の地表面は20mm程度沈下する（CASE5の解析結果）。その後、立坑を50m掘削する間に地圧の解放によって地表面は隆起する。その量はガイドウォール天端で16mmである（CASE1およびCASE2の解析結果を合計した量）。

切羽で発生する泥水圧により、最大9mm程度の隆起が発生し、これによる影響は立坑中心から約30mの範囲まで及ぶ（CASE3の解析結果）。解析では、浮力に対して構造物重量で対抗するものとしているが、今回の計算では立坑最下部に作用する泥水圧が構造物の全重量より大きいため隆起する結果となっている。

テールボイド部の応力解放は、立坑近傍を除いて沈下をもたらす。最大の沈下は立坑中心から約20m離れた地点で発生し、その大きさは5mm程度である。約60m離れた地点でも3mm程度の沈下を示すので、沈下量そのものは小さいが、その影響は広い範囲に及ぶ（CASE4の解析結果）。

以上より、解析結果をまとめると次のようになる。地表面はガイドウォール背面で5mm程度隆起する。立坑中心から離れるに従って地表面は隆起から沈下へ変化するが、最大の沈下量は4mm程度に留まる。このように、新工法で立坑を施工する場合、

周辺地盤はリバウンドおよび泥水圧（浮力）により僅かながら隆起する可能性がある。

3. 3. 3 新工法における地盤の制御

新工法による立坑掘進時には、地表の隆起と沈下の両方を引き起こす要素が現れる。切羽泥水圧ならびに掘削に伴う地圧の解放は地表の隆起を引き起こし、ガイドウォールの設置と掘進に伴い現れるテールボイドは地表を沈下させる作用をする。

地圧の解放とテールボイドの発生は、掘削の進行に伴い一日1サイクルの周期で繰り返し起こるので、隆起と沈下も同じ頻度で生じる可能性がある。この繰り返し負荷の下で、セグメント周囲の裏込め材と地盤の間の縁が切れることも起こり得よう。もし、かかる縁切りが生じた場合には立坑周囲の摩擦力が期待できなくなるので、立坑が隆起する危険が現れる。これを避けるために以下の注意をすることが重要である。

どのような掘削状態の場合についても常に泥水圧とバランスが取れるように、シールド、架台、ガイドウォールの重量に関して適切な設計を行い、また、適切なシールドの懸垂方法を採用することが肝要である。また施工に際しては、シールドの推力ならびに泥水圧が設定値より上がらないように管理を徹底し、掘削後速やかに裏込め充填をしてテールボイドの発生時間を極力短くすることが重要である。

3. 4 まとめ

本章で行った解析で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ①新工法による立坑施工には、地表面の隆起と沈下の2つの発生要因があり、隆起は主に切羽の泥水圧によって起きる。これに対し、従来工法では沈下しか起きない。
- ②新工法では、テールボイドの発生に伴う地表面の沈下を防ぎ、切羽の泥水圧による立坑の上昇現象を防止するために、セグメントを組立てた後、裏込め材の注入を速やかに行うことが望ましい。
- ③新工法では、立坑掘削の際に地層の間隙水圧がほとんど乱されない。ただし掘削解放力が大きいので、従来工法と比較して掘削に伴って生じる地盤のせん断ひずみが大きくなる。
- ④従来工法による立坑掘削時には、周囲の間隙水圧が低下するために掘削解放力が小さく、これによって生じる地盤のせん断ひずみは小さい。しかし、立坑完成後、間隙水圧が回復するにつれて、せん断ひずみは増加していくと予測される。
- ⑤大深度立坑をケーソン工法で掘削する場合には、立坑内の気圧を低減せざるを得ないため、地下の間隙水圧分布が擾乱され、地表沈下が助長される。これに加えて施工時の余掘りや周辺地山の引き込みにより、地表沈下はさらに大きくなる。
- ⑥新工法で起きる可能性のある地表の隆起現象は、シールド重量や架台重量などに関する適正な設計、アースアンカー等による架台の支持方法の適切な選択、切羽泥水圧の管理によって完全に防ぐことができる。
- ⑦立坑掘削を水密状態で施工する新工法は、従来工法に比較して地盤制御の観点から優れていると判断される。

第4章 新工法の総合的評価

4. 1 概説

新工法ならびにこれによって施工された立坑には、従来工法ならびにこれによって施工された発進立坑と比較して、いくつか特徴がある。ここでは、工法の選定に際して重要な要素を取り上げ、新工法と従来工法を比較する。

第1の要素は、立坑の形状と寸法ならびに工事に要する用地占有面積の大きさである。

第2の要素は、施工時間である。新工法においては、横坑を掘削するシールドのほかに球体と立坑を掘削するシールドが必要なため、工事が発注されてからシールドを製作するまでの時間は従来工法に比べ多くかかる。このため、施工時間についてはマシン製作時間も含めて検討する。

第3の要素は工事の環境への影響ならびに工事の安全度についてである。

第4の要素は、作業計画の立てやすさなど、工事の管理の難易についてである。

第5の要素は工事費である。新シールドの大部分は地中に残してくるという無駄があり、また、製作費が高い。さらに、地上から発進するための設備費がかかる。しかしながら、掘削の段取りさえつけば、掘削深度の増加に伴う工事費の増加分はわずかである。これらを総合的に勘案して、新工法が経済的に適応可能な領域を評価する。

最後に、個々に評価した用地占有面積、施工時間、工事の安全度、および工事費用に関し、これらをまとめて総合的に評価することを試みる。このためにAHP法（Analytic Hierarchy Process）を応用する。本方法によって、工事費が劣っても、総合的な評価が上回る場合が生じることを示す。本方法は、新工法の適応領域を合理的に見いだす上で有用であると期待される。

4. 2 工事に要する用地占有面積の差異に基づく評価

本節では，立坑面積と施工に要する用地面積の2つに注目し，この観点から新旧3つの工法の経済性を比較する。

4. 2. 1 従来のシールド発進立坑寸法

シールドの発進立坑の内空寸法は，シールド発進時の反力設備や坑口設備の設置，ならびにシールドの搬入，鏡切断および初期推進時のずり搬出，セグメント搬入等の諸作業，に必要な空間を確保する必要がある。立坑完成後に構造物として利用する場合，立坑の内空寸法は施工に必要な寸法より大きくなる場合もある。例えば，電力洞道においてはケーブルを引き込むために曲率に制限があり，これから内空寸法が決定される。以下に，施工に必要な立坑寸法について検討する。

下水道用設計積算要領⁶⁸⁾によると，（泥水式）シールドの発進立坑の代表的な標準寸法は表4-1，図4-1のようになり，立坑のシールド発進方向の内空寸法Lはシールド外径の1.8～2.7倍の大きさが必要になる。

図に示した寸法L，Bに立坑の壁厚を加算したものが立坑の寸法となる。立坑の壁厚は，通常，土質，掘削深度に関連して決められる。これに加えて，施工法の制約を受ける場合もある。例えば，ケーソンによる立坑施工の場合には，沈下に必要な重量の確保から壁厚が決る。連続地中壁工法の場合には，しばしば施工機械の諸元で決る。

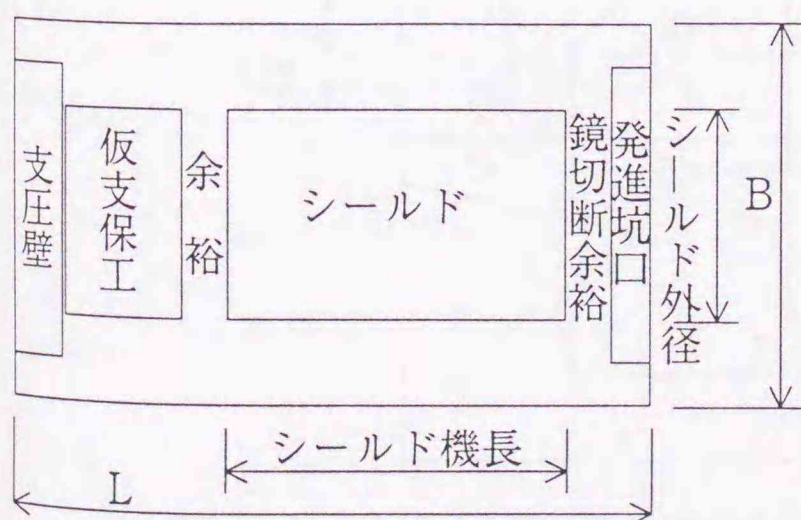


図4-1 発進立坑標準図

表4-1 標準立坑寸法

シールド 外径 [m]	B [m]	L [m]
φ 3.07	5.1	8.2
φ 3.95	6.2	9.2
φ 4.95	7.2	9.9
φ 6.15	8.4	11.0

立坑横坑連続掘進機により構築される立坑の直径は、トンネル（横坑）の外径によって規定される。ヨコシールド外径およびテールを切断した状態でのヨコシールドの機長から球体寸法が決まり、この寸法から立坑の外径が定まる。底部球体シールドを有するシールドの場合、形状は図4-2に示すように、タテシールド掘進時およびヨコシールド掘進時とも本シールドの装備が可能な状態になっている必要があり、タテシールド外径 D_v は、球体外径 D_b 、またはヨコシールド外径 D_h との間に、以下の関係を満たしていなければならない。

ここに、回転軸寸法Cは300～400mmである。(4-1)式によって得られるタテシールド外径寸法D_vは立坑の最小寸法を与える。なお、底部球体シール取付寸法Sは350mm程度である。

Technical drawing of a spherical container with a bottom seal. The drawing shows a cross-section of the sphere with a horizontal x-axis and a vertical y-axis. The diameter of the sphere is labeled D_b . The diameter of the bottom seal is labeled D_h . The distance from the center of the sphere to the center of the bottom seal is labeled D_v . The distance from the center of the sphere to the edge of the bottom seal is labeled C . The distance from the center of the sphere to the edge of the bottom seal is labeled $300 \sim 400$. The bottom seal is labeled S . The bottom seal is shown in a cross-section view, indicating its internal structure. The bottom seal is shown in a cross-section view, indicating its internal structure.

-100-

土木学会のトンネル標準示方書⁶⁹⁾によると、横坑を掘削するシールドにおけるカッタの装備トルク T は、次式で評価される。

$$T = \alpha_h D_h^3 \quad (4-2)$$

T : 装備トルク (t-m)

D_h : シールド径 (m)

α_h : 装備トルク係数

一般的に泥水式シールドの装備トルク係数 α_h は 0.9~1.5 の範囲にある。これと対応して、立坑横坑連続掘進機の装備トルク T は、次の (4-3) 式から評価される。

$$T = \alpha_h D_h^3 = \alpha_v D_v^3 \quad (4-3)$$

D_v : タテシールド外径

α_v : タテシールド装備トルク係数

リバーズ工法等の実績から、立坑掘削の場合、 α_v 値は 1/10 程度であろうと推測される。2章で述べた立坑掘削実験結果からも、この値の妥当性が確認された。後述する B 事例の実績では、カッタトルクは 8~26 tf·m の範囲にあるが、これは装備トルク係数 α_v に換算すると 0.04~0.13 になる。

ヨコシールドとタテシールドの径は、(4-3) 式の規制を受ける。ヨコシールドの装備トルクを $\alpha_h = 1.5$ とし、タテシールドの α_v をパラメータとしたときに、この式から得られるヨコシールドとタテシールドの径の関係を図 4-3 に示す。両者の寸法は α_v 値に大きく依存することがわかる。例えばヨコシールドの外径が 5 m の場合、タテシールド外径は α_v 値により 8~12 m の範囲内で変わる。

5章で述べる B 事例の設計では、タテシールド外径 5820 mm、ヨコシールド外径 2890 mm、装備トルク 69.0 tf·m となっている。この場合、装備トルク係数は (4-3) 式から次のようになる。

$$\text{タテシールド} \quad \alpha_v = 69.0 / 5.82^3 = 0.35$$

$$\text{ヨコシールド} \quad \alpha_h = 69.0 / 2.89^3 = 2.86$$

ヨコシールドの装備トルク係数 α_h は、通常のシールドにおける α_h の上限値である 1.5 より大きいので、新シールドでは通常のシールドより大きな駆動モータが装備されていることになる。

以上の設計方式に基づいて決めた標準的な横坑と立坑の径の関係を図 4-4 に示す。この場合、図中の白抜きの部分が上記の 2 つの条件を満たしている。下限を示

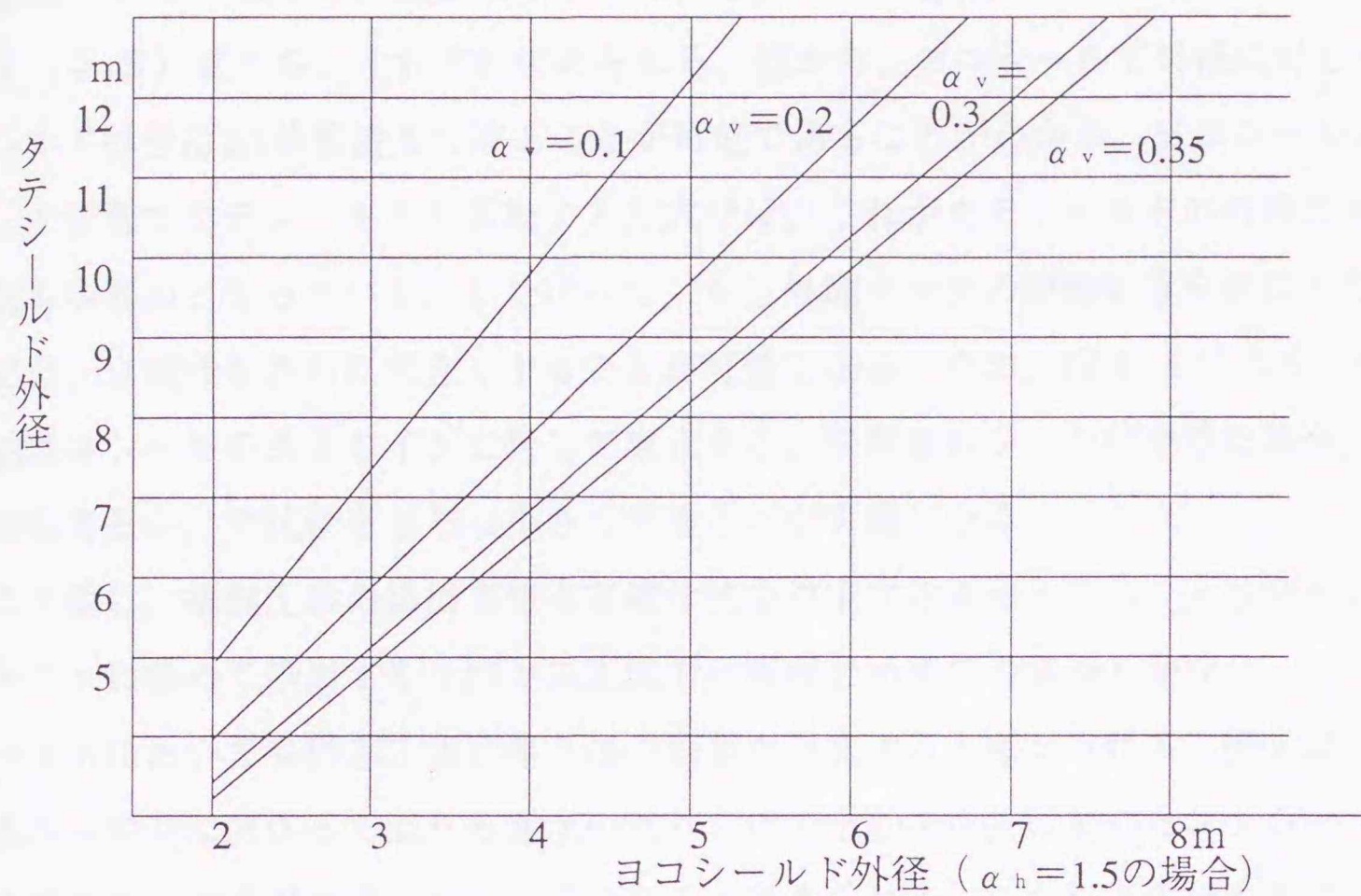


図4-3 トルク係数に基づくタテシールド径の範囲

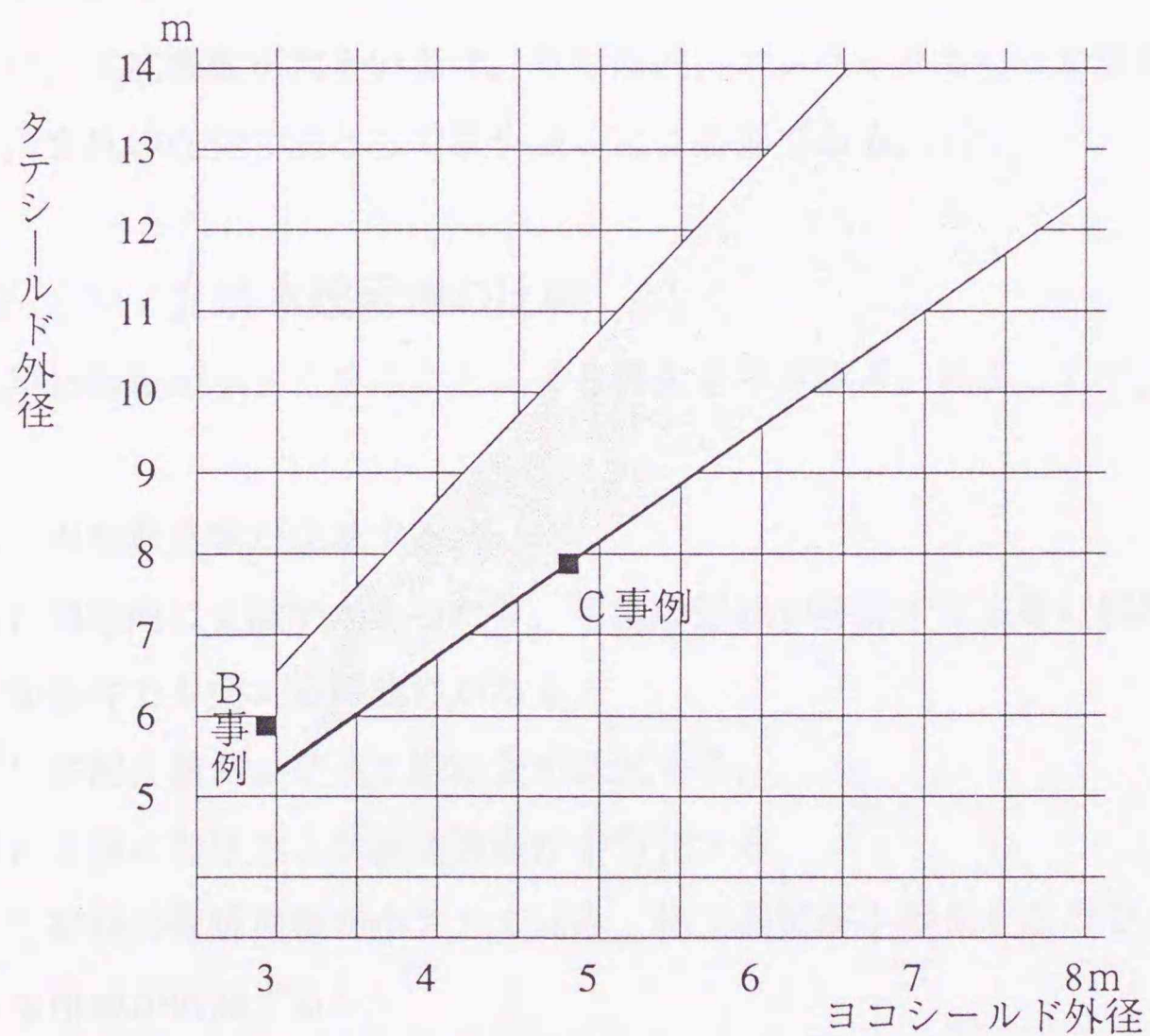


図4-4 立坑横坑連続掘進機によるタテシールド径の範囲

す線は(4-1)式から、上限を示す線は、装備トルク係数を $\alpha_h=1.5$ 、 $\alpha_v=0.15$ として(4-3)式から、それぞれ決められる。図から、ヨコシールド外径に対しタテシールド外径は2.2倍程度まで取ることが可能であることがわかる。ヨコシールドのカッタ装置でタテシールドを駆動する方式では、これがタテシールドの外径の上限を決める要因となっている。したがって、もし外周カッタの駆動装置を別にした場合には、立坑径をさらに大きくすることが可能となる。なお、図4-4に示す寸法は底部球体シールのあるタイプに対して成立する。底部球体シールが不用な場合、若干ではあるが、立坑径をさらに小さくすることが可能になる。

この他に、掘削土砂の排出方法も立坑寸法を決定する要因となる。土砂をセンタシャフトに集めて排出するリバース工法では直径6 mまでの実績しかない。タテシールドにおいても排土方法に伴う径の限界が存在すると考えられる。例えば、周辺部から中央に向かって流れる泥水の流れだけで土砂を中央に集めセンタシャフトから排土する方式では径6 mが限界であると考えられる。これ以上の径の立坑を建設しようとすれば、複数の排泥設備を設けたり、強制的に集土する別の方法を検討する必要がある。

さらに、立坑深度が大きい場合、昇降階段、エレベータといった設備を設置する必要上、立坑の内空寸法として最小限5 mは必要である。

4. 2. 3 立坑本設用地の比較

立坑用地面積が小さくなることによる得失をみてみる。長所として、下記の諸点がある。

- a) 用地取得費が低減する。
- b) 用地内に支障物があったり、用地の形状が特殊で寸法等に制約のあるような条件でも使える可能性がある。
- c) 掘削土量および残土搬出量が低減する。
- d) 土留め壁厚および躯体壁厚が小型化する。
- e) 材料の置場面積が小さくて済み、施工機械が小型化するので、施工に必要な用地が低減する。
- f) c, dに関するコストが低減する。
- g) 立坑構造物の維持管理費が低減する。

短所として、下記の諸点が挙げられる。

- a) 立坑施工の能率が、立坑の狭さから低下する可能性がある。
- b) ヨコシールド施工中に材料搬入の能率低下が起こり得る。
- c) 余裕空間の不足のために、立坑の完成後、設備を大型化することが難しい。

以上の比較から、立坑が小型化する利点は圧倒的に多いことがわかる。

深度が30mを超える立坑の本設用地面積について、ケーソン工法または連続地中壁工法による従来工法と新工法を比較してみる。立坑の断面形状はいずれも円形とする。立坑の寸法として、ここでは長さL（図4-1参照）を採用する。壁厚に関しては、連続地中壁工法では1.0～1.2m、ケーソン工法では深度に応じて0.8～1.5mが採用されることが多いが、ここでは一律に1mとする。また、新工法の立坑セグメント厚さは立坑外径の5%とする。

以上の条件で設計された立坑寸法の諸元を表4-2に示す。ヨコシールド外径が3m、6mの場合の立坑断面を図4-5、図4-6に示す。新工法を従来工法と比較すると、立坑は外径で1/2～3/4、断面積で1/4～1/2と小型になっていることがわかる。

立坑寸法の小型化に伴う用地取得費の削減費は、1平方メートルあたりの費用が30万円として、ヨコシールド外径が3mの場合、立坑の断面積差が約60m²であることから、1800万円となる。実際に取得する用地の形状は、円形でなく四角形である。この場合の削減費は最低でも2300万円となり、さらにメリットが出る。径6mの場合でも円形用地で計算して1800万円、四角形用地で計算して2300万円の削減となる。

表4-2 立坑寸法の比較

		立坑外径 (m)		従来立坑に対する割合	
		従来工法	新工法	寸法	面積
ヨコシールド 外径	3 m	10.2	5.3	52%	27%
	4 m	11.0	6.8	62%	38%
	5 m	11.9	8.2	69%	47%
	6 m	13.0	9.6	74%	55%

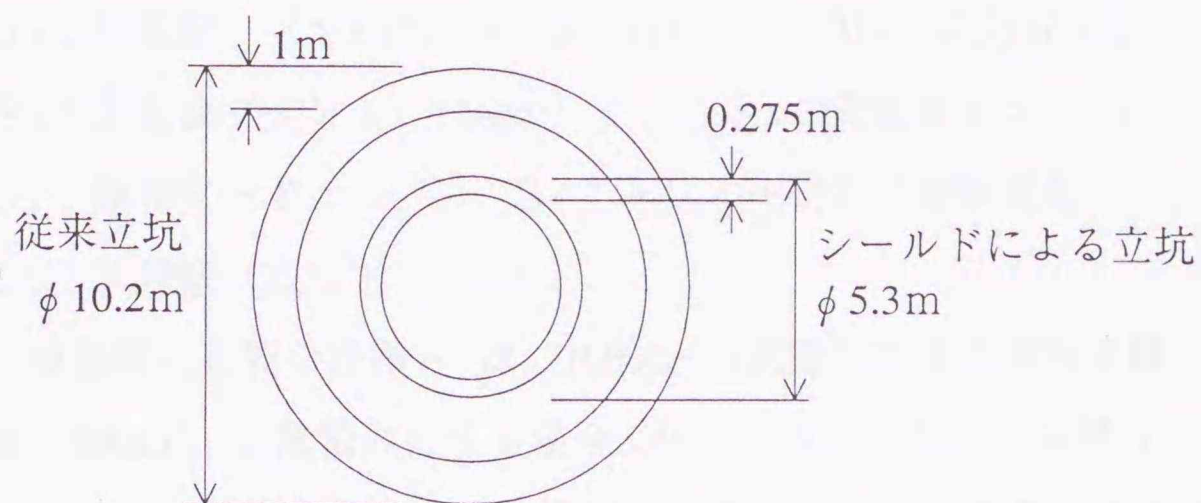


図4-5 ヨコシールド径が3 mの場合の立坑径比較

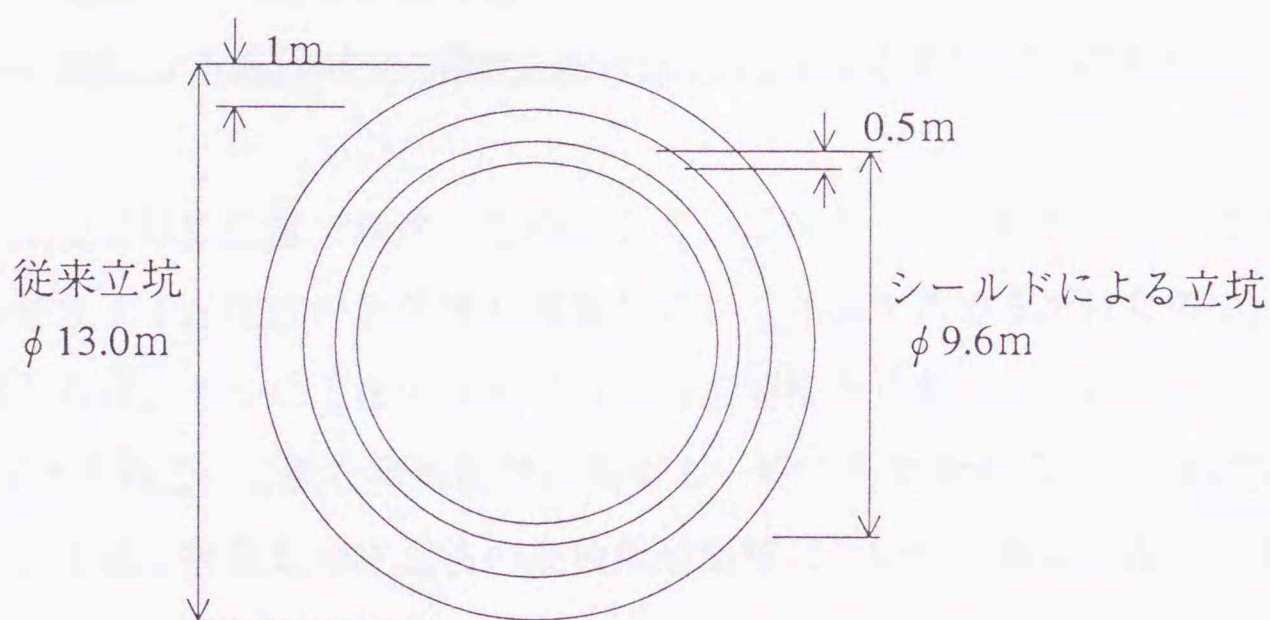


図4-6 ヨコシールド径が6 mの場合の立坑径比較

4. 2. 4 立坑施工に必要な用地に基づく比較

立坑を施工するための用地には、当然のことながら、立坑を施工した後、ヨコシールドを掘進する上で必要な面積が含まれていなければならない。通常、シールドトンネル施工に必要な用地面積の決定には、以下に述べるように多くの要因が関係している。まず、シールドの機種が泥水式か土圧式かによって必要な面積が大きく異なる。残土処理のための設備の規模は、主に、土質と掘進速度によって決る。掘進速度はセグメントを貯蔵するための用地面積を決定する要因にもなる。

地中連続壁工法の場合、立坑を含めた施工用地面積は、地中連続壁基礎工法積算基準（案）⁷⁰⁾によれば、次式で計算される。

$$\text{作業ヤード} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6$$

S_1 : 作業床 $(A+15) \times (B+15)$ A, B は立坑外径寸法 [m]

S_2 : 安定液プラント (126m^2) S_3 : 安定液ピット

S_4 : 鉄筋ヤード S_5 : トレミー管等の材料置場

S_6 : 試験室 (32m^2)

安定液ピットの設置に必要な面積 S_3 は、 1000m^3 の安定液容量を鋼製水槽に平積みで保管する場合、 800m^2 、2段積みにする場合 500m^2 で与えられる。面積 $S_3 \sim S_5$ は、壁の掘削深度によって変化する。地中連続壁工法により立坑を施工する場合、立坑外径寸法よりも立坑壁の深度の方が用地面積して大きく影響するので、用地面積に関して、通常、次の関係が成り立つ。

ヨコシールド工法による施工のための用地 $\leq$ 連続地中壁工法による施工のための用地 (4-4)

ケーソン工法では原位置で鉄筋・型枠組立て、コンクリート打設といった作業を繰返し、高さ3～4m程度の躯体壁を構築していく作業を進めるだけなので、補助工法が不要ならば、3つの工法のなかで最も施工面積を必要としない。

表4-3は立坑施工に必要な用地面積に関する一般的な実績を示したものであるが、ケーソン工法と連続地中壁工法の仮設用地面積について次のような大小関係が認められる。

ケーソン工法による施工のための用地 $<$ 連続地中壁工法による施工のための用地 (4-5)

表4-3 立坑施工用地面積の実績

ヨコシールド規模	施工法	新工法 [m^2]	ニューマチックケーソン [m^2]	地中連続壁工法 [m^2]
	立坑規模			
外径3m～5m	外径10m～12m (新工法は外径5.8m～8.0m)	1000～1700	550～1500	資料なし
外径5m～7m	外径12m～14m	実績なし	800～1800	1500～2600
外径7m～9m	外径14m～16m	実績なし	1500～2200	2300～7800

立坑横坑連続掘進機による立坑施工の場合、ヨコシールド施工時の泥水処理設備でタテシールドの泥水処理がまかなえることを確認する必要がある。もし、タテシールドの1日あたりの掘削土量がヨコシールドの1日あたりの掘削土量より少なければ、この要件は満たされる。

ヨコシールドの日進量は、建設省下水道工事積算基準により、2交代20時間稼働を標準として推定する。タテシールドの掘削は次節で述べるように、1日1mの掘進を標準とする。この場合、掘削土量は表4-4に示すようになり、ヨコシールド施工の処理設備で立坑の施工をまかなえることがわかる。したがって、立坑横坑連続掘進の場合、ヨコシールド施工のための用地面積が確保されていれば、タテシールドを施工する上で支障がない。

表4-4 タテシールド掘削とヨコシールド掘削時の土量比較

シールド 外径 m	ヨコシールド		比較	タテシールド	
	日進量 m	掘削土量 m ³		掘削土量 m ³	立坑外径 m
φ 3	7.6	54	>	22	φ 5.3
φ 4	7.8	98	>	36	φ 6.8
φ 5	6.9	135	>	53	φ 8.2

狭い用地では、処理設備を立体的に重ね合わせたりすることで対処するため、一律に比較することは難しいが、(4-4)～(4-5)式より、施工時の必要面積の大小関係は一般的に次の順になる。

$$\text{ケーソン工法} < \text{新工法} \leq \text{連続地中壁工法} \quad (4-6)$$

4. 3 施工時間の差異に基づく評価

4. 3. 1 新工法の施工速度

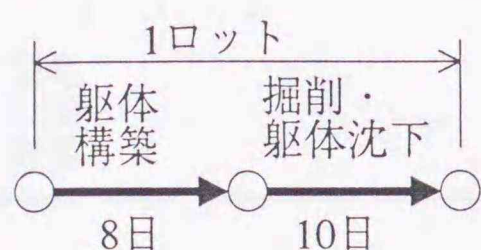
シールド工法による施工実績から、立坑横坑連続掘進機による立坑の施工速度は、従来工法と比較して、かなり速いことが予想される。2章で述べたタテシールドの掘削実験においても、毎分1cmの掘進速度が達成された。これは1時間40分のシールド運転で1mの掘削長が得られることを意味する。掘削作業に引続いて実施されるセグメントの組立て、設備の盛り替え作業を加えても1日1mの工程を確保することは難しくない。これらは5章で述べるB事例においても確認されている。また、掘削の深度は50m以浅であれば、施工速度にあまり影響しない。そこでここでは新工法による掘進速度は立坑径、掘削深度によらず1日1mとして議論を進める。

4. 3. 2 施工速度に関する新工法と従来工法の比較

壁の構築と掘削を並行して行うという点で新工法と類似しているケーソン工法を取り上げ、両者の施工速度を比較してみる。ケーソン工法の場合、立坑の直上で躯体を構築し、コンクリートの強度発現を待って掘削沈下させた後、引続き、躯体を継ぎ足し掘削沈下作業を繰り返すことで立坑を掘進していく。これに対し、新工法では掘削後、あらかじめ工場で製作したプレキャストのセグメントを搬入・組み立て立坑壁とする。このため工程には躯体を築造する時間が含まれない。

また、掘削能率が土質や深度の影響を受ける度合は、新工法の方がケーソン工法よりも小さい。さらに、掘削残土の搬出方法も異なり、新工法ではスラリーとして連続的に搬出される。ただし、礫のある地盤においては、礫径により配管の閉塞が発生する場合もある。ケーソン工法の場合、掘削沈下速度はクラムシエルの掘削能力および残土搬出能力に依存するので、土質に著しく影響され、また深度とともに能力が低下する。さらに、深度が増せば躯体と周辺地盤との周面摩擦力が大きくなるので、躯体の沈下速度は減少する。

ケーソン工法の場合、図4-7に示すように、型枠組立てから鉄筋組立て、コンクリート打設、養生、脱型に至る一連の躯体の構築作業に要する日数を8日間とし、



$$\text{平均日進長} : \frac{3.6\text{m}}{18\text{日}} = 20\text{cm/日}$$

図4-7 ケーソン工法のサイクルタイム

引き続いて行う3.6m長の掘削・沈下作業に要する日数を10日とする。以上が標準的な1掘削サイクルとなるが、1サイクル（ロット）当たりの工程は18日間となり、これを掘削速度に換算すると20cm/日になる。これは新工法の掘進速度（1日につき1m）の1/5であり、新工法の掘進速度がいかに大きいかがわかる。

工期を短縮するために、ケーソン工法では、躯体構築と並行して掘削を行うこともある。この並行作業をする場合でも1サイクル当たりの工程は12日間、掘削速度に換算して30cm/日となる。この場合でも新工法の方がケーソン工法よりも早い。

4. 3. 3 工程全体に関する新工法と従来工法の比較

掘進速度が早くても、準備作業に日数を要しては、工事全体の進捗速度は小さくなる。そこで、工事が発注されてから立坑工事が終了し、横坑のシールドが発進するまでの全体工程について比較してみる。

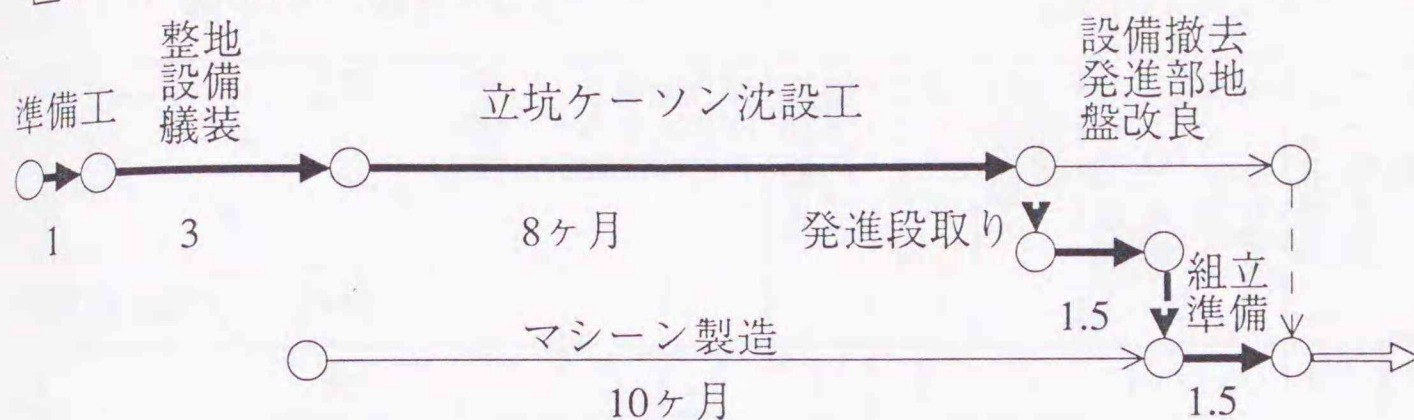
比較条件として、立坑の形状等については後述の4. 4節の内容と同一とする。ただし、連続地中壁工法と比較する場合は、立坑底に難透水性地盤が分布している地層を施工対象にするものとする。また、シールドマシンの製作工程は表4-5に示す通りとする。立坑横坑連続掘進機の製作には、タテシールドとヨコシールド、球体を別々に製造し、それらを組み合わせるために、従来シールドより3ヶ月だけ多くの日数を要する。

ケーソン工法による掘削・沈下の施工能率は、深度により異なる。従来の実績に

表4-5 マシン製作工程（数字の単位は月）

ヨコシールド外径	従来シールド		立坑横坑連続掘進機	
	製作	現地組立て	製作	現地組立て
3 m	7	—	10	1
4 m	10	1	13	1.5
5 m	11	1.5	14	2
6 m	12.5	2	15.5	2.5

□ケーソン工法による工程



□新工法による工程

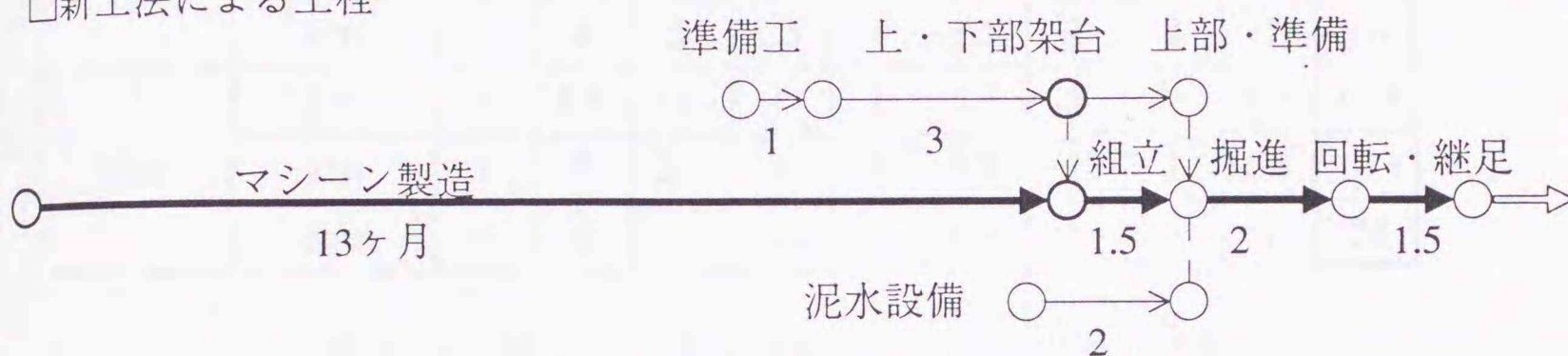


図4-8 工程比較 (トンネル径4 m, 深度30mの場合)

表4-6 ケーソン工法の場合の全体工期
(数字の単位は月)

工種 深度	ケーソン シールド 外径	準備工	設備・機装工	構築・沈下工	ケーソン 設備撤去・ 発進準備工	シールド 組立工	発進準備工	合計
30m	3m	1	3	7	1.5	—	0.5	13
	4m	1	3	8	1.5	1	0.5	15
	6m	1	3	9	2	2	1	18
50m	3m	1	3	12	1.5	—	0.5	18
	4m	1	3	13	1.5	1	0.5	20
	6m	1	3	15.5	2	2	1	24.5

表4-7 新工法の工期
(数字の単位は月)

シールド 製作工	シールド 現地組立工	発進準備工	タテ シールド 掘進工	球体 回転工・ ターゲ ターゲ ターゲ	合計
10	1	0.5	1.5	1	14
13	1.5	0.5	1.5	1.5	18
15.5	2.5	0.5	1.5	2	22
10	1	0.5	2.5	1	15
13	1.5	0.5	2.5	1.5	19
15.5	2.5	0.5	2.5	2	23

に基づき、地上より10m, 20m, 30m, それ以深の各深度から、クラムシェルで1 m³の土砂を揚げるために、それぞれ0.14, 0.17, 0.20, 0.24時間を要するものとする。また、クラムシェルの稼働時間を6.5時間/日とする。連続地中壁工法については、地中連続壁基礎工法積算基準 (案)⁷⁰⁾より、1日の稼働時間を7時間とする。ケーソン工法では圧気を用いることから、施工可能な立坑の深度は50mが限界であり、これより浅い深度に対する比較しかできない。

表4-8 連続地中壁工法による最短工程 (数字の単位は月)

立坑深度	工種 ヨコシールド 外径	準備工	連続地中壁工	立坑掘削工	底盤地盤改良工	底盤コンクリート工	1躯体構築工	ヨコシールド発進工	ヨコシールド組立て工	ヨコシールド発進準備工	合計
30m	3m	1	3	1	1	1	3	1	—	0.5	11.5
	4m	1	3.5	1.5	1	1	3	1	1	0.5	13.5
	6m	1	4	2	1.5	1	3.5	2	2	1	18
50m	3m	1	4.5	2	1	1	5.5	1	—	0.5	16.5
	4m	1	5	2.5	1	1	5.5	1	1	0.5	18.5
	6m	1	6	3	1.5	1	6.5	2	2	1	24

表4-9 新工法の現地作業工期 (数字の単位は月)

深度	工種 シールド 外径	準備工	下部台・上部台 工	シールド 現地組立工	発進準備工	立坑掘進工	球体回転工・ テール継ぎし工	合計
30m	3m	1	3	1	0.5	1.5	1	8
	4m	1	3	1.5	0.5	1.5	1.5	9
	6m	1	4	2.5	0.5	1.5	2	11.5
50m	3m	1	3	1	0.5	2.5	1	9
	4m	1	3	1.5	0.5	2.5	1.5	10
	6m	1	4	2.5	0.5	2.5	2	12.5

新工法とケーソン工法の工程をシールド外径4m、トンネル深度30mの場合についてネットワーク工程表で比較した結果を図4-8に示す。全工程に要する日数は、ケーソン工法が15ヶ月、新工法による工程が18ヶ月で、従来工法の方が短い。図中、太線部分は工事におけるクリティカルパスを表す。新工法ではマシン製造がクリティカルパスになっている。これに対し、従来工法では立坑築造期間中にマシンを製造できる。

ケーソン工法と新工法のクリティカルパスの日数をシールド径別、深度別に示したのが表4-6、表4-7である。これらより両施工法に関し次のことがわかる。すな

わち全体工程で新工法とケーソン工法を比較すると、条件によって優劣が変わるが、トンネル深度が大きく、トンネル径が小さいほど新工法が有利となる。

連続地中壁工法の最短工程を表4-8に示す。工程の観点から本工法と新工法を比較すると、以下のようなになる（表4-6、表4-8参照）。ただし、優劣の有無の判断基準は2.5ヶ月とした。

- ①立坑の深度が30mの場合、従来工法の方が有利である。
- ②立坑の深度が50m、シールド外径が3mの場合、新工法はケーソン工法より有利であるが、他の条件では同程度である。
- ③躯体壁を構築しないでシールドを発進させる場合、連続地中壁工法はいずれの条件においても他の工法より有利になる。

新工法における現地作業の工期を示した表4-9を表4-6、表4-8と比較すると、現地作業工期は新工法の方が従来工法に比べて35～50%程度短いことがわかる。現地作業時間に関する新工法の有利性は際だっており、このために以下に示す利点が生じる。

- ①発注者側にとって現場管理費を減らすことができる。
- ②発注者側の技術者が不足している場合、監督業務が減る利点がある。
- ③道路占有に伴う迂回路の設置や、車線数減少による渋滞等、工事が近隣へ与える迷惑の期間を短くできる。
- ④例えば遺跡調査等で現地工事に直ぐに取り掛かれない状況がある場合には、その期間マシーン製造を進めることで、工期の遅れを最小限に押さえることができる。

4. 4 工事が周辺環境に及ぼす影響の程度と工事の安全度の差異に基づく評価

本章では、工事の安全性の観点から新工法を評価する。以下に述べるように新工法は従来工法にはない安全性をいくつか持っている。従来工法で施工した場合には必要となる補助工法、あるいは保証費用の一部は新工法では不要であり、これらは、コストの観点から直接的な利点になっている。以下に、周辺地盤への影響、周辺環境への影響、作業員の安全性、地球環境への影響などさまざまな角度から新工法を従来工法と比較する。

4. 4. 1 周辺地盤への影響

(1) 新工法と連続地中壁工法の比較

連続地中壁工法は、立坑建設時に周辺地盤に与える影響が小さいとされている。実際に、連続地中壁は壁の剛性が大きいために、山留め壁の変形が要因となって発生する壁の背面の沈下現象は起きにくい。しかし、地盤中に地下水の流動があったり砂礫層が介在すると、地中壁が崩壊する危険がある。また、連続壁施工時の継手部のスライム除去が悪い場合や、地中壁が難透水性の地盤内に根入れされていない場合、立坑内に漏水・湧水が発生し、この排水に伴って、連続地中壁の背面が沈下する。

躯体壁がセグメントである新工法の場合、剛性の点では連続地中壁に劣るが、真円に組み立てれば、水平断面内に曲げ応力は発生しない。また、シールの貼付に留意すれば漏水が少ないという利点がある。

(2) 新工法とケーソン工法の比較

ケーソン工法では、立坑底の掘削の際に応力解放に伴い周囲地盤が立坑内にはらみ出し、それが躯体の沈下時に引き込まれる現象が起きやすい。この現象は周辺地盤の沈下を引き起こす。これを防ぐ一つの方法は躯体と地盤との間に生じる周面摩擦力を低減させることである。このために、表面処理材を側壁コンクリート面に塗布したり、フリクションカット法（ケーソン刃口部を立坑壁寸法より最大5cm大きくし余掘りする方法）により間隙を作り、躯体の沈下を促すとともに、この間隙が周囲の地山の沈下の原因にならないよう、ここにベントナイト懸濁液を注入する方法

が用いられる。しかし、完璧な対策とはなっていない。

これに対し、新工法の場合、従来のシールド工法と同様に、マシン内部でセグメントを組み立てるという施工法のため、掘進に伴い周辺地盤を引きずることは少ない。また、掘進中にできるテールボイドには速やかに充填材を埋め、地盤の変形を防ぐ方法が用いられる。立坑空間内は常に密閉されているので、地下水の擾乱も極力押さえられる。このように、地盤沈下（隆起）量が小さく、擾乱の影響範囲も狭いことは3章で述べた通りである。

ケーソン工法では、立坑底で人力または機械を利用して中央部から刃口部に向けて掘削を進めた後に生じる躯体の自然沈下が十分には制御できず、しばしば沈下が急激で、ケーソンが傾斜することさえある。この場合には周辺地盤がかなり乱される。地盤が一度乱れると、さらに沈下が起こり易くなる。この対策として、刃口下を小刻みに掘削したり、急激な沈下を防ぐために支保をしたりする方法が用いられる。

新工法の場合、全断面をカッタで均一に切削し、連続的に掘進するため周辺地盤の乱れは最小限に押さえられる。

新工法の掘進作業時間は、掘削速度が大きいために、1日当たり2時間未満である。一方、ケーソン工法では1日中切羽作業を行っている。時間依存性の変形特性を示す地盤のゆるみは、前者の方が後者より少ない。

ニューマチックケーソン工法では、水深40mを超える場合、ディープウェル工法など地下水位低下工法を併用することがある。この工法は地下水を抜くので、地盤沈下が助長される。この欠点があるために近年、都市の住宅地など地盤の乱れを嫌う場所では、ケーソン工法は採用されない傾向にある。新工法では補助工法を併用しないため、これに伴う欠点は生じない。

4. 4. 2 周辺環境への影響

(1) 新工法と連続地中壁工法の比較

連続地中壁工法も新工法も、騒音・振動等が少ないため一般的に周辺環境への影響は少ない工法と言われている。ただし、連続地中壁工法の場合、立坑深度が増すと広い施工用地が必要となり、これを確保するために樹木を伐採したり、多大の道路占有をせざるを得ないことがある。また、掘削土量およびコンクリート、鉄筋の

使用量が多いことから大型車両の出入りが頻繁になり、住宅地区や商業地区においては道路交通に影響することがある。

これに対し新工法の場合、躯体壁の材料としてセグメントを使用し、立坑が小さくて掘削土量が少ないので、材料の搬入出が少なくて済む。ただし、従来よりシールドマシンが大型となり、分割数も多いために、搬入および組立ての際には大型車両の通行が多くなる。

（２）新工法とケーソン工法の比較

ケーソン工法は、立坑施工に要する用地面積および大型車輛の出入りの量が、３工法の中で最も少ない。

しかし、ケーソン工法では工事に必要な多量の圧縮空気を供給するための大型のコンプレッサの運転に伴う騒音・振動問題が発生する。これを防ぐために、作業場全体を防音ハウスで覆う必要がしばしば生じる。また、圧気が刃口から漏れると、空気が地盤中に透過し、周辺の井戸の汚濁や水枯れをもたらす。また、切羽が酸欠層に当たると周囲の井戸や地下構造物から酸欠空気が噴き出すといった事態も起こり得る。

また、ケーソン工法では、躯体の断続的な沈下に伴って振動が発生する。このため、本工法では精密機械工場など振動を嫌う建物の近辺では使用できない。

４．４．３ 施工の安全性

（１）鏡開け作業

従来工法の場合、立坑底からのシールドの発進は、シールド通過部の立坑壁を撤去した後に行う。この鏡開け作業のとき、発進部の地山は土圧・水圧に耐え自立している必要がある。もし、この条件を満たさないときには発進部周辺の地盤に対して薬液注入工法、高圧噴射攪拌工法、凍結工法等の地山安定処理工法を施し、あらかじめ地盤を強化しておかなければならない。しかし、これらの処理作業で得られる効果は、鏡開けまで確認することが困難であり、鏡開けはシールド工事の中で最も危険な作業である。このため、地山安定処理工法の効果については確実性と信頼性が要求される。

新工法の場合、鏡開け作業は不要で、立坑の掘削後、直ちにヨコシールドを発進させることができる。このため新工法は安全面で優れている。

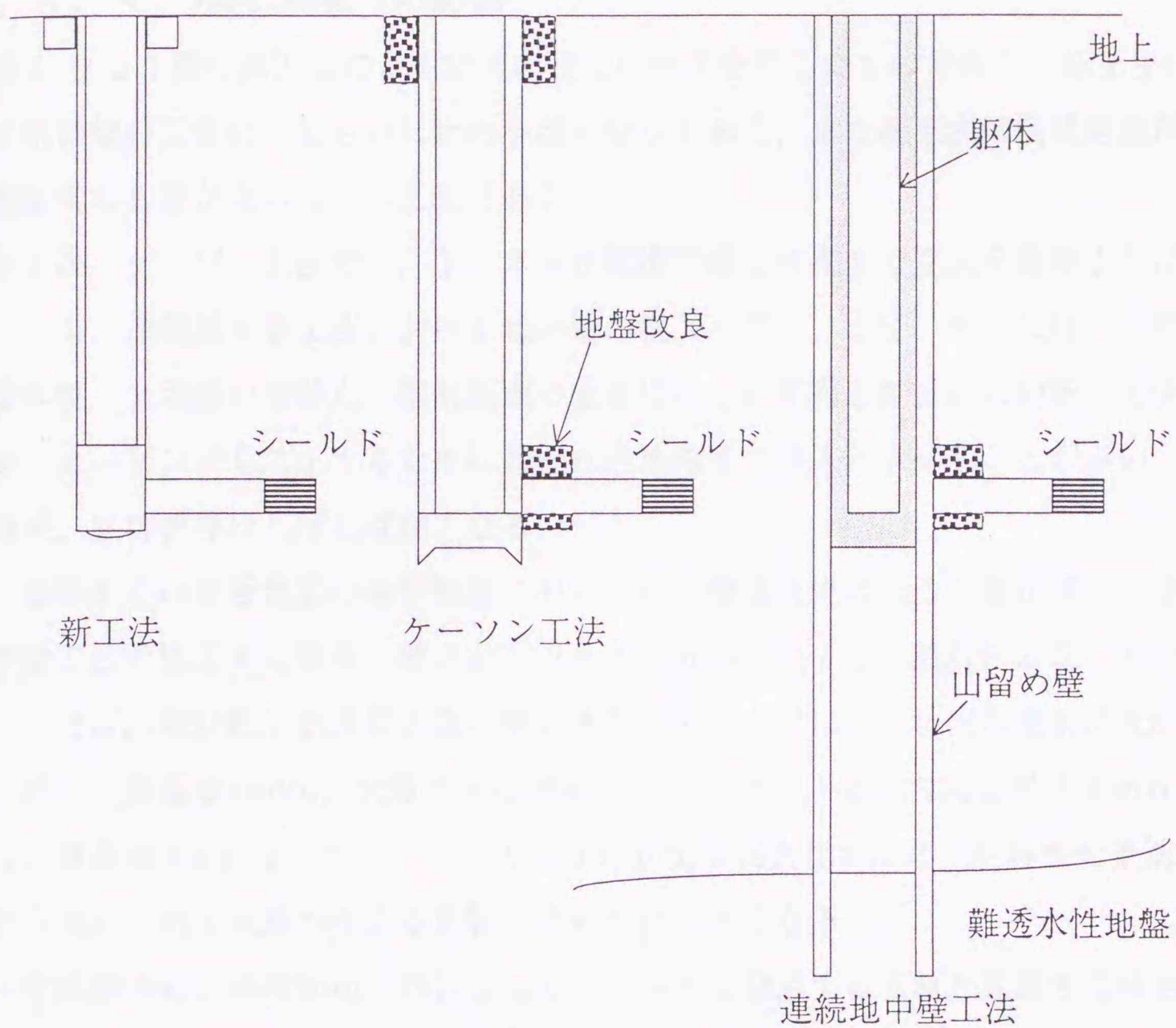


図4-9 施工法による立坑形状の違い

(2) 圧気下での作業

新工法および連続地中壁工法では大気圧下で作業がなされるのに対し、ケーソン工法（ニューマチックケーソン工法）では、圧気下での作業となる。外部と遮断され密閉された高圧室内での作業は、メタンガスによる爆発事故や火災事故を起こし易く、酸素欠乏による窒息事故も発生する。

圧気下での作業に従事する作業員は、減圧症（潜函病）にかかる危険があり、あらかじめ圧気に耐える訓練を受ける必要がある。人間が耐え得る気圧は 4 kgf/cm^2 が限界で、立坑の水深が40mを超える場合には地下水位低下工法等の併用が必要となる。このため、ケーソン工法は深度50mを超える立坑の施工法には適さないと言われている。

4. 4. 4 地球環境への影響

図4-9は3種の施工法による立坑の建設の様子を示したものである。新工法による立坑は他の工法によるものに比べ小型になっており、また新工法は横坑発進部の地盤改良の必要がない唯一の工法である。

新工法とケーソン工法では、トンネルが発進可能な深度まで立坑を掘削すれば済む。一方、連続地中壁工法における地中壁の根入り長は、土圧、水圧に対する壁体の安定性、土留壁の支持力、掘削底面の安定性などの要因を総合的に判断して決めるが、ヒービングを防止するために難透水性地盤まで根入れさせることが多い。その結果、立坑壁体はしばしば長くなる。

首都圏あるいは近畿圏の沖積地層においては、難透水性地盤の位置が深く、連続地中壁工法で施工する場合、壁長がトンネル深度の倍近くなる設計例は珍しくない。例えば、東京都下水道局の森ヶ崎送水管シールドでは、立坑内部掘削深度63.3mに対し、壁長は99.0m、大阪ガスの浜寺シールドでは、立坑内部掘削深度46.0mに対し、壁長80.8mとなっている。このように立坑が長大化すると、材料の大量消費を伴う他に、地下水脈へ与える影響がそれだけ大きくなる。

沖積地盤中に、深度50m、外径3mのシールドを発進する立坑を建設する場合について、連続地中壁工法と新工法のコンクリート使用量を比較する。断面形状は4.4節と同じ条件とすると、新工法が 233m^3 で済むのに対し、連続地中壁工法ではこの20倍の 4635m^3 を必要とする。掘削土量を比較すると、前者が 1171m^3 であるのに対し後者は6倍の 7364m^3 となる（表4-10参照）。

また、立坑底におけるシールド発進坑口部の地盤改良は、施工に伴う材料の消費の増大とともに地下水の汚染を招く可能性もある。地球環境という視点からも、立坑は利用上ならびに維持管理上、支障のない程度まで小型化するのが望ましい。

4. 5 工事管理の差異に基づく評価

作業計画の立てやすさ、マシン組み立ての容易さ、立坑の鉛直精度の維持など工事管理の容易さについて、新工法と従来工法を比較する。

4. 5. 1 作業計画

シールドの発進立坑工事とトンネル工事は別な工事として発注されることが多い。立坑の工事に対し、ケーソン工法、連続地中壁工法のいずれかを採用する場合、それぞれ専門の業者が工事を行い、トンネル工事の担当業者と異なるのが普通である。両工事の切り替え時には作業員をはじめ設備なども全て入れ換わる。

連続地中壁工法で特殊な掘削機を使用する場合には、掘削機の数が少ないため、他の工事で掘削機の使用が完了するのを待つ事態も生じ得る。

また、従来工法では立坑工事終了後、発進坑口部の地盤改良工事が横坑掘進の準備工と並行して実施される。この作業が立坑工事の片づけ作業あるいは横坑の処理設備の設置工と輻輳する場合には、作業間の調整をする必要がある。

これに対して、新工法では掘削のための設備、作業員が同一であり、並行する作業が少ないこともあり、作業計画を立てやすい。

4. 5. 2 マシン組み立て

シールドマシンは工場から現地まで分割して運搬し、現地で再度組み立てる。この時、従来工法では地上にクレーンを設置し、分割して運搬されたマシンを立坑の底部で組み立てるため、以下の問題が生じる。

- ①地上のクレーンの運転手が、直接、作業を見ることができない。
- ②深い立坑になると、作業員の上り下りに時間がかかり、作業効率が悪い。
- ③組み立て作業は、狭い立坑底の空間内で行われるため、作業能率が落ちる。
- ④マシンの部品はカッタの中心軸に対称に配置されているものが多い。従来工法では、マシンをヨコにして組み立てるため、鉛直に組み立てるのと比較して作業能率が落ちる。

これに対し、新工法では地上で組み立てるため、上記の①～③の短所が回避され

るとともに、安全管理の目が行き届きやすい。また、工場で製作するのと同様に、マシンを倒立した状態で組み立てるので、作業の効率が良いばかりでなく、自重によるマシンの変形が軸対称となるために真円度を保ちやすい。

新工法で使用するマシンは複雑であるにも関わらず、表4-5に示すように、現地組み立ての時間が従来工法と比較して半月程度しか長くなっていないのは、上記の理由による。

4. 5. 3 立坑の鉛直施工精度

ケーソン工事では躯体を一気に沈下させるために、立坑に傾斜が付きやすい。傾斜が付いた場合、掘削初期であれば地上から矯正することが可能である。しかし、躯体の沈下が進み深くなると傾斜に対する矯正や修正が難しくなる。

傾斜の付く最大の原因である急激な沈下を防止するために、木材を井桁に組み徐々に外しながら沈下を進めたり、小刻みな掘削をするなどの管理で対応しているが、根本的な解決手段とはなりにくい。

これに対して、新工法ではカッタで全断面を均一に掘削していくため、セグメントの組み立て面は水平に保たれる。また、水平かつ真円にセグメントが組み立てられないと、その下段のセグメントが組み立てられないので、必然的に立坑の鉛直精度は保たれる。立坑全体に傾斜が発生した場合でも、毎分1cmの掘進速度の条件の下でシールドジャッキの操作により容易に修正することができる。

5章で述べるB、C事例では、どちらもジャッキを使用した方向制御作業をすることなく鉛直精度を保つことが可能であった。つまり新工法の場合、セグメントが組み立てられる精度で施工管理すれば、特別な管理をしなくても立坑の鉛直精度は自ずと保たれる。

4. 6 施工費用の差異に基づく評価

本節ではシールド発進立坑の施工を費用の観点から従来工法と新工法の比較を行う。施工費用は工事の条件によって大きく変わる。このため、あらゆるケースについて費用を算出するのは困難なので、ここでは、30mを超える立坑を検討の対象とする。この場合、工事費の額には重点を置かず、施工条件の差異が工事費用にもたらす影響の把握に主眼を置く。

4. 6. 1 検討条件

以下の3つの条件に対してシールドトンネルの発進用立坑の工事費を算出する：

- | | |
|------------------|-------------------------|
| ①シールドトンネル外径 | 3m, 4m, 6m |
| ②シールド深度 (トンネル中心) | G L - 30m, - 50m, - 70m |
| ③土 質 | 沖積地盤と洪積地盤 |

沖積地盤は、軟弱なシルト・砂層の互層になっており、GL-80m以深に難透水性の地層があるものとする。なお、連続地中壁工法では土質の差により壁長が異なるので、建設費は土質別に設定するが、他の2工法では土質は建設費に関係しないものとする。

立坑形状は4・1節の検討結果を参考に次のように仮定する．ニューマチックケーソン工法では，壁厚を1.5m，刃口の作業空間を2.2mとする．連続地中壁工法では壁厚を1 m，躯体の壁厚を1 mとし，根入れ長は3.5mを標準とし，立坑内部掘削深さについてはマシンと底盤までの空間を0.7m，底盤コンクリート厚を2 mとする．

表 4-10, 11, 12に, それぞれシールド外径 3 m, 4 m, 6 mの立坑の諸元を示す. ケーソン工法による場合, 躯体が立坑そのものになる. 連続地中壁工法では山留壁の内側に立坑構造物を構築する必要がある, 工事費には両者の工事費を含める.

表4-10 シールド外径3 mの場合の立坑諸元（長さの単位はm, *は新工法, **は連続地中壁における項目を表す）

トンネル深度		新工法*	ニューマチックケーソン工法	連続地中壁工法**	
				沖積地盤	洪積地盤
	立坑内径 [m]	φ 4.75	φ 8.2	φ 8.2	
	立坑外径 [m]	φ 5.3	φ 11.2	(φ 10.2) φ 12.2	
30m	掘削深さ [m]	33.1	36.4	34.2	
	掘削土量 [m ³]	730	3584	2793	
	セメント長*／壁長**	25／	—	／42.2	／37.7
	壁部コンクリート量 [m ³]	109	—	1484	1326
	躯体コンクリート量	38	—	1120	
50m	掘削深さ [m]	53.1	56.4	54.2	
	掘削土量 [m ³]	1171	5554	4427	
	セメント長*／壁長**	45／	—	／83.5	／57.7
	壁部コンクリート量 [m ³]	195	—	2937	2029
	躯体コンクリート量	38	—	1698	
70m	掘削深さ [m]	73.1	施工不能	74.2	
	掘削土量 [m ³]	1612		6060	
	セメント長*／壁長**	65／		／83.5	／77.7
	壁部コンクリート量 [m ³]	282		2937	2733
	躯体コンクリート量	38		2275	

表4-11 シールド外径4 mの場合の立坑諸元（長さの単位はm, *は新工法, **は連続地中壁における項目を表す）

トンネル深度		新工法*	ニューマチックケーソン工法	連続地中壁工法**	
				沖積地盤	洪積地盤
	立坑内径 [m]	φ 6.1	φ 9.2	φ 9.2	
	立坑外径 [m]	φ 6.8	φ 12.2	(φ 11.2) φ 13.2	
30m	掘削深さ [m]	33.5	36.9	34.7	
	掘削土量 [m ³]	1216	4310	3417	
	セメント長*／壁長**	24／	—	／42.7	／38.2
	壁部コンクリート量 [m ³]	170	—	1635	1463
	躯体コンクリート量	76	—	1277	
50m	掘削深さ [m]	53.1	56.9	54.7	
	掘削土量 [m ³]	1942	6646	5386	
	セメント長*／壁長**	44／	—	／83.5	／58.5
	壁部コンクリート量 [m ³]	312	—	3198	2241
	躯体コンクリート量	76	—	1918	
70m	掘削深さ [m]	73.5	施工不能	74.7	
	掘削土量 [m ³]	2668		7356	
	セメント長*／壁長**	64／		／83.5	／78.2
	壁部コンクリート量 [m ³]	454		3198	2995
	躯体コンクリート量	76		2559	

表4-12 シールド外径6mの場合の立坑諸元（長さの単位はm，
*は新工法，**は連続地中壁における項目を表す）

トンネル深度		新工法*	ニューマチックケーソン工法	連続地中壁工法**	
				沖積地盤	洪積地盤
	立坑内径 [m]	φ 8.6	φ 11	φ 11	
	立坑外径 [m]	φ 9.6	φ 14	(φ 13) φ 15	
30m	掘削深さ [m]	35.1	37.9	35.7	
	掘削土量 [m ³]	2539	5831	4736	
	セメント長*／壁長**	23／	—	／43.7	／39.2
	壁部コンクリート量 [m ³]	329	—	1921	1723
	躯体コンクリート量	197	—	1583	
50m	掘削深さ [m]	55.1	57.9	55.7	
	掘削土量 [m ³]	3986	8908	7390	
	セメント長*／壁長**	43／	—	／83.5	／59.2
	壁部コンクリート量 [m ³]	614	—	3671	2602
	躯体コンクリート量	197	—	2337	
70m	掘削深さ [m]	75.1	施工不能	75.7	
	掘削土量 [m ³]	5433		10043	
	セメント長*／壁長**	63／		／83.5	／79.2
	壁部コンクリート量 [m ³]	900		3671	3482
	躯体コンクリート量	197		3090	

4. 6. 2 工事費の算出

工事費には、立坑工事からシールドトンネル工事までを全て含ませるのが合理的であろう。しかし、そうするとトンネル機種による差異、トンネル延長といった要素をどのように考慮すべきかなどの問題が生じる。立坑工事とシールドトンネル工事は別々に発注されることも多い。以上を勘案し、ここでは立坑工事費のみを比較することにする。

立坑工事費は、立坑築造からシールド発進までの費用と立坑内部の躯体構築の費用の2つから成るものとする。また、新工法で使用する立坑工事のマシン価格は、全マシン価格からヨコシールドの価格を引いたものとする。なお新工法では横坑を泥水式シールドで掘削するものとし、泥水処理に関わる費用のうち、処理施設の組立ておよび解体工費はシールドトンネルと共通しているために除き、立坑建設中に供用する損料のみを計上する。

従来工法では、発進坑口部の地盤改良、鏡開け、シールド発進に関わる諸設備の費用を計上しているが、これらは新工法では不要である。

表4-13に示す代価を用いて、算出した工事費を表4-14～17に示す。ニューマチックケーソン工法の代価には圧気による漏気防止対策も含まれている。また表4-13中*印を付けた項目については、深度20mにつき10%の割り増しをする。

表4-15中の「掘削・残土処理工」とは、地中連続壁工法で構築した山留め内の掘削費のことで、地中連続壁の施工過程で発生する残土の処理費は地中連続壁工の費用に含まれている。表4-16中の「その他」には、表4-15中の掘削・残土処理工、発進坑口地盤改良工、発進準備工、躯体コンクリート工の各工事が含まれている。

表 4 -13 代価表

施工法	項 目	概算単価
ニューマチックケーソン工法		9.5万円*／掘削土量 m^3
連続地中壁工法	連続地中壁工	13万円／壁部コンクリート m^3
	掘削・残土処分工	5万円*／掘削土量 m^3 ，1万円／処分土量 m^3
	躯体コンクリート工	6.5万円／ m^3
新工法	セグメント工	20万円／壁部コンクリート m^3
	掘進工	3.6万円／掘削土量 m^3

*：深度20mにつき10%の割り増しをする。

表 4 -14 ニューマチックケーソン工法による立坑工事費

深度	立坑径	3 m	4 m	6 m
30m	ケーソン工	3.4億円	4.0億円	5.5億円
	発進坑口地盤改良	0.6	0.8	1.7
	発進準備工	0.2	0.4	0.6
	合 計	4.2	5.2	7.8
50m	ケーソン工	5.8億円	7.0億円	9.3億円
	発進坑口地盤改良	0.8	1.0	2.2
	発進準備工	0.2	0.4	0.6
	合 計	6.8	8.4	12.1
70m		施工できない		

表 4 -15 連続地中壁工法（沖積地盤）による立坑工事費

深度	立坑径	3 m	4 m	6 m
30m	地中連続壁工	1.9億円	2.1億円	2.5億円
	掘削・残土処理工	0.4	0.5	0.7
	底盤改良工	1.3	1.6	2.1
	発進坑口地盤改良工	0.6	0.8	1.7
	発進準備工	0.2	0.4	0.6
	躯体コンクリート工	0.7	0.8	1.0
	合計	5.1	6.2	8.6
50m	地中連続壁工	3.8億円	4.2億円	4.8億円
	掘削・残土処理工	0.7	0.8	1.1
	発進坑口地盤改良工	0.8	1.0	2.2
	発進準備工	0.2	0.4	0.7
	躯体コンクリート工	1.1	1.2	1.5
	合計	6.6	7.6	10.3
70m	地中連続壁工	3.8億円	4.2億円	4.8億円
	掘削・残土処理工	1.0	1.2	1.6
	発進坑口地盤改良工	3	3.5	4.5
	発進準備工	0.3	0.5	0.7
	躯体コンクリート工	1.5	1.7	2.0
	合計	9.6	11.1	13.6

表 4 -16 連続地中壁工法（洪積地盤）による立坑工事費

深度	立坑径	φ 3 m	φ 4 m	φ 6 m
30m	地中連続壁工	1.7億円	1.9億円	2.2億円
	底盤改良工	0.8	1.0	1.2
	その他	1.9	2.5	4.0
	合計	4.4	5.4	7.4
50m	地中連続壁工	2.6	2.9	3.4
	底盤改良工	0.8	1.0	1.2
	その他	2.8	3.4	5.5
	合計	6.2	7.3	10.1
70m	地中連続壁工	3.6	3.9	4.5
	その他	5.8	6.9	8.8
	合計	9.4	10.8	13.3

表 4 -17 新工法による立坑工事費

深度	立坑径	3 m	4 m	6 m
30m	マシーン価格増分*	2.1億円	3.1億円	5.9億円
	セグメント工	0.2	0.3	0.7
	掘進工（裏込・残土共）	0.3	0.4	0.9
	球体回転および発進工*	0.2	0.3	0.5
	発進架台設備*	0.5	0.6	0.8
	設備工（残土処理他）	0.3	0.4	1.0
	立坑下部仕上げ*	0.1	0.1	0.2
	合計	3.7	5.2	10.0
50m	セグメント工	0.4	0.6	1.2
	掘進工（裏込・残土共）	0.4	0.7	1.4
	設備工（残土処理他）	0.4	0.5	1.3
	その他（*の合計）	2.9	4.1	7.4
	合計	4.1	5.9	11.3
70m	セグメント工	0.6	0.9	1.8
	掘進工（裏込・残土共）	0.6	1.0	2.0
	設備工（残土処理他）	0.5	0.6	1.6
	その他（*の合計）	2.9	4.1	7.4
	合計	4.6	6.6	12.8

*印の工種は共通のため、立坑深度50mおよび70mではその他とした。

4. 6. 3 工事費の比較

図4-10～12は、施工法別に3種のシールドトンネル径に対する工事費を図示したものである。

図4-10はシールドトンネル外径が3 mの場合を示したものであるが、新工法は他の2つの工法に比べ、施工費がどの深度についても安いこと、また、新工法では、

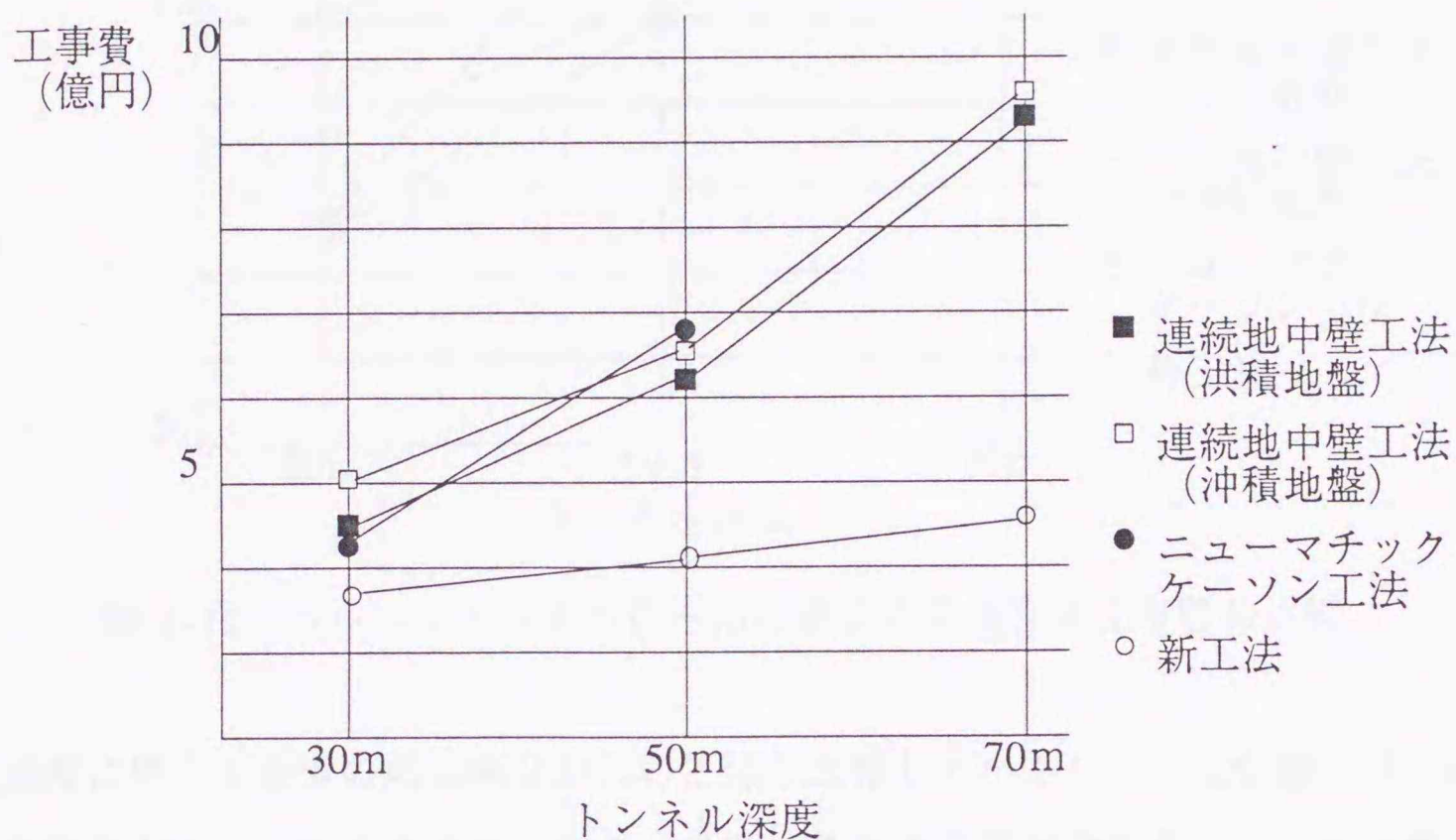


図4-10 シールドトンネル径3 mの場合の発進立坑工事費の比較

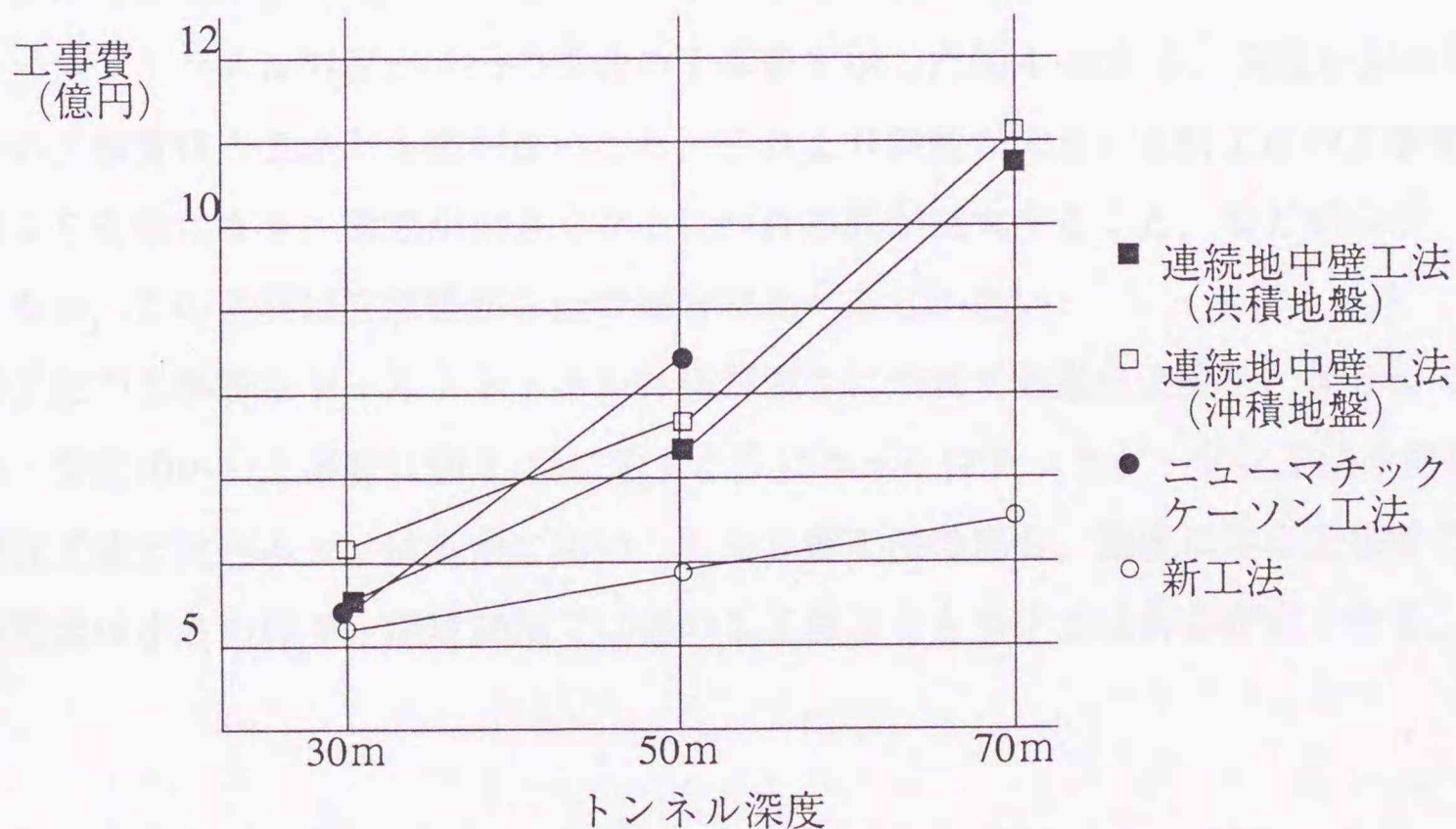


図4-11 シールドトンネル径4 mの場合の発進立坑工事費の比較

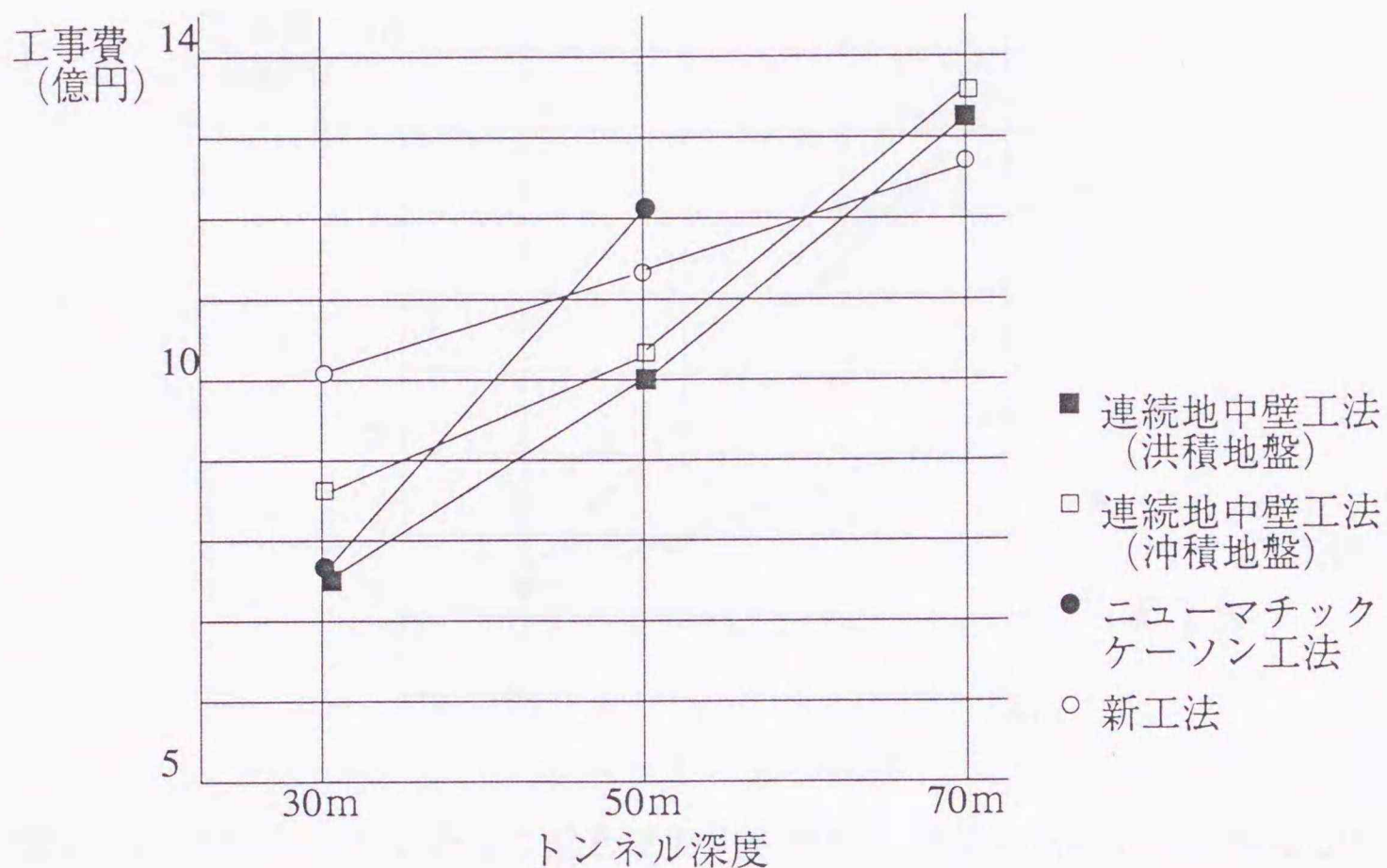


図 4-12 シールドトンネル径 6 m の場合の発進立坑工事費の比較

立坑深度に伴う工事費の増加割合が他の工法と比較して小さく、深度が増すほど施工費の差異が大きくなることがわかる。傾向がこれと正反対なのが、ニューマチックケーソン工法で、深度による工事費の増加割合が大きい。このため、深度 30m の工事費は連続地中壁工法より安価であるが、深度 50m では逆に高価になっている。

シールドトンネル外径が 4 m の場合の工事費を示した図 4-11 から、深度が 30m の場合の工事費は 3 工法とも差がないこと、それより深度が大きいと新工法の工事費は他より安価になり、深度が大きくなるにつれ差異が拡大すること、などがわかる。なお、この差異は立坑径が 3 m の場合に比べると小さい。

新工法の工事費はシールドトンネル外径が増すにつれて急激に上昇し、径 6 m の場合、深度 30m の工事費は図 4-12 に示すようにニューマチックケーソン工法や連続地中壁工法と比べると、はるかに高い。しかし新工法の場合、深度に伴う工事費の増加割合は小さいので、深度 70m では他の 2 工法よりも若干ではあるが安くなる。

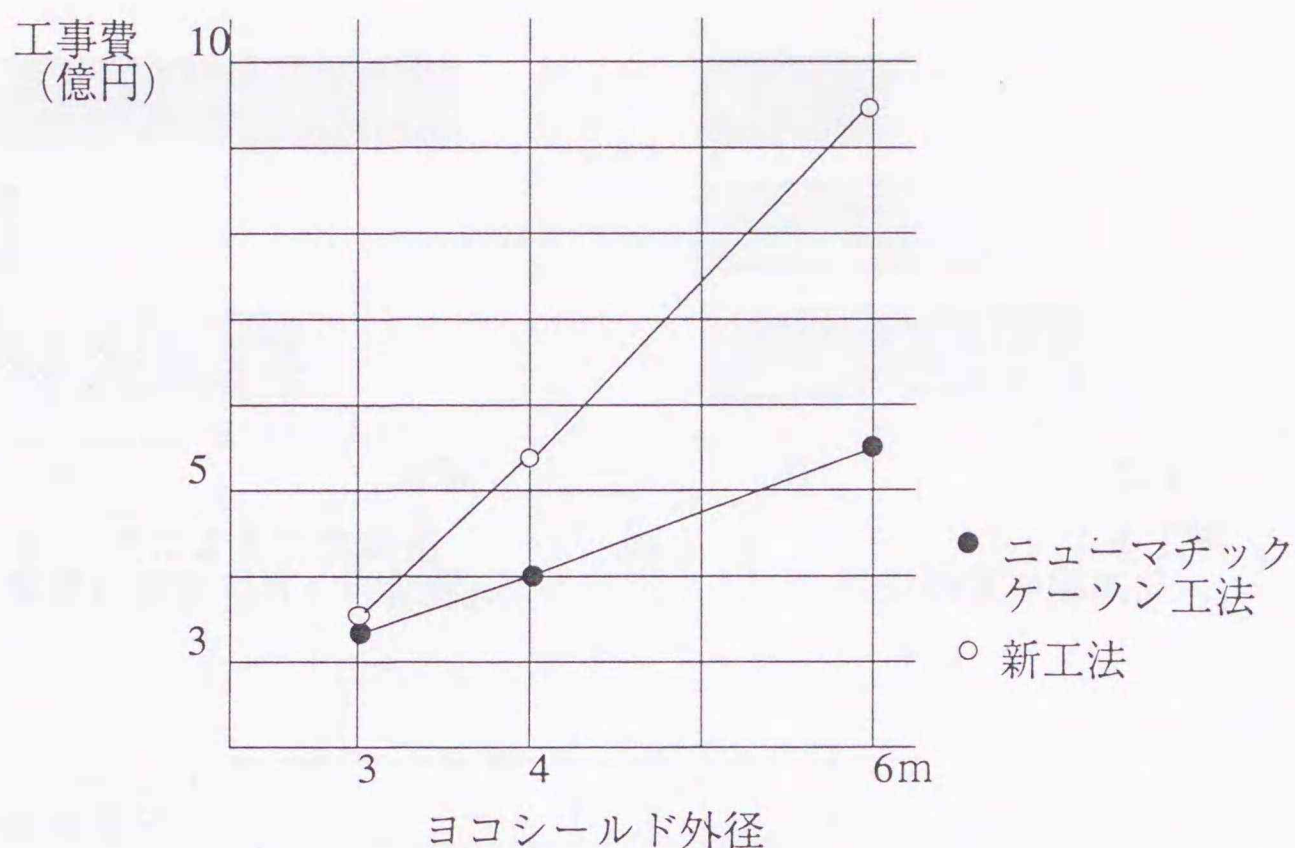


図4-13 ヨコシールド発進に関わる費用を除いた深度30mの立坑工事費比較

図4-10～12に示した工事費には、立坑工事費とヨコシールド発進に関わる工事費の両方が含まれている。図4-13はヨコシールド発進に関わる工事費を除き立坑工事費だけを示したものである。立坑深度が30mの場合には、ヨコシールド外径に関わらずニューマチックケーソン工法の方が新工法より工事費が安くなる。

図4-10～13の結果は次のことを示唆している。すなわち、立坑工事費にヨコシールド発進に関わる工事費も加えることにより、初めて他の工法に対する新工法の優位性が生じる。

4. 6. 4 工事費の観点から見た新工法の特徴

工事費の観点から新工法の特徴を明らかにする一助として、表4-17に示す立坑工事費を用い、立坑工事の各項目に占める費用の割合を求めてみた。図4-14はヨコシールド外径3m、トンネル深度30mに対する例を示したもので、新工法の場合、工事費全体に占めるマシン価格の割合が50%以上と大きいこと、セグメントの費用が5%と小さいこと、などがわかる。これは、通常のヨコシールドの工事費と比較して、著しく異なる点である。一例として、トンネル外径3.75m、掘進延長620m、二次覆工を含まない場合のシールドトンネルの工事費構成を図4-15に示す。ヨ

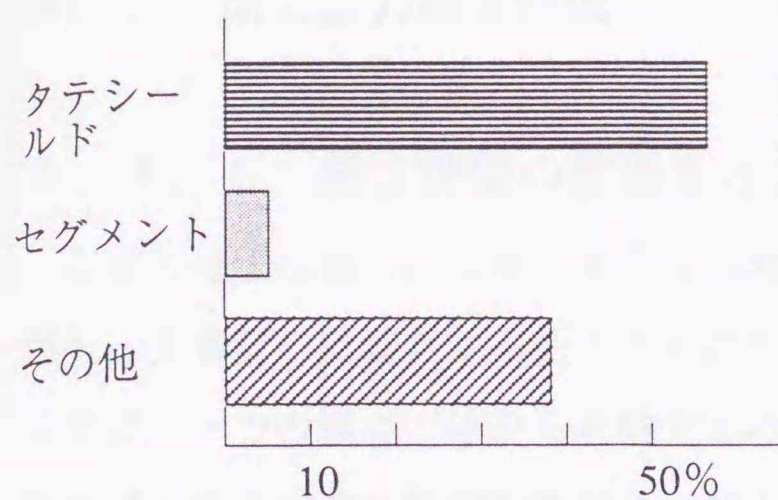


図4-14 新工法による立坑築造工事費の構成 (表4-17参照)

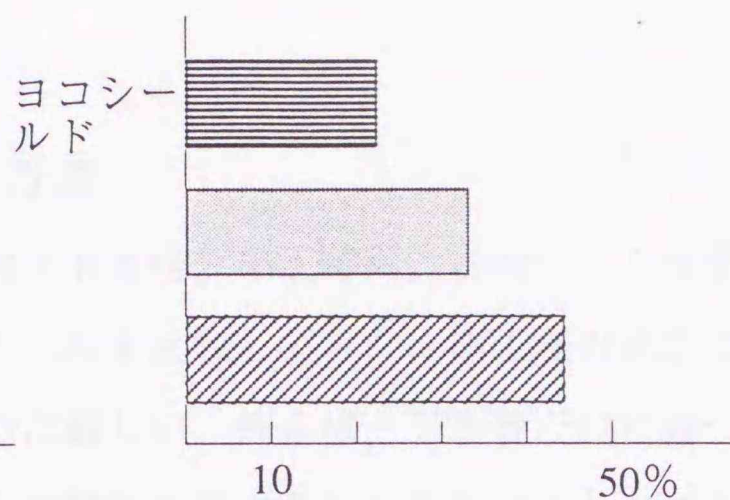


図4-15 シールドトンネル工事の工事費の構成例

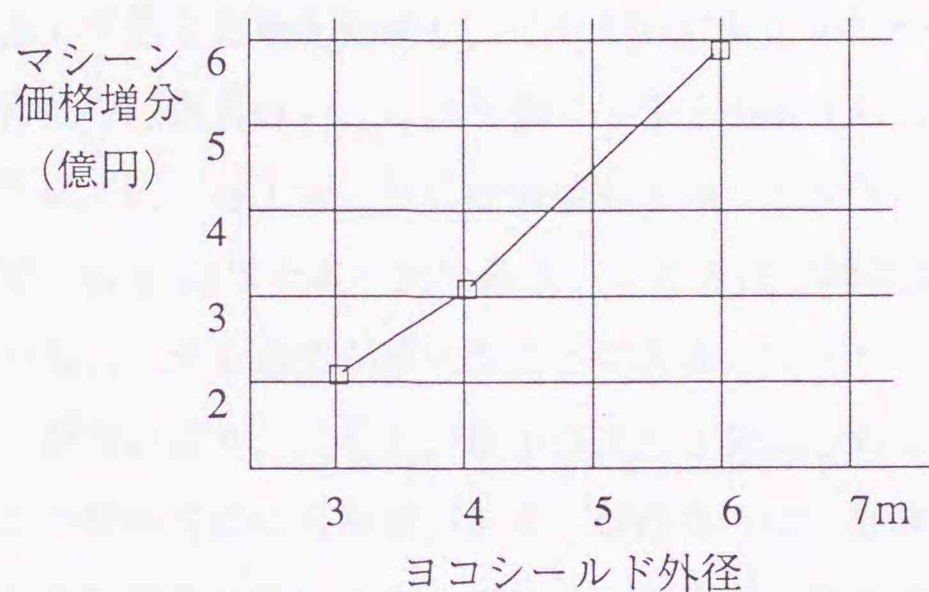


図4-16 タテシールド価格

コシールドの場合、タテシールドと比較して、マシン価格の割合が小さく、セグメントの占める割合が大きいことがわかる。

シールド工事では、マシン価格が固定されているので、掘削距離が増すほどマシン価格が割安になる。

縦横連続掘進機の価格からヨコシールドの価格を引いたマシン価格増分は、図4-16に示すように、ヨコシールド外径とともに高騰する。新工法の工事費に占めるマシン価格が大きいために、コスト面で適応可能なヨコシールド外径には上限があり、現段階においては、この上限値は6～7mと見積もられる。また、立坑深度にも適応限界があり、70m程度と推定される。

4. 7 新工法の総合評価

4. 7. 1 総合評価の重要性と方法

立坑の施工に関し、工事に要する用地占有面積、施工時間、安全性、工事管理の難易、工事費の諸観点から新工法と従来工法を比較してきた。施工法の選定にあたっては、一つの観点だけから判断するのは難しい。例えば、工事費だけに基づいた評価は、技術の適応範囲を狭ばめ、個々の技術が持つ長所を生かすことができないと考えられる。そこで本節では、各要素を全て勘案した総合的な評価を試みる。

従来、土木工事における工法選定は、しばしば比較表に基づいてなされている。すなわち、施工可能な方策を列举し、それぞれに対しいくつかの評価項目について3～5段階程度の評価を行い、これを基に工法を選択するわけである。通常は判定に便利のように、列に各工法、行に評価項目を取ったマトリックス表示をする。これが比較表で、表4-18はその一例である。この方法で問題なのは、各項目の評価作業から工法を選択に至る過程が曖昧なことである。マトリックス中に最低の評点（つまり×）がない限り、工事費が最小の工法が採用されることが多い。

しかし、この判断方法にも問題がある。何故ならば、評価項目の中には費用に換算できないものも含まれているからである。例えば、施工中および完成後の環境保全や安全性、景観といった項目がこれに該当する。

比較表に基づいて各施工法の順位を決める合理的な方法として、ここでは意志決定支援システムの一つであるAHP（Analytic Hierarchy Process、階層分析法）と呼ばれる手法を採用する。

立坑築造工法に係わる評価項目として、工期、工費、土質・地下水に対する適応性、補助工法の選定などを挙げるができる。現場の状況によっては、路下施工の適否、施工面積、周辺環境、安全性等も評価項目に含めることができる。この他に材料の量、廃棄物の種類と量、労働力といったものも評価項目に含めることができよう。

しかし、上に述べた項目全てを考慮しようとすれば、問題が複雑になり、判定時に混乱を招く危険性がある。そこで、評価項目をグループ化し、全体の評価項目の数を少なくすることにする。

まず、評価項目については、検討の対象になる施工法が所定の条件下で適用可能という前提の下に、工事費、工期、施工性、周辺環境の4つとする。施工用地、作業上の安全性は「施工性」に含ませる。補助工法は4つの項目の各々に含ませる。このように、あらゆる評価項目は4つの項目のいずれかに含ませることにする。

4. 7. 2 AHP法による評価

AHP法では、以下に示す手順に従って評価が下されるが（図4-17参照）、総合評価を点数で与えるために、主観的な判断を排除しやすいという特徴がある。

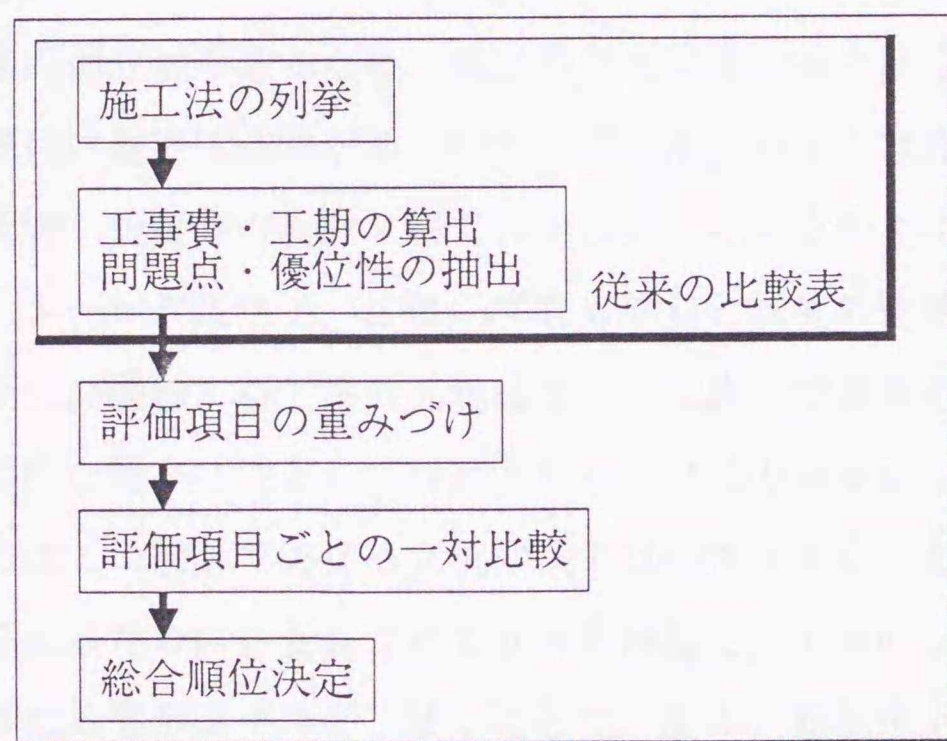


図4-17 AHPによる評価手順図

- ①施工条件にあった施工法を列挙する。
- ②各施工法毎に、積算工事費、工期、施工性、周辺環境の4項目に関して問題点と優位性を検討する。
ここまでは、従来の比較表による評価方法と変わらない。
- ③評価項目について、計画中の工事の条件を加味した相対的な重要度を表す重み（weight）を決める。
- ④それぞれの評価基準毎に各工法を一対比較し、どちらがどの程度よいか、つまり優先度（priority）を決める。
- ⑤各工法について評価基準毎の重みと優先度の積の総和を求める。これが総合的な評価値となる。

4. 7. 3 評価例

S公園内を発進立坑とする工事を例に挙げ、ATP法により各施工方法を評価する。従来の比較表を用いた方法では、同工事の場合、最も工事費の低かったD案が最良と評価された。

土質は砂、シルト、砂礫の互層で、施工条件としては、立坑内より2本のトンネル、1本は深度40m（外径4m）、他は20m（外径4m）、が発進するものとする。立坑工事をニューマチックケーソン工法で行う場合、エアブローが懸念される。また、連続地中壁工法で行う場合には、盤膨れの危険を避けるために壁長は100m程度にする必要がある。

樹木の多い公園内に立坑を造るため、施工の用地面積は極力狭くすることが望まれる。また、周囲には重要構造物が多いので、周辺地盤の沈下は許されない。

工法の概要、長所・短所等の検討を経て作成した比較表を表4-18に示す。列挙した施工法のうち、シールド工法1、2はいずれも立坑と横坑の連続シールドを用いる新工法を意味する。通常、新工法の立坑径は、立坑底部で球体を利用してヨコシールドが発進可能な最小寸法として設計される。立坑の途中からヨコシールドを発進させるためにはこの設計で決まる立坑寸法では小さすぎる。このため、下段のシールドを発進させるために必要な寸法で立坑を設計し、上段のシールドは立坑を拡幅した後発進させる案をシールド工法1とした。また、立坑を上段のシールドが発進可能な寸法に設計する案をシールド工法2とした。

表4-18 立坑築造工法の評価（総合評価は従来の方法による）

案	評価項目	工事費 億円	工期 ヶ月	施工性	周辺環境	総合 評価
A	ニューマチック ケーソン工法	81.7	51	普通	悪い	△
B	圧入オープン ケーソン工法	82.3	52	よい	普通	△
C	地下連続壁工法	86.3	63	悪い	よい	△
D	シールド工法1	81.2	51	普通	よい	○
E	シールド工法2	84.7	50	よい	非常によい	△

評価項目の重みづけをするために、まず、互いの評価項目の相対的な重要度 (x_{ij}) を求める。相対的な重要度は 1～5 の値をとるものとし、各値は次のような意味があるものとする。

1：同程度 3：若干重要 5：明かに重要

表 4-19 の左側はそれを示したものである。工事費を例に重みづけの方法について説明する。工事費と工期では、工事費の安いほうが重要であり、工期に対する工事費の重みを 4 とした。

公園内の樹木をできるだけ伐採したくないというのが基本の条件にあるので、できるだけ狭い用地で施工する必要がある。このため、少々の工事費の差なら施工性を優先したいため、施工性に対する工事費の重みを 1/3 とした。周辺環境に関しては、地盤沈下は許されないものの、周囲に住宅や商店街がないため、周辺環境に対する配慮は普通程度で良く、これに比べると工事費の方が若干重要であると判断される。このため、周辺環境に対する工事費の重みを 3 とした。

次に、相対的な重要度 x_{ij} を用いて評価項目の仮の重みを次式により決める。

$$n \sqrt{x_1 \cdot x_2 \cdot \dots \cdot x_n} \quad (4-7)$$

ここに n は評価項目の数である。

各評価項目の重みを、仮の重みを仮の重みの総和で割った値として定義する。この重みは表 4-19 の右側に示されている。

表 4-19 評価項目の重みの決定

	工事費	工期	施工性	周辺環境	仮の重み	重み
工事費	1	4	1/3	3	1.414	0.34
工期	1/4	1	1/2	1	0.595	0.14
施工性	3	2	1	1/2	1.316	0.31
周辺環境	1/3	1	2	1	0.904	0.21
合計					4.229	1

今度は、評価項目ごとに一對の工法について優劣を比較する。優劣の程度は下記の5つのランクのいずれかに属するものとする。

E: "同じくらい" よい W: より" やや" よい S: より" かなり" よい

D: より" はるかに" よい A: より" 圧倒的に" よい

EとWの間はE-Wとする。

工事費には、立坑構築費の他に、発進坑口部の地盤改良および横坑の費用を含ませる。各案の工事費の優劣については、ここでは1億円以内の差ならEとし、2億円の差があれば優劣が1ランク異なるものとする。

工期の優劣については、1.5ヶ月の差ならEとし、3ヶ月の差があれば優劣が1ランク異なるものとする。

施工性についての優劣は、立坑施工に必要な用地面積の大きさを主、横坑施工時のやりにくさや作業の安全性といった点を従として判断する。比較する判断根拠を与えるために、A～Eまでの各施工方法で必要とする用地面積、立坑の内空寸法、圧気使用の有無、鏡開け作業の有無を表4-20に示す。作業の有無については作業がない場合の方が優れているものとする(○印)。

表4-20 施工性の比較根拠

比較項目 \ 施工法		A	B	C	D	E
用地 (m ²)	立坑施工時	1500	1200	3000	1200	1200
	横坑施工時	1200				
立坑内空径 (m)		12	12	13	5.5	6.5
作業の 安全性	圧気使用	×	○			
	鏡開け作業	△			○	

周辺環境の優劣に関する判断基準は曖昧性を持っているが、ここでは下記のように各工法で懸念される問題点をあげ、その数で優劣をつける。当然、各施工案で抱える問題に対しては補助工法によって対策がなされるので、決定的な問題にはならない。

- ・ ケーソン沈設時の周辺地盤の引き込みの可能性
- ・ 地盤改良の併用による土壌および地下水の汚染の可能性
- ・ 地下水低下工法併用による周辺地盤の沈下の可能性

- ・ 圧気使用による周辺へのエアブローの可能性
- ・ 地下水脈切断の可能性
- ・ 大型車両の出入り頻度
- ・ 騒音および振動の発生
- ・ その他

表4-21～24に一对比較をして得たランクづけの結果を示す。次に、各ランクに重み y_{ij} を与える。ここでは、E, W, S, D, Aに対する重みは、それぞれ1, 3, 5, 7, 9, とする。

それぞれの評価項目毎に各施工法の仮の優先度を次式から求める。

$$\sqrt[n]{y_1 \cdot y_2 \cdot \dots \cdot y_n} \quad (4-8)$$

工事費についての各施工法の仮の優先度は、表4-21から次のようになる。

- A $(1 \times 1 \times 5 \times 1 \times 3)^{1/5} = 1.718$
 B $(1 \times 1 \times 5 \times 1/2 \times 3)^{1/5} = 1.496$
 C $(1/5 \times 1/5 \times 1 \times 1/6 \times 1/2)^{1/5} = 0.320$
 D $(1 \times 2 \times 6 \times 1 \times 4)^{1/5} = 2.169$
 E $(1/3 \times 1/3 \times 2 \times 1/4 \times 1)^{1/5} = 0.561$

それぞれの評価項目毎の各施工法の優先度を、仮の優先度をその総和で割った値として定義する。工事費に対する各施工法の優先度は

$1.718 + 1.496 + 0.320 + 2.169 + 0.561 = 6.264$ より、以下のようになる。

- A $1.718 / 6.264 = 0.274$
 B $1.496 / 6.264 = 0.239$
 C $0.320 / 6.264 = 0.051$

表4-21 工事費に関する一对比較

施工方法	A	B	C	D	E
A	—	E	S	E	W
B	E	—	S		W
C			—		
D	E	E—W	S—D	—	W—S
E			E—W		—

表 4 -22 工期に関する一対比較

施工方法	A	B	C	D	E
A	—	E	A	E	E
B	E	—	D - A	E	
C			—		
D	E	E	A	—	E
E	E	E - W	A	E	—

表 4 -23 施工性に関する一対比較

施工方法	A	B	C	D	E
A	—		E		
B	D	—	D	W	E
C	E		—		
D	S		S	—	
E	D	E	D	W	—

表 4 -24 周辺環境に関する一対比較

施工方法	A	B	C	D	E
A	—				
B	E - W	—			
C	W	E - W	—		
D	W - S	W	E - W	—	E
E	W - S	W	E - W	E	—

表 4 -25 立坑築造に関する各施工法の優先度

	工事費	工期	施工性	周辺環境
重み	0.34	0.14	0.31	0.21
A	0.274	0.243	0.053	0.068
B	0.239	0.207	0.368	0.108
C	0.051	0.028	0.045	0.184
D	0.346	0.243	0.166	0.32
E	0.090	0.279	0.368	0.32

$$D \quad 2.169 / 6.264 = 0.346$$

$$E \quad 0.561 / 6.264 = 0.090$$

同様に、工期、施工性、周辺環境について各施工法の優先度を求めた結果を、各評価項目の重み（表4-19参照）と併せて表4-25に示す。最後に、各施工法毎に評価項目毎の重みと優先度の積の総和を求め、これをその施工法の総合得点とする。各施工法の総合得点は次のようになる。

$$A \quad 0.34 \times 0.274 + 0.14 \times 0.243 + 0.31 \times 0.053 + 0.21 \times 0.068 = 0.158$$

$$B \quad 0.34 \times 0.239 + 0.14 \times 0.207 + 0.31 \times 0.368 + 0.21 \times 0.108 = 0.247$$

$$C \quad 0.34 \times 0.051 + 0.14 \times 0.028 + 0.31 \times 0.045 + 0.21 \times 0.184 = 0.074$$

$$D \quad 0.34 \times 0.346 + 0.14 \times 0.243 + 0.31 \times 0.166 + 0.21 \times 0.320 = 0.270$$

$$E \quad 0.34 \times 0.090 + 0.14 \times 0.279 + 0.31 \times 0.368 + 0.21 \times 0.320 = 0.251$$

施工法を総合得点の大きさの順にならべると以下のようになる。

$$D \rightarrow E \rightarrow B \rightarrow A \rightarrow C$$

工事費だけの比較に基づく順位では次のようであった。

$$D \rightarrow A \rightarrow B \rightarrow E \rightarrow C$$

AHP法では、E案（シールド2）が高く評価されており、新工法が1，2位を占めていることがわかる。

以上、例題の評価にAHP法を応用してわかった知見を以下に述べる。

- ①AHP法は、工法の合理的な総合評価に応用可能と考えられる。
- ②AHP法に従うと、立坑横坑連続掘進機による工法は工事費が多少高くても他の評価項目の優秀さから総合評価は上位になる。

4. 8 まとめ

新工法について経済性を種々の観点から評価し、以下の知見が得られた。

(1) 工事に要する用地占有面積の大きさ

- ①新工法を用いると比べ立坑の外径が従来工法の1/2～3/4となり、立坑を小規模にすることが可能である。
- ②各施工法で必要とする用地面積の大小関係は次のようになる。

ケーソン工法<新工法≦連続地中壁工法

(2) 施工時間

- ①新工法では、マシーン製作が施工のクリティカルパスとなる。
- ②新工法の有利性は、立坑深度が大きくなるほど増す。
- ③新工法の全体の工期は、必ずしも短くないが、現地での作業工期は他の工法に比べて大幅に短縮される。

(3) 工事の安全度

- ①新工法では危険を伴う発進坑口部の鏡開け作業がない。
- ②新工法では圧気を用いないため圧気が関係する作業員の健康・安全への問題がない。
- ③新工法では騒音・振動の発生が少ない。
- ④新工法では周辺地盤の擾乱、すなわち地表沈下や地下水流の乱れが最小限に押さえられる。
- ⑤新工法では立坑が小型になるために材料の搬入量および、残土の排出量の両方が少ない。このため環境に優しい工法といえる。

(4) 工事の管理

- ①新工法では立坑工事からトンネル工事まで一貫して同一の作業員、段取りで行うことができるために、人員計画が煩雑とならない。
- ②新工法で使用するマシンは、従来使われているシールドよりも複雑であるが、その割りには組み立てが容易で、組み立ての精度が高い。
- ③新工法では立坑の切羽底面全体を同時に掘削できること、およびシールドジャッキにより方向の制御が可能なことから、立坑の精度管理が容易である。

(5) 工事費

- ①新工法ではヨコシールド径が小さいほど経済性が増す。
- ②新工法では工事費全体に占めるマシン価格の割合が非常に大きいですが、深度に伴う工事費の増加割合が小さいため、立坑深度が増すほど有利になる。
- ③新工法の経済性を従来工法と比較するには、補助工法の有無、鏡開け工、発進に必要な設備を含めた総合価格を用いるのが合理的である。深度が深くなると総合価格は、新工法が従来工法よりも低くなる場合が多い。

(6) 総合評価手法

AHP手法によれば、工法の総合評価を総点によって行うことができ、客観的な評価が可能になる。本手法によると新工法の総合評価は高くなり、経済性のみの比較では劣る場合でも、条件により採用可能となる場合が生じる。

第5章 施工実績に基づく新工法の総合評価

5. 1 概説

1996年6月の時点で、新シールドによる施工実績が3件、実施段階にあるものが1件あり、施工順にA, B, C, Dと名付ける。施工Aでは途中で直角に方向転換した横坑が掘進された。施工B, Cでは立坑と横坑が連続掘進された。施工Dの採用にあたっては新シールドの有する掘進中にビット交換できる特性が評価された。

本章では施工事例A, B, Cの実績について述べるとともに、新工法の問題点を明かにし、将来展望をする。

5. 2 直角シールドによる施工事例—工事A

5. 2. 1 工事の概要

本工事の施工対象である途中で直角に曲がった水平トンネルは、JR川崎駅から東方約3.5kmの地点にある観音川雨水滞水池（1996年6月現在建設中）と既設のポンプ場を結ぶ導水渠の他に、雨水貯留管としての機能を併せ持っている。

トンネルのルートは図5-1に示すように道路沿いに設定しているために途中で直角に曲がっており、この施工のできることが新シールドの採用された理由の一つである。もし、従来のシールド工法で折れ曲がり部を施工しようとするれば最小限の曲率半径を必要とする。

工事の概要は以下のとおりである。

発注者 : 日本下水道事業団

工事場所 : 川崎市川崎区四谷下町地内

工事名 : 川崎市観音川雨水滞水池建設工事その8

工期 : 平成4年7月～平成6年3月

トンネル延長：仕上り内径×延長

大型シールド 4500mm×260m, 小型シールド 2800mm×65m

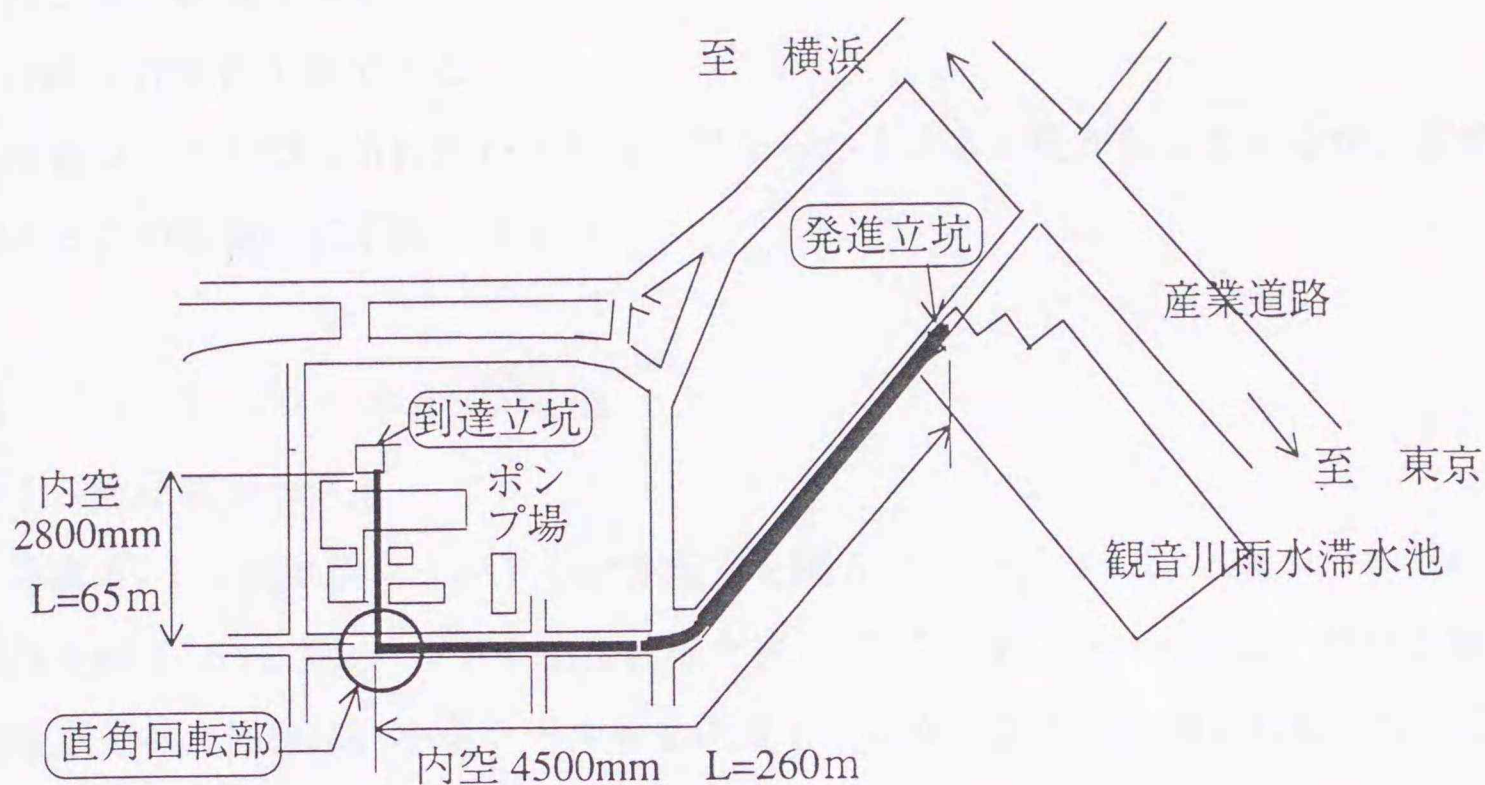


図 5-1 トンネルルート図

土 質 : シルト (N値 2 ~ 4)

土被り : 平均11.5m

シールド : 土圧式球体シール型直角掘進機

シールド外径 5530×3550mm

5. 2. 2 新工法の採用に至った経緯

導水渠は非常時には3000m³の貯留管として使われることから、貯留量が確保できる6ルートの案が検討された。図5-1に示すルートの折れ曲がり箇所では、これに近接して基礎杭が打設されており、地下埋設管等も張りめぐらされている。さらに、この箇所は工場の出入り口に当たることから頻繁に大型トレーラが出入りしている。かかる状況のために、折れ曲がり部は曲率をもたず直角とすることが必須の要件であるが、この条件を満たすことは従来のシールド工法では困難である。

図5-1に示した以外のルートでも急曲線施工が必要である。もし、従来のシールドを採用すれば急曲線施工をするための反力杭を地上から打設する作業が必要となるが、これは容易でないと判断された。

結局、図5-1に示す最短のルートの採用が決定し、新シールドにより施工することになった。新シールドは直角に折れ曲がり可能という他に下記の利点を持っていると判断されたためである。

①工事費用が安い

②工期が最短である

③路上作業が不要である

④新シールドでは折れ曲がり前後で異なったトンネル径が施工されるが、貯留管であるため機能的に不都合はない。

5. 2. 3 シールドの構造

(1) 土圧式シールド

写真5-1に示す新シールドの全体組立を図5-2, 3, 4に, 小型シールドの発進状況を図5-5に, シールドの主な仕様を表5-1に示す。シールドは, 立坑と横坑の連続掘進機と同様に, 小型シールドを内蔵した球が収納された構造になっている。ただし, 立坑横坑の連続掘進機とは以下の点が異なる。

①大型シールド掘進中の排土には小型シールドの排土装置(スクリーコンベア)を併用する。

②球体の回転作業時に支障にならないようスクリーコンベアは分割できるようになっている。

③大型シールド掘進中, 確実に排土作業がなされるように, 小型シールドのフードプレートを後退させ, 大型シールドのチャンバを塞がないようになっている。

立坑と横坑の掘削に要するトルクの間には, 10倍もの差がある。これに対し, 直角シールドでは折れ曲がり前後の掘削に必要なトルクの差異は小さい。しかし, 小さい径のシールドに大きい径の掘削能力を有する装置を備えなければならない。このため, 大型シールドと小型シールドの径に関する選択範囲は狭くなる。

A事例の場合, 大型シールド, 小型シールドの外径は5530mm, 3680mmであるから, 装備カッタトルクを185.8tfmとすると装備トルク係数 α は以下のようになる。

$$\text{大型シールド} \quad \alpha = 185.8 / 5.53^3 = 1.10$$

$$\text{小型シールド} \quad \alpha = 185.8 / 3.68^3 = 3.73$$

土圧式シールドの装備トルク係数は普通 $\alpha = 1.4 \sim 2.3$ なのので, 新シールドの α 値はこの範囲外にあり, 小型シールドに対しては通常のシールドよりグレードアップした値となり, 逆に, 大型シールドに対してはゆとりのない値となっている。A事例では土質が軟弱なために土圧式シールドとした場合, α 値が1.4以下でも対応が可能であった。

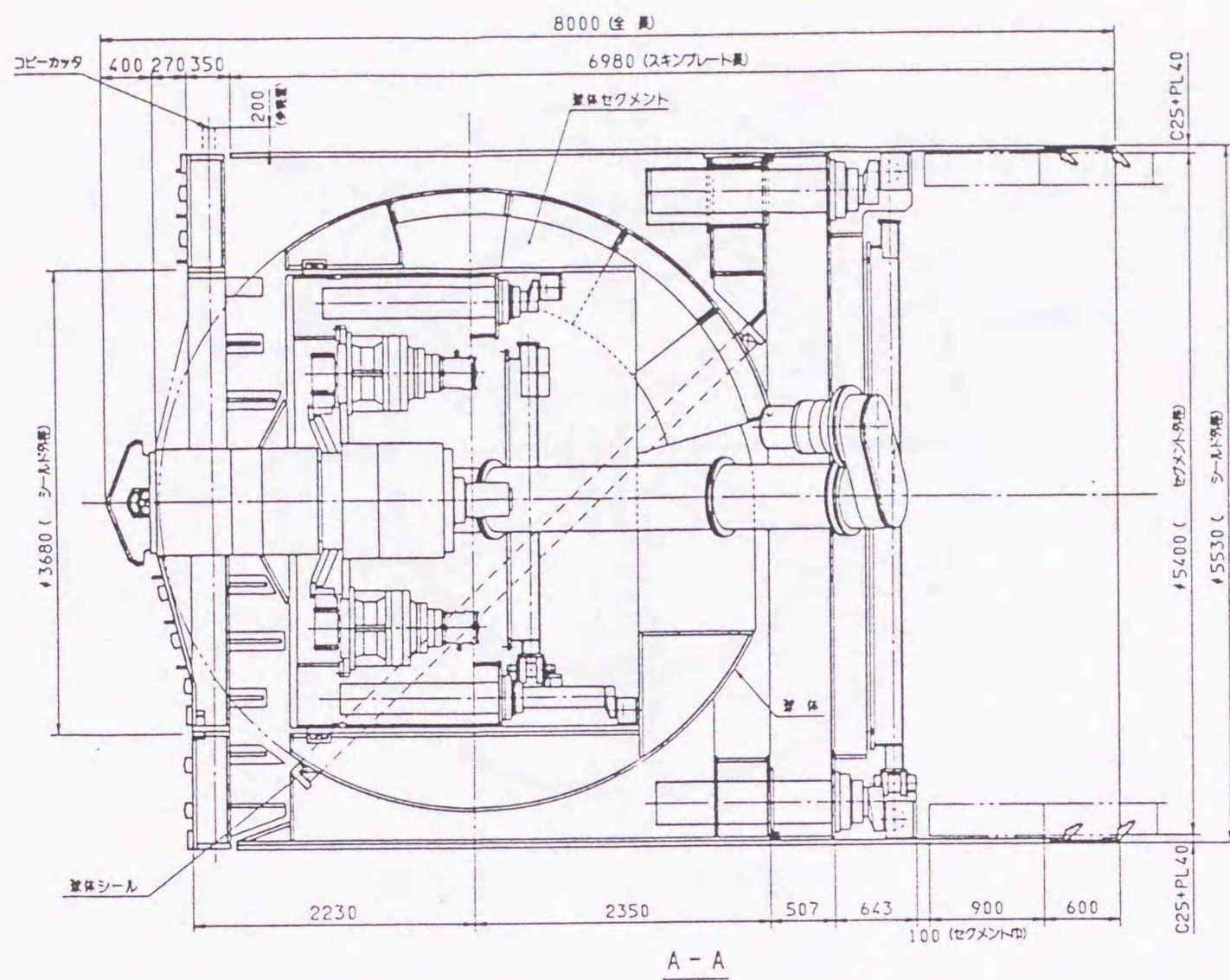


図 5-2 シールド全体図 (平面図)

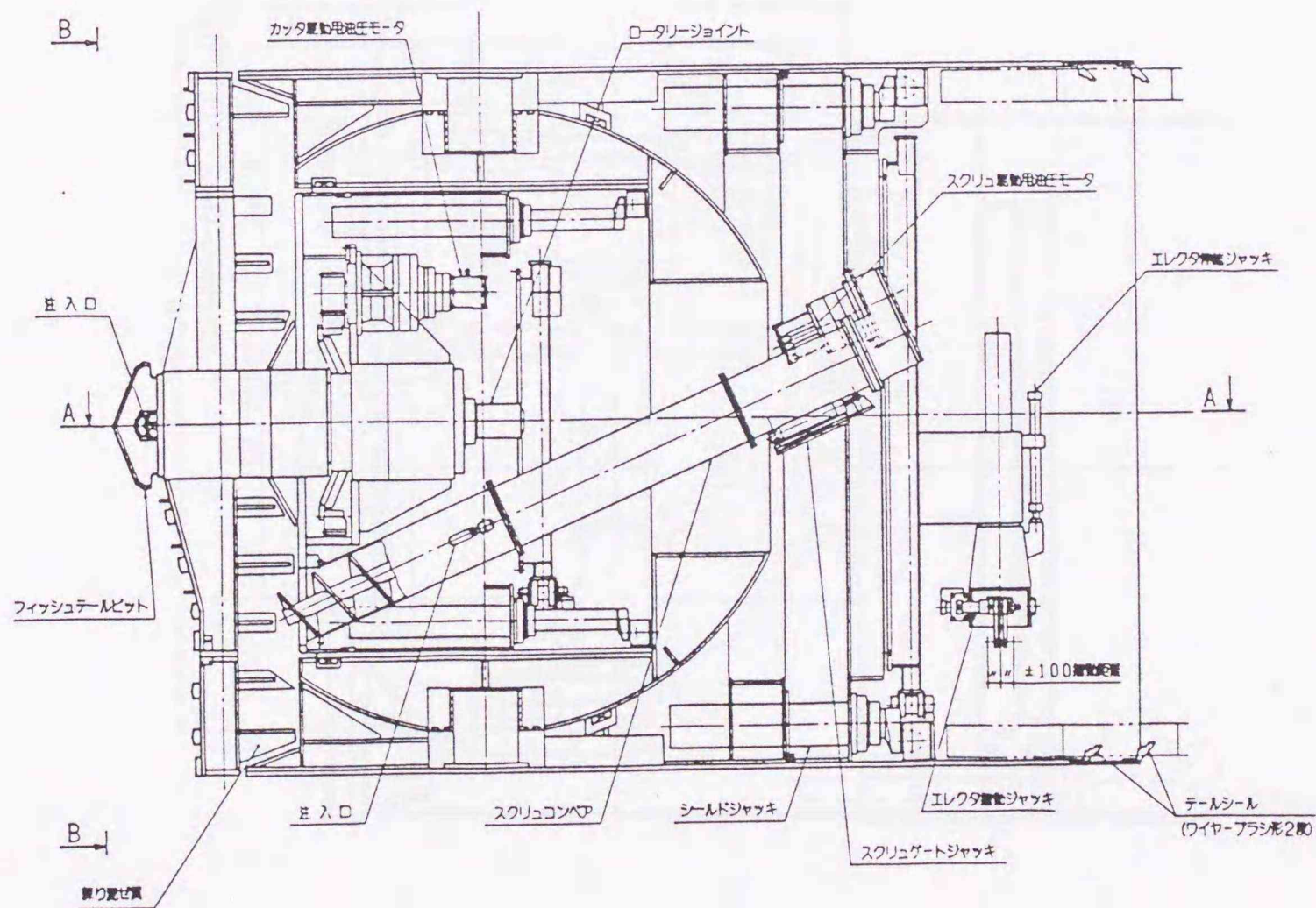


図 5-3 シールド全体図 (側面図)

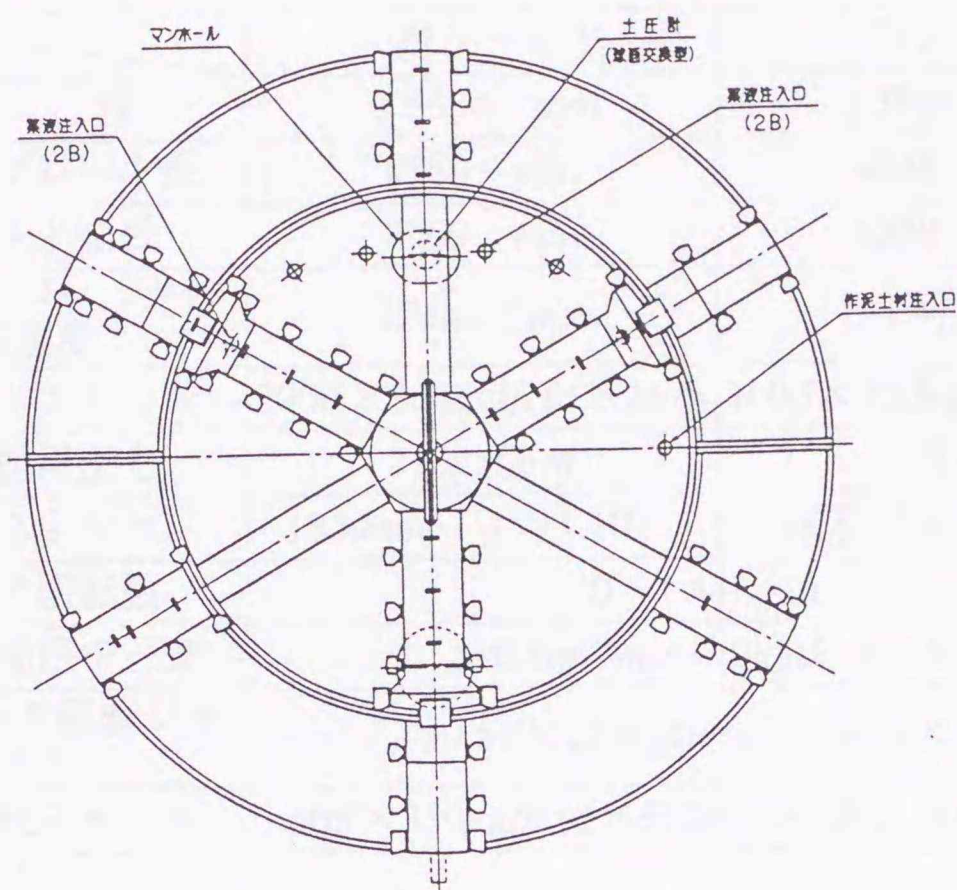


図 5-4 シールド正面図

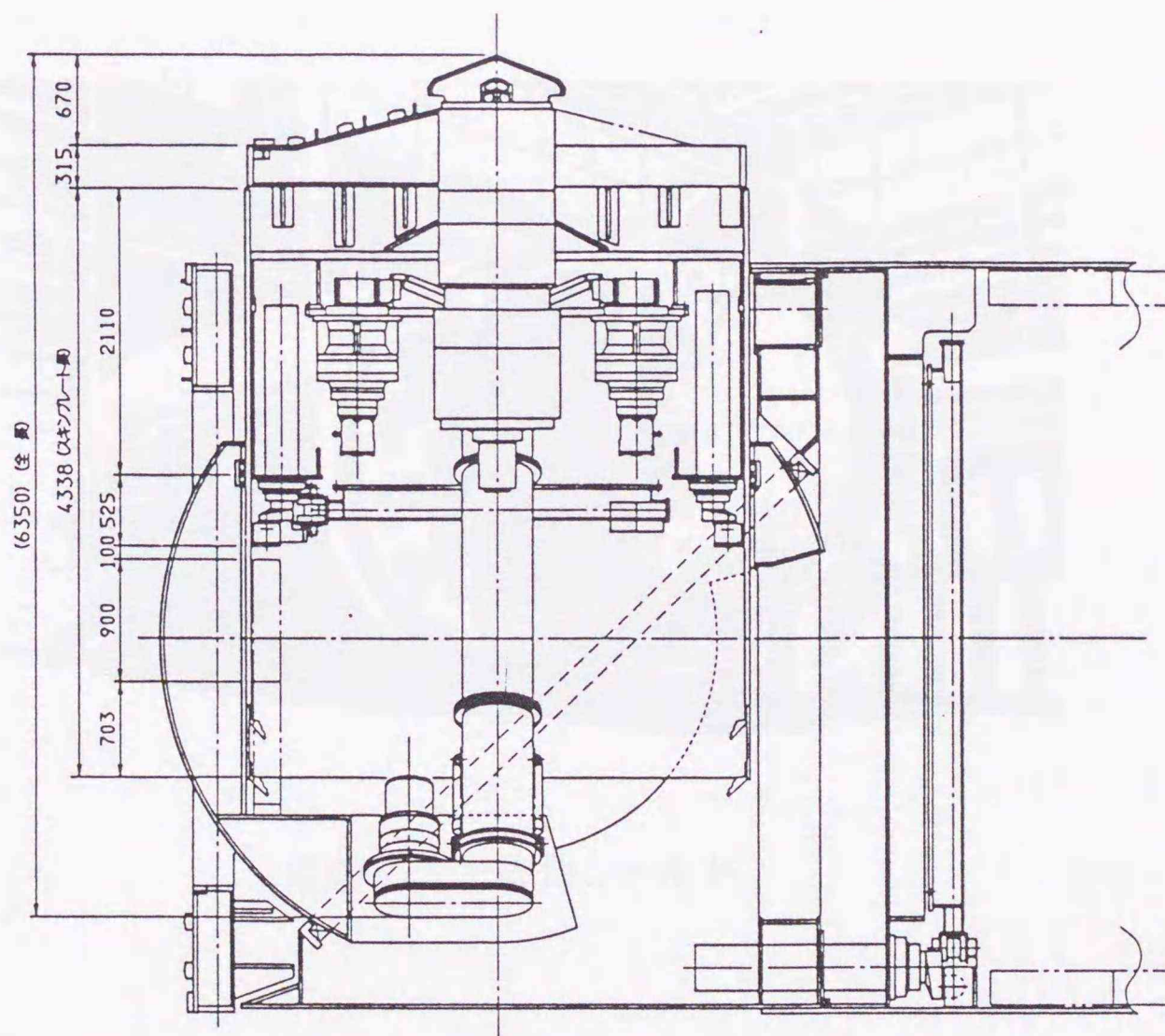


図 5-5 小型シールド発進状況

表 5-1 直角シールドの主な仕様

		大型シールド	小型シールド
シールド	外 径	$\phi 5530$ mm	$\phi 3680$ mm
	スキンプレート長	6980 mm	4338 mm
	シールド全長	8000 mm	6350 mm
	シールドジャッキ伸長速度	40mm/min	同左
	シールドジャッキ	200tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 16本	100tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 12本
カッタ	最高使用圧力	210kgf/cm ²	同左
	カッタトルク	185.8tm ($\alpha = 1.10$)	同左 ($\alpha = 3.73$)
	カッタ回転数	0 $\sim$ 1.44r.p.m.	
	カッタ油圧モータ	5400kgf $\cdot$ m $\times$ 210kgf/cm ² $\times$ 6台	
ジャッキ	外周カッタ脱着ジャッキ	10.5tf $\times$ 210kgf/cm ² $\times$ 50mm $\times$ 3本	
	球体回転ジャッキ	60tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 850mm $\times$ 2本, 700mm $\times$ 2本	

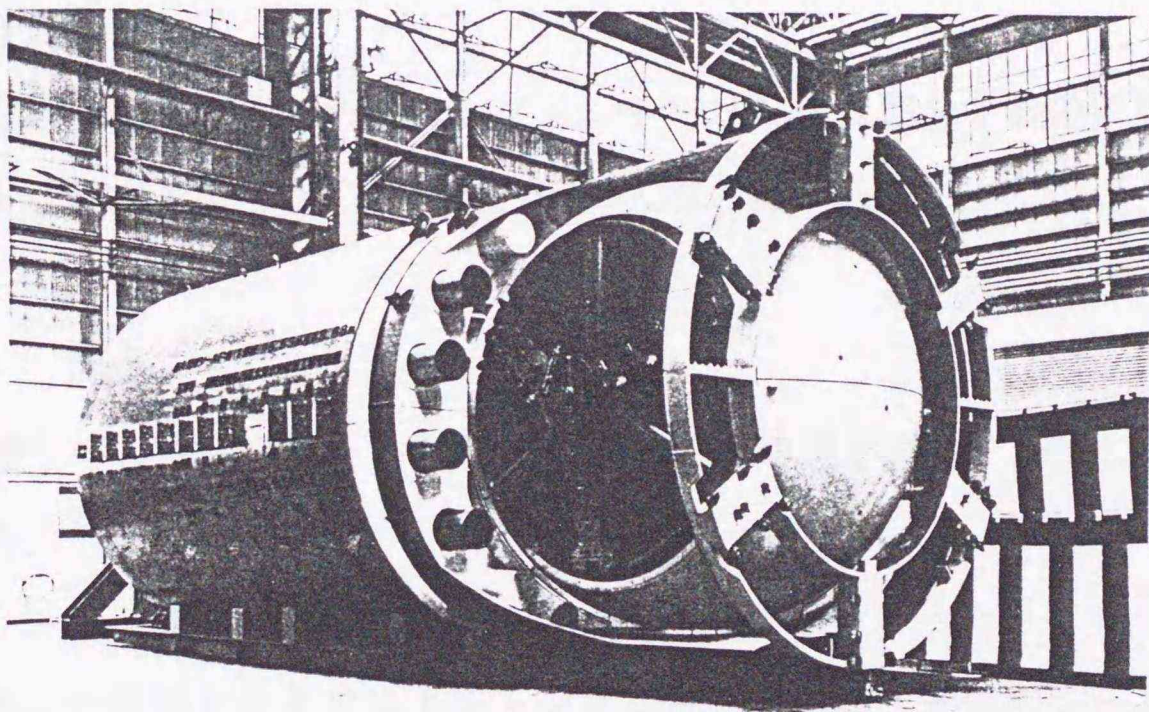


写真 5-1 直交シールド

(2) 曲線施工能力

シールドトンネルにおいては、掘進ルートにしばしば曲線施工区間が入るが、新シールドは、曲率半径の小さい曲線部の施工に対しては、以下の理由で得意ではない。

- ①球体をシールドに組み込んでいるので、機長が通常のシールドよりも長い。
- ②鞘管があるために機械を中折れ機構にすることが難かしい。

A事例では掘進ルート中に曲率半径100mの曲線を含んでいる。曲線施工を容易にするため、シールドの構造に以下の工夫をした。

- ①外周カッタに余掘りをするためのオーバカッタ装置を設けた。小型シールドのオーバカッタが出入りするのに連動して、外周カッタ内に設けたスライドピンが出入りする構造とした。
- ②シールド機長を短くするために、大型シールドのシールドジャッキを極力切羽側に寄せた構造とした。小型シールドの発進時には、このジャッキをケース内に収納し、掘進完了後、密閉性を保ちながらジャッキをケースごと坑内側へスライドさせるようにした。
- ③シールド機長を短くするために、セグメントをリングに閉合するのに用いるK型セグメントは軸挿入型でなく、半径方向挿入型の標準品を用いた。

5. 2. 4 施工

最初、大型シールドによりトンネルを掘進し、その後小型シールドにより直角方向に掘進する。

(1) 大型シールド掘進

立坑を発進した大型シールドによるトンネル掘進時には、通常のシールドと同様、シールドのテール内でセグメントを組み立て、反力はこのセグメントに取る。

写真5-1に示すように、大型シールドにはU字形の切り欠きがあり、球体回転後、小型シールドが発進する際の発進孔として使われる。大型シールドによる掘進中、作業の障害とならないように、この開口部は鞘管で覆われている。

小型シールド発進時には、あらかじめ鞘管を引き抜かなければならない。このために鞘管をセグメントに固定した状態で大型シールドブロックを前進させる。そう

すると、鞘管が相対的に引き抜かれる状態になる。その後、大型シールドブロックとセグメント間に鋼材を挟み込み大型シールドのシールドジャッキを取り外す。

(2) 球体回転による掘進方向転換作業

小型シールドのカッタ部と外周カッタの結合ピンを外し、小型シールドに装備されているシールドジャッキを利用してカッタ部を球体内に引き込む。この作業に並行して、泥水をチャンバ内に注入し、切羽圧を立て切羽の崩壊を防ぐ。

スクリーコンベアを縮小し、坑内から60tf油圧ジャッキ4本で球体を直接押し球体を直角に回転させる。実際には上下2本のジャッキを使用するだけで回転作業が済んだ。この回転作業の初期においては、大型シールドのチャンバ隔壁をコンクリートで構築し、さらに鞘管と球体間にアクリル樹脂を充填したために摩擦が発生し、110tfのジャッキ圧が必要であった。しかし、すぐにジャッキ圧は20tf以下となり、回転作業の最後には10tf前後の力しか要しなかった。

球体はセグメント形式に分割されており、回転と並行して坑内に現れるセグメントを逐次外し、坑内の作業空間を保つ。

(3) 小型シールド発進

球体内に組み込まれた反力台を利用し、2リング分のテールプレート（1リング当たり3等分割）を組み立てるに十分な距離だけカッタ部を推進させる。その後、分割されているテールプレートを溶接して一体構造とするかたわら、小型シールドのエレクタ・スクリーコンベアを整備する。

テールプレートの完成後は通常のシールドと同様の手順で発進する。この場合、従来の工法と異なり発進のための鏡開けや坑口部の地盤改良は不要である。

小型シールド掘進に必要なセグメント等の材料を搬入するために、通常はシールド内に回転設備が設けられている。今回は、小型シールドの掘進長が65mと短いため、後続設備は大型シールド内に残したまま施工した。

小型シールドは800tfの推力を持っているが、発進時に実際に要した総推力は250～300tfであった。また、このときの反力により大型シールドは水平移動したが、その量は2mm以下に留まった。

シールドの中から小型のシールドを発進させる際に、幅の厚いコンクリートの反力壁を反力設備として設けなくても良いことが実証された。また、テールプレートを継ぎ足しながらの発進が可能なが確認されたがこれは、シールドの発進立坑

表5-2 直角シールド全体実施工程表

工種	年	1992						1993												1994		
	月	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
シールド製造		8.5ヶ月																				
運搬・現地組立																						
大型シールド掘進																						
回転工																						
小型シールド掘進																						
二次覆工																						

表5-3 球体回転部実施工程表

年月日	1993.11.10～12.3																			
日数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
工種	1 昼夜																			
小型機固定装置外 し～小型機引き込 み～球体回転																				
仮掘進																				
テール取付け																				
テールブラシ、ス クリューコンベ ア、エレクトラ設備																				
配管等																				

にはテールプレート用の空間を確保する必要がなく、その分、立坑寸法を小さくできることを示したといえる。

小型のシールドで大型のシールドを掘削し、大型のシールドの内部から小型のシールドを発進させ得たことは、掘進途中で掘削径を縮小していく掘削方式も可能なことを意味する。

(4) 工程

表5-2は実施工程表である。マシンの製作に約9ヶ月の日数を要したが、これは通常の径5m級のシールド製作工程と変わらない。このように製作日数が少なくて済んだのは、大型シールド、球体、小型シールドを別工程で製作できたこと、1号工事ということで機械の図面を先行して完成させることが可能であったことによる。

現地組立ては40日で済み、大型シールド到達から小型シールド発進まで約1ヶ月の工程であった。このことは、4章で想定した工期が実施可能な数値であることを示している。

表5-3は球体の回転作業に係わる詳細工程である。球体セグメントの撤去をはじめとする球体回転作業にクレーンを使用できないこと、スクリーコンベアの縮小作業が余分にあることなどのために、立坑と横坑の連続掘進シールドと比較して、より多くの日数を要した。それでも昼夜作業により工程は概略1ヶ月で終了した。掘進能率は、初期掘進が平均1.8m/1方、直線部3.5m/1方、曲線区間3.0m/1方であった。

5. 3 立坑・横坑の連続掘進用シールドによる施工事例－工事B

立坑と横坑の連続掘進用の1号機を用いて施工したB工事における施工実績について述べる。

5. 3. 1 工事の概要

本工事は立坑と横坑を連続掘進する1号機で施工されたばかりでなく、密閉型のシールドで立坑を構築した最初の事例であるという意義も有している。

東京都と埼玉県の間境の足立区花畑地区に位置するトンネルは、雨水と汚水を収容する管渠として設計された。この地区は、綾瀬川、伝右川、毛長川という3本の河川の合流地点にあたり、トンネルは河川の下部を横断するために、トンネルの土被りは33mを超える。

トンネル部のルートを図5-6、立坑部の形状寸法と土質を図5-7に示す。

工事の概要は以下のとおりである。

- 発注者 : 東京都下水道局北部建設事務所
- 工事場所 : 東京都足立区
- 工事名 : 足立区花畑七、八丁目付近枝線工事
- 工期 : 平成5年10月～平成7年9月
- 発進立坑 : セグメント構造
 - セグメント外径×内径 5700mm×5000mm
 - 掘削深度 38m
- トンネル : トンネル外径×延長 2750mm×433m
- 土質 : シルト (N値0～2)
- 土被り : 33～36m
- シールド : 泥水式底部球体シールド型立坑横坑連続掘進機
 - タテシールド外径×ヨコシールド外径 5.82×2.89m
- ガイドウォール : 外径12.3m×内径6.12m×深さ3.5m
- ベノト杭 : 径1.5m×長さ14m 30本

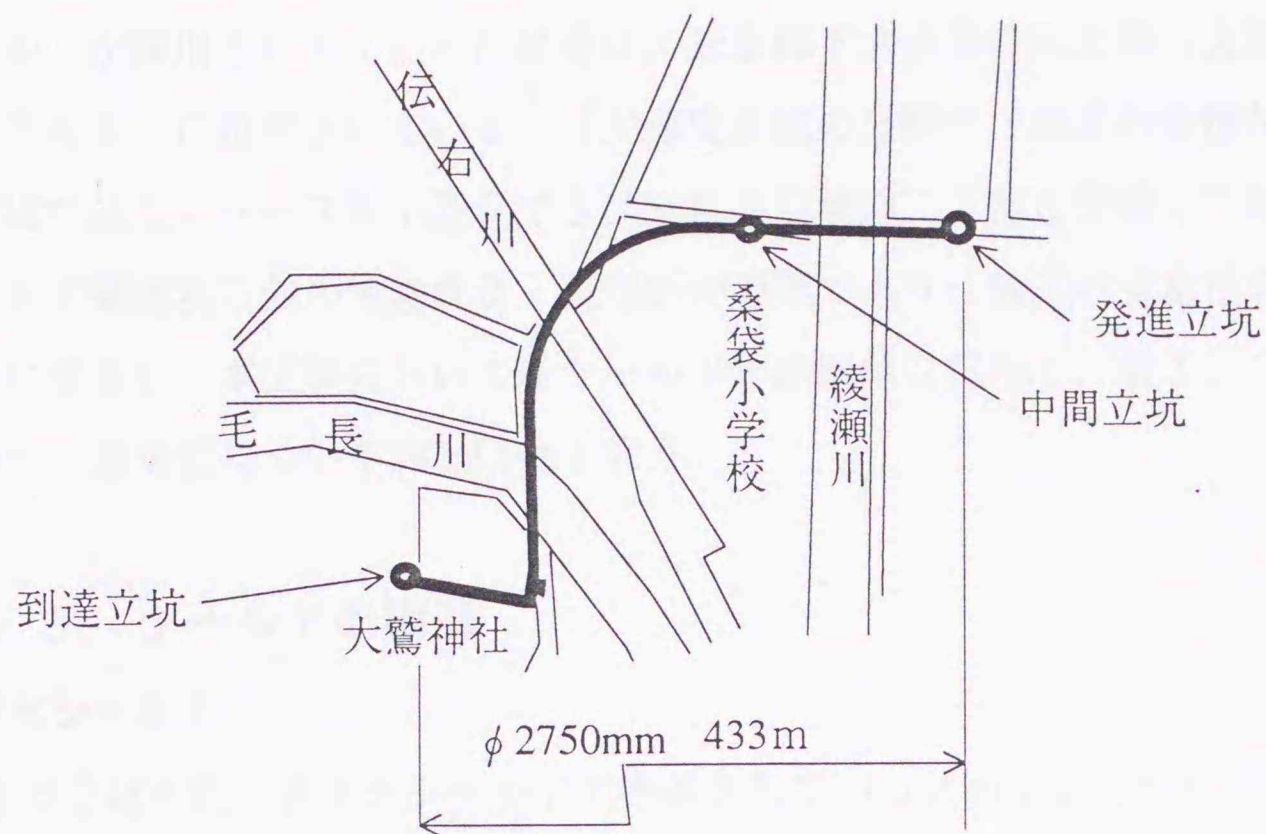


図5-6 施工ルート

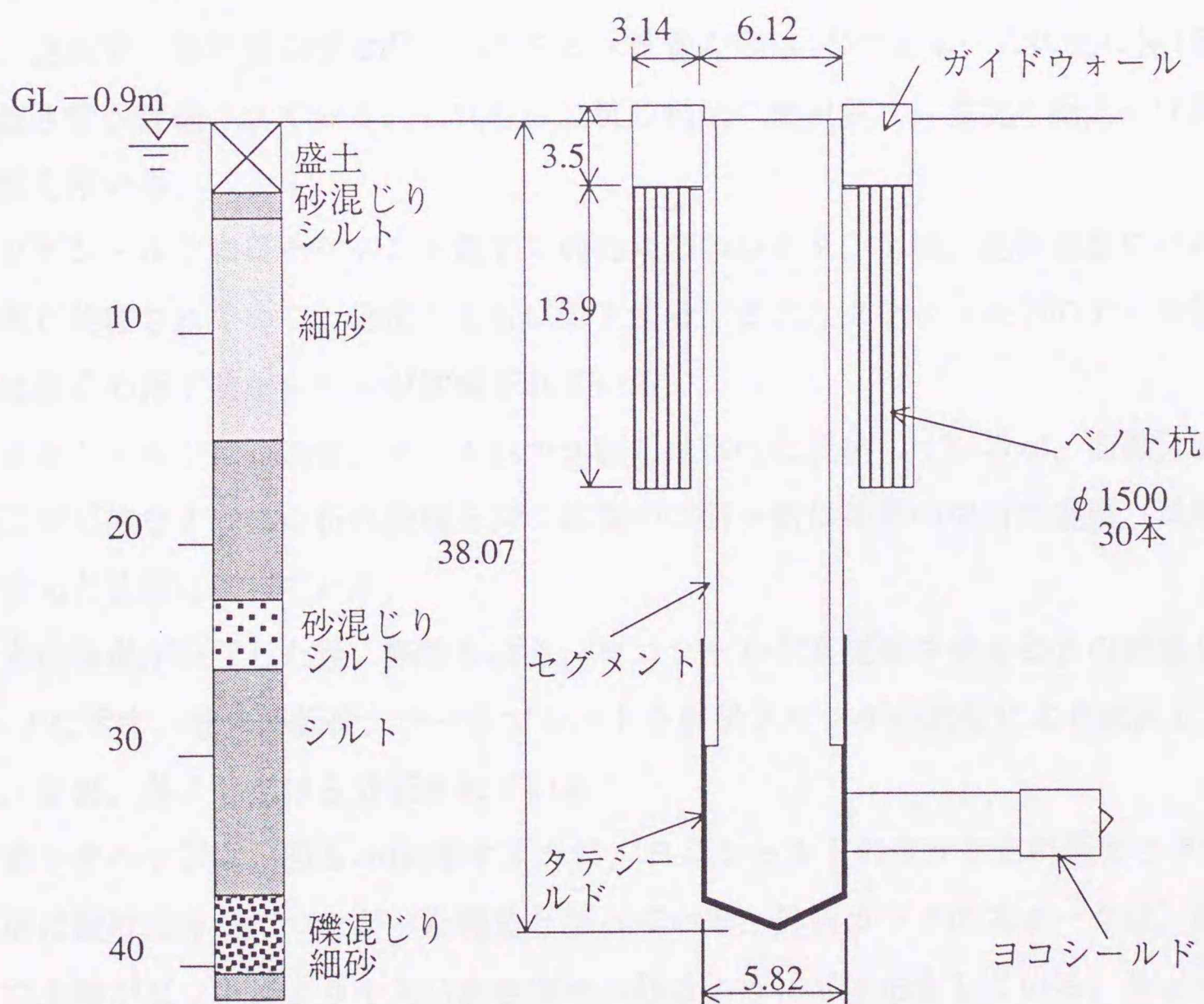


図5-7 立坑概要と地盤の状況 [m]

5. 3. 2 新シールドの採用に至った経緯

新シールドが採用されるに至った経過は、東京都下水道局の川上等（文献57）によると以下のように説明されている。「大深度立坑の分野で、施工の合理化を図るために立坑の施工スペースを小型化でき、立坑の現場施工工期の短縮が可能で、さらにシールド発進坑口部の地盤改良・鏡切断が不要であり、施工の安全性を確保できる特徴に着目し、本工事において新シールドを試験的に採用し、新工法の下水道管渠工事への適用性について調査研究を行う。」

5. 3. 3 シールドの構造

(1) 泥水シールド

図5-8は立坑が泥水式タテシールドで掘進されている状態を示したものである。泥水は球体の外側に分岐した送泥管から切羽に送られ、カッタの回転により掘削した土砂を取り込んだ後、中央のセンタシャフト内にある排泥管から吸い上げられる。送泥管・排泥管の径は6B、6本ある分岐管の径は4Bである。この他に径4Bの圧抜き管が装備されている。これらは立坑の掘進に使用され、横坑の掘進には別の装備を用いる。

タテシールドにはセグメント組立てのためのエレクタ、足場、送排泥管のバルブ台車が装備されていて、掘進とともに降下する。また、タテシールドのテール端部には裏込め落下防止シールが装備されている。

ヨコシールドは、通常、テール部で切断し球体内に収納しているが、曲線区間の施工が可能なように中折れ機構を持つ本機の切断ヶ所は後胴の中折れ機構（球座）を含んだ位置にとっている。

立坑掘進が完了した後、鞘管を抜き、ヨコシールドを発進させるときの状態を図5-9に示す。球体回転後、テールプレートを前後2リング分溶接により組み立てる。なお、各リングは3分割されている。

カッタヘッドは、図5-10に示すように、ヨコシールドのカッタと外周カッタが2ヶ所に設けたキーでつながった構造となっている。外周カッタのスポークは、掘削した土砂がビットにより中央にかき寄せられるようにV字形をしている。カッタフェース角度は9°である。

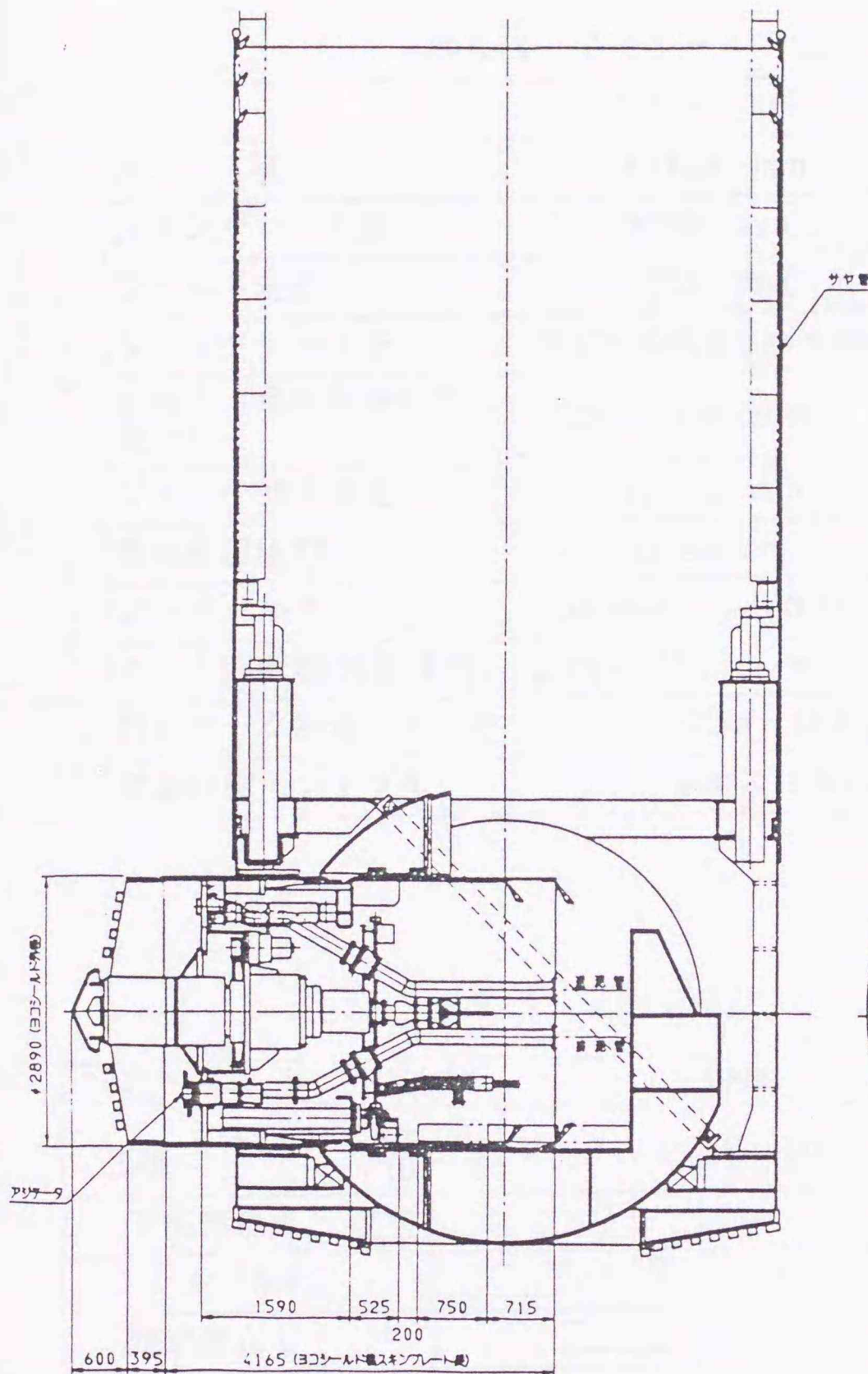


図 5-9 ヨコシールド発進状態図

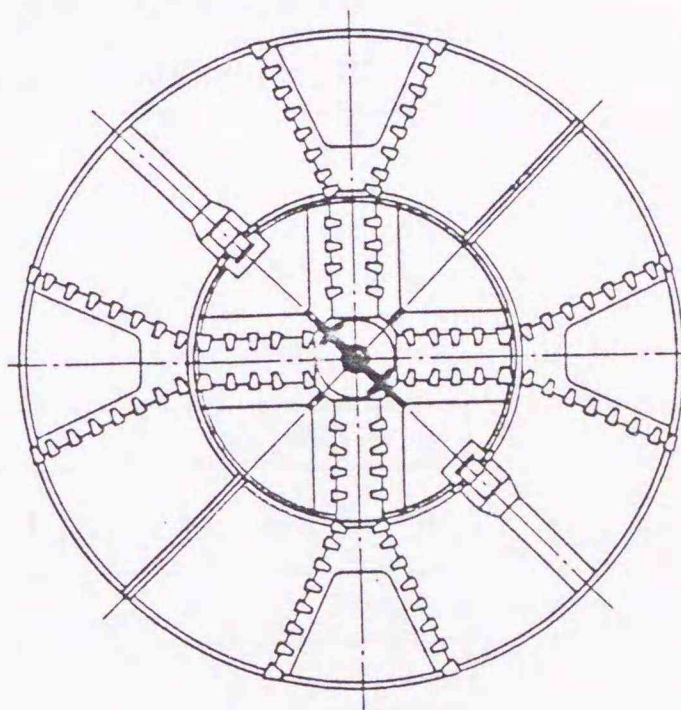


図 5-10 カッタ正面図

(2) 装備トルク

シールドの主な仕様を表 5-4 に示す。

タテシールドとヨコシールドの装備トルクは、タテシールドの装備トルク係数を $\alpha = 0.3$ 、ヨコシールドの装備トルク係数を $\alpha = 2.5$ としているので次のようになる。

$$\text{タテシールドの装備トルク} = 0.3 \times 5.82^3 = 59.14 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$\text{ヨコシールドの装備トルク} = 2.5 \times 2.89^3 = 60.34 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

これを基に装備トルクは $59.9 \text{ tf} \cdot \text{m}$ に設計されている。

表5-4 主なシールド仕様

		タテシールド	ヨコシールド
シールド	外 径	$\phi 5820$ mm	$\phi 2890$ mm
	スキンプレート長	8700 mm	4165 mm
	シールド全長	9710 mm	5160 mm
	シールドジャッキ	150tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 16本	80tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 10本
	総推力 (単位面積当たり 推力)	2400tf (90.2tf/m ²)	800tf (122.0tf/m ²)
	ジャッキ伸長速度	17mm/min	42mm/min
カッタ	最高使用圧力	210kgf/cm ²	同左
	カッタトルク	59.9tf-m ($\alpha=0.3$)	同左 ($\alpha=2.5$)
	カッタ回転数(外周速度)	2.1rpm (39.9m/min)	同左 (19.8m/min)
ジャッキ	外周カッタ脱着ジャッキ	10.5tf $\times$ 210kgf/cm ² $\times$ 50mm $\times$ 8本	
	球体回転用ジャッキ	80tf $\times$ 350kgf/cm ² $\times$ 800mm $\times$ 2本	

表5-5 実施工程表

工種	年 月	1993		1994								1995			
		8~ 10	10 ~5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	
下部架台工															
シールド製作															
現地組立て															
準備工															
リフトダウン															
段取り替え															
初期掘進															
段取り替え															
本掘進															
球体回転															
ヨコシールド発進															
初期掘進															

5. 3. 4 施工

(1) 工程

実施工程表を表5-5に示す。

シールドの製作には9ヶ月、現地組立てには1.5ヶ月を要した。これは、机上検討に基づいて設定した工程（表4-5参照、シールドの製作10ヶ月、現地組立て1ヶ月）が、ほぼ妥当であることを示している。

下部架台工からヨコシールドの掘進開始までに要した現地での作業は約13ヶ月であった。

(2) カッタトルク

図5-11は、立坑掘削の全工期を通してのカッタトルクの実績を、横軸に掘削深度、縦軸にカッタトルク係数を取って示したものである。各深度毎に掘進開始前、最高、最低のトルク係数値が示されている。

装備トルク係数の設計値 $\alpha = 0.3$ に対し、カッタトルク係数の実績は、掘削深度38mにおける値を除けば0.12以下であったことがわかる。これらの結果から、立坑をシールドで掘進するときのカッタトルク係数はシールドで横坑を掘削するときの値（通常 $\alpha = 0.9 \sim 1.5$ ）の1/10程度であること、したがって、小口径の横坑を掘進するシールドで大口径の立坑掘削が可能であること、が実証されたといえる。

掘削深度が20mまでの掘進前半の段階においては、しばしば掘進開始前のカッタトルク係数が最大値をとっている。これに対し、掘進の後半においては、掘進開始の値がしばしば最小値をとっている。これは、深度が増大した掘削後半においては浮力が増大し、掘進開始前はシールドが浮いた状態でカッタが回転していることを示唆している。

また、26m以深では、同一のシルト層を掘削しているにもかかわらず、カッタトルクの最大値は深度とともに増大する傾向が認められる。これは、深度に従いシルト層が硬くなっているためであろう。

図5-12～14はシルト層内の各深度における掘進速度とカッタトルク係数の関係を示したものである。図5-12は深度20～30mの結果であるが、正の相関は見られない。これは、層中に砂混じりシルト層のような種類の異なる層が介在し、地層が不均一であることを反映していると解釈できる。図5-13は深度31～37mの結果であるが、掘進速度とともにカッタトルク係数が大きくなっている。図5-14は深度約32m

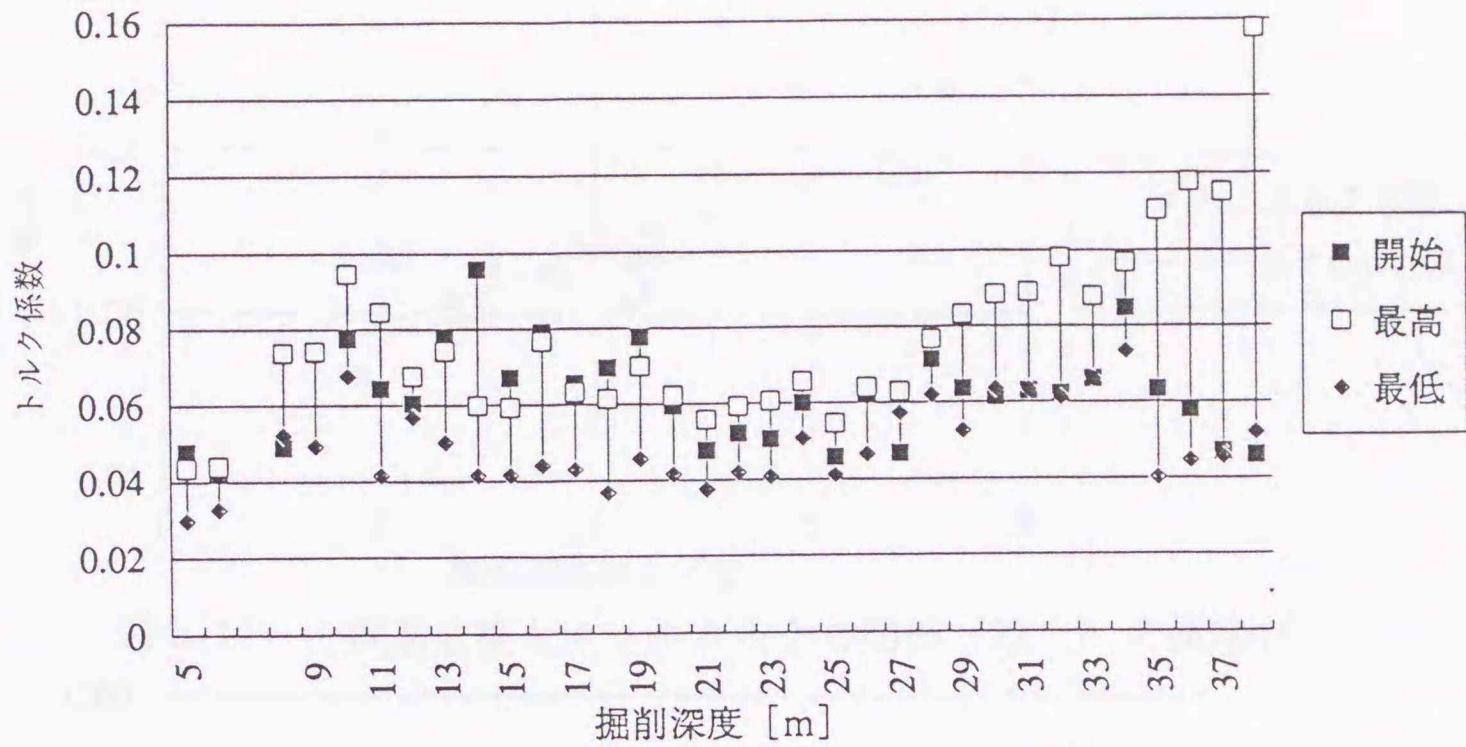


図 5-11 掘削深度別のカットトルク実績

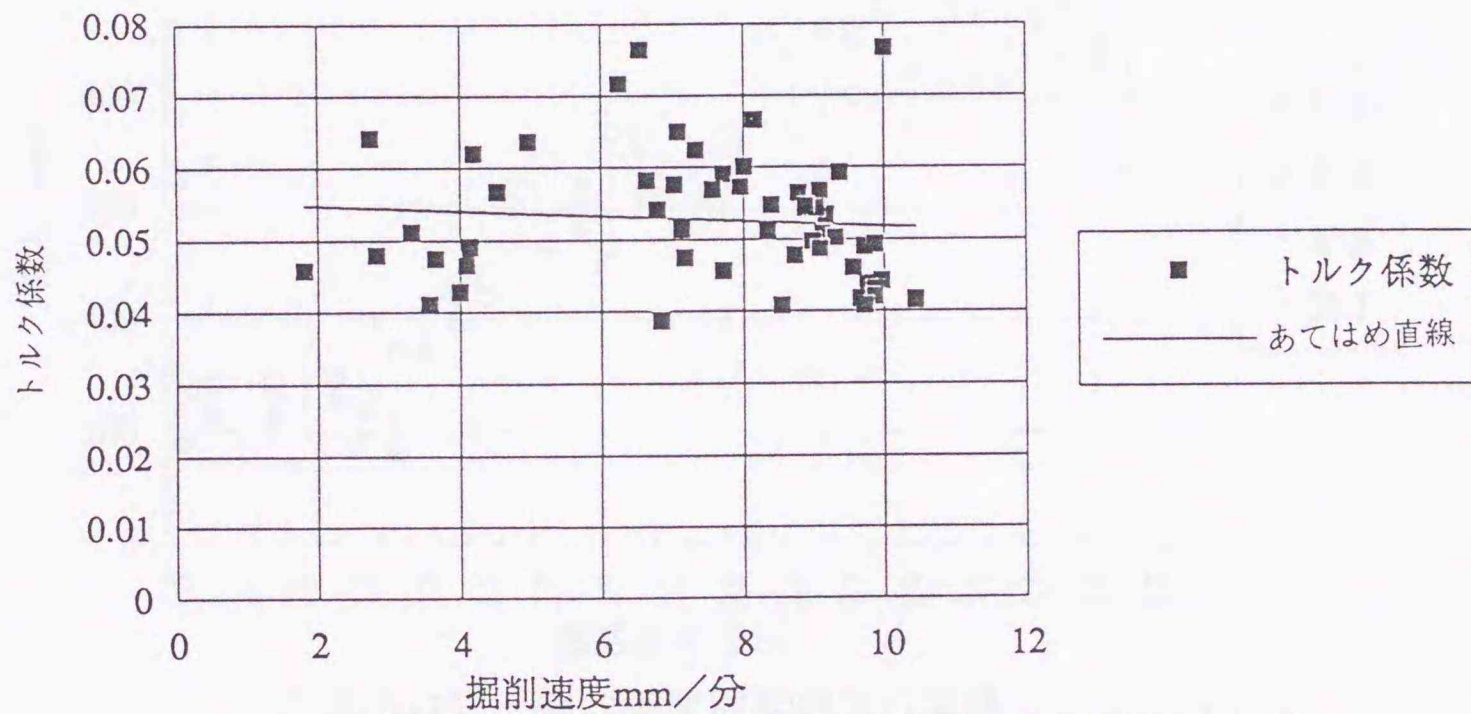


図 5-12 掘進速度とカットトルクの関係 (深度20~30m)

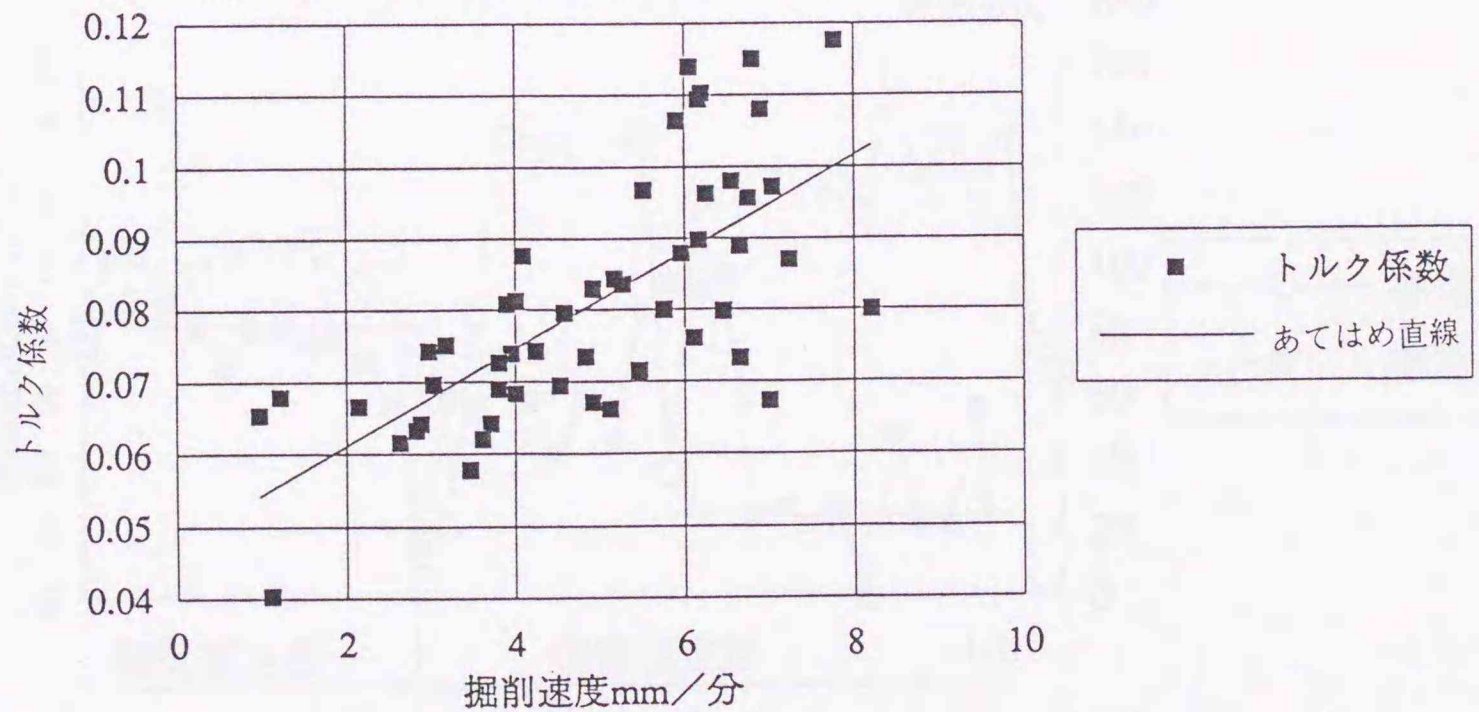


図 5-13 掘進速度とカットトルクの関係 (深度31~37m)

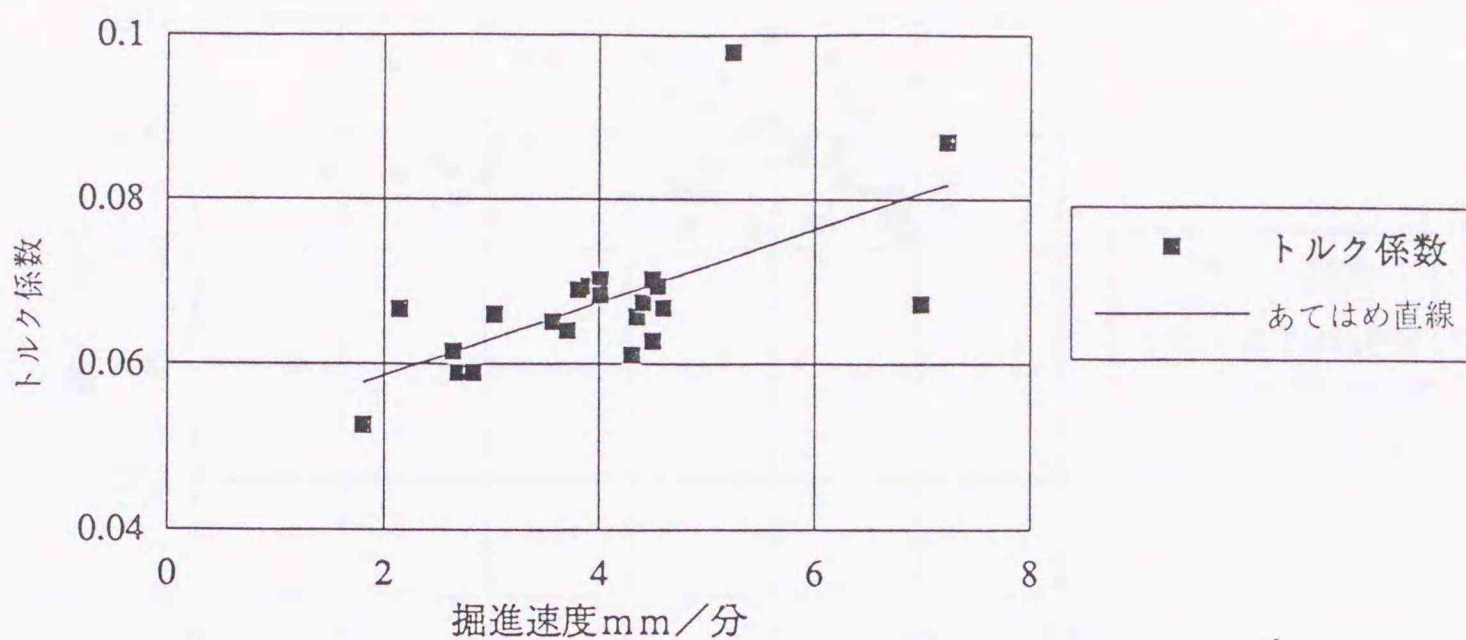


図 5-14 掘進速度とカットトルクの関係 (22リング掘進中)

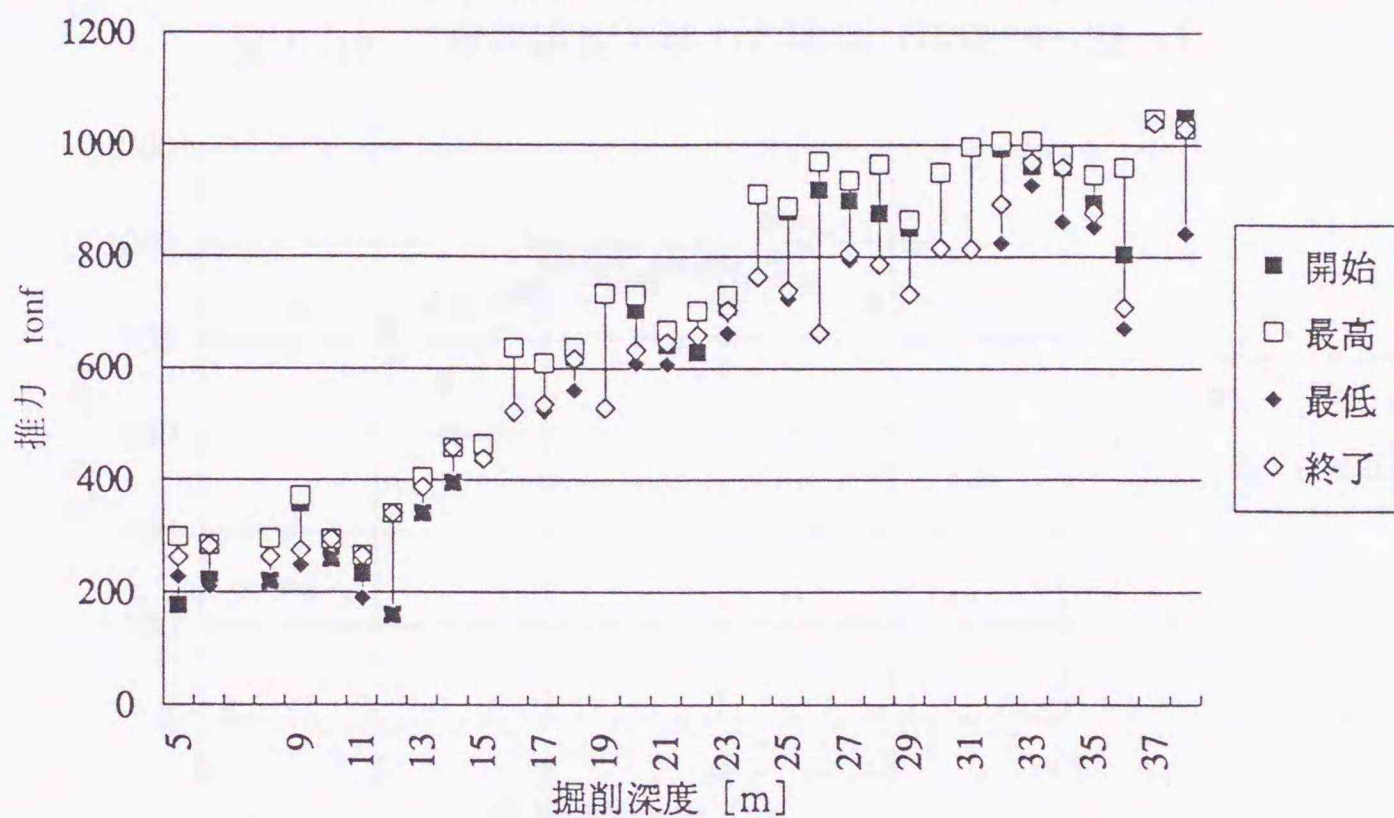


図 5-15 掘削深度別総推力の関係

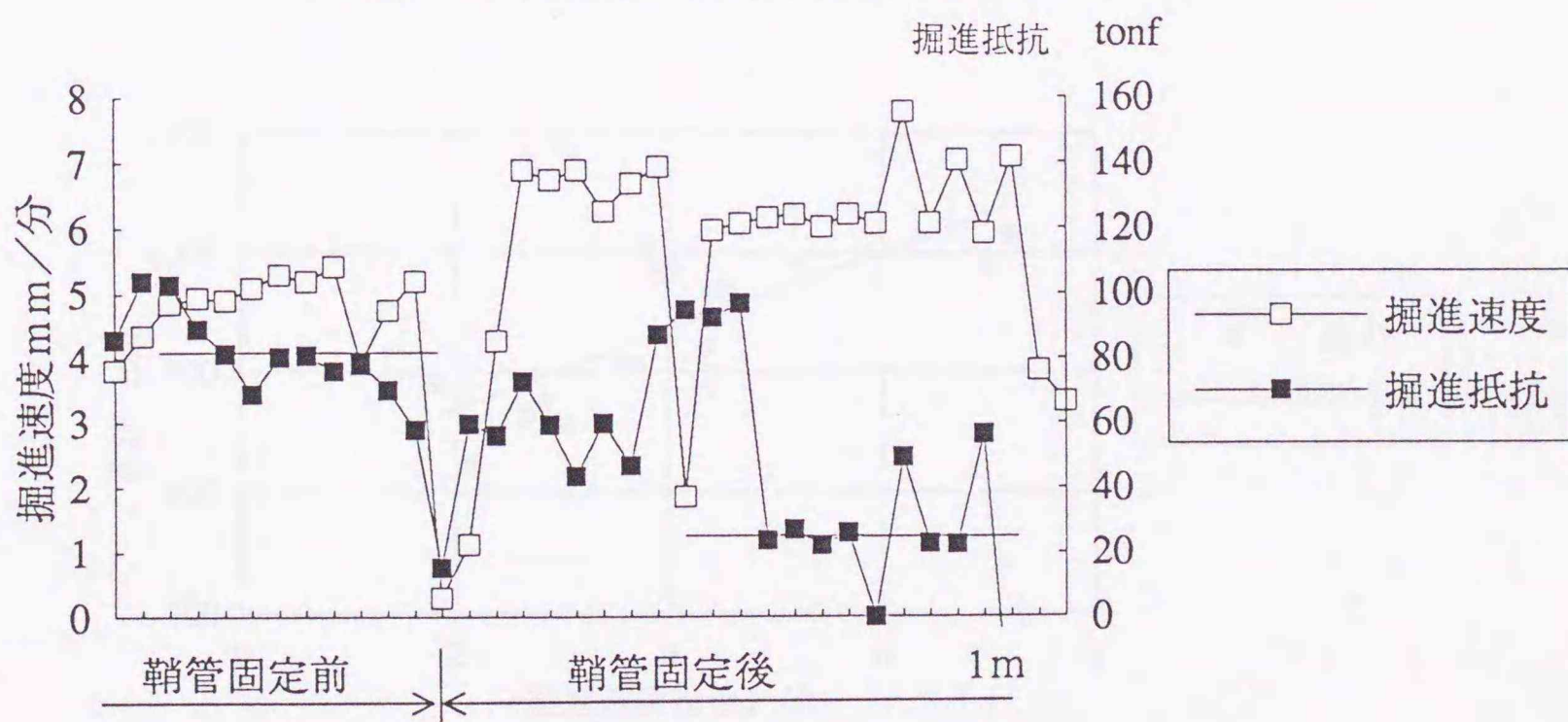


図 5-16 鞘管固定前後の掘進速度と掘進抵抗 (掘削深度35~36m)

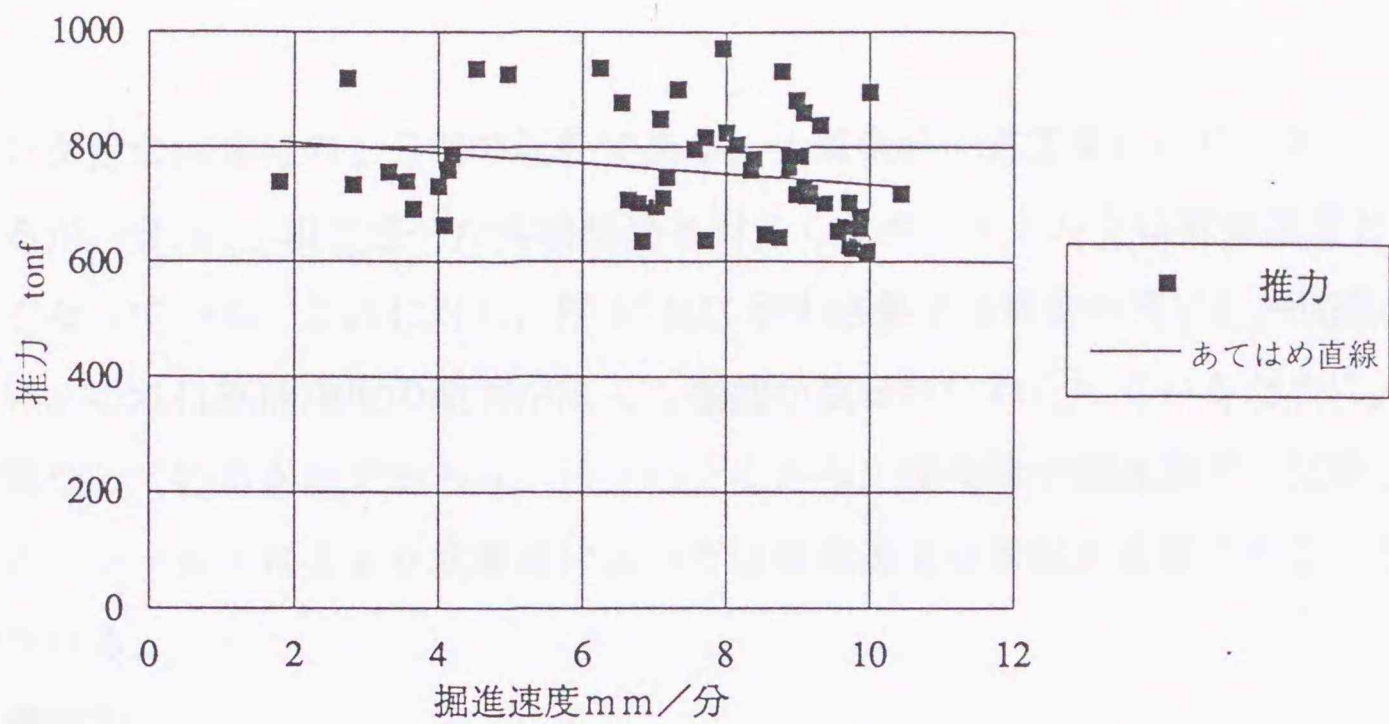


図 5-17 掘削速度と推力の関係（深度20～28m）

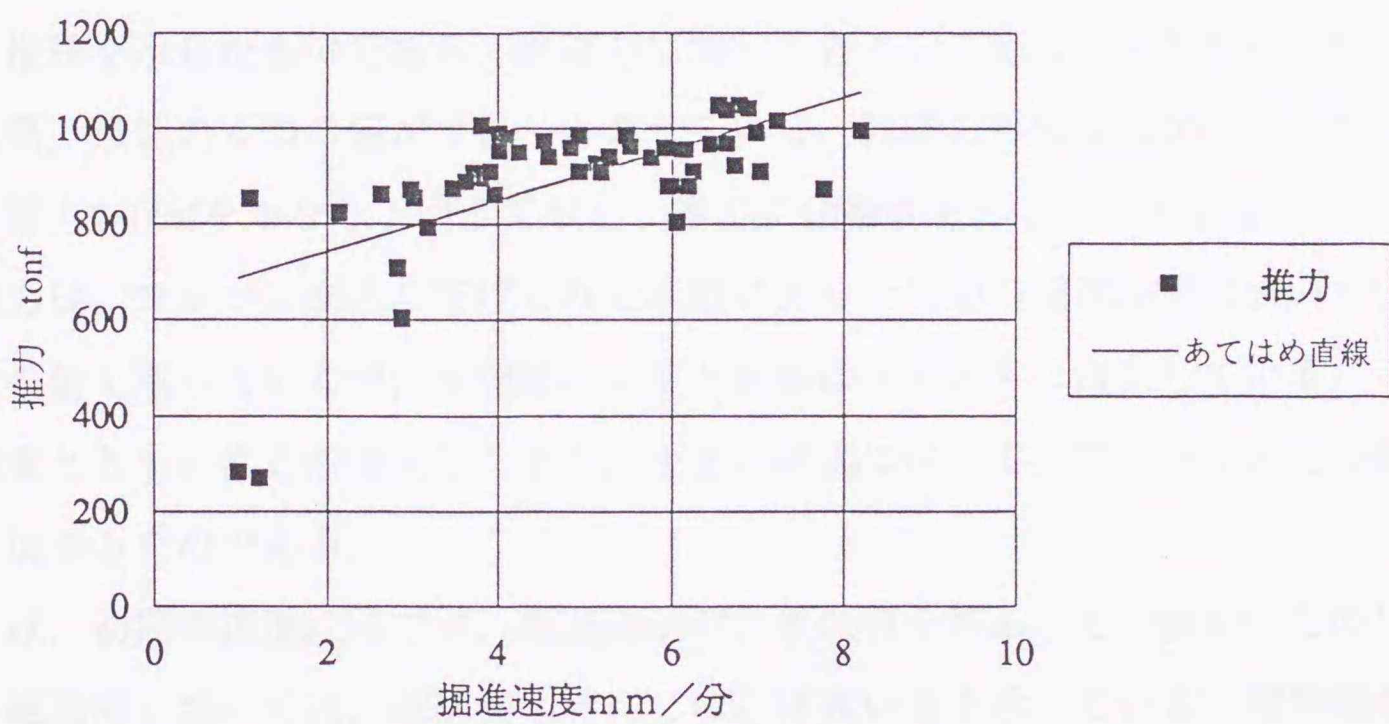


図 5-18 掘削速度と推力の関係（深度31～37m）

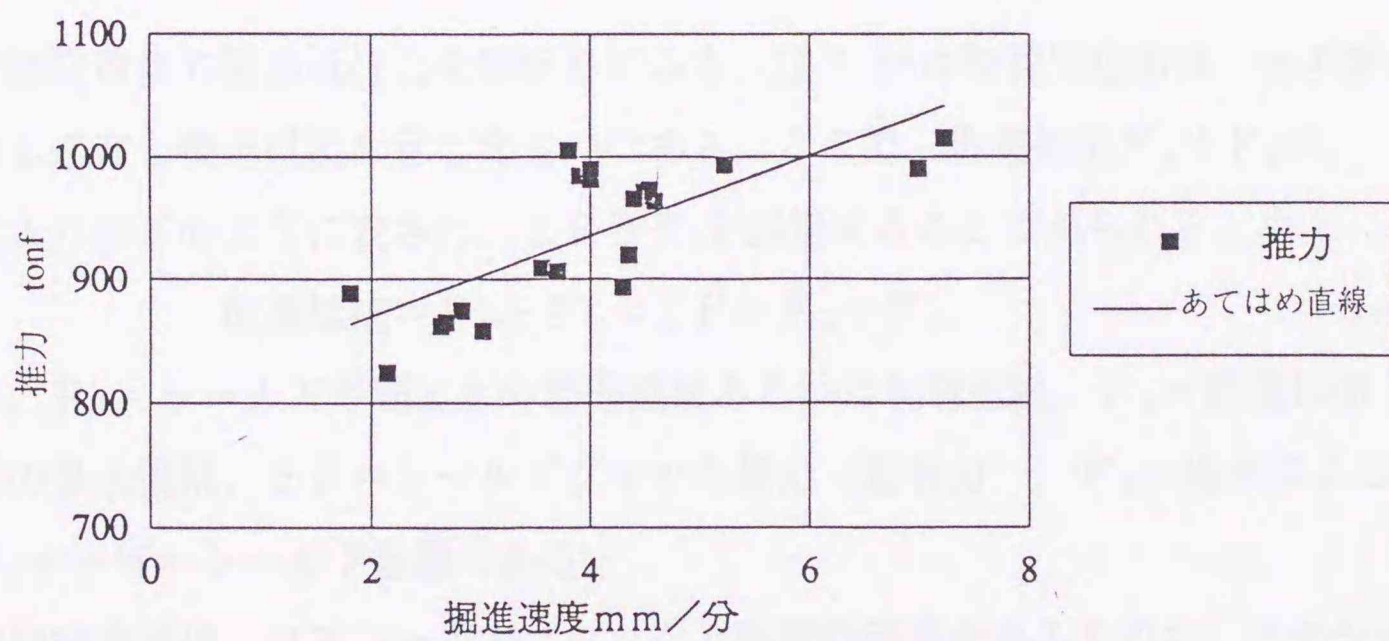


図 5-19 掘進速度と総推力の関係（22リング掘進中）

の22リング目の掘進時の1日間の記録である。土質条件や施工条件はほぼ同一と考えられるが、2.3.1項で述べた実験結果と同じく、カットトルクは掘進速度とともに大きくなっている。これに対し、図5-12に示す結果では両者の間に比例関係がみられない。これは掘削深度の範囲が広く、掘削が数日間にわたっているために、諸条件が異なっているからであろう。以上のことから、諸条件が掘進速度に反映していること、シールドによる立坑掘進においては掘進速度の管理が重要であること、が示唆される。

(3) 推進力

図5-15は、立坑掘削全体を通しての掘削の進行に伴うタテシールドジャッキの総推力の推移を示したものである。総推力に関して各リング毎に掘削開始時、終了時、最高、最低の4つの値がプロットされている。総推力の値は1200tf以下で、装備された推力2400tfをかなり下回っており、推力に余裕のあることがわかる。

総推力は、マシンが吊り下げられた状態にあった初期の掘進段階においてはほぼ一定の値を取っているが、本掘進に入ると掘削深度とともに増大している。これは、深度とともに浮力が増大し、また、土圧の増加に伴って、マシンと土の摩擦力が増加するためである。

推力は、初期の掘進段階では、掘進開始時に最低値を取ることが多かったのに対し、本掘進時には、掘削開始時にしばしば高い値を示している。初期掘進時にはマシンを吊っていたために、本掘進時と異なった挙動が現れたものと推測される。

鞘管固定前後の掘進抵抗を解析してみる。図5-16は鞘管固定前後1mの掘進時における速度と掘進抵抗を示したものである。ここで、掘進抵抗 $F_1 + F_2$ は、(2-5)式より以下のように表され、 ΣF と F_3 を測定することで得られる。

$$\text{掘進抵抗} = F_1 + F_2 = \Sigma F - F_3 - F_7 \quad (5-2)$$

ここに、 F_1 = シールド外周と土の摩擦抵抗あるいは粘着抵抗、 F_2 = 推進に伴う刃先端の貫入抵抗、 ΣF = シールドジャッキ推力（総推力）、 F_3 = 泥水による浮力、 $F_7 = -W$ = シールド重量である。

鞘管固定直後は、タテシールドブロックと鞘管の摩擦があるものの、タテシールド外周と土の摩擦抵抗 F_1 は無視できると考えられる。そうすると鞘管固定前、固定後の掘進抵抗の平均値は、図に（横軸に平行な直線として）示すように、それぞれ

92tf, 25tfなので, $F_1=67\text{tf}$, $F_2=25\text{tf}$ という推定が得られる. この場合, タテシールドの側面積が 152m^2 , 切羽面積が 26.6m^2 なので, 粘着力は $0.44\text{tf}/\text{m}^2$, 貫入抵抗は $0.9\text{tf}/\text{m}^2$ となる. 粘着力は, ケーソンの高さが8 mにおける粘性土の粘着力の目安である値 $0.5\text{tf}/\text{m}^2$ (道路橋示方書参照) とほぼ一致している.

2. 4節の(5)で述べた設計方法によって, 掘進抵抗を評価すると, $5.82 \times \pi \times 8.7 \times 1.4 = 222\text{tf}$ となる. これは実測値の2倍程度の大きさとなっている. したがって, 提案した設計方法では, 掘進抵抗力は安全側に見積もられているといえる.

図5-17は掘削深度20~28mにおける掘進速度と推力の関係を示したものであるが, 予想に反して両者の間には正の相関がみられない. 掘進速度とトルクとの関係についても, 同様の事例があった(図5-12参照). これらは, 測定箇所の状態が不均一であることに起因していると解釈できる. したがって, 測定期間を一つのリングの掘削中に限定して条件を揃えると, 図5-19に示すように, 掘進速度と推力の間には顕著な正の相関がみられる.

図5-18は掘削深度31~37mにおける掘進速度と推力の関係を示したもので, やはり両者には正の相関が認められるが, 掘進速度にかかわらず推力の最大値は 1000tf 近辺に留まっている. この結果に基づくならば, 掘進速度を $10\text{mm}/\text{分}$ 以内に収めるように管理すれば, 1000tf 程度の装備推力で十分に掘削が可能といえる.

(4) 球体回転

80tfジャッキ2基を用いて球体の回転作業をした. 当初の計画では, 油圧ジャッキを1ストロークずつ伸長して球体を回転させ, その都度坑内に現れた球体セグメントを解体していく予定であった. 実際には, 球体を一気に90度回転させた後, 球体セグメントを解体する方法を採用した.

実際の作業に要したジャッキ力は, 球体が底部球体シールにはまり込む最後の行程で一時的に70tfとなっただけで, 常時は45~55tfに留まり, 予想より小さい力で済むことがわかった.

(5) 地表面沈下

測点を立坑中心から12m離れた地表面とガイドウォールに設け, 地表沈下を測定した. ガイドウォール設置後, マシンおよび吊り架台組立てにより, 地表面で12mm, ガイドウォール上で11mmの沈下が計測された. なお, 初期掘進時の際は沈下・隆起は生じなかった.

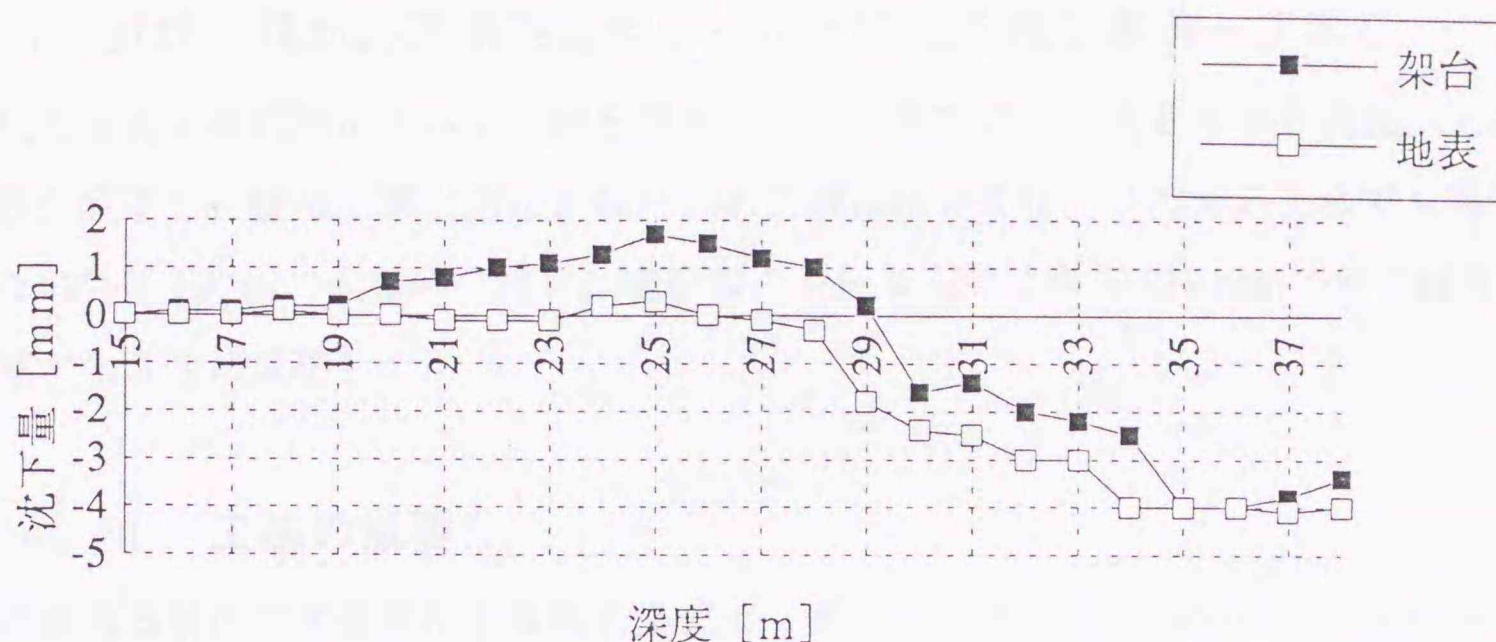


図 5-20 立坑の掘進に伴う沈下の推移

本格的な掘進開始以降に現れた沈下の推移を図 5-20に示す。両測点とも、掘削深度が20mに達した辺りから隆起，ベノト杭を抜ける深度26mに達した辺りから沈下が観測されている。地表面の測点に注目すると，シールドがベノト杭の打設区間内を掘進中は，杭の拘束効果が発現していることを反映し，ほとんど変位が生じていない。この期間，ガイドウォールは隆起している。シールドの掘進はセグメントを反力にしているため，この現象は当然のことと解釈できる。

掘削深度が増すにつれ，セグメント重量とセグメント周面の摩擦力が大きくなる。これらは沈下を誘起させる作用をするが，最大の沈下量は4mmに留まり，マシン設置前からの累計量も20mm以内に収まっている。

掘進中の沈下の原因として，テールボイド発生他に，（カッタの外側の10mmの）余掘による土砂の取込み，周囲の地盤からの土砂の取込みなどが考えられる。切羽水圧が高すぎると地盤が隆起し，その結果，地盤がゆるみ，沈下が促進するので，切羽水圧の管理が重要である。計測結果から，今回の施工管理は問題がなかったと判断される。

以上，最も大きな地表沈下はガイドウォール上でマシン組立てた時に発生したこと，掘進初期においては，隆起傾向を示し，その後沈下に転じたこと，沈下量は極めて小さい値に留まったことなどが確認された。

5. 4 立坑・横坑の連続掘進用シールドによる施工事例－工事C

立坑と横坑を連続掘進する2号機を使用したC工事では、平成8年6月現在、立坑工事が完了し、横坑工事が開始された。本工事においては、リバース工法でも実績のない外径7.92mの大型の立坑を、密閉型のシールドにより平均10mm/分の速度で掘進することに成功した。

5. 4. 1 工事の概要

三河島処理場の二次処理水を東尾久浄化センタに送水する延長2400mのトンネルを施工するための発進立坑の工事の概要は以下のとおりである。

発注者	：東京都下水道局中部建設事務所
工事場所	：東京都荒川区東尾久七丁目
工事名	：荒川幹線立坑設置工事
工 期	：平成6年11月～平成8年3月
発進立坑	：セグメント構造
	セグメント外径×内径 7800mm×7000mm
	掘削深度 39.7m
(トンネル	：トンネル外径×延長 4700mm×約2400m)
土 質	：立坑全般 砂混じりシルト (N値0～4) ,
	下部 粘土混じり細砂, 砂礫 (N値30)
シールド	：泥水式底部球体シールド型立坑横坑連続掘進機
ガイドウォール	：外径14.26m×内径8.12m×深さ3.5m
	アースアンカー径12.7mm×8本 L=50m 12本
	L=60m 8本
ガイドウォール下部底盤改良	：603.2m ³

本立坑工事の特徴は、図5-21に示すように、大型の立坑の掘進に必要な1600tfの下向き力をアースアンカーを利用して作り出す点にある。

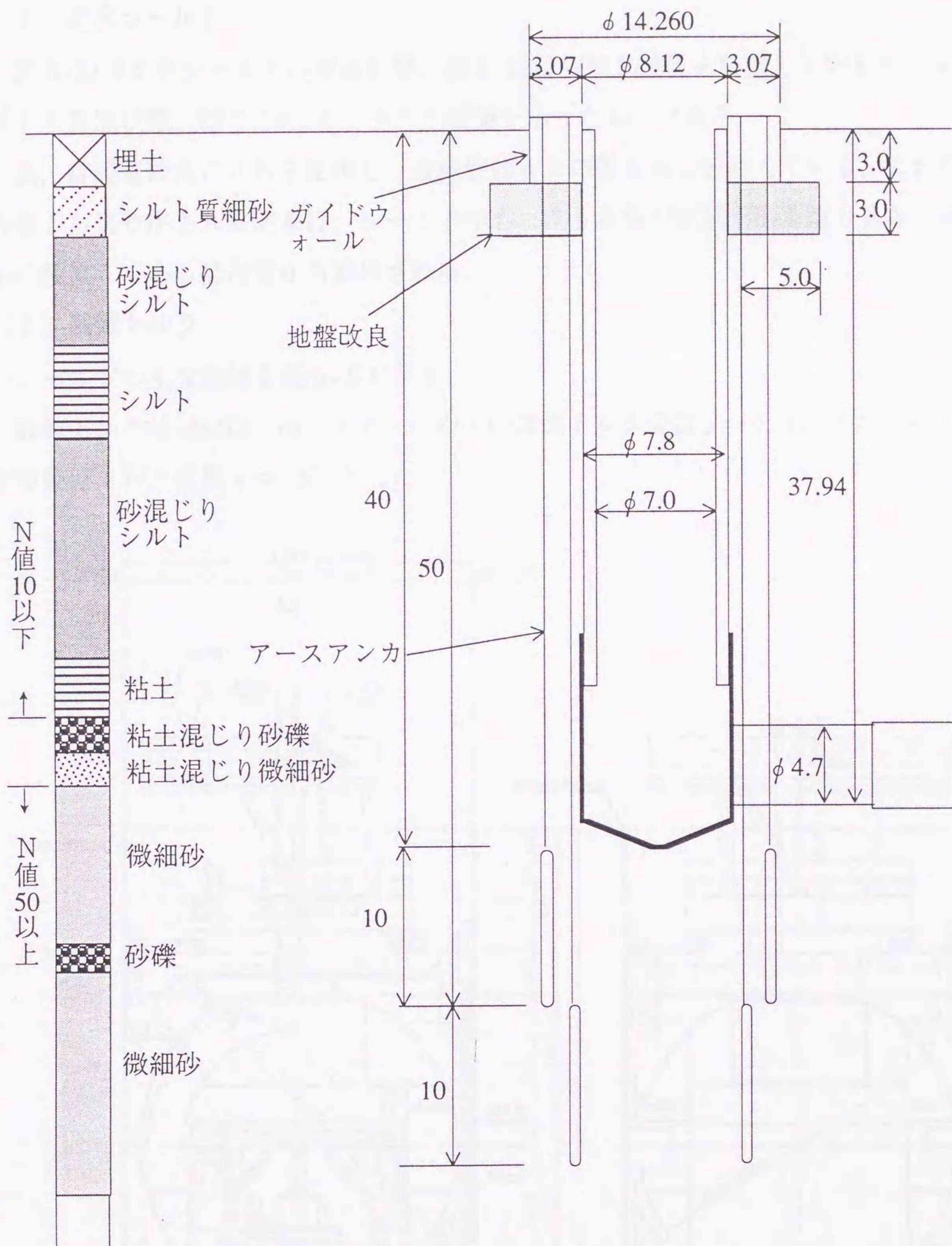


図 5-21 立坑形状と地盤の状況 (単位はm)

5. 4. 2 シールドの構造

(1) 泥水シールド

図5-22はタテシールドの掘進状態，図5-23は中折れ装置を装備しているヨコシールドの発進状態，図5-24はカッタの正面図を示したものである。

送，排泥管は共に8Bを使用し，送泥管は4Bの管6本に分岐している。これらの管から送り出される泥水は，シールド中心に向う過程で掘削土砂を取り込み，中心に設置してある排泥管から排出される。

(2) 装備トルク

シールドの主な仕様を表5-6に示す。

装備トルクは $169.9\text{tf} \cdot \text{m}$ （タテシールドの装備トルク係数 $\alpha = 0.34$ ，ヨコシールドの装備トルク係数 $\alpha = 1.5$ ）とした。

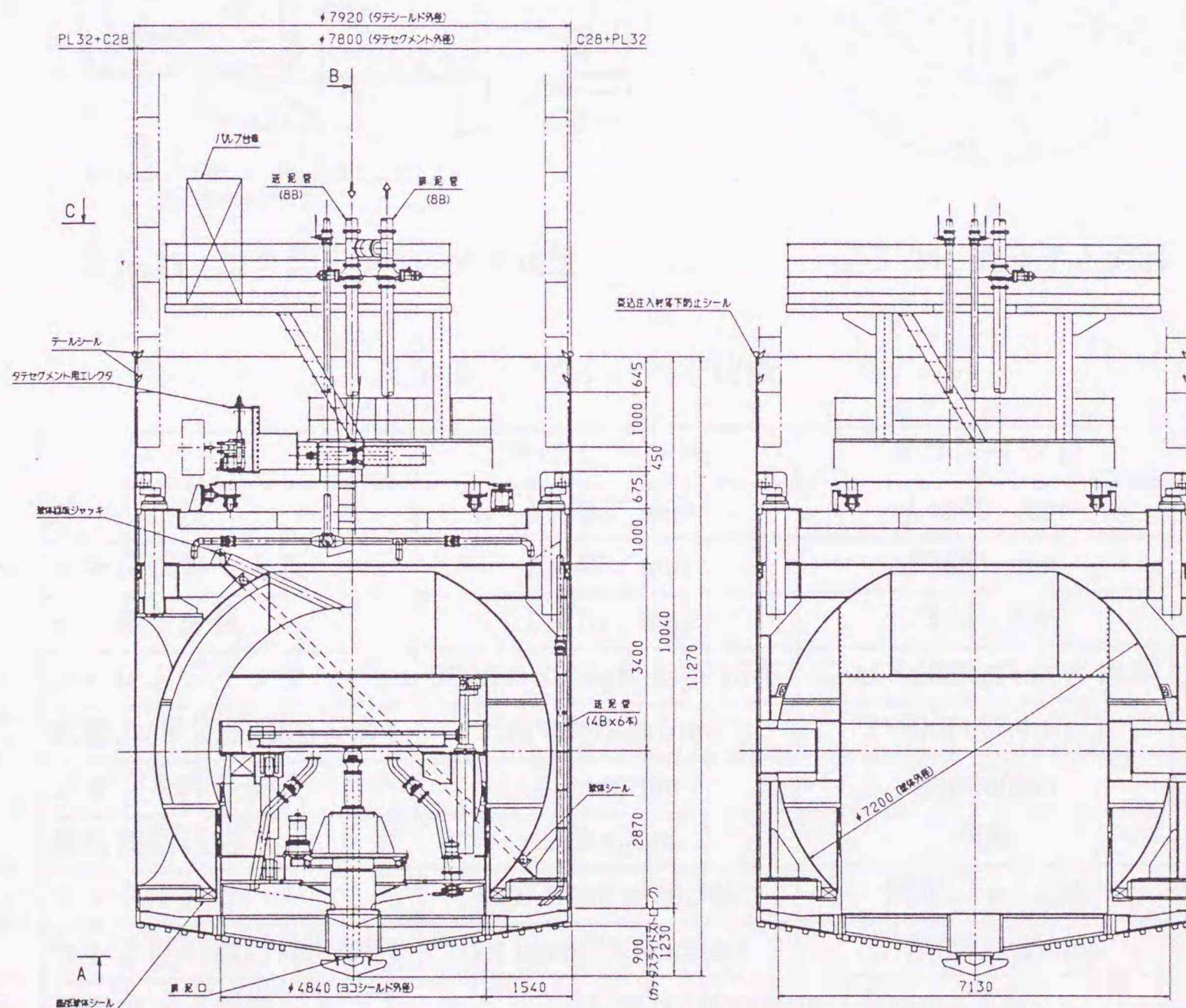


図5-22 タテシールドによる立坑の掘進状態

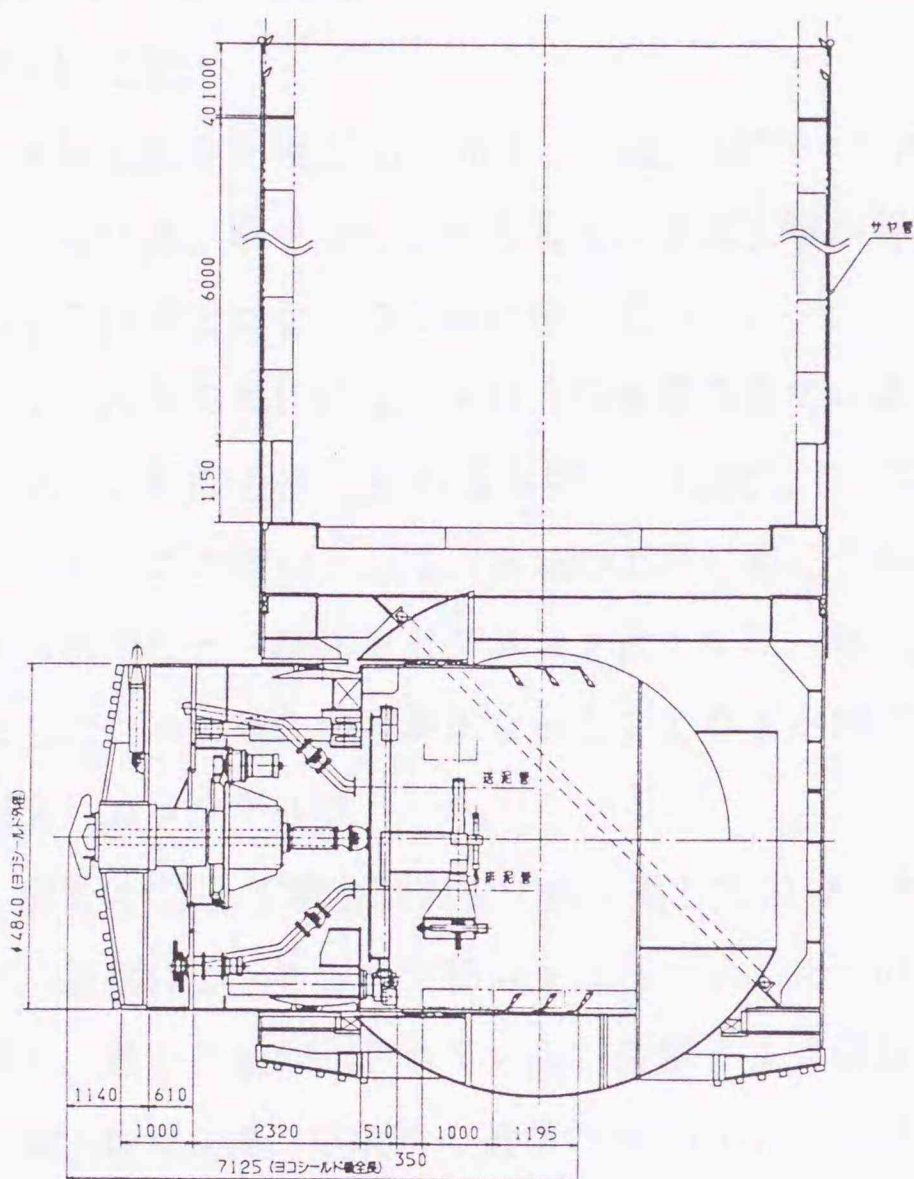


図 5-23 ヨコシールドの発進状態

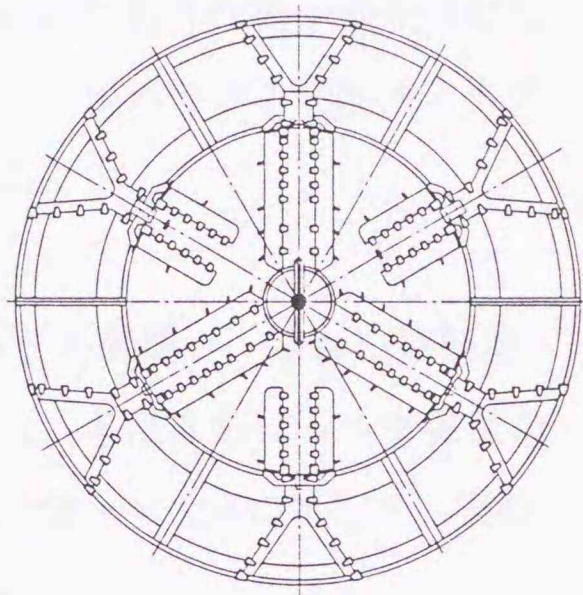


図 5-24 カッタ正面図

表 5-6 主なシールド仕様

		タテシールド	ヨコシールド
シールド	外 径	$\phi 7920 \text{ mm}$	$\phi 4840 \text{ mm}$
	スキンプレート長	10040 mm	5985 mm
	シールド全長	11270 mm	7125 mm
	シールドジャッキ	$200\text{tf} \times 350\text{kgf/cm}^2 \times 18\text{本}$	$120\text{tf} \times 280\text{kgf/cm}^2 \times 18\text{本}$
	総推力(単位面積当たり)	$3600\text{tf}(73.0\text{tf/m}^2)$	$2160\text{tf}(117.4\text{tf/m}^2)$
	ジャッキ伸長速度	47mm/min	65mm/min
カッタ	最高使用圧力	210kgf/cm^2	同左
	カッタトルク	$169.9\text{tf}\cdot\text{m}(\alpha=0.34)$	同左 ($\alpha=1.5$)
	カッタ回転数(外周速度)	1.11rpm(27.8m/min)	同左(17.0m/min)
ジャッキ	外周カッタ脱着ジャッキ	$13.3\text{tf} \times 210\text{kgf/cm}^2 \times 50\text{mm} \times 3\text{本}$	
	球体回転用ジャッキ	$150\text{tf} \times 350\text{kgf/cm}^2 \times 1200\text{mm} \times 2\text{本}$	

5. 4. 3 施工

(1) 工程

実施工程表を表5-6に示す。現地ではアースアンカー工が終了した後の4ヶ月間に、防音壁工事を初めとする基地の整備工事が行われているが、クリティカルパスとなる作業ではないので表に示していない。

シールドの製作には10ヶ月、現地組み立てには2ヶ月を要した。設定した標準的なマシーン製作工程（表4-5参照）と比較して、工場製作工程は4ヶ月程度短縮されている。この理由として、現地の工程に間に合わせるために製作作業が優先的に進められたこと、球体をセグメント化せず一体に加工し、現地でガス切断する方式にしたために製作が容易になったことなどが挙げられる。

(2) カッタトルク

図5-25は、立坑掘削の全工期を通してのカッタトルクの実績を、横軸に掘削深度、縦軸にカッタトルク係数を取って示したものである。各深度毎にトルク係数の最大、最小の値が示されている。装備トルク係数の設計値 $\alpha = 0.34$ に対して、実績の最大値は0.18、掘削時の通常値は0.08以下に留まり、

シールドによる立坑掘進時のトルクは、B事例と同様に、横坑掘進時の1/10程度にであることが確認された。

表 5-7 実施工程表

工種	年	1995												1996								
	月	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6		
準備工																						
地盤改良工																						
ガイドウォール工																						
アースアンカー工																						
マシン製作																						
マシン組立																						
吊り設備工																						
タテシールド掘進																						
球体回転工																						
立坑設備盛替え																						
ヨコシールド組立																						

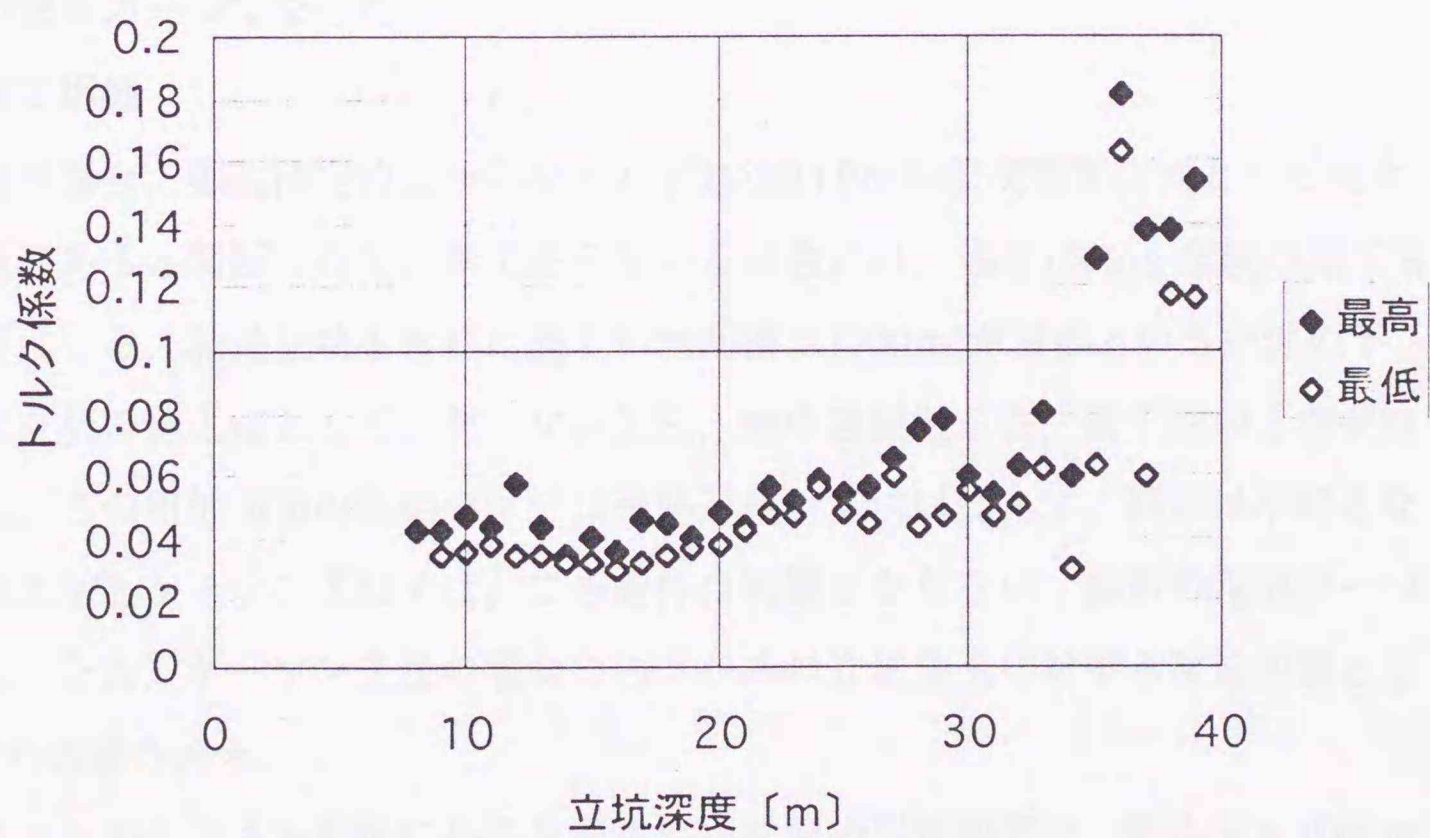


図 5-25 掘削深度別のカットトルク実績

5. 5 施工事例に基づく経済性の評価

5. 5. 1 用地占有面積

(1) 立坑寸法

図5-26はB事例に例をとり、ケーソン工法と新工法による立坑断面（いずれも設計）を示したものである。ケーソン工法による立坑の設計は、某コンサルタント会社によるものである。

両工法の立坑断面積を比較してみる。新工法による立坑に、ガイドウォール部分まで含めると、両者間で差異はなくなる。しかし、ガイドウォール部分は地表面に残らないことを考慮し、この面積を除外すると、新工法の内空面積はケーソン工法より66%も小型化されていることがわかる。

図5-27はC事例について、地中連続壁工法と新工法による立坑断面（いずれも設計）を示したものである。B事例の場合と同様、ガイドウォール部分を除いて比較すると、地中連続壁工法、新工法の立坑外径はそれぞれ15m、8.12mになっており、立坑断面に関し後者は前者に比べ寸法で54%、面積で30%小型化されている。

C事例においては、工事後用地の有効利用という観点で優れていることが、新工法採用の理由の一つになった。

(2) 施工用地

B事例の場合、掘削深度の点からシールド外径2.89mの横坑掘削方式として泥水式が最適であると判断される。本工法を用いる場合には、通常1000m²程度の施工用地が必要になる。発進立坑を含めた施工用地面積は1000m²が限界という条件の下で、発進立坑の施工法として、ケーソン工法、地中連続壁工法、新工法の3者が検討された。この用地面積の制約の下では地中連続壁工法は使えず、採用は不可となった。新工法とケーソン工法では、この条件は問題とならない。採用の理由の一つになった。なお、ケーソン工法の場合このクラスの立坑施工に対する用地面積として550m²の実績がある。

このクラスのトンネル規模に必要な泥水処理設備の用地面積は、最小でも1000m²と見積もられる。もし、ヨコシールドの掘削が土圧式で可能な場合には、下記の方法を採用すれば、500m²程度の用地で済むと考えられる。すなわち、立坑掘進にリ

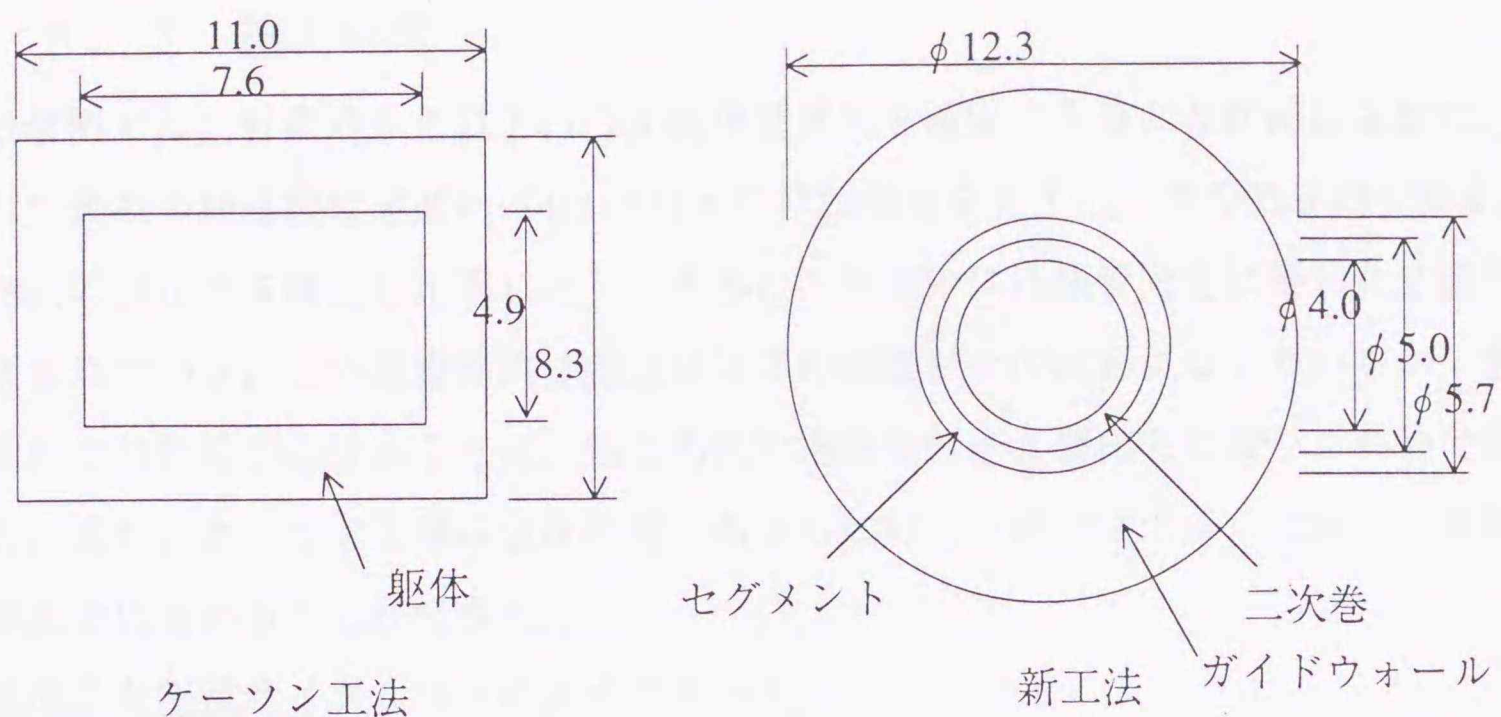


図 5-26 B 事例における立坑断面の比較 [m]

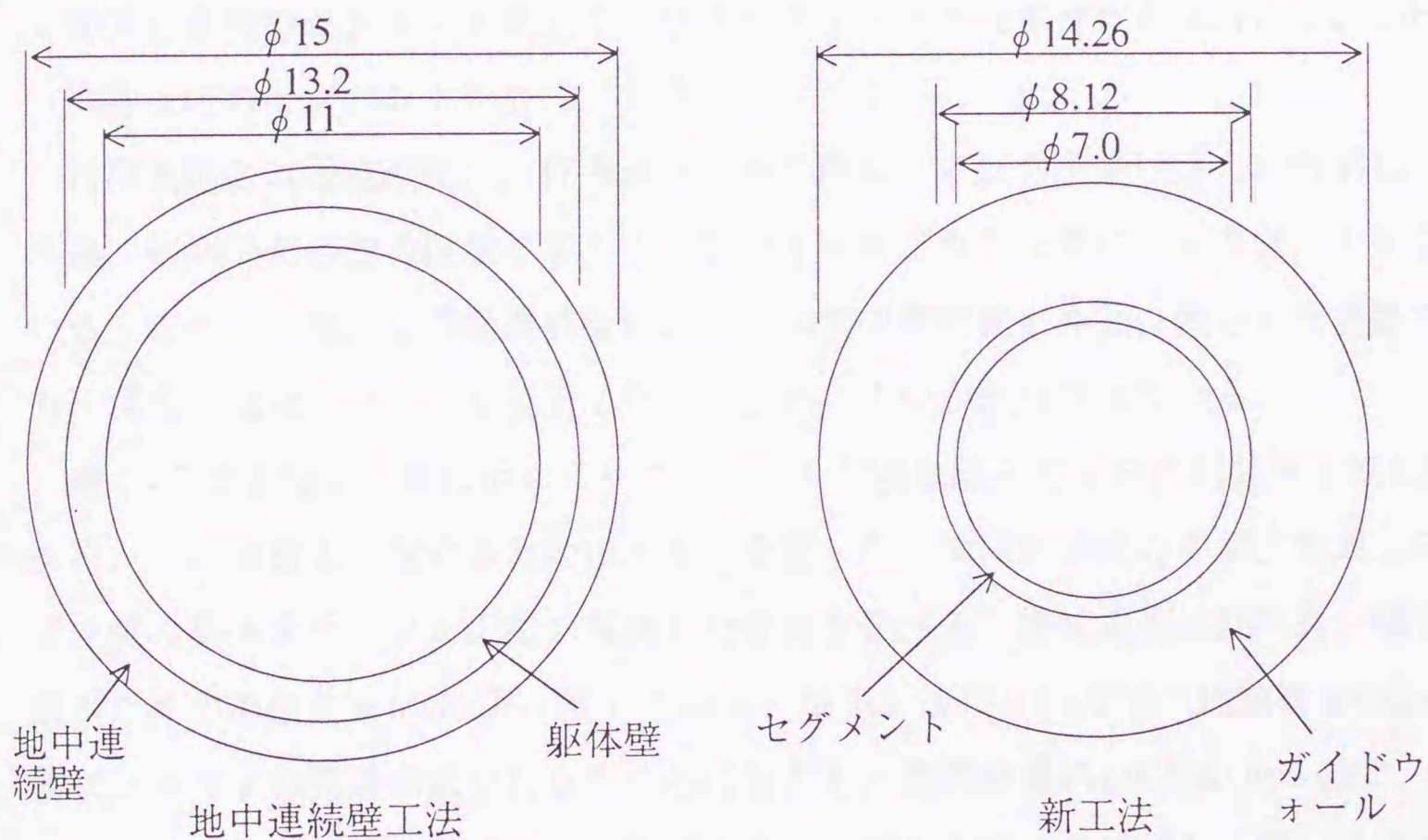


図 5-27 C 事例における立坑断面の比較 [m]

バース工法で使われる簡易な泥水処理設備を用い、ノッチタンクを数台配置し、沈降した土砂を搬出する方式とする。

C 事例においては、1700m²の広い用地が確保できたために、施工法を選択に際して用地面積からの制約は無かった。

5. 5. 2 施工時間

B事例では、計画通り1日1mの立坑掘進速度を確保できることが確認された。そして最初の14日間で深度4~14mの11mの初期掘進を完了し、次の31日間で深度15~38mの24mの本掘進を完了した。本掘進の工程の中には鞘管固定に要した2日間も含まれている。この固定作業は固定リングの溶接がその内容になっているが、水平面内での作業が主であるため、鉛直面内の溶接を行うA事例と比較して容易であった。また、ケーソン工事は昼夜作業であるのに対し、新工法では、大部分を昼間工事だけに留めることができた。

標準的な掘進サイクルは次のようであった。

- ・ 1m当たりの立坑掘進：120分。
- ・ 初期掘進時のセグメント組立て（リリーフジャッキ盛り替えを含む）：210分。
- ・ 本掘進時のセグメント組立て：60分。

初期掘進と本掘進の間に、仮セグメントを解体して反力を受け替える作業に1ヶ月強、初期発進の前の段取り替えを含むジャッキダウン作業に1ヶ月強、を要している。このような、初期発進前後における作業の簡略化が今後に残された課題であり、現在、仮セグメントを使用しない方法がいくつか検討されている。

表5-5の実施工程表に示すように、シールド現地組立てから初期発進までに約9ヶ月、下部架台工を含めると約12ヶ月、を要した。ほぼ同深度の中間立坑および到達立坑の築造をケーソン工法で実施した事例を述べる。立坑掘削に16ヶ月、横坑発進のための地盤改良に2ヶ月、要している。従来工法においては、地盤改良の2ヶ月間にシールドの発進準備を行なうことにしても、鏡開け等に1ヶ月かかるので、従来工法では横坑の発進までに19ヶ月を要することになる。これに対し、新工法では工期（現地作業）が7ヶ月近く短縮される計算になる。

B事例の場合、先に発注された下部架台工の完成後にシールドの製作に入り、この間、現地作業が9ヶ月行われなかった。こういった事情のために、上記の短縮は実現しなかった。

5. 5. 3 工事の安全度

A工事においては、地表からの作業が全くなく、地上の交通の障害にならない工法であるとの評価を得た。

B工事における立坑の内空径は5 mで従来のシールド発進立坑と比較して狭い。しかし、立坑掘進中のセグメントおよび資材の搬入はエレベータを用いて行われたために、飛来落下の事故の危険がなく、実際に事故も発生しなかった。

土被り35mの深部でのシールド発進については、従来工法では最も危険な作業である鏡開け作業なしに機械的に行うことに成功した。

また、立坑掘削に伴う地表面沈下の最大量も20mm程度に留まり、周辺への影響が少ない工法であることが実証された。

B工事では中間立坑および到達立坑の施工にニューマチックケーソン工法が使われた。事故はなかったものの、圧気に対する作業員の健康上の予防対策、周辺地盤への漏気等の調査に時間と経費を費やした。また、防音、防振のため建屋を覆う等の設備を要した。新工法ではこれらの経費や時間は不要である。

以上述べたように、新工法は従来工法と比較して安全で危険作業の少ないことが確認された。

5. 5. 4 施工費用

佐藤⁷⁵⁾によると、A事例の工事費を新工法と従来工法で比べると同等であるが、従来工法では実施困難だった工事が新工法の出現で可能となった。また、関谷⁸⁰⁾により、新工法で施工可能となった直角に曲がったルート工事の工事費は、他のルートの工事費と比較して3億円以上低いという見積が与えられた。

B事例の場合、公表資料はないが、要した工事費は新工法と従来工法で同程度であると言われている。新工法では工事が計画どおりに完了し、従来の立坑工事によくみられる地盤改良等の設計変更による工事費の増額は生じなかった。

C事例の場合、発表された資料はないが、全体の工事費は地中連続壁工法およびケーソン工法と比べて新工法が安く、これが新工法の採用理由と言われている。

5. 6 まとめ

新工法による3件の実施例を述べた。得られた知見は以下の通りである。

(1) 新工法の構造

- ①小型シールド，球体，大型シールドの3つから構成された新シールド機は，本質的な構造上の欠陥がなく，球体を利用して，シールドの掘進方向を直角に変換することが可能であることが確認された。
- ②密閉型のシールドの外周部に送泥管を設置し，センタシャフトから排泥する泥水循環方式で立坑の掘削が可能であることが実証された。
- ③球体シール，底部球体シールは期待どおりの止水性能を発揮し，新シールドにおいて重要な要素技術の開発目的が達成された。
- ④鞘管引抜き，外周カッタの分離，小型シールドの引き込み，球体の回転，テールの継ぎ足し，小型シールドの発進，などの一連の施工作業が支障なく実施できた。

(2) 立坑の掘進

- ①シールドによる立坑掘進時のトルクは，横坑掘進時の1/10程度である。
- ②トルクおよび推力は立坑掘進速度とともに増大する。立坑掘削速度は10mm/分以内が適当である。

(3) 新工法の評価

- ①新工法による立坑寸法は従来工法と比較して30%程度小型化されている。
- ②新工法ではシールド径3m級の発進立坑を施工するのに1000m²の用地を必要とするが，これはケーソン工法で必要とする用地面積よりは大きい。
- ③新工法では1日1mの立坑掘進速度を確保できる。
- ④新工法が従来の施工法では困難だった工事に適応できる場合，大幅な費用の低減が可能となる。
- ⑤新工法による立坑掘進に伴い，地表面は，掘進初期においては隆起，その後沈下傾向を示すが，隆起量，沈下量はともに極めて小さい値に留まる。

第6章 結 論

本論文は、球体を内蔵することで直角方向に方向制御可能なシールドおよびこれを用いた立坑の施工法に関する研究開発について述べたものである。まず、新シールドの設計思想を明らかにし、実規模実験によって新シールドに導入された新しい機械要素が所期の性能を有していることを確認した。次に、国内外を通して初めて実施された施工事例に基づき新シールドの実用性を実証した。最後に、新シールド工法が従来工法に比べ経済性のみならず安全性や環境に及ぼす影響の観点からも優れていることを明らかにした。本研究で得られた主な成果を章ごとに述べる。

第1章では、シールドに関する既往の研究成果や施工実績を概説し、本研究の位置づけを明らかにした。

第2章では、新シールドの設計と要素技術の開発について述べた。まず、ハードウェアと施工法の両方の観点から新シールドの基本設計を進め、ヨコシールドを収納した球体を内蔵した構造を有するシールドが装備すべきトルク、推進力、排泥処理能力などについて見積もりを行った。また、立坑壁を構成するセグメントと立坑底の強度計算を行った。これら一連の設計作業を通して、新シールドによる立坑掘削が可能であるという見通しを得た。

次に、本機に必要な要素技術の開発を進め、立坑掘削に関する実規模実験から以下の諸点を明らかにした。

- ①シールド掘削におけるカットトルクは、立坑掘削時にはヨコシールド掘削時の1/10程度の大きさになり、ヨコシールドのカッタ駆動装置で掘削径の大きなタテシールドのカッタを駆動できる。
- ②通常の横坑を掘削する密閉型シールドのカッタヘッドで立坑掘削が可能である。また、カッタビットは高いほど掘削ズリの流れがよくなり立坑掘削には有利になる。
- ③掘進速度とともに掘削抵抗が急に増すため、最適な速度が存在し、これを維持するための管理が重要になる。

また、シールドの性能実験から以下の点を明らかにした。

- ①底部球体シールドおよび球体シールド内のグリース圧は、初期に設定したグリース

圧にかかわらず、外部水圧が1MPa以下であれば水圧とともに直線的に増加し、シール機能を維持する。

②球体を回転させるときの抵抗力は外部水圧に比例して増加する。

これらの実験を基に、新シールドが深度70mまでの立坑掘削に対して十分な適応性を持っていることを明らかにした。

第3章では、応力解析と浸透流解析を連成させた解析を行い、立坑・横坑の施工に伴う地盤変状と地下水理の変化について予測した。まず、地下水に関しては、新シールドの場合、切羽水圧に対し切羽泥水圧を僅かに高く保持しながら掘削するために擾乱がほとんど発生しないという予測が得られた。従来工法の一つであるケーソン工法では釜場における水抜き時に地下水が著しく擾乱されるが、新工法の予測結果はこれとは対照的であり、新工法の利点の一つに挙げることができる。

地盤の変状に関しては、新工法の場合、立坑の密閉状態が保持されるために、地下水圧により地表が隆起するという予測が得られた。ただし、この現象は掘削の初期の段階に留まり、隆起量も僅少である。施工に伴う地表沈下は、新工法の方が従来工法に比べ全体に小さい。

このように、新工法は地盤に与える影響が従来工法に比べて小さいと予測されるが、この妥当性は実施工によって確認された。

第4章では、用地占有面積、施工時間、工事の安全度および工事費用の観点から新工法を評価し、次の諸点を明らかにした。

①新シールドでは、立坑径を従来工法の1/2～3/4に押さえることができる。

②新シールドによる施工では、マシン製作がクリティカルパスとなり、全体工期は従来工法に比べ短縮されるとは限らないが、現地での作業工期は大幅に短縮される。また、シールド外径が大きいほど、トンネル深度が深いほど、施工日数が短縮される。

③新シールドは従来工法に比べて地盤の汚濁、騒音、振動が少なく、作業員に対する安全性が高い。また、材料の消費が少ない。

④工事費の観点から、新シールドによる施工では従来工法と比べ立坑深度に伴う工事費の増加率が小さく、トンネル深度が大きいほどコスト面で有利になる。一方、マシン価格は大口径になると急激に高くなる。このため新工法は立坑・横坑の径が小さくなるほど有利になる。

⑤AHP法 (Analytic Hierarchy Process) によって、各工法の総合的な比較が行え、新工法の適応領域を合理的に見いだすことができる。

第5章では、新工法を用いた3つの実施例を述べた。各事例毎に、トルクや推力および掘進速度や作業時間に関する測定結果を示し、予想と実際の差違が小さく、設計が妥当であることを明らかにし、同時に、経済性、安全性、掘進能率の観点から新工法が優れていることを示した。

球体を内蔵することで直角方向に方向制御可能なシールドは、現在までに、直角に折れ曲がった水平坑道の施工や立坑と横坑の連続掘進に使われ成功している。また、カッタビットが容易に交換できるという特性を利用した長距離掘進用のシールドが製造され、世界で初めて4 kmを超える長大トンネルの掘進への使用が予定されている。

このように新工法は応用範囲が広く、また安全度が高いために、各方面へ幅広く応用されるようになると予想される。しかし、新工法の実用化への端緒は開かれたばかりであり、課題も多い。これらを極め細かく解決していくことで、新工法に対する需要が拡大するものと考えられる。解決の待たれる課題を以下に列挙する。

①同径の立坑と横坑が施工でき、シールドが立坑底部に到達した後、テールプレート溶接等を行うことなく、直ちに横坑の掘進に移行し得る機械の開発が望まれる。このようなシステムが完成したときに、真の意味で連続的な掘進が可能になったといえよう。また、1回の直角方向転換だけでなく数回の自在方向転換が可能な機種の出現が待たれる。

②現在の新工法では立坑そのものの断面積は小さくなるものの、残土の処理設備や泥水の循環設備の設置に広い用地を必要とする。用地面積を減らすためには、簡易な掘削残土回収設備を備え横坑の掘削を土圧式、立坑の掘削を泥水式で行う施工システムを開発する必要がある。

③立坑掘進初期の作業時間と、立坑から横坑への移行時の段取り替え作業時間を短縮することにより、全体の施工時間をさらに短くすることが可能になる。このためには施工の手順もあわせて検討する必要がある。

④新シールド機械は高価なために、掘削深度が浅い場合には施工費用が割高になる。鞘管の工夫、シールドの製作精度の見直し、構造の簡略化等により機械の価格の一層の低廉化を計る必要がある。

参考文献

第1章

- 1) 昭和61年度改訂「トンネル標準示方書（シールド編）・同解説」，土木学会，pp17-19，1986-6
- 2) 松田明，山上博仁：地下52mの高水圧下をシールドで抜く，トンネルと地下，第22巻6号，pp37-50，1991-6
- 3) シールドトンネルの新技术研究会：シールドトンネルの新技术，土木工学社 pp55，1995-1
- 4) 財団法人エンジニアリング振興協会地下開発利用研究センター：ミニドーム（パンフレット），1995
- 5) 別所俊彦，金子研一：ホルン工法の概要，土木施工31巻6号，pp35-41，1990-6
- 6) 金子研一，別所俊彦，伊野敏美，伊藤広幸，上原俊明：立坑と横坑の連続掘進機，特開平3-191196，1989-12
- 7) 猪熊明，杉山篤，石村利明，茂木正晴：シールド工法による地下空間の建設技術，土木技術資料（建設省土木研究所），Vol.35No.3，pp46-53，1993-3
- 8) 尾田俊雄，米井勇雄：臨海副都心共同溝建設における横型2連形シールドによる施工，建設の機械化，No.525，pp19-24，1993-11
- 9) 助川禎，中島信，藤木育雄：地下鉄における3連型駅シールドの施工計画，建設の機械化，No.525，pp11-18，1993-11
- 10) 加島豊，井上正巳，寺嶋良，北村行宏：平行リンク掘削機構による矩形断面シールド掘進実験，トンネル工学研究発表会論文・報告集第2巻，pp107-112，1992-10
- 11) 宮清，西村彰夫，鱈田実，伊野敏美，藤井義文，浅上祐司，松本隆夫：異形断面シールド工法の開発，地下空間利用シンポジウム1993，pp231-240，1993-6
- 12) 杉本光隆，飯田威夫，大石善啓，肥田憲明：土被りが大きい斜坑シールド工法における切羽安定性・切羽作用外力に関する研究，トンネル工学研究発表会論文・報告集第1巻，pp261-266，1991-12
- 13) 荒川修，南條克正，村井仁丸：超急曲線（ $R=12m$ ）シールド工事の施工，ト

- ンネル工学研究発表会論文・報告集第3巻, pp305-310, 1993-11
- 14) 大林正明, 浅田健次, 清水賀之: 急曲線・急勾配シールドの設計・施工技術, 地下空間利用シンポジウム1993, pp241-246, 1993-6
 - 15) 本山智啓, 千葉忠義, 須貝静雄, 武田邦夫, 遠藤勝: 世界初のシールド同志の直接接合, トンネルと地下, pp25-32, 1993-1
 - 16) 浦沢義彦, 矢吹忠平, 桑原弘昌, 山下智之: ドッキングフード方式によるシールドマシンの地中接合, トンネル工学研究発表会論文・報告集第3巻, pp299-304, 1993-11
 - 17) 毎田敏郎, 浅上祐司, 宮地明彦, 二宮康治: リングシールド工法の開発(その1), 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集VI, pp220-221, 1993-9
 - 18) 宇賀田康男, 白井伸一, 花見和則: 長距離シールド機用カッタービット交換機構の開発, トンネルと地下, pp69-75, 1994-1
 - 19) 大深度におけるECL工法の適用性: 山口恒夫, 地下空間利用シンポジウム1992, pp163-168, 1992-6
 - 20) 杉藤哲也, 萩原隆司, 金子研一, 大友健, 西岡巖: CONEX-SYSTEMの継手要素実験, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集VI, pp1238-1239, 1994-9
 - 21) 伊藤稔明, 植田政明, 嶋井森幸, 川田正敏: 大口径立坑掘削工法—スーパーRD工法の開発と施工, 建設の機械化, pp42-48, 1995-5
 - 22) 八木肇, 江川菊次: 超大型(口径4m)全旋回ボーリングマシンの開発, pp49-57, 1995-5
 - 23) 手束芳洋, 篠武夫, 青野稔: 大口径リバース工法による立坑の掘削, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集III, pp166-167, 1992-9
 - 24) 例えば深川良一, 室達朗, 保積浩二, 松生隆司, 澤芳幸: 連壁用モデル掘削機の作動特性と制御条件, 第4回建設ロボットシンポジウム論文集, pp15-22, 1994-7
 - 25) 岡原美知夫, 木村嘉富, 渡会正晃, 井上昭生: 大規模土留め・立坑の設計・施工技術, 土木技術資料(建設省土木研究所), Vol.35No.3, pp54-57, 1993-3
 - 26) 例えば小野紘一, 嶋村貞夫, 浜野隆司, 阿部玲子: 大深度掘削における盤ぶくれに対する検討法について, 土木学会 第47回年次学術講演会講演概要集III, pp944-945, 1992-9
 - 27) 例えば荒井紀之, 西田幸吉, 平田篤夫: 応力・浸透連成解析による立坑掘削解

- 析, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集Ⅲ, pp170-171, 1992-9
- 28) 中川幹雄, 河本克正, 今川勉, 佐久間敏夫, 加藤幸雄: 自動化ケーソン工法の開発, 土木学会論文集No.498/VI-24, pp23-25, 1994-9
- 29) 梨本一郎, 小林浩, 高野耕輔, 大元邦夫: 大深度ニューマチックケーソンにおける無人化施工とバックアップシステム, 基礎工Vol.22No.3, pp50-55, 1994-3
- 30) 津浦謙一: 立坑, 水平坑の掘削機, 特願昭59-15540, 公開昭60-164597, 1984-2
- 31) 栗原和夫: 発進立坑を必要としないシールドトンネル築造方法, 特願昭59-37665, 公開昭60-184196, 公告平3-12633, 1984-2
- 32) 宮田弘之介: 立坑を必要としないシールドトンネル築造方法, 特願昭63-162616, 公開平2-16291, 1988-7
- 33) 谷口和之, 市野道明: シールド機およびシールド工法, 特願昭63-227996, 公開平2-74791, 1988-9
- 34) 小林正樹, 幸村仁, 佐藤厚司, 栗林恭嗣: シールド立坑のプレキャスト化, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集Ⅵ, pp270-271, 1993-9
- 35) 苗村正三, 小野寺誠一: 地盤補強・止水技術および地下水環境の保全技術, 土木技術資料(建設省土木研究所), Vol.35No.3, pp58-61, 1993-3
- 36) 浦沢義彦, 岡田仁, 伊藤浩史: 都市過密地域における凍結工法の設計・施工, トンネルと地下, pp33-43, 1993-1
- 37) 浦沢義彦, 竹内信次: 高圧噴射工法の設計方法に関する一考察について, トンネル工学研究発表会論文・報告集第1巻, pp273-276, 1991-12
- 38) 渡辺純, 伊藤一男, 夏目寿人: シールド発進・到達工法の改良による地盤改良省略, 電力土木, No.221, pp68-74, 1989-7
- 39) 龍田昌毅, 園田徹士, 岸谷真, 鈴木克博, 遠藤南志: 新素材コンクリートを用いた立坑およびトンネルライニング工法, トンネル工学研究発表会論文・報告集第1巻, pp239-244, 1991-12
- 40) 菊地秀明, 阿曾康夫, 四家隆, 牧本有功: 新工法によるシールド機の発進・到達について, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集Ⅵ, pp536-537, 1995-9

第2章

- 41) 鈴木永世, 貝沼憲男, 別所俊彦, 金子研一, 藤本幸男: 球体シールド工法の開

- 発, 土木学会論文集, No.498/VI-24, pp19-21, 1994-9
- 42) 貝沼憲男, 秋山吉宏, 金子研一, 浜本健一, 伊藤広幸: 鉛直水平両用シールド機の開発, トンネル工学研究発表会論文・報告集第1巻, pp255-260, 1991-12
- 43) 昭和61年度改訂「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」, 土木学会, pp17-19, 1986-6
- 44) 昭和61年度改訂「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」, 土木学会, pp103-105, 1986-6
- 45) 建設省都市局下水道部監修, 下水道用設計積算要領—管路施設(シールド工法)編—, pp142, 1989-3
- 46) 栗原一夫編: 現場で役立つシールド工事, 出版科学総合研究所, pp34-39, 1988-1
- 47) 国鉄建設局・構造物設計事務所: シールドトンネルの設計施工指針(案), 日本鉄道施設協会, 1983
- 48) 「トンネル標準示方書(開削工法編)・同解説」土木学会, pp102, 1996
- 49) 昭和61年度改訂「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」, 土木学会, pp90-91, 1986-6
- 50) 社団法人日本道路協会, 道路橋示方書・同解説(下部構造編), pp254, 1990-2
- 51) 伊藤友太郎, 宮崎正義: 円形立坑の設計と検討, 基礎工, pp46-53, 1978-8
- 52) 小山隆紹, 大内勉, 鈴木誠: 大深度地下連続壁工法による多角円形シールド立坑, 土木技術43巻11号, pp60-69, 1988-11
- 53) 例えば, S. チモシェンコ: 材料力学(下巻), コロナ社, pp148, 1955-3
- 54) 東京電力(株), 地中線土木構造物の耐震設計指針案(暫定), 1987-3
- 55) 社団法人日本道路協会, 道路橋示方書・同解説(下部構造編), pp201-207, 1990-2
- 56) 金子研一, 貝沼憲男, 伊藤広幸: 鉛直水平両用シールド機の鉛直掘削実験結果について, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集VI, pp158-159, 1992-9
- 57) 坂間茂, 小林信明, 飛田一幸: 鉛直水平両用シールド機球体回転部止水性に関する実験結果について, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集VI, pp156-157, 1992-9

第3章

- 58) 石嶋傑, 竹内信次, 柴田照雄: 晴海通り管路新設工事におけるニューマチック
ターソン工事の施工実績について, 電力土木, No.243, pp60-69, 1993-1
- 59) 上村佳児, 榊利博, 田中良弘: 三次元浸透流解析における部分貫入井のモデル
化に関する一考察, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集Ⅲ, pp1040-1041,
1993-9
- 60) 荒井紀之, 西田幸吉, 平田篤夫: 応力・浸透連成解析による立坑掘削解析, 土
木学会第47回年次学術講演会講演概要集Ⅲ, pp170-171, 1992-9
- 61) M.S.パターソン著, 荻野正二, 水田義明, 佐野修共訳: 実験岩石学, 古今書
院, 1986
- 62) Biot, M. A. : General Theory of Three-dimensional Consolidation, Journ.
Appl. Phys. , Vol.12, pp152-164, 1941
- 63) 田村武: Biotの圧密方程式に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.274,
pp57-67, 1978
- 64) 大西有三, 村上毅: 有限要素法による地盤の応力・変形を考慮した浸透流解
析, 土木学会論文報告集, No.298, pp87-96, 1980
- 65) 里優, 福井勝則, 飯星茂: 間隙水の移動を考慮した岩盤の変形解析手法に関す
る一試案, 資源と素材, No.108, pp27-33, 1992

第4章

- 66) 貝沼憲男, 金子研一, 上原俊明: 垂直立坑もシールドで掘進タテヨコシールド
工法, 月間下水道Vol.14No.13, pp49-54, 1991-12
- 67) 山本稔編: 最新トンネル工法・機材便覧, 建設産業調査会, 1988-9
- 68) 建設省都市局下水道部監修, 下水道用設計積算要領—管路施設(シールド工
法)編一, pp142-143, 1989-3
- 69) 昭和61年度改訂「トンネル標準示方書(シールド編)・同解説」, 土木学会,
1986-6

70) 地中連続壁基礎協会：地中連続壁基礎工法積算基準（案），平成6年度版

71) 西田俊夫編：おはなしファジー，日本規格協会，1994-5

第5章

72) 川上宏一，前田正博，前田教明，伊佐健一：縦横連続シールド工法の施工計画と技術的課題，足立区花畑七、八丁目付近枝線工事，トンネルと地下，pp43-50，1994-6

73) 別所俊彦，金子迪式，金子研一：球体シールド工法，土木技術48巻4号，pp76-83，1993-4

74) 横山博一：球体シールド工法による直曲がり流入渠，川崎市観音川雨水滞水池，トンネルと地下，pp31-37，1993-8

75) 阿部庄治郎，佐藤敏雄：直角シールド工法による回転立坑不要の掘削工事，土木施工，pp57-63，1993-9

76) 横山博一，阿部庄治郎：直角シールドによる導水渠（貯留兼用）の施工，川崎市観音川雨水滞水池，トンネルと地下，pp61-66，1994-6

77) 阿部庄治郎，佐藤敏雄，平世忠夫，皐月学：直角掘進シールド工法による直角回転施工，土木施工，pp9-15，1994-4

78) 金子研一，貝沼憲男，坂間茂，伊藤広幸，井上年史：立坑横坑連続掘削ロボットの開発，第3回建設ロボットシンポジウム論文集，pp369-376，1993-7

79) 金子研一，伊藤広幸，井上年史：球体シールド（ビット交換用シールド）の開発，平成5年度建設機械と施工法シンポジウム論文集，pp170-175，1993-10

80) 日経コンストラクション，pp34-36，1993-5

謝 辞

筆者は、大成建設（株）技術本部において直角に方向制御可能なシールドの研究開発に携わってきたが、本論文は、その内容の一部をまとめたものである。学位論文の執筆を勧めてくれ、その間に懇切な御指導と御鞭撻を賜った北海道大学工学部資源開発工学科石島洋二教授に、心よりの感謝を申し上げる。

また、北海道大学工学部資源開発工学科中島巖教授、土木工学科土岐祥介教授、三田地利之教授には本論文をまとめるにあたり貴重なご意見を賜ったことに対し、お礼を申し上げる。

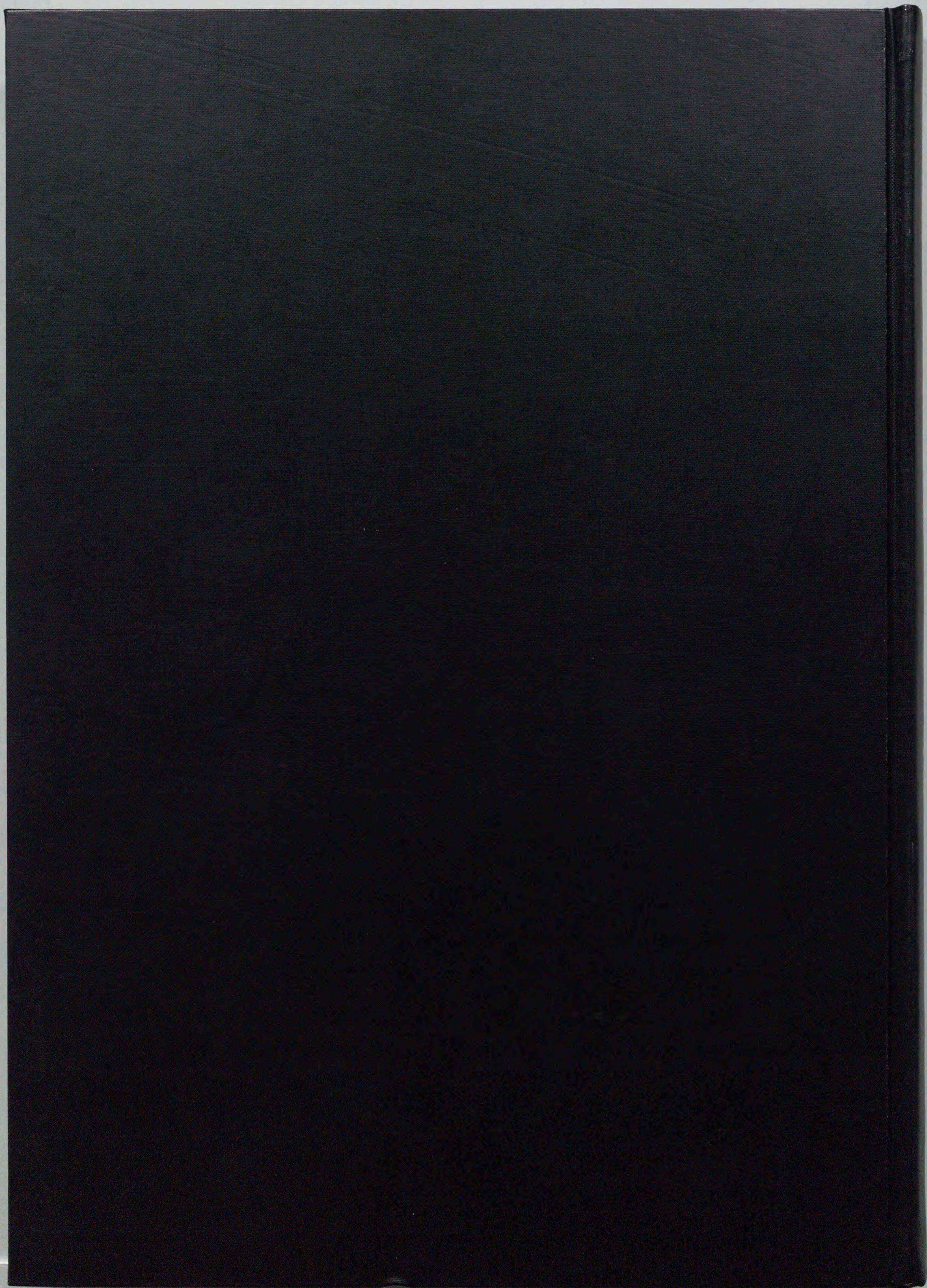
本研究は、歴代の生産技術開発部長、技術開発第二部長をはじめとする関係各位の支援と理解があつて遂行が可能となったことは言うまでもない。ここに、深甚なる感謝の意を表する次第である。

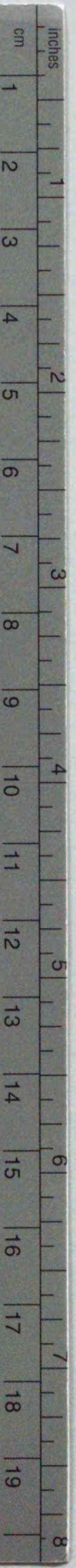
本論文の第2章・3節の実験は、東京電力（株）、大成建設（株）、石川島播磨重工業（株）の共同研究であることを断っておく。共同研究者である東京電力（株）の貝沼主管研究員（当時）、石川島播磨重工業（株）の伊藤広幸主任をはじめとする関係各位には改めて感謝申し上げる。また、第3章・2節の計算の実施に際しては大成建設（株）技術研究所の里優課長、第3章・3節の計算は大成建設（株）設計部の桑田尚史係長に協力を頂いた。記して感謝申し上げる。

また、新シールドに対し理解を示し、工事への採用を賜った、下水道事業団および東京都下水道局の関係各位に対し深い謝意を表する次第である。さらに新工法に係わる設計、施工に携わった職場の内外にわたる多くの方々に感謝申し上げる。

1997年2月

金子研一





Kodak Color Control Patches

© Kodak, 2007 TM: Kodak

Blue	Cyan	Green	Yellow	Red	Magenta	White	3/Color	Black

Kodak Gray Scale



© Kodak, 2007 TM: Kodak

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19

