

大断面 NATM おける計測と評価

Evaluation and Measurement of the Large Shaft Excavated by NATM

西田 孝吉* 荒井 紀之**
Koukichi Nishida Noriyuki Arai

熊谷 健洋***
Takehiro Kumagae

要 約

西福岡赤坂線新設工事（第4区間）のシールド発進立坑掘削工事は、掘削断面積201 m²、深さ27 mと規模が大きくなうえ、地質は立坑を部分的に横断する破碎帯が介在する頁岩優勢互層であった。しかも、立坑中心付近の破碎帯を境に地下水位がGL-2 mとGL-17 mと大きな差があった。そこで、掘削中のNATM計測データを3次元有限要素法(FEM)で比較評価することとした。なお、解析には破碎帯や水位差を考慮した。

計測の結果、各計測値は管理値以内に収まり、安全な施工を行うことができた。また、立坑の変形モードや支保工に作用している応力値から、破碎帯による偏圧を受けていることが認められた。破碎帯を考慮した弾性解析を行い、計測結果を定性的に説明することができた。また、立坑の変形性に対しては、水位差の影響が小さいことがわかった。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地質
- §4. 計測
- §5. FEM解析
- §6. 解析結果と実測値の比較
- §7. おわりに

長7 km、直径3.8~4.8 mのトンネルを新設する工事である。本論文はこの内当社がNATM併用により施工した発進立坑について記述するものである。

工事前のボーリング調査結果等より、掘削地点の地質は周辺地山に比較し、破碎部が多いことがわかった。そこで、立坑掘削工事の設計にあたり、健全地山、全層破碎帯地山等を仮定し事前解析を実施した。これらの解析結果をもとに、立坑の内空変位、吹付けコンクリート応力、ロックボルト軸力の管理値を設定した。

掘削時の地山観測により、破碎帯が立坑の一部を横断していることがわかった。また、計測の結果、立坑の変形モードや支保工応力に関して非対称な分布が認められた。しかも、破碎帯を境に地下水位がGL-2 mとGL-17 mと大きな差が観測された。そこで、破碎帯や水位差の影響を検討するため3次元FEM解析を行った。本論文はこの解析結果とNATM計測結果を比較検討したものである。

§1. はじめに

福岡市街地における最近の電力使用量の増加により、将来電力供給不足が予想されている。本工事は、その対策として、福岡市と近郊の変電所を連系し、福岡市内の電力の安定供給を図るため、地下10~20 mの深さに延

*九州(支)福岡薬院(出)工事係長

**技術研究所土木技術課

***技術研究所先端技術研究課

§ 2. 工事概要

山留工は土質条件により GL-8.6m までを柱列地下連続壁 (SMW), それ以深を NATM で施工した。NATM では1サイクルの掘進長を 1 m とし, 掘削終了後直ちに 1 次吹付けを行い, その後, 金網張り, 鋼製支

保工取付け, 2 次吹付け, ロックボルト打設を行い, 次の掘削ステップに移った。また, 補助工法としてロックボルト先端部に厚さ 3 m の薬液注入を行った。

立坑の平面図を Fig. 1 に, 断面図, 地質を Fig. 2 に示す。

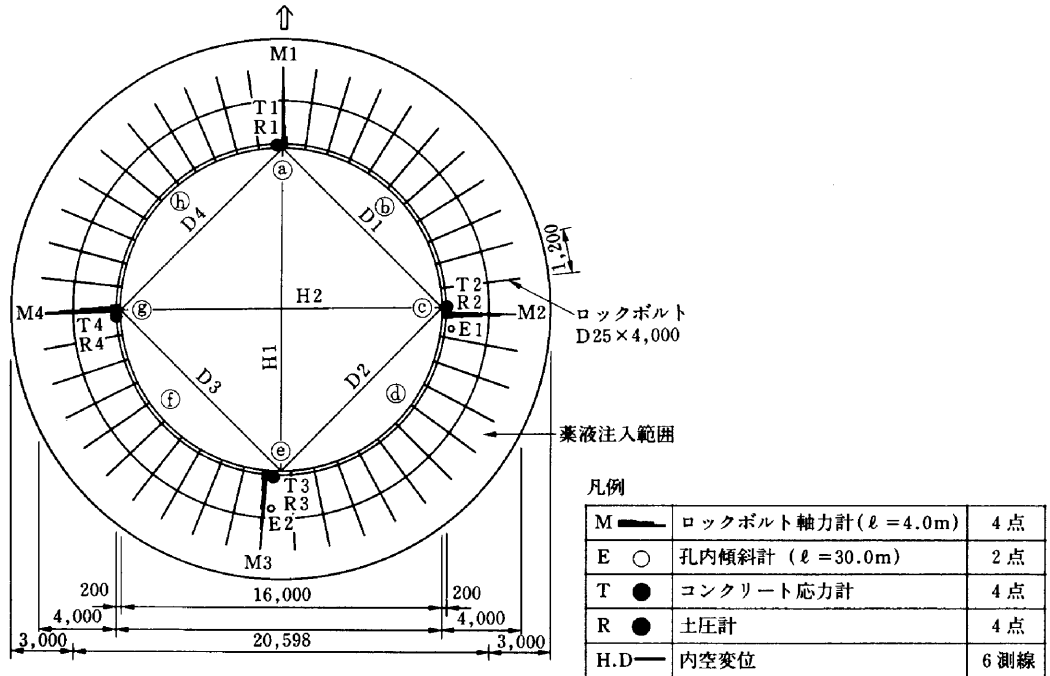


Fig. 1 山留平面図
(計器設置平面図)

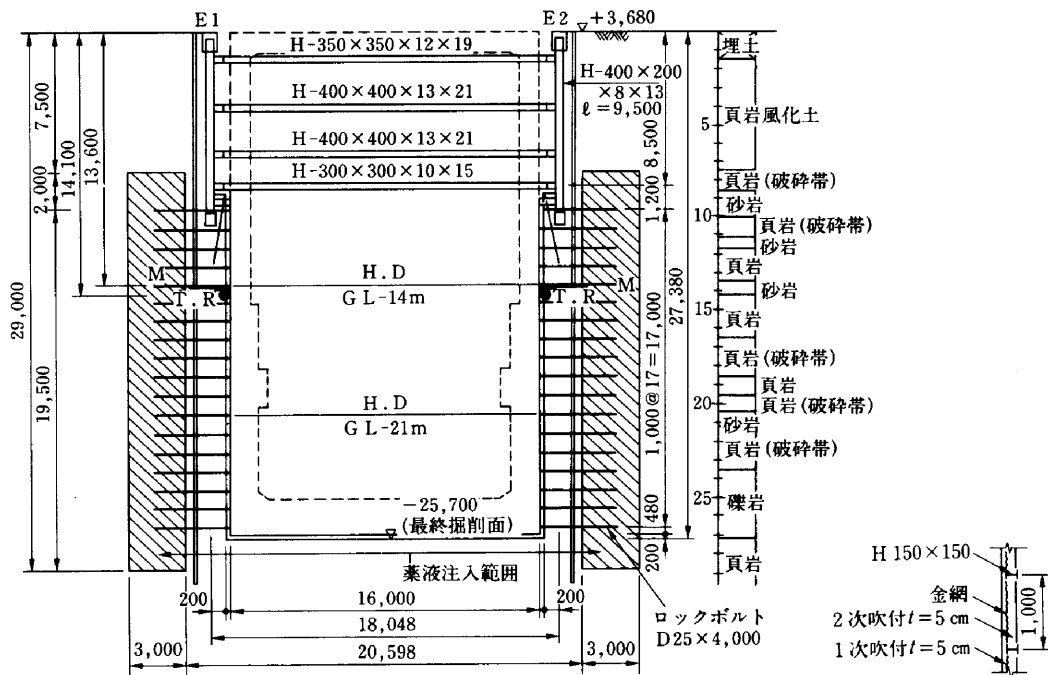


Fig. 2 立坑及び計器設置断面図

§ 3. 地質

地質は、古第3紀の福岡層群野間層の砂岩、頁岩の互層で破碎帯が多い地層であった。砂岩と礫岩は頁岩中にレンズ状に分布し、部分的に不均質な層相であった。各層は、Fig. 1 に示す測点 h から測点 d に向け約15度傾斜していた。また、各地層境界は、茶褐色粘土状に風化した頁岩が薄く(10~20cm程度)層を形成していた。測点 d から測点 g には断層が見うけられ、他の部分に比較して破碎がより進んでいた。また、深度 GL-22m~GL-25m にかけては硬質な礫層が分布していた。

各層の岩盤は、概ね次のような状態であった。砂岩、礫岩はハンマーで強く叩けば割れ、亀裂の間隔は20cm~1mであった。頁岩はハンマーで容易に崩れ、亀裂の間隔は5cm~20cmであった。破碎帯内の頁岩や各地層境界の頁岩はハンマーのわずかな打撃により崩れ、ハンマーの先が容易に突き刺さった。

湧水状態は亀裂からの滴水程度で、測点 d から測点 g の破碎帯部において一部滲みだしが認められた。このように湧水が極端に少なかったのは、補助工法である薬液注入の効果が大きかったものと思われる。

§ 4. 計測

4-1 計測方法

本工事において実施した計測項目を Table 1 に、計測位置を Fig. 1, Fig. 2 に示す。

内空相対変位測定は GL-14m と GL-21m で、それぞれ6測線で測定した。地中内変位測定は直角方向2地点において、半径方向と円周方向をそれぞれ GL 0~-30m 区間を孔内傾斜計にて測定した。ロックボルト軸力、吹付けコンクリート応力及び一次覆工背面土圧は、

GL-14m 地点で同一場所において測定を行った。地下水位の測定は立坑外周より15m程度離れた位置2ヶ所において行った。

4-2 計測結果

(1) 内空相対変位

計測結果を Fig. 3, Fig. 4 に示す。GL-14m の最終

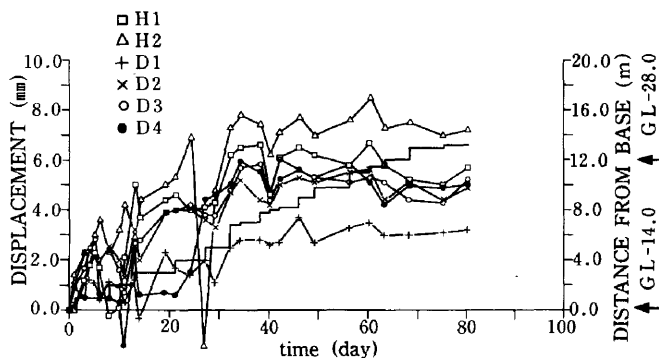


Fig.3 内空変位の経時変化 (GL-14m)

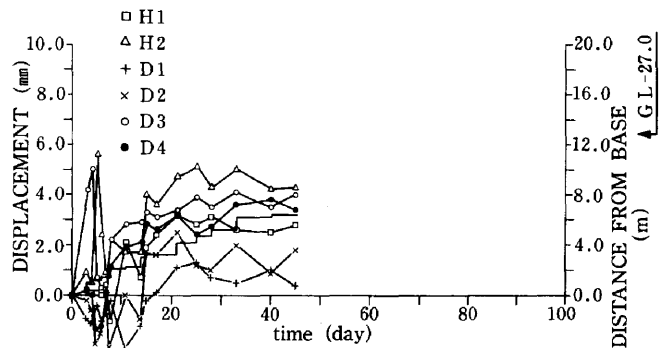


Fig.4 内空変位の経時変化 (GL-21m)

変位量は、Fig. 3 に示すように H 2 測線が-7.2mm, H 1 測線が約-6mmで、経過日数にして40日後、切羽位置から約8m離れた地点で変位が収束している。また、GL-21m の計測では、Fig. 4 からわかるように H 2 測線の最終変位量は-4.3mm, H 1 測線は-2.8mmである。

Table 1 計測項目

計 測 項 目	測 定 器 具	測定箇所数	管 理 測 点 数
坑内観察	クリノメーター		
内空相対変位測定	ユニテンションメジャー-TE-20MB	上下2段	水平十字2測線、補助4測線 計6測線
ロックボルト軸力測定	メカニカル軸力測定アンカー 5点式	上 1段	5点/箇所×4箇所 計20点 計測の深さNATM面より(0.5, 1, 2, 3, 4 m)
吹付けコンクリート応力測定	グレースェルプレッシャーセル	上 1段	4箇所
背面土圧測定	グレースェルプレッシャーセル	上 1段	4箇所
地中変位測定(孔内傾斜測定)	管内挿入型 DRK-40MMW	直角方向2箇所	地表より30m区間 (60点/箇所×2箇所=120点)
ロックボルト引抜き試験	センターホールラムジャッキ他	鉛直10mピッチ	
吹付けコンクリート圧縮強度試験		設計50㎡毎	
地下水位観測			2孔(立坑外周より15m離れた地点)

変形モードはD 1, D 2測線に比べD 3, D 4測線の変位量が大きく、H 1測線とH 2測線の変位量を比較するとH 2測線の方が大きい。これらの測定結果より、内空変位には非対称性が発生し、g地点周辺の地盤変形量はc地点側の変形量よりも相対的に大きいことがわかる。これらの変位量は、掘削の途中の段階より計測するため、掘削開始から計測を開始した期間の先行変位量は含まれていない。先行変位量の子想として孔内傾斜計の測定より7mm以下と考えられる。

(2) ロックボルト軸力

計測結果をFig. 5~Fig. 9に示す。2地点を除き坑壁より0.5~2.0mの区間において圧縮力が作用している。その大きさは、M 2を除き最終測定日(暦日75日)においてM 4で5 tf(49 kN)の軸力、M 1・M 3で3 tf(29.4 kN)の軸力が発生している。

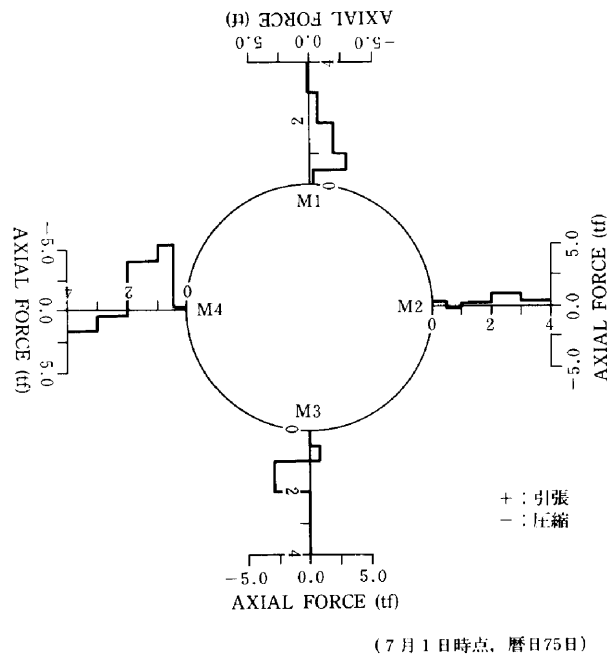


Fig.5 ロックボルト軸力分布

(3) 吹付けコンクリート応力

グレーツェルプレッシャーセルを用い、吹付けコンクリート中の円周方向の応力を測定した。計測結果をFig. 10に示す。

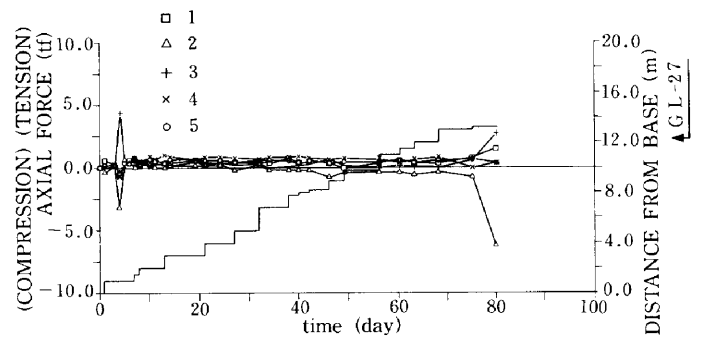


Fig. 7 ロックボルト軸力の経時変化 (M2)

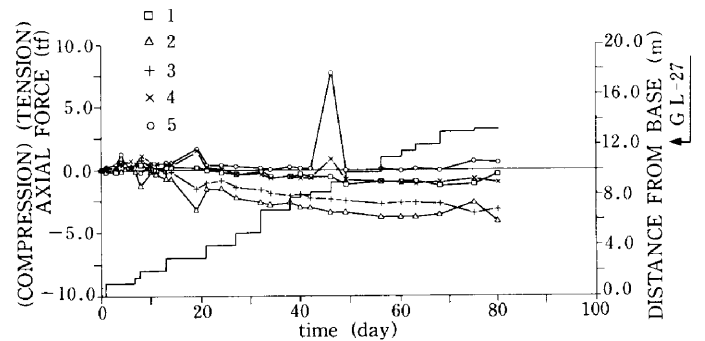


Fig. 8 ロックボルト軸力の経時変化 (M3)

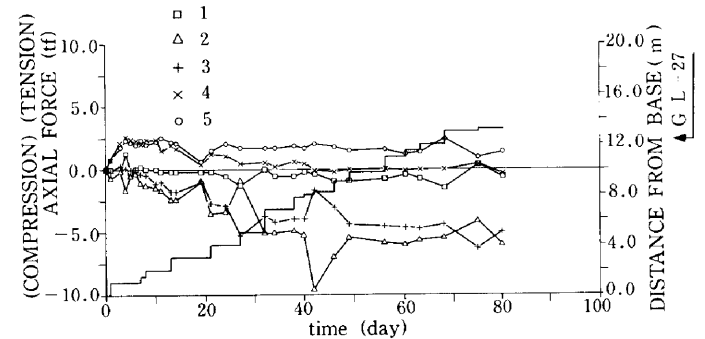


Fig. 9 ロックボルト軸力の経時変化 (M4)

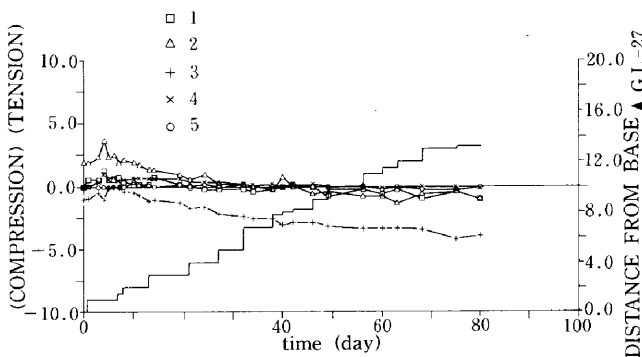


Fig. 6 ロックボルト軸力の経時変化 (M1)

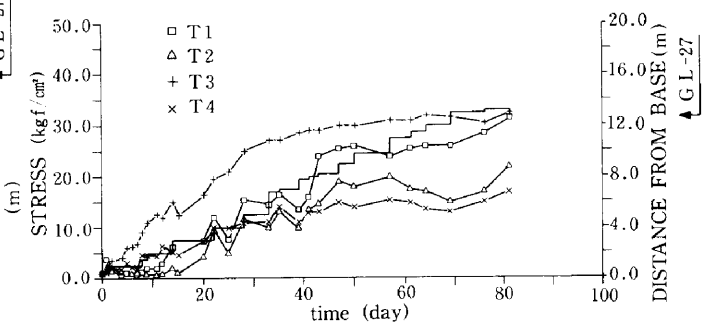


Fig. 10 吹付けコンクリート応力の経時変化

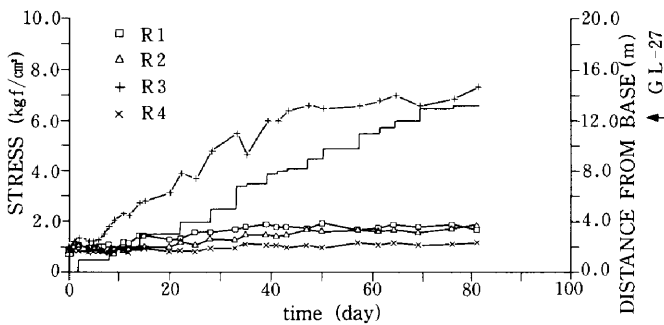


Fig. 11 一次覆工背面土圧の経時変化

応力値は掘削が進行し掘削面から離れるにしたがい収束する傾向であるが、計測開始より40日後（計測点より掘削面まで8 m）に急上昇しており、計測期間内では完全に収束していない。分布特性をみた場合、相対的に T 1, T 3 の値が T 2, T 4 に比べて大きく、最終値で約 30 kgf/cm² (2.94 MPa) である。

(4) 一次覆工背面土圧

グレーツェルプレッシャーセルを一次覆工背面に設置し、半径方向の応力を測定した。計測結果を Fig. 11 に示す。

R 3 地点の計測値のみが掘削の進行とともに増大し、その最終値は 7 kgf/cm² (0.69 MPa) である。R 3 地点の土圧の経時変化は、40日後（計測位置より掘削面まで 8 m）でほぼ収束している。

(5) 地中変位測定

計測結果を Fig. 12 に示す。E 2 孔において半径方向（内向き）の累積変位が認められ、その最大値は 16 mm である。また、深度分布は GL-21~22 m 付近において顕著な累積傾向がある。これに対し E 1 孔は明瞭な累積変位は認められない。

これらの計測値を地山観測と対応させた場合、E 2 孔を含む地点 d~g にかけて全体的に破碎質で頁岩が部分的に粘土化しているのに対し、E 1 孔付近の岩盤は比較的亀裂も少なく新鮮な岩盤が分布している。E 2 孔の GL-21~22 m 付近は、下部に硬質の礫層が分布しその上に一部粘土を介在する風化頁岩が分布しているため、この境界面に沿って滑り面が発生したことが予想される。

別途、E 2 孔の顕著な累積変位が認められる地点 (GL-21~22 m) の経時変化をみると、掘削面が GL-19.2 m の時期より急激に増加している。つまり、切羽より 2.8 m 先行して変位が始まっていることがわかった。

(6) 地下水位測定

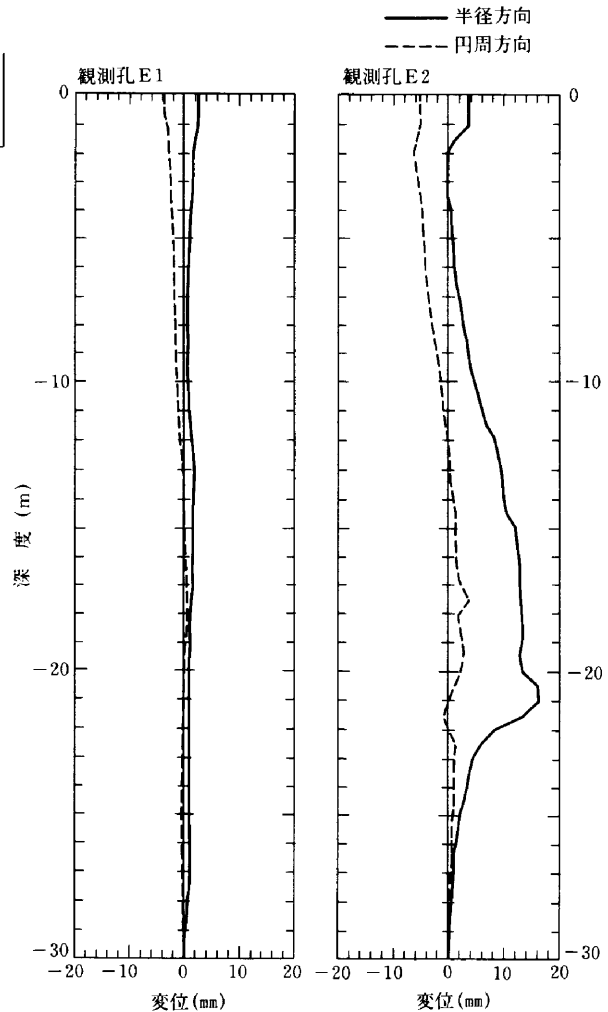


Fig. 12 孔内傾斜計累積変位（7月6日時点）

観測孔水位は立坑の掘削にかかわらずほぼ一定の値であり、それぞれの水位は GL-17 m, GL-2 m で約 15 m の水位差がある。観測孔は表面水の影響を受けない構造であるため、この水位差は岩盤中の平均的なピエゾメーター水頭を示していると考えられる。掘削中の切羽観測結果より、水位が -2 m の観測孔付近の坑壁は部分的に破碎帯が存在し粘土化している。また、ボーリング調査結果や浅層反射法による弾性波探査結果からも破碎帯の存在が推定されている。したがって、この水頭差は、破碎帯が難透水層となり立坑付近で大きな動水勾配が生じたことが原因と思われる。

§ 5. FEM 解析

5-1 地山のモデル化

地山のモデル化にあたっては地山を線形弾性体と仮定し、破碎帯が立坑を半分含むかたちと仮定した。支保工は考慮していない。Fig. 13 に解析に用いた 3次元メッシュを示す。解析領域は水平方向に立坑中心より半径 90

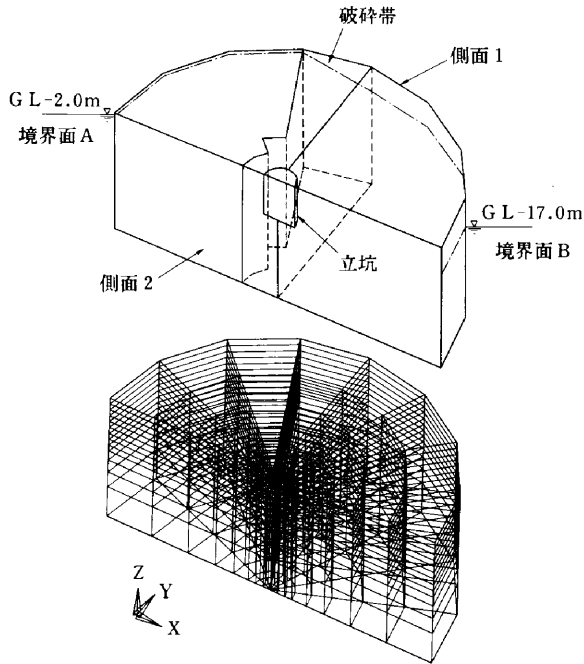


Fig. 13 解析モデルおよび要素分割図

m, 深さ方向に80mの半円筒形とした。座標軸はZ軸を鉛直上向き、X軸を破碎帯と直交方向、Y軸を破碎帯と平行方向に設定した。このモデルの要素は8節点の6面体とし、要素数830、節点数1130とした。

地山のモデル化は地層の層状分布は考慮せず、地層の構成比から平均的な地盤物性値を求めて使用した。地山の入力パラメータをTable 2に示す。

Table 2 入力パラメータ

項目	単位	平均地盤	破碎帯
弾性係数	tf/m ²	26,000	5,000
ポアソン比		0.33	0.33
単位体積重量	tf/m ³	2.23	2.23
内部摩擦角	度	31.1	31.1
粘着力	tf/m ²	42.3	42.3
透水係数	cm/sec	4.47×10^{-4}	4.47×10^{-6}

5-2 解析方法

解析結果と実測値を比較した。以下の3ケースで弾性解析を行い、

(1) 解析ケース1 (均質地盤)

破碎帯や水頭差を考慮せず、均質な地盤中に立坑を掘削した場合の解析で、以後の解析比較のために行った。

(2) 解析ケース2 (破碎帯)

破碎帯が立坑掘削に与える影響を検討するモデルで、破碎帯の弾性係数を周辺地山の約5分の1とした。

(3) 解析ケース3 (浸透流)

浸透流の影響を検討するため、破碎帯を境として15mの水頭差をあて、このとき生じる浸透力を節点外力として解析ケース2に加えた。

5-3 解析手順

- ①自重解析により初期応力を求める。ポアソン比は0.45とする。
- ②一括掘削の状態での解析を行い、①で求めた初期応力より掘削相当外力を計算し、掘削面上の節点に作用させて掘削解析を行う。
- ③浸透力を算出する。
 - 1)掘削前の解析ケース2のモデルを使って不飽和領域を含む定常浸透流解析を行い各節点の水頭値を求める。
 - 2)一括掘削を行い掘削領域の要素を取り除く。
 - 3)定常浸透流解析結果を初期条件とし、非定常浸透流解析を行う。
 - 4)掘削期間と同じ180日後の水圧分布を求め、この値から各節点の浸透力を算出する。
 - 5)解析ケース2の解析値に節点外力として4)の値を加え浸透力を算出する。

5-4 解析結果

(1) 水平変位

Fig. 14に各解析ケース毎の水平変位図を示す。深度

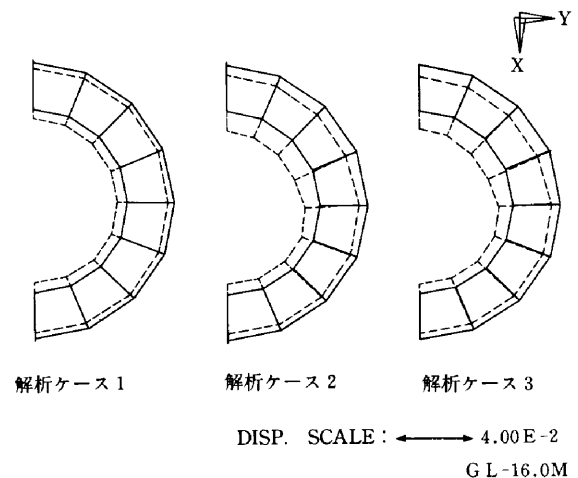


Fig. 14 変位図 (X-Y断面, GL-16m)

はGL-16mである。均質地盤を仮定した解析ケース1の変形は均一であり、側壁は5.5mm内側に変位している。破碎帯を考慮した解析ケース2では、破碎帯側の変位が大きく11.5mm、反対側では6.3mm変位している。浸透力を導入した解析ケース3は、解析ケース2と同様の傾向である。

(2) 側壁変位

Fig. 15 に側壁変位図を示す。解析ケース1の最大変位量は6.4mmで、その深度はGL-24mである。ケース2では破碎帯側のg地点の変位が、その反対側のc地点に比べ相対的に大きく、最大値は深度GL-20m地点で11.9mmである。c地点の最大変位はGL-24m地点で8.8mmである。解析ケース2と解析ケース3を比較した場合、解析ケース3のg地点において、立坑上部の側方変位がやや大きくなる。

(3) 地表面変位

立坑周辺における地表面の鉛直変位を、Fig. 15 に示す。解析ケース1では掘削前に比べ4.5mm地盤が隆起し、立坑から離れるにしたがって隆起量は小さくなってい

る。解析ケース2では、破碎帯部のg地点で7.9mm沈下し、c地点は11.9mm隆起している。解析ケース3は解析ケース2に比べ沈下量が5mm増加している。

§ 6. 解析結果と実測値の比較

6-1 内空変位

内空変位の実測値と解析結果の比較を Table 3 に示す。実測値はGL-14m地点の最終変位量で、解析値は解析ケース2のGL-16m地点の値である。実測値のH測線は、H2測線がH1測線より1.5mm変位量が大きく、D測線はD1測線に対し他の測線が1.7~2.0mm変位量が大きい。これらの実測値と解析値を比較すると、解析値の数値が実測値より10mm程度大きい。これは、解析には支保工を考慮していないこと、及び実測値には先行変位が含まれていないことが原因と思われる。しかし、解析数値の分布傾向は概ね一致しており、定性的には信頼できるものと考えられる。

6-2 地中変位

地中水平変位の実測値と解析結果の比較を Fig. 16 に示す。実測値は孔内傾斜計の累積変位量で、解析値は解析ケース2の側壁における水平変位量をプロットしたものである。E1孔の半径方向について比較すると、実測値の最大値は2.6mmで内側に变位しているのに対し、解析値は地表面で外側に9.5mm変位している。また、E2孔の半径方向については、解析値は実測値に比べGL-10m~GL-22mの区間でかなり小さい。実測値の最大値16.3mmに対し解析値の最大値は5.9mmである。これらの数値の差は内空変位と同様、支保工を考慮しない解析であること、実測値には先行変位が含まれていないこと、及び設定した弾性係数が過大(平均地山の約5分の1と設定)であることなどが原因であると考えられる。

6-3 浸透流の影響

解析結果では、浸透流による立坑側壁変位量に大きな影響は認められなかった。

6-4 吹付けコンクリート応力と、一次覆工背面土圧

支保工に作用する応力と、解析値を比較することはできないが以下の推論が可能である。

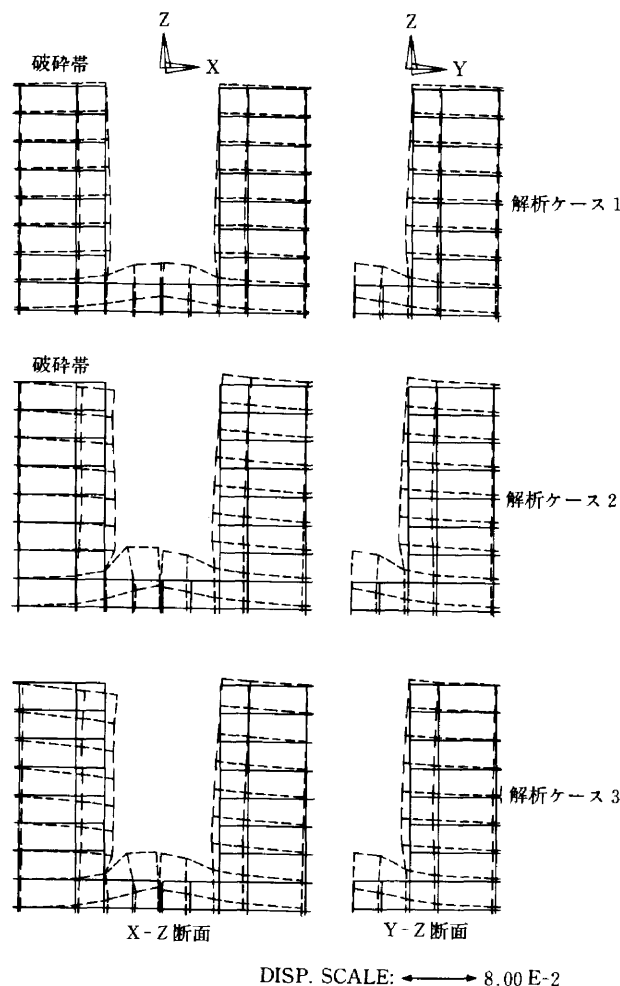


Fig. 15 変位図 (X-Z断面, Y-Z断面)

Table 3 内空変位の実測値と解析結果

(mm)						
測線名	H1	H2	D1	D2	D3	D4
実測値	-5.7	-7.2	-3.2	-4.9	-5.2	-5.0
解析値	-17.6	-17.8	-11.7	-11.7	-13.3	-13.3

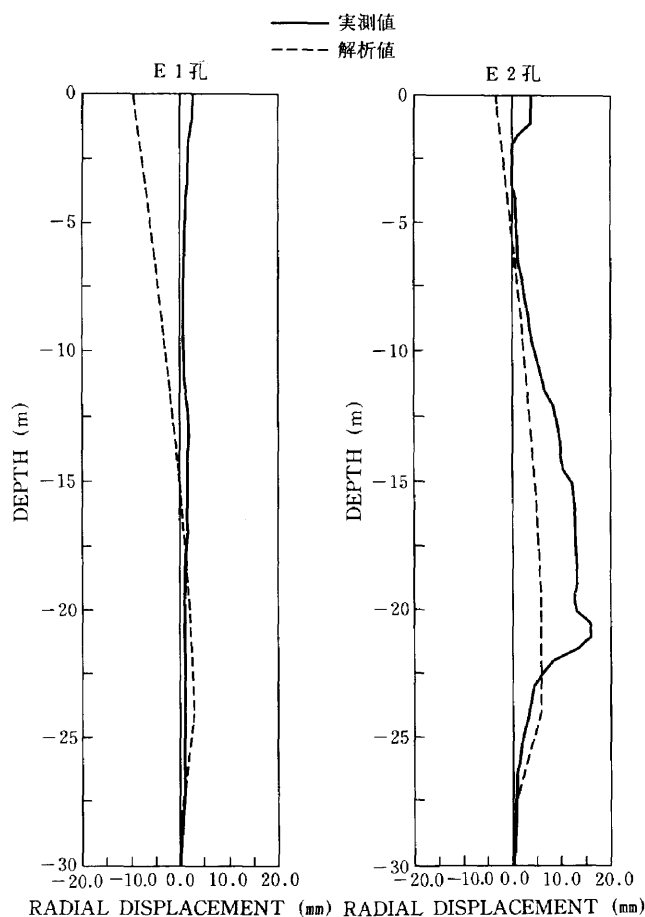


Fig. 16 地中水平変位の実測値と解析値

Table 4 地山と支保工の剛性

材 料	弾性係数(kgf/cm ²)	1/平均地山剛性
平均地山	2,600	1
破碎帯の地山	500	0.192
吹付けコンクリート(材令3日程度)	40,000	15.4
鋼製支保工	2,100,000	808
一次覆工平均断面	81,000	31.2

Table 4 に地山と支保工の概略の弾性定数を示す。吹付けコンクリート（材令3日程度）と剛性リング支保工の平均断面の弾性係数は平均地山の30倍程度である。したがって、吹付けコンクリート応力値、支保工背面土圧が a 及び e 地点で大きくなったのは、破碎帯と直交する方向に変形が進み、支保工の剛性が地山よりはるかに大きいことによる大きな支保圧が発生したものと考えられる。

一方、a 地点で支保工背面土圧が小さいのは、一次覆工と地山との密着性が悪いことや地山の不均質性が原因と考えられる。

6-5 ロックボルトの軸力

ロックボルトの軸力分布については、破碎帯の地山は立坑中心方向の変位量が大きいですが、壁面が支保工により

拘束されるため、坑壁より0.5~2.0m地点で圧縮力が作用したと考えられる。

§7. おわりに

破碎帯が介在する地質に、大断面の立坑を NATM で施工した。掘削の深度が深くなってからの変位に対する対策は非常に困難である。そこで、施工開始前に弾性解析を行い、その数値による施工管理を行った。

計測値と解析値の比較を行い、破碎帯による変位についての傾向が定性的に把握できた。しかし、解析結果のうち、15mの地下水の水頭差による浸透流の影響が少なかったことは、多少の疑問が残る。また、解析の入力パラメータの決定が難しく、解析手法も多数あり、その結果、解析値にもばらつきが生じることがわかった。今後同様の解析を多数実施することにより、詳細な地質特性が把握でき、安全で経済的な施工が可能になると思われる。

最後に、工事全般にわたり御指導をいただいた土木設計部、技術研究所の方々に深く感謝いたします。