

立坑と横坑の連続掘進可能なシールドを用いた場合の立坑の設計手法に関する考察

金子研一¹・桑田尚史²・貝沼憲男³

¹正会員 大成建設株式会社 技術開発第二部 (〒169 東京都新宿区百人町3-25-1)

²正会員 工修 大成建設株式会社 東京支店土木部 (〒163-06 東京都新宿区西新宿1-25-1)

³正会員 東京電力株式会社 電力技術研究所 (〒230 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1)

立坑と横坑を連続して掘進するシールドが実用化されはじめたのに伴い、新工法によって構築される立坑の設計法を確立しておく必要性が生じている。しかし、従来の立坑設計に用いられている手法を用いると重厚な構造となり、新工法の特徴を生かせない。本研究では、セグメントで構築される立坑部については、深礎工事で用いられている手法を常時および施工時に適応し、地震時については通常のシールドトンネルで用いられている動的解析手法を適用した。立坑底部については3次元FEMにより解析を繰返し、最適な解析モデルを設計した。これらの設計例により、新工法による立坑構造が経済的な部材で成り立つことを述べる。

Key Words : rotating shield, vertical-horizontal continuous shield, shaft, FEM

1. はじめに

近年、都市部における地下空間利用の過密化から、シールドトンネルは地下深部に建設される傾向にある。これに伴い、大深度立坑の問題点がクローズアップされ、合理的なシールドの発進立坑に関する開発研究が盛んに行われるようになった。その中の一つとして、地上から立坑を密閉型シールドで掘進し、引き続き同一のシールドを用いてトンネルを掘進することで、大気圧の条件下で、直接土・水に接することなく作業可能な工法が提案され、1995年東京都の下水道工事で実際に施工が行われるに至った¹⁾。立坑掘削外径 $\phi 5.8$ m、横坑掘削外径 $\phi 2.89$ mという規模である。

この立坑と横坑を連続して掘進するシールドは、球体シールドと呼ばれ、シールドに内蔵した球体を回転することで、止水性を保ちながら掘進方向を変えることが可能などの特徴がある。

このシールドによる立坑は、従来の施工法による発進立坑と比較して断面積で50~75%の小型化が可能であるため、部材寸法も小さなものとなる。また、立坑底盤部が球形となるなど立坑構造がスリムになる要素を多く含んでいる。

しかし、施工方法自体が新しく開発されたものであるため、適切な設計方法がない。従来からの設計手法を踏襲した場合、せっかくのメリットが埋もれて、部材寸法が大きな設計になる可能性もある。このため、施工法を加味した新工法による立坑の合理的な設計手法の開発が

望まれている。

本文では、第一段階として、新工法による経済的な立坑構造の安全性を三次元の立体構造解析等で確認したことを報告すると共に、将来的には、簡単な計算方法に代えていく必要があることを提案するものである。

2. 設計概要

(1) 立坑構造

立坑と横坑の連続掘進機を本検討に用いるシールドは次ページ図-1に示すように、タテシールド、球体およびヨコシールドにより構成される。ヨコシールドはテーブルプレートの無い状態、つまり、横坑を掘削するシールドとしては短い寸法で球体内に収まっている。この球体をタテシールド本体より回転容易に2本の軸で支える。

このシールドの特徴は、ヨコシールドの掘削機構で立坑を掘削することであり、立坑の外径寸法を掘削するため、ヨコシールドのカッタの外側に、外周カッタと呼ぶ円環状のカッタを装備してある。

施工は、地上よりシールドを倒立した状態で下方に掘進する。掘進初期においては、シールド重量を地上部より吊りジャッキ等を用いて制御しながら掘進するが、浮力等により、上向きの力が優る段階からは、通常のシールド同様、シールドジャッキを介してタテシールド内に組み立てられたセグメントを反力に掘進する。

所定の深度まで掘進したシールドは、立坑底部に於て球体を90度回転し、ヨコシールドのカッタを水平方向に

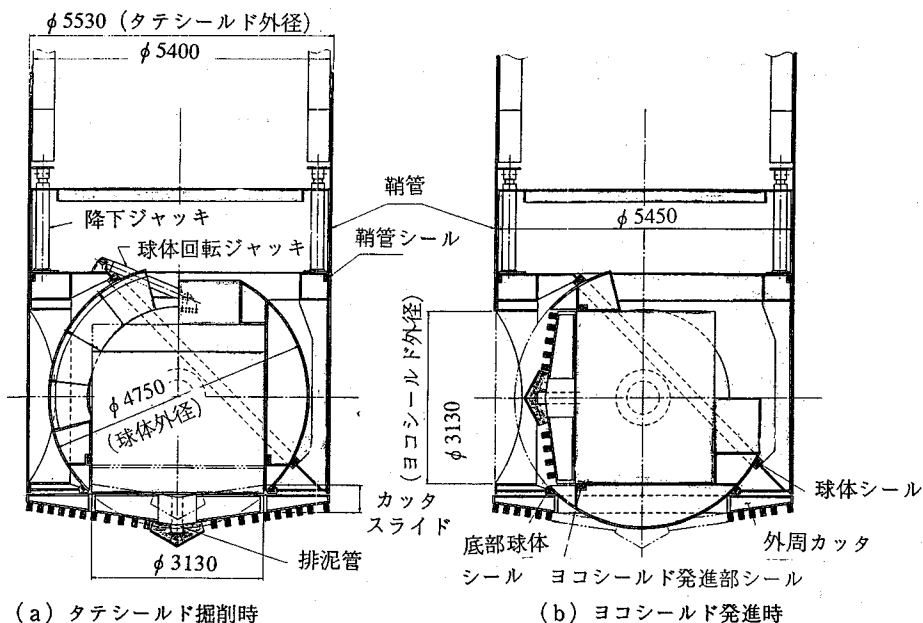


図-1 球体シールド全体図

向ける。

ヨコシールドを発進し、テールプレートを継ぎ足す。立坑壁部のヨコシールドセグメントは、図-2に示すように、セグメント側よりタテシールドに対して鉄板を張り出す構造のエントランスセグメントと呼ぶ特殊セグメントを用いる。鉄板で隔壁を形成後、その地山側に裏込め材を注入することで止水を図る。

横坑は従来のシールドトンネルと全く同じ構造となるが、立坑壁体がセグメントであること、立坑底部にタテシールドの鋼殻が残されていること、立坑底盤部は球体で塞がれていることが、従来の立坑構造とは異なる。また、底盤部が曲面となることで、立坑底部に働く揚圧力をうまく分散していると考えられる。

最終構造の一例として、球体上部を切断、撤去する場合もある。施工方法としてはヨコシールド発進後、球体とタテシールド隔壁が底部球体シールによりシールされていることを確認後、球体下部とタテシールド間をリブによる補強および止水の目的で全周に溶接を行う。引き続き、球体上部を切断・撤去することで新工法による立坑の内部空間を広く利用可能となる。

(2) 従来構造との相違点

a) 立坑断面

立坑断面形状については、球体シールドによって構築される立坑は、シールドの構造上円形となる。従来工法においても、深度30mを超える立坑を想定した場合、立坑周辺地盤のアーチアクションを期待する円形が有利と

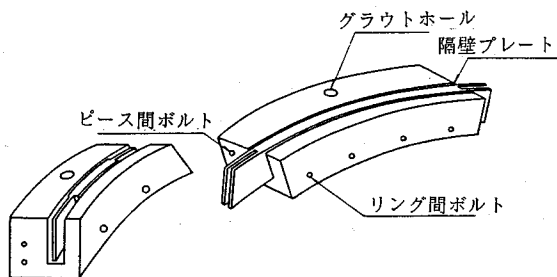


図-2 エントランスセグメント

なることから、円形に設計されることが多い。

シールドの発進立坑の内空寸法は構造物としての機能から決定される場合とシールドを発進させるための施工上の理由から決める場合がある。施工面から決める場合、従来工法における立坑の内空寸法には、シールド機長の他、発進時の反力設備、鏡切断および初期推進時のずり出し、セグメント搬入に必要な空間等が必要である。

これに対し、球体シールドの場合、シールド構造および施工手順から、これらの寸法が不用となるため立坑内空寸法が小さくなる。「下水道用設計積算要領³⁾」によれば、外径 $\phi 3070$ mmのシールドが発進する標準内空寸法として8.2m必要とされ、壁厚を1mとすると、図-1の立坑外径寸法は53%と小型化されたことが分かる。

b) 施工および構造

球体シールドにより構築された立坑と従来工法により築造する立坑を比較する場合、開発目的から深度30m

表-1 立坑セグメントの検討ケース

検討条件	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

を超える立坑が議論の対象となる。実績から、従来工法としては地下連続壁工法およびケーソン工法があげられる。

例えば地下連続壁工法で立坑を設計する場合、土留壁を構築後、内部を掘削する施工上、盤膨れによる底盤の破壊の恐れから、壁の根入れが非常に長くなる設計例が多い。

ケーソン工法の場合、すでに底盤部は鉄筋コンクリートにより密閉された状態であるため、盤膨れの不安はない。しかし、構築物を沈下させながら施工していくため壁およびスラブ厚には、施工時および完成後の荷重に対する構造上の安全性およびケーソンの沈下に必要な重量が要求される。第3節の試設計をケーソンで行うと、壁厚が1mとなり、球体シールド工法のセグメント厚が30cmと比較して3倍以上の厚さとなる。

また、円形立坑の底盤の簡易設計法として、円板の中央部は単純支持で解析し、端部は周辺固定の円板として解析する安全側の計算方法があるが、コンクリート盤としての解析を大深度に適應すると、2mを超える厚い部材厚となる。

このように、従来からの立坑については、それぞれの施工法に適した経済的な設計計算がなされている。球体シールドによる立坑もそのスリムな特徴を生かした設計がなされるべきである。球体シールドによる立坑は、従来の立坑構造と比較して、大きくは以下の点が異なる。

- ① 立坑壁はセグメントを用いる
- ② 立坑底部の部材は鋼材からなる
- ③ 立坑底盤部形状が球形
- ④ 立坑寸法に対して開口（横坑）寸法が大きい

(3) 立坑設計法の提案

球体シールドによる発進立坑を設計するにあたり、前述の相違点を考慮することが、立坑の経済設計に繋がると考える。球体シールドによる立坑は、立坑セグメント部と立坑底部から成り立ち、これらの立坑構造を考慮して以下のような設計手法を採用する。

立坑セグメント部については、常時は深礎工事の立坑セグメントの設計において用いられている手法とした。地震時については横方向のシールドトンネルで用いられ

ている耐震設計手法を当てはめることで継手を考慮した柔構造としてのセグメントの利点を評価できる。

立坑底部については鋼構造のみで土水圧に抵抗する設計とした。球体部構造そのものが未知であること横坑との接続部の開口が大きいことから、2次元解析では危険であると判断し、3次元FEM解析を用いた。数値計算を繰り返すことで発生応力が許容応力度以下となるまで弱点部にリブを補強したり、部材厚を変えることで、より安全で経済的な構造となる設計とした。

3. 立坑セグメントの検討

(1) 設計方法

立坑セグメントの設計は、表-1に示すように、完成後、施工時および地震時の3段階において検討を行い断面を決定する。

完成後および施工時の検討は、偏荷重も考慮した骨組構造解析により、また地震時の検討は立坑が線状をなす地中構造物で、地震時の変形が地盤の変形に支配されると考えられるため、一般に用いられている応答変位法にて行うものとする。

完成後の偏荷重については、セグメントが真円に組立てられれば設計上、曲げモーメントが発生しない。しかし、組立て誤差や不足の事態を考えれば必ずしも真円は保証されず、そのために曲げモーメントが付加されることが予想される。従って、真円ではなく元たわみをもつ楕円管に荷重が作用するとしてセグメント半径の1%のたわみ量を想定した。これらの設計手法は、立坑セグメントや地滑り地における集水井の構造設計の手法に用いられている。

元たわみによる最大曲げモーメント M_{max} は次式⁹⁾で与えられる。

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

$$\text{ただし} \quad N = q \cdot R_c \quad (1 \cdot b)$$

ここに q ：外圧， R_c ：セグメント軸半径

δ_0 ：初期楕円最大ずれ量

P_{cr} ：円弧形アーチ座屈荷重

表-2 土質モデル

深度 [m]	層厚 [m]	土質	N値	γ :土の単位体積重量 [tf/m ³]	図
-5.4	5.4	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	
-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			

表-3 立坑セグメント計算条件

立坑セグメント外径	5400mm
セグメント厚	300mm
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

施工時の偏荷重としては、地質の不均一、掘削によるゆるみなど施工の段階において予想できない一時的な偏土圧が作用する恐れがあるため、一方向からの土圧を10%割り増しして付加するものとする。

地震時については、縦断面方向は応答変位法により水平方向の地盤変位を求め、その変位に地盤反力を乗じることで水平荷重を算定する。

横断面の解析は縦断面の解析で得られた相対変位と構造物変位との差にバネ定数を乗じて得られた地盤反力を横断面のモデルに与え、完成後の解析によって得られた断面力と合成して応力度の照査を行う。

(2) 解析例

立坑セグメントの設計は、沖積粘土および砂質地盤、深度50mの立坑を想定した。土質モデルを表-2に示す。東京の江東地区の軟弱な地盤のボーリングデータを採用した。

ヨコシールド外径を ϕ 3.13mと設定すると、タテシールド外径は ϕ 5.45mとなる。セグメントの断面等は、表-3に示す条件で試算した。

完成後の断面力の検討は、立坑セグメント最下部に荷

表-4 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	
	横断面	σ_s	79.4	225	-44m	正曲げ
施工時	横断面	σ_c	5.1	3000	-44m	
		σ_s	93.2	225	-44m	負曲げ
		σ_s	81.6	3000	-44m	
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	

σ_c はコンクリート、 σ_s は鉄筋の応力度を示す。

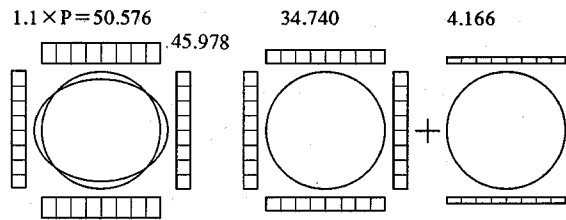


図-3 施工時作用荷重分布図 [tf/m²]

図-4 GL-33.3mにおける地震時横断面作用荷重分布図 [tf/m²]

重 $P=K(\gamma H+q)=45.978$ tf/m² をかけることで行った。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、 q =上載荷重である。たわみ量として半径の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式(1)よりそれぞれ117.24 tf/m、3.09 tf・m/mとなる。

施工時の検討は、設計荷重の10%の割り増し荷重を偏圧として作用させる。作用荷重の分布図を図-3に示す。断面力の算定は、立坑セグメント横断面を直線部材が連続する多角形のラーメン構造として行った。

地震時の検討は縦断面と横断面の2ケースについて行った。縦断面の解析は、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、地震時の地中変位を算定し、立坑セグメントを柔構造とした応答変位法により検討を行った。

計算手法は東京電力「地中線土木構造物の耐震設計指針案(暫定)⁶⁾」を用い、「道路橋示方書・同解説⁷⁾」のケーソン基礎の設計により水平方向地盤バネ定数の算定を行った。また、立坑セグメントと立坑底部は連続体と仮定し、立坑底部にはせん断バネと回転バネを考慮した。

横断面の解析は、GL-1m、GL-33.3m、GL-42mの3断面で行った。GL-33.3mにおける作用荷重の分布を図-4に示す。常時荷重34.740 tf/m²に地震時の増分

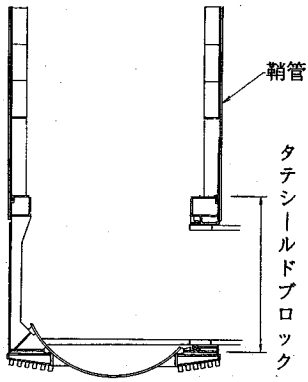


図-5 立坑最終構造体

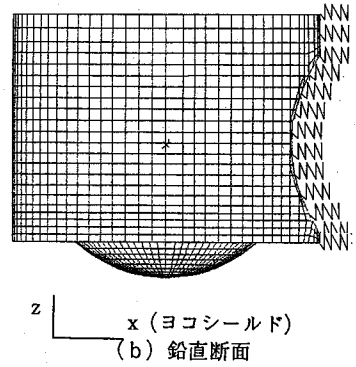
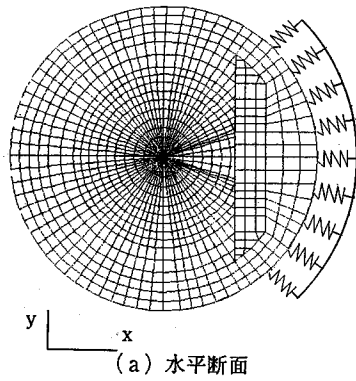


図-7 地盤バネ分布図

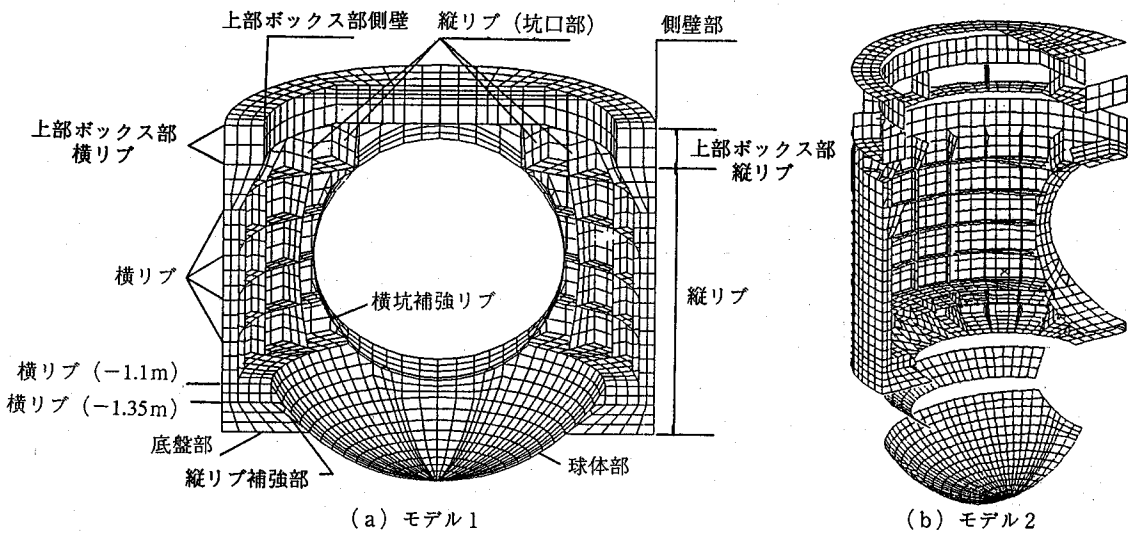


図-6 解析モデル

荷重 4.166 tf/m^2 を合成した値 38.906 tf/m^2 を作用荷重とした。

以上、立坑セグメントの応力度照査結果を表-4に示す。許容応力度と比較するといずれも安全であることが確認された。

4. 立坑底部の検討

(1) 概要

立坑底部の最終構造体はタテシールドの外版および球体の一部で構成されている。この最終構造体を薄肉シェルでモデル化し、有限要素法 (FEM) で解析を行った。

まず、常時の荷重状態において部材厚、リブ材ピッチの変更、および補強用リブ材を追加することで、各部材に発生する応力が全て許容応力度以下になるような解析モデルを決定した。引続き、その最適な解析モデルを用

いて地震時の検討を行い、地震時においても安全であることを確認した。

さらに、立坑底部の最終構造体には施工時に偏土圧が作用するため、以下の施工時については別途解析を行い施工時の安全性を確認した (ただし長期許容応力度の50%増し)。

- ・タテシールド掘進時：偏土圧として10%割り増し荷重 (1方向) を付加。
- ・球体回転時：球体が受ける施工時荷重 (泥水圧) を集中荷重で付加。
- ・ヨコシールド発進時：ヨコシールドジャッキ反力を付加。

(2) 解析条件

立坑底部の最終構造体を図-5に示す。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

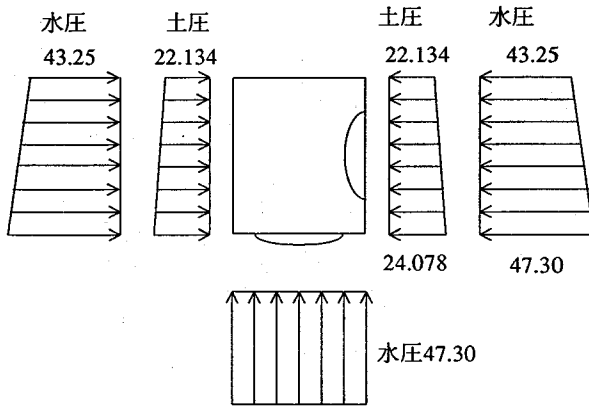


図-8 常時の作用荷重 [tf/m²]

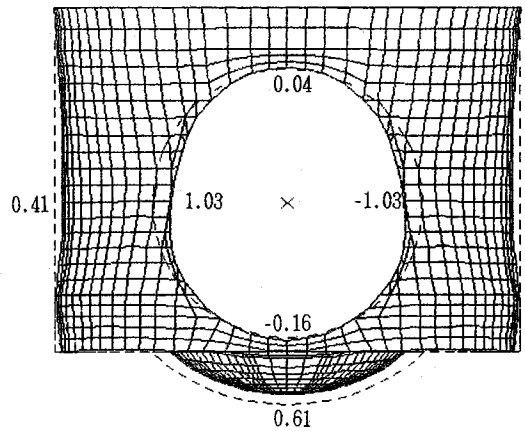


図-9 変形図 [mm]

表-5 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 cm
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 cm
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	横坑軸土30度

表-6 常時解析結果

部 位		最大圧縮 主応力	最大引張 主応力	最大せん 断応力
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	kgf/cm ²
側壁部	内側	-1080	160	378
	外側	-823	693	636
底盤部	内側	-956	488	363
	外側	-1200	315	493
球体部	内側	-501	241	341
	外側	-687	148	205
横坑補強リブ	内側	-884	236	417
	外側	-1010	443	510
横リブ (-1.1m)	内側	-603	221	317
	外側	-465	189	244
縦リブ (坑口部)	内側	-1020	416	474
	外側	-1040	409	473

ぶ。このタテシールドブロックを図-6に示すようにシェル要素でモデル化し解析した。

境界条件は、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こととした。また、水平方向の剛体変位を拘束するために、地盤バネを考慮した。地盤バネの分布を図-7に示す。今回の解析では地盤バネ値を地盤条件に関係なく一様に 5 kgf/cm²に設定し、その範囲は横坑軸土45度の範囲に考慮した。

解析に用いた鋼材の材料定数は以下のとおりであり、最終的に決定した部材の断面諸元を表-5に示す。

弾性係数 : $E=2.1 \times 10^6$ [kgf/cm²]

ポアソン比 : $\nu=0.3$

(3) 常時の検討

a) 作用荷重

常時の作用荷重を図-8に示す。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した。また、上載荷重 $q=1.0$ tf/m²を考慮し、静止土圧係数を0.6とした。

b) 解析結果

横坑周囲にリング状に補強リブを入れること、横坑周囲の縦リブの部材厚を増すこと、球体と底盤の接続部に補強リブを設置すること等により、数回の計算を繰返し各部材とも鋼材の許容応力度 1400 kgf/cm²以下に収めることができた。最終の解析結果を表-6に示す。

図-9は、タテシールドブロックの変形状態を示す。

底部の球体が全体に 0.61 mm 上昇し、側壁部が内側へ変位することが分かる。ヨコシールドの接続する開口部周りも、開口全体を収縮させる傾向にあり、その形は縦長の楕円形状を呈することが分かった。

応力の分布状態を次頁図-10～図-14 に示す。図-10 はリブ材を表示した状態で、最大主応力の分布を解析モデル内側および外側より表示したものである。図-11 はリブ材を表示しない状態での最大主応力の分布を内側および外側から出力したものであり、最大応力はヨコシールド坑口部直上に 696 kgf/cm²の引張力が発生していることが分かる。

図-12 はリブ材を表示した状態で、最小主応力の分布をモデルの内側および外側より表示したものである。図-13 はリブ材を表示しない状態での最小主応力の分布をモデルの内側および外側から示したものであり、最小応力はヨコシールド坑口部直下の球体との接続部に 1200 kgf/cm²の圧縮力が働いていることが分かる。

図-14 は各部材の最小主応力分布を示す。鋼板および球体等は解析モデル外側の解析結果である。

せん断力については図示していないが、ヨコシールド坑口上部に最大せん断応力 636 kgf/cm²が発生しているが、鋼材の許容応力度が 800 kgf/cm²であるため安全である。

今回の解析から判断すると、タテシールドブロックには、全般に引張応力より圧縮応力が大きくなっており、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圧縮応力が特に大きくなっていると考えられる。

また、今回の検討では解析モデルの天端の水平変位を拘束した場合も実施しているが、表-6 のデータと比較して全体的に小さい値を示した。特に、側壁部の最大圧縮応力が 600 kgf/cm²程度であることから、タテシールドブロックの天端の水平変位を拘束しない解析結果は十分安全側の結果であると考えられる。

(4) 地震時の検討

a) 解析方法

地震時の解析は、震度法で行った。地盤に作用する地震時慣性力に伴う土圧の増分である偏土圧が躯体に作用するものとして、タテシールドブロックの変位・応力の検討を行った。今回、地震時の検討で震度法を採用したのは震度法による作用側圧が応答変位法による作用側圧より大きくなることによる。

解析ケースを図-15 に示す。横坑軸方向載荷 (CASE 1) と横坑軸直角方向載荷時 (CASE 2) の 2 ケースで実施した。地震時土圧の増分 ΔP_E は地震時主働土圧 P_{EA} と常時主働土圧 P_A との差とし、荷重の作用方向は東京電力「地中線土木構造物の耐震設計指針案 (暫定)」を

参考に設定した。また、構造物の変形する方向が地盤を圧縮する部分には水平地盤バネを、タテシールド底盤部および球体部にはせん断方向の地盤バネを考慮した。

地盤バネ値は「道路橋示方書・同解説 (下部構造編)」により算定すると水平方向地盤バネ値 $k_H=3.64$ kgf/cm²せん断方向地盤バネ値 $k_S=1.21$ kgf/cm²となる。

b) 作用荷重

地震時の作用荷重は CASE 1, CASE 2 共 物部・岡部式より算定した。

算定式を以下に示す。

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

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

砂質土の場合

$$P_{EA} = K_{EA}(1 - k_v)(\Sigma \gamma h + q) \quad (3)$$

k_v : 設計鉛直震度 (設計水平震度の 1/2 とする)

$$P_A = K_A(\Sigma \gamma h + q) \quad (4)$$

地震時および常時の作用荷重は表-7 に示す結果となり地震時増分土圧の分布は図-16 に示ようになる。

c) 解析結果

次ページ図-17 に変形図、表-8 に解析結果を示す。常時の 1.5 倍を許容応力度とすると圧縮応力および引張応力とも許容応力度以下となっていることが分かる。ちなみに

鋼材の引張許容応力度: 1400 kgf/cm², 圧縮許容応力度: 1400 kgf/cm², せん断許容応力度: 800 kgf/cm²とし、地震時の許容応力度は常時の 50% 増しとした。

地震時に発生する応力を常時の値と加算することで相殺される箇所もあり、地震時と常時を比較する場合、特に突出する値はなかった。

以上、立坑底部構造に対する検討を、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で、立坑底部構造は鋼構造として考えても十分安全であ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、この部分の補強が重要であることが分かった。

5. 結 論

本報告は、1 例ではあるが、軟弱な地盤においても球体シールドによるシールド発進立坑構造が成り立つことを示したものである。試設計を行うことで得られた知見は次のように要約される。

① 従来の立坑構造と比較して、ヨコシールドの径に対して小さな立坑径となる L 型の立坑構造が成り立つ。

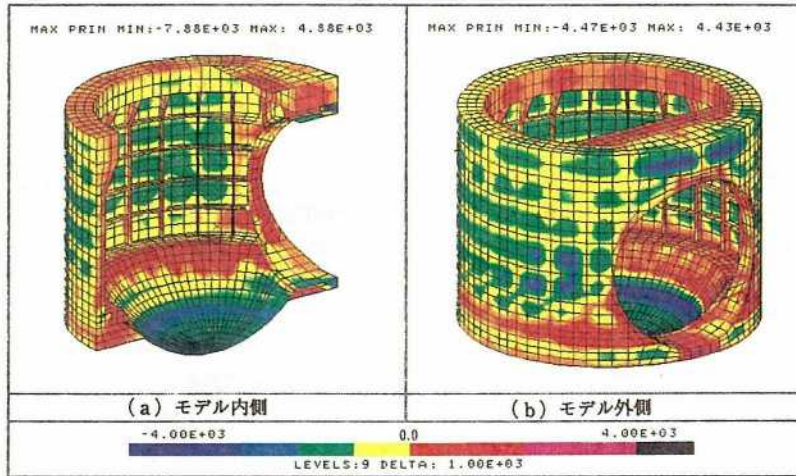


図-10 常時最大主応力分布図 (tf/m²)

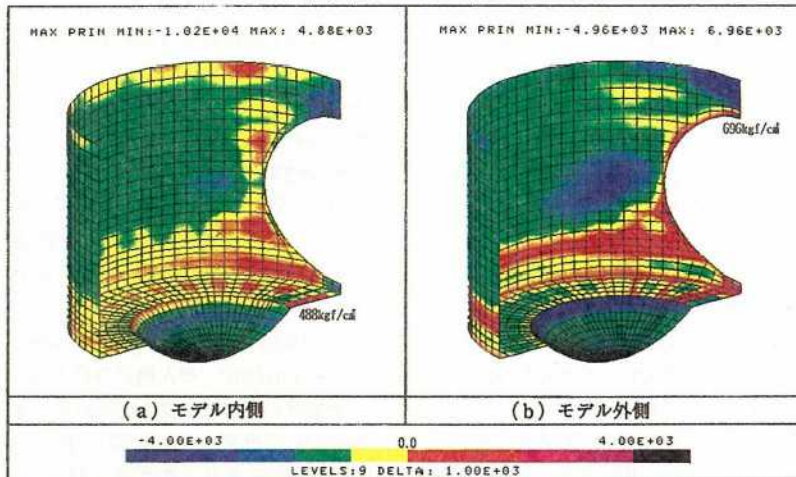


図-11 常時最大主応力分布図 (tf/m²)

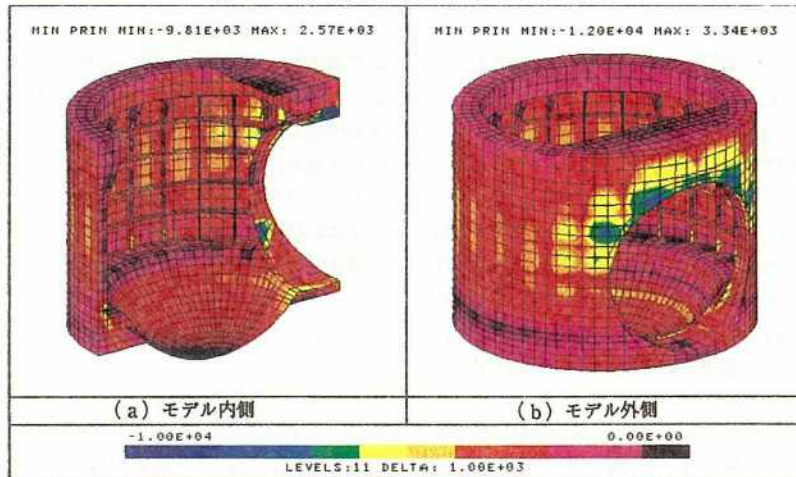


図-12 常時最小主応力分布図 (tf/m²)

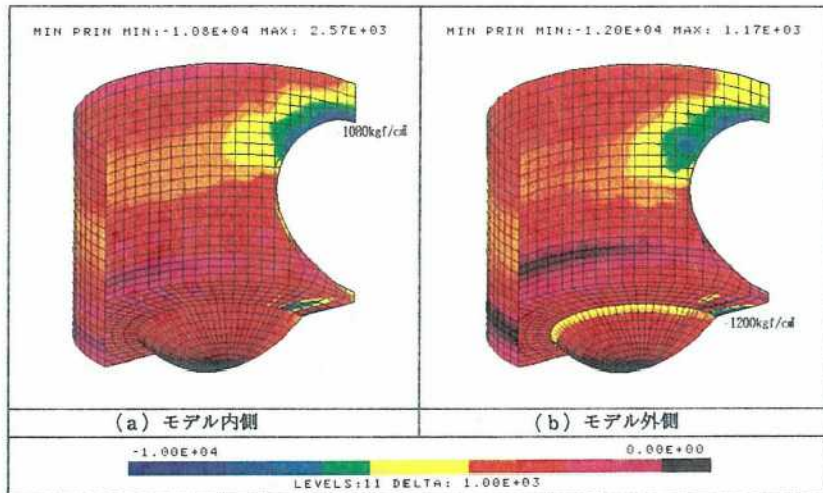


図-13 常時最小主応力分布図 (tf/m²)

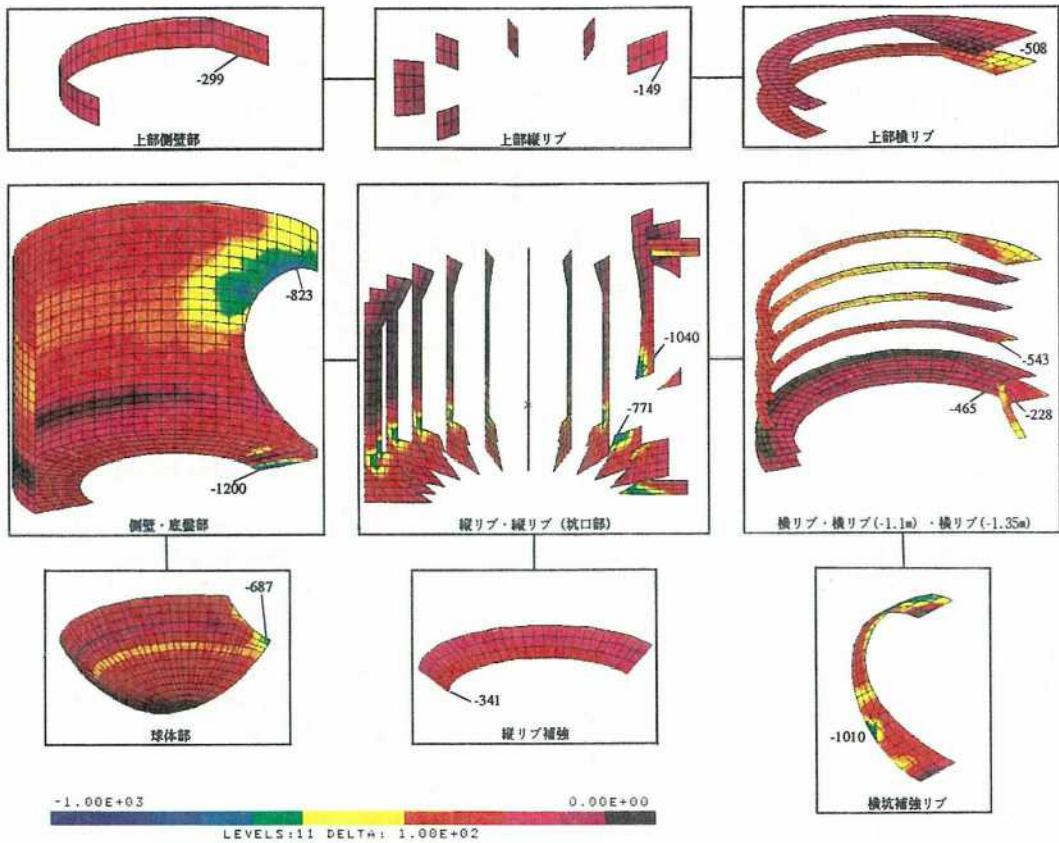
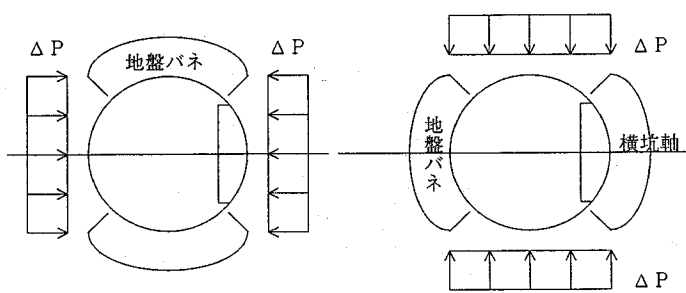


図-14 常時最小主応力分布図 (kgf/m²): モデル外側



(a) 横坑軸方向載荷時(CASE 1) (b) 横坑軸直角方向載荷時(CASE 2)

図-15 地震時解析ケース

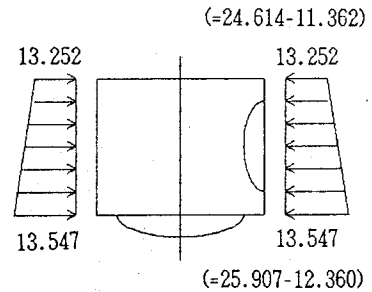
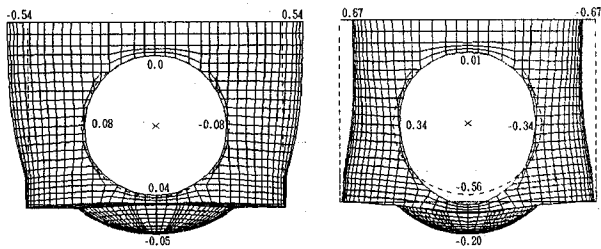


図-16 地震時増分土圧分布図 (tf/m²)

表-7 地震時作用荷重

深度 (m)	土質	φ	Σγh	地震時主働土圧					常時主働土圧			
				地震時主働土圧係数					K _{EA}	P _{EA}	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) 横坑軸方向載荷時
(CASE-1)

(b) 横坑軸直角方向載荷時
(CASE-2)

図-17 変形図 [mm]

表-8 解析結果

項目	検討条件	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 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径が同等のセグメントと同程度である。
- ③ 立坑底部構造を鋼構造として設計可能である。
- ④ ヨコシールド接合上下部に大きな応力が発生するため、この部分の補強が重要である。

最後に、立坑底部構造体については、複雑な構造体を評価可能な3次元FEMによる数値解析により検討したが、時間と費用が掛かるものであり、今後数例の実績を重ねることで、特殊な条件下にない場合には、他の設計法によるべきであろう。このためには、2次元的な解析法、簡易な設計手法を開発が行われる必要を痛感する次第である。

参考文献

- 1) 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, pp.19-21, 1994.9.

- 2) 川上宏一, 前田正博, 前田教昭, 伊佐賢一: 縦横連続シールド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, pp.43-50, 1994.6.
- 3) 社団法人日本下水道協会, 下水道用設計積算要領-管路施設(シールド工法)編一, pp.149-150, 1992.9.
- 4) 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, pp.255-260, 1991.12.
- 5) 例えば, Sチモシェンコ: 材料力学(下巻), コロナ社, p.148, 1955.3.
- 6) 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.
- 7) 社団法人日本道路協会, 道路橋示方書・同解説(下部構造編), pp.201-207, 1990.2.

(1994.11.18 受付)

STUDIES ON DESIGN METHODS FOR VERTICAL SHAFTS CONSTRUCTED WITH CONTINUOUS VERTICAL-HORIZONTAL EXCAVATION SHIELDS

Ken-ichi KANEKO, Hisashi KUWATA and Norio KAINUMA

Practical application in recent years of shield machines which can be used for continuous excavation of vertical shafts and horizontal adits has given rise to a need to establish the design methods for vertical shafts constructed by this method. The application of conventional vertical shafts design methods will produce a cumbersome structure in which the advantages of the new method are not exploited. In the study reported here, the design conditions used in the construction of caisson type piles were utilised as the design conditions for the segment section of vertical shaft under normal circumstances and during construction, while the seismic analysis method used with conventional shield tunnels was used for the conditions during earthquakes. For the bottom section of the vertical shaft, three-dimensional FEM analysis was iterated to produce an optimum analysis model. These design cases are used to demonstrate that the application of the new construction method will lead to a reduction in the costs of members comprising the vertical shaft structure.