

シールド掘進による地盤の剛性低下と作用土圧

DECREASE OF GROUND RIGIDITY AND EARTH PRESSURE ACTING ON THE TUNNEL CAUSED BY SHIELD DRIVING

斉藤仁¹⁾・綿引秀夫²⁾・前島俊雄³⁾・久保賀也⁴⁾・宇野晴彦⁵⁾

Jin SAITO, Hideo WATAHIKI, Toshio MAEJIMA, Yoshinari KUBO, Haruhiko UNO

Earth pressure to act on a shield tunnel depends on size of stress release of the ground caused by shield driving. And size of the stress release depends on ground rigidity. Accordingly it becomes important to evaluate these two factors adequately in order to calculate earth pressure. Therefor analysis model of three dimensional non-linear elastic FEM, which can evaluate a process of stress release and ground rigidity, is proposed. Ground rigidity and earth pressure to act on a shield tunnel is evaluated by comparing a measurement result of the field as a result of this analysis.

Key Words : shield tunnel, three dimensional non-linear elastic FEM, earth pressure, ground rigidity

1. はじめに

シールドトンネルに作用する鉛直土圧は全土被り圧や Terzaghi の緩み土圧といった、極限平衡論に基づく土圧理論から算出されている。この極限平衡論に基づく土圧分布は覆工や地盤の剛性が考慮されず、また、緩み領域の大きさは覆工と地盤の相互作用が考慮されていない。一方、シールド掘進に伴い発生する地盤の変位とトンネル作用土圧の詳細な計測によると、N 値=2~3 程度の軟弱粘性土地盤においても、極限平衡論に基づく設計土圧より小さい計測結果が与えられている¹⁾。

本来、トンネルに作用する土圧は覆工と地盤の連成問題として考えられるものであり、覆工や地盤の剛性、覆工の設置時期により変化する。この考えは、図1に示すように NATM の支保工設計における地山特性曲線と覆工支保力との関係と同様である。すなわち、トンネルの掘削により地盤の初期応力はその変形とともに解放する。一方、覆工を設置することにより、地盤の変形を拘束し、応力解放された地盤の応力はある段階で覆工による拘束力と釣り合う。この釣り合い状態に至る過程で覆工と地盤の相互作用が生じ、釣り合い時の応力が覆工に作用する応力となる。このような考えに基づくトンネルの作用土圧の評価は硬質地盤を対象に研究²⁾³⁾⁴⁾が進められている。また、フランスのセグメント設計・施工指針(AFTES,1998)においても同様の考え方を採用していることが紹介されている⁵⁾。しかし、いずれにおいても軟弱地盤では地盤の応力負担はないものと考えられ、全土被り圧として鉛直土圧を評価している。

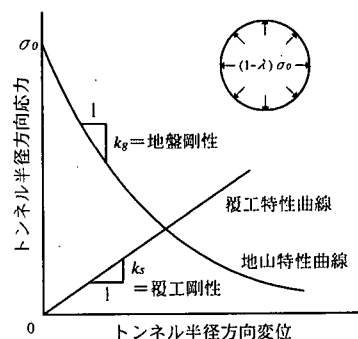


図1 地山特性曲線と覆工支保力

覆工と地盤の連成問題としてトンネルに作用する土圧を評価するには、一般に二次元弾性 FEM 解析が用いられている。二次元弾性 FEM 解析では、シールド掘進に伴う応力解放を直接的に表現できないため、現場計測の逆解析結果や地盤の強度等に基づき経験的に応力解放率を設定し、応力解放を表現している現状に

1), 2), 3) 正会員 東京電力(株)建設部土木・建築技術センター

4), 5) 正会員 東電設計(株)技術開発本部

ある。また、地盤剛性は一般に E_{50} などを代表値として用いている。つまり、応力解放率や変形係数の設定如何によって、算出結果が異なることとなる。したがって、掘削と地盤の連成問題としてトンネルに作用する土圧を評価するには、応力解放の過程と地盤剛性の非線形性を直接的に評価できる解析手法を用いることが必要となる。

そこで、本研究では、シールド掘進に伴う地盤の応力解放の過程を直接的に再現でき、かつ地盤剛性の非線形性を考慮できる三次元非線形弾性 FEM 解析モデルを構築し、軟弱粘性土地盤を対象としたシールド掘進に伴う地盤変位とトンネルへの作用土圧の算出結果を現場計測結果と比較検証することで、解析モデルの妥当性および地盤の剛性低下と作用土圧について考察する。

2. 解析モデルの設定

(1) 解析の概要

シールド掘進のモデル化の概念および解析の流れをそれぞれ図 2、図 3 に示す。先ず掘削の進行に伴うシールドマシン周辺の応力解放を行う。応力解放は切羽面のトンネル進行方向および半径方向で発生し、その大きさは泥水圧の大きさに依存するものと考えられる。図 4 に示すように、切羽面のトンネル進行方向は地山圧力と切羽圧力が釣り合っている状態であるため、本解析モデルでは半径方向の応力解放のみを考慮した。応力解放により発生する地盤の変位は、シールドマシン部が通過するまで、余掘り範囲内における変位の制御を行う。余掘り範囲内における変位の制御とは、トンネル周辺地盤の節点がシールドマシン外径の内側に変位しないように制御することで、シールドマシン外径の内側に変位するような場合には強制変位量としてシールドマシン外径までの変位を与えることとした。次に、テールエンドからセグメント(シェル要素)を構築するとともに、テールボイド内に材令剛性を考慮した裏込め材を考慮する。この際、余掘り範囲内で制御されていた地盤の応力をさらに解放する。この繰り返しをセグメント 1 リングごとに行うものである。

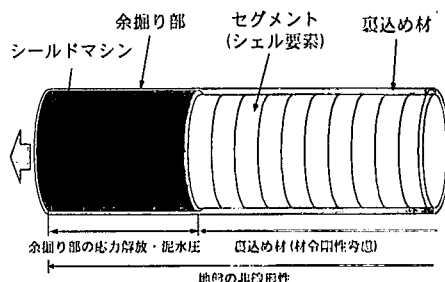


図 2 モデル化の概念図

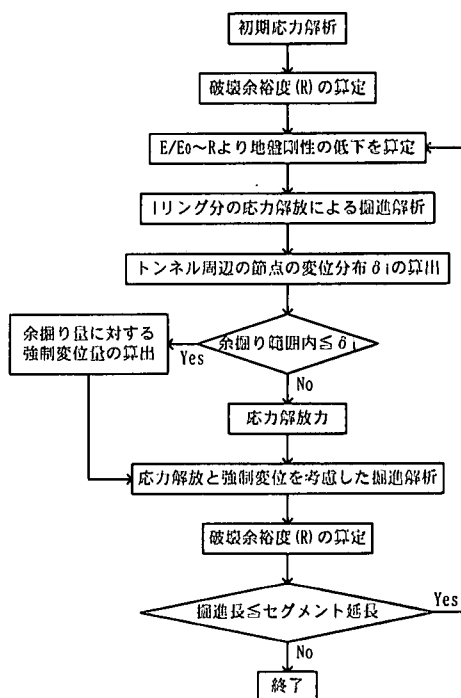


図 3 解析の流れ

(2) 解析断面と地盤物性値

解析断面はシールド掘進に伴う地盤変状およびトンネル作用土圧を計測した断面とした。トンネル土被りは GL-22.0m で軟弱粘性土地盤中のトンネルである。図 5 に解析断面の各地層の地盤物性値を示す。

(3) シールド掘進地盤のモデル化

シールドが通過する $Uc1$ 層および $Uc2$ 層については、掘削による応力解放の影響が大きいことから、地盤剛性の非線形

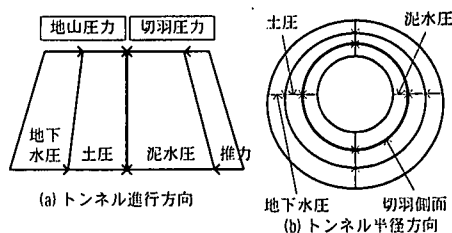


図 4 切羽面の圧力バランス

性を考慮する。つまり地盤の応力～ひずみ関係は図 6 (a) で示すモデル化を行うものとし、Peak 強度までは非線形性を取り入れ、Peak 強度以降は応力一定でひずみが増大する非線形弾性モデルとする。非線形性の表現は、岩盤の掘削解析等で用いられている方法⁶⁾を適用した。これは、図 6 (a) に示す任意応力レベルの接線変形係数 E と初期接線変形係数 E_0 との比 E/E_0 と同応力レベルの破壊に対する余裕度 $R=d/D$ を、図 6 (b) に示す $E/E_0 \sim R$ の関係に整理し、回帰することによって非線形性を表現する方法である。剛性低下は解析にて算出される各要素の主応力差からその要素の破壊余裕度 R を求め(図 7)、図 8 に示す $E/E_0 \sim R$ の回帰式(指数関数: $E/E_0 = aR^b$, a, b : 定数)に代入し、その応力状態における変形係数 E を算出することで行う。

$E/E_0 \sim R$ を適切に評価するには、原位置の応力状態と微小ひずみレベルでの初期変形係数 E_0 を適切に評価することが重要となる。そこで、 10^{-4} の微小ひずみレベルを測定可能な K_0 三軸圧縮試験(K_0 値は K_0 圧密試験から算定: $Uc1 \rightarrow K_0 = 0.53$, $Uc2 \rightarrow K_0 = 0.52$)を実施し、その結果を用いて評価した。その結果、 E_0 および E_{50} は同地盤の一軸圧縮試験から得られる E_0 および E_{50} と比較すると、それぞれ 2~3 倍程度の値となった。

なお、三軸試験から得られる $\sigma - \varepsilon$ 関係の最終勾配がほぼ $E_0/20$ と一致したことから、解析では E/E_0 の下限値として $E_0/20$ を用いることとした。

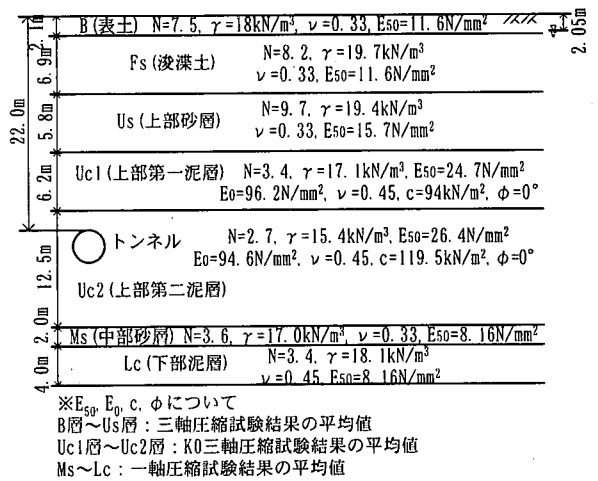


図 5 解析断面と地盤物性値

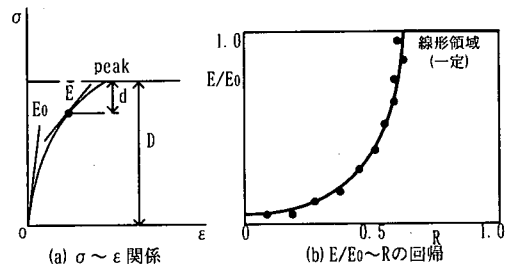


図 6 $E/E_0 \sim R$ の設定

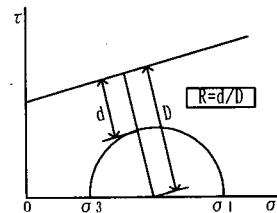


図 7 モーリングと破壊余裕度 R の関係

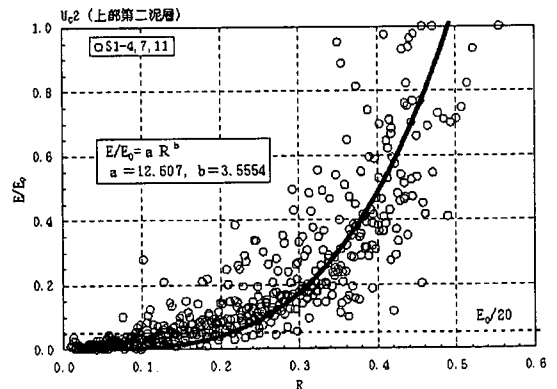
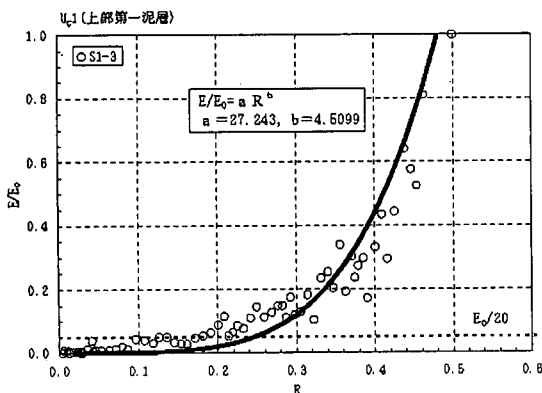


図 8 $Uc1$ および $Uc2$ の $E/E_0 \sim R$

(4) トンネルの構造モデル

トンネルの構造モデルを図9に示す。シールドマシンは剛なソリッド要素(外径 4,110mm, 長さ 6,000mm)とし、セグメントはシェル要素(厚さ 275mm, 幅 1,200mm)でセグメント外径位置にモデル化している。また、トンネルは円周方向に 16 分割された要素で構成した。

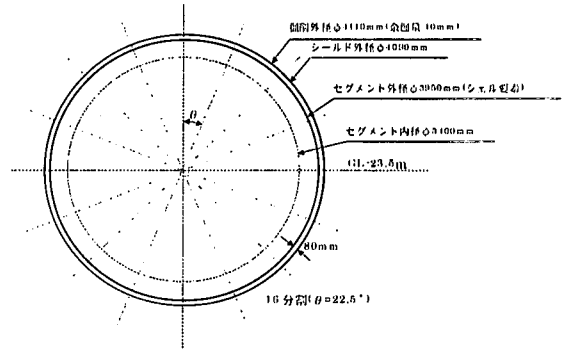


図9 トンネルの構造モデル

(5) 材料特性

解析に用いるセグメントの材料特性は弾性係数 $E_c = 33\text{kN/mm}^2$, ポアソン比 $\nu = 0.2$ とした。また、裏込め注入材の材料特性はその材令による非線形性を考慮することとし、裏込め材の UU 試験結果を整理することで、図10に示す変形係数と材令との関係を設定した。なお、ポアソン比は解析のパラメータとした。

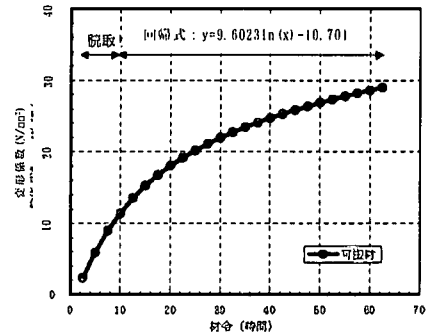


図10 裏込め材の材令と変形係数の関係

(6) 境界条件と解析メッシュ

解析は左右対称の 1/2 モデルを使用する。解析領域のうち平面距離は 45m, 奥行きはセグメント幅 $1.2\text{m} \times 28\text{ring} = 33.6\text{m}$ を基本とし、両端に境界の影響を低減させるため、予備解析にてその影響が収束することを確認できた 100m の弾性境界を設定した。境界条件は底面節点を固定条件、その他の境界節点を鉛直ローラー条件とした。図11に解析メッシュを示す。

3. 解析 Case の設定

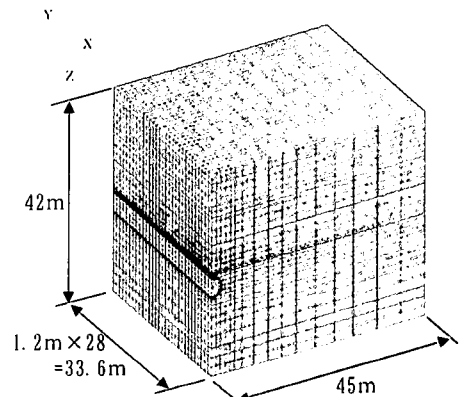
解析結果への影響が考えられるパラメータは、初期応力状態の設定、裏込め材のポアソン比、泥水圧力、覆工剛性等が考えられる。泥水圧力は図4で示したように、切羽前面の圧力が釣り合う条件としているため、一定圧のもと施工が管理されていたものと考え、パラメータとはせず、地下水圧 + 0.02MPa とした。また、覆工剛性については、本来リング継手とセグメント継手の剛性を考慮し、かつ千鳥組の影響を考慮した剛性とする必要がある。しかし、その設定は複雑であり、実際の剛性に対する評価も不確実性が残ることから、パラメータとはせず、セグメントの剛性とした。したがって、解析パラメータは初期応力状態の設定と裏込め材のポアソン比を考慮した。初期応力状態の設定には以下の方法が考えられる。

① ポアソン比を用いた自重解析により設定する方法

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \quad \sigma_v: \text{全上載圧}$$

② K_0 三軸圧縮試験の K_0 値を用いて設定する方法

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v' + u \quad \sigma_v': \text{有効上載圧}, u: \text{間隙水圧}$$



Z 方向両端の 1 要素の長さを 100m とした弾性境界を設定

図11 解析メッシュ

②は K_0 三軸圧縮試験の K_0 値が有効上載圧に対する値であることを考慮して設定する方法である。

裏込め材はその材令により強度が異なるため、ポアソン比は弱材令時相当の $\nu=0.35$ ⁷⁾ と硬化後をコンクリート相当とした $\nu=0.2$ をパラメータとした。以上をまとめ、表 1 に解析 Case を示す。

表 1 解析 Case

	初期応力状態	裏込め材
Case1	自重解析	$\nu=0.35$
Case2	自重解析	$\nu=0.20$
Case3	K_0 値による算定	$\nu=0.35$

4. 解析結果

解析により算出される地盤変位および作用土圧と現場計測結果との比較を図 12、図 13 にそれぞれ示す。なお、現場計測点は解析範囲の奥行き (Z 方向) 中央部に位置している。

図 12 は解析断面内の土被りに応じた地盤変位の推移を示したものである。地盤変位の計測値は層別沈下計によるものであり、その推移は、トンネル直上の計測点 (GL-21.5m) では、シールドマシンの通過中 (シールド機面板相対距離: 0~6m) に余掘り量である 10mm 程度の沈下を緩やかに発生し、テールエンド通過後 (シールド機面板相対距離: 6m~18m) にさらに 5mm 程度の沈下を約 2 リング (2.4m) の間に発生している。また、地表面に近い計測点 (GL-6.7m) では、シールドマシンの通過以降緩やかに沈下が発生し 4mm 程度で収束している。各解析 Case とも土被りによらず各計測点位置における沈下量をほぼシミュレートしている結果となった。つまり、地盤変位の算出に関して、解析パラメータの感度は小さく、本解析モデルを用いることでシールド掘進に伴う地盤変位を評価できることがわかる。

図 13 (a) は最終ステップ時のトンネルの作用土圧を示したものである。図中の計測値は図 13 (b) に示す位置におけるパッド式土圧計の実測値で、その値がほぼ収束したシールド機面板相対位置約 20m のデータである。計測値は計測位置によらずほぼ一定値 (約 260~270kN/m²) を示している。一方、水圧は 200kN/m² 程度

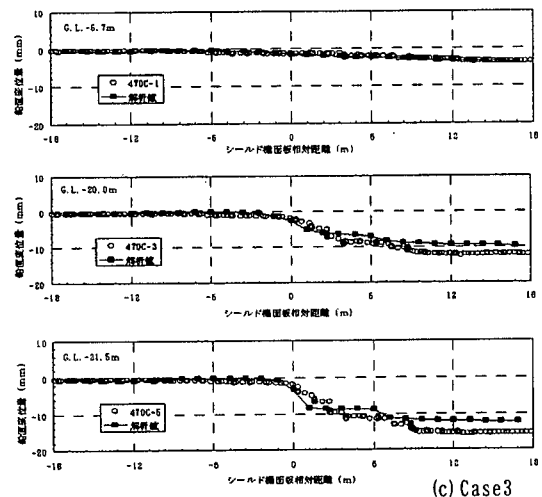
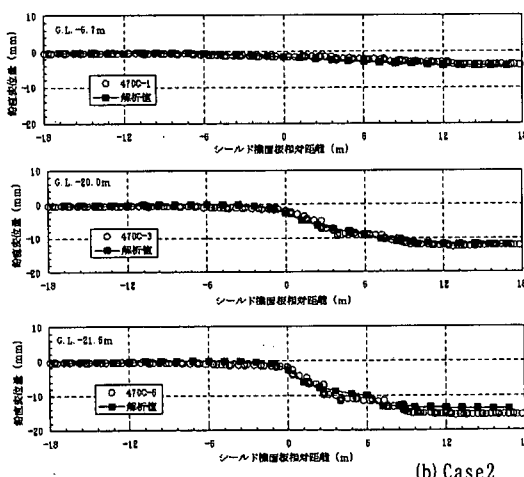
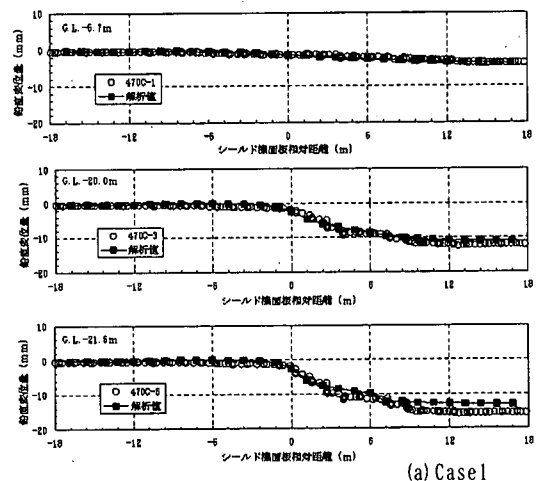
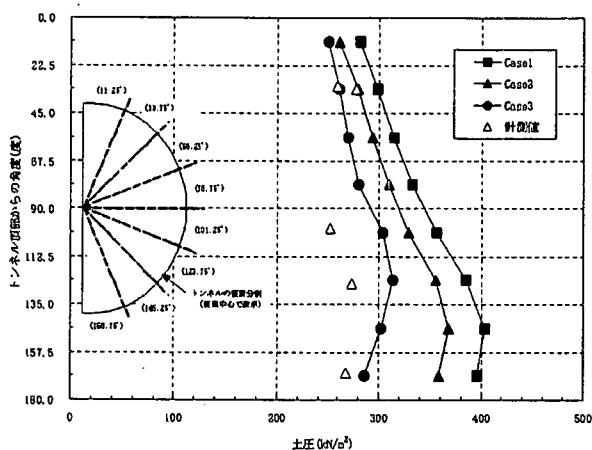
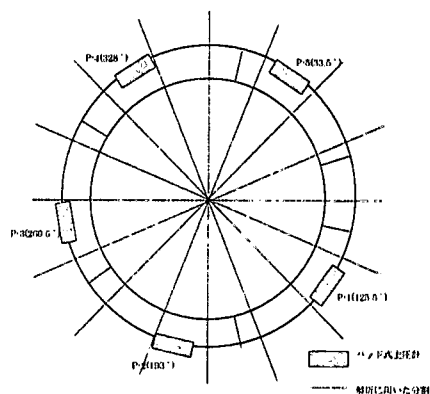


図 12 地盤変位の比較



(a) トンネル作用土圧の比較



(b) パッド式土圧計位置図

図 13 トンネル作用土圧

のため、結果として水圧が卓越し、土圧は軟弱粘性土地盤にも関わらず非常に小さい値となっている。各解析 Case の算出結果は異なり、Case3 以外は全体として計測結果より大きな結果となった。Case3 の初期応力状態の設定に用いる K_0 値は、 K_0 圧密試験から求めたものであり、原地盤の K_0 値を適切に表しているものと考えられる。したがって、Case3 の初期応力状態は他の解析 Case に比較して原地盤の掘削前の応力状態を精度よく評価していたものと考えられる。つまり、地盤が掘削される前の応力状態を適切に設定することが重要なパラメータとなるものと考えられる。

また、Case2 についても、Case1 と比較してより計測結果に近い値を示しており、パラメータの感度が高いことがわかる。したがって、裏込め材については、その剛性の非線形性のみならず、材令によるポアソン比の違いを考慮することも重要なパラメータとなるものと考えられる。

5. シールド掘進に伴う地盤の剛性低下と応力解放率

シールド掘進に伴い発生する地盤の剛性低下の進展の過程を図 14 に示す。なお、地盤変位および作用土圧の両者をシミュレートできた Case3 について評価している。

図 14 (a) はトンネル進行方向の破壊余裕度 R の分布を示したものである。切羽前面で分布する破壊余裕度 R はシールド掘進位置に関わらず 0.2～0.4 の範囲となっている。破壊余裕度 R に対する E/E_0 の値は図 8 から与えられ、表 2 に示すとおりである。したがって、剛性低下した切羽前面の地盤は、切羽直近の一部で剛性を有さない部分があるものの、ほとんどは初期剛性の 20～50% 程度となっていることがわかる。また、剛性低下の進展は、シールド掘進に伴い拡大する傾向もなく、ほぼ一定の分布となっていることがわかる。つまり、切羽前面ではその近傍で剛性低下が生じるものの、周辺の地盤への影響はないものと考えられ、結果としてトンネルに作用する土圧への影響は小さいものと考えられる。

表 2 R に対する E/E_0 ($Uc2$ 層)

R	E/E_0
0.1	0
0.2	0.05
0.3	0.2
0.4	0.5

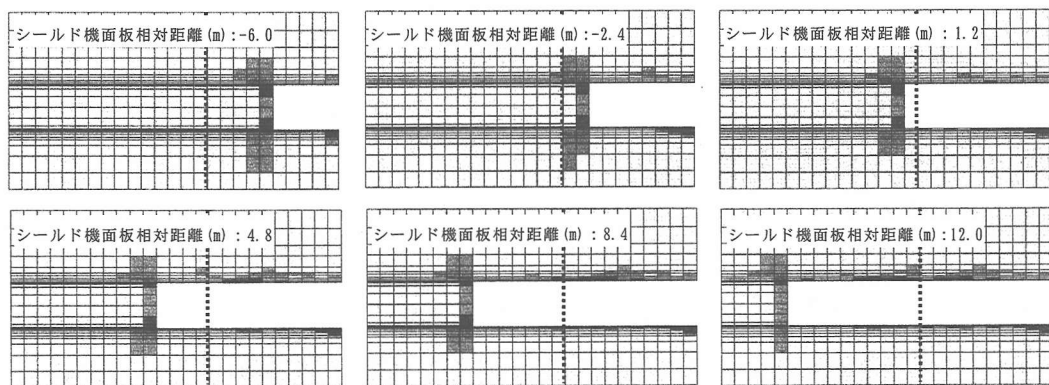
図 14 (b) は計測位置におけるトンネル横断面内の破壊余裕度 R の分布を示したもので、シールド機面板が計測位置に対して図に示す相対距離にあるときの解析結果である。トンネル横断面内で分布する破壊余裕度 R は 0～0.4 の範囲となっており、その分布はトンネル側部で発生している。剛性低下したトンネル横断面内の地盤は、トンネル直近の一部でほとんど剛性を有さない部分があるものの、ほとんどは初期剛性の 20～50% 程度となっていることがわかる。また、剛性低下の進展は、シールド掘進に伴い拡大するものの、その分布

の範囲は小さくトンネル掘進地盤近傍となっていることがわかる。つまり、トンネル進行方向と比較すると剛性低下の大きさや分布が大きく、トンネルに作用する土圧は、トンネル横断面内の剛性低下の影響が大きいものと考えられる。しかし、剛性低下の値や分布の範囲は小さく、結果として計測値に見られるような小さい作用土圧となるものと考えられる。

図 15 に最終ステップにおける Case3 の応力解放率を示す。ここで、応力解放率は次式で表されるように、地盤の初期土圧に対するトンネル作用土圧の差分が応力解放されたものとして算出したものであり、覆工が設置されるまでに解放される地盤の応力を表している。

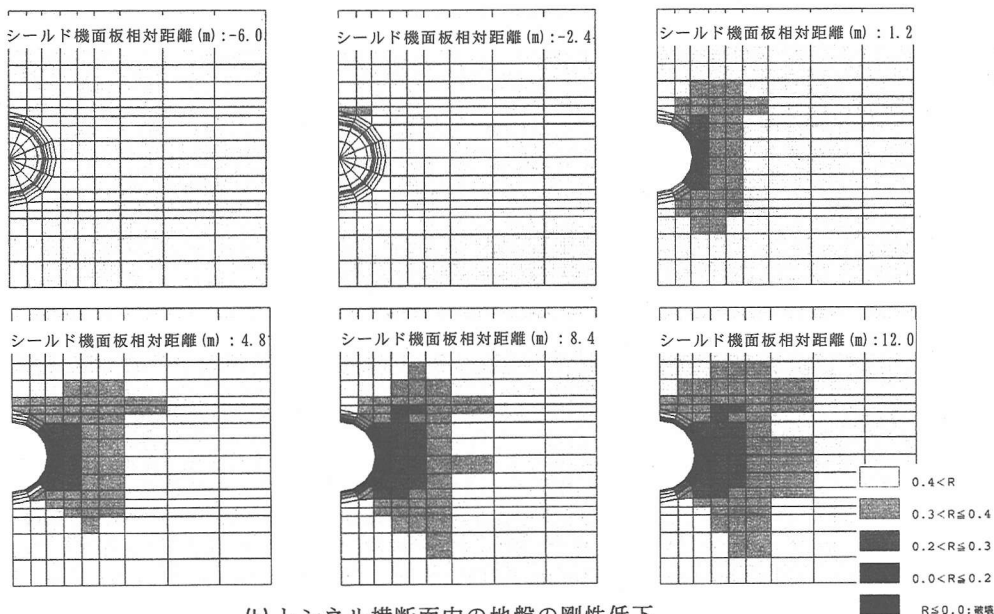
$$\text{応力解放率} = \frac{\text{初期土圧} - \text{作用土圧}}{\text{初期土圧}}$$

応力解放率はトンネル横断面内において同一の値とはならず、トンネル上下端部で約 40%，側部では約 10% となった。トンネル側部の地盤は剛性低下が進展しているため、初期土圧とほぼ同等な土圧が作用する。その結果、応力解放率が小さい値となったものと考えられる。



※図中のシールド機面板相位置とは計測位置(破線部)に対する相対距離を示す

(a) トンネル進行方向の地盤の剛性低下



(b) トンネル横断面内の地盤の剛性低下

図 14 シールド掘進と地盤の剛性低下

6. まとめ

本検討により得られた知見を以下にまとめる。

- ・ シールド掘進に伴い発生する地盤変位とトンネル作用土圧は、掘進に伴う地盤の応力解放の過程と地盤剛性の非線形性を直接的に評価できる三次元非線形 FEM 解析を用いることでシミュレート可能となる。非線形性については、岩盤の解析に用いられている $E/E_0 \sim R$ の関係を軟弱地盤にも適用できるものと考えられる。ただし、掘削前の地盤の応力状態および裏込め材の材料特性を適切に評価することが重要となる。特に地盤の初期応力状態については、原位置の側方土圧係数 (K_0) や初期剛性 (E_0) を評価するために、微小ひずみレベルの測定が可能な K_0 三軸圧縮試験や K_0 圧密試験等を行う必要がある。
- ・ シールド掘進に伴う地盤の剛性低下はトンネル横断面内の拡がりが大きくなる。しかし、剛性低下を生じる範囲はトンネル近傍の地盤であるとともに、その大きさはほとんど初期剛性の 20~50% 程度となる。つまり、地盤の破壊に起因するような土圧の作用はほとんどなく、地盤による応力負担が大きく、結果としてトンネル作用土圧は小さい値となる。

本検討により、軟弱粘性土地盤においても図 1 に示したように地盤の応力負担が考えられ、シールド掘進に伴う剛性低下が小さいことがわかった。つまり、地盤の剛性を適切に評価することで、シールドトンネルに作用する土圧の算定精度を上げることが可能になるものと考えられる。ただし、今回得られた知見は、シールド掘進における余掘り量や泥水圧力が適切に管理された施工をシミュレートした解析結果である。また、軟弱地盤における長期的な土圧の変化は無視したものである。今後は、シールド掘進に伴う地盤変位の計測データから、地盤の剛性低下の分布やその進展を分析し、実現象としての地盤の剛性低下について評価することで、解析結果の妥当性を評価する。同時に長期的な土圧の変化についても評価することで、設計荷重としてのトンネル作用土圧について評価していく予定である。

<参考文献>

- 1) 有泉毅, 岡留孝一, 長屋淳一: シールド洞道に働く荷重計測結果とその分析について, トンネル工学研究論文・報告集, 第 8 巻, pp.367-372, 1998.11
- 2) 中村浩, 山崎糸治, 中廣俊幸, 杉嶋敏夫, 大西豊: 応力解放率の概念を導入したシールドトンネルの一設計法, 土木学会論文集 No.638/Ⅲ-49, pp.241-250, 1999.12
- 3) 杉嶋敏夫, 足立紀尚: 地山支保力と施工過程を考慮したシールドトンネルの一設計法, トンネル工学研究論文・報告集, 第 11 巻, pp.43-50, 2001.11
- 4) 木村定雄, 小泉淳: 地盤と覆工の相互作用を考慮したシールドトンネルの設計法について, 土木学会論文集 No.624/Ⅲ-47, pp.123-134, 1999.6
- 5) 高瀬正司, 松尾和俊, 竹内友章: フランスにおける RC セグメント設計-AFTES(フランストンネル地下協会)指針の概要, トンネルと地下, pp.129-136, 2000.2
- 6) 堀井秀之, 宇野晴彦, 吉田秀典, 茶川真一, 打田靖夫, 森川誠司, 山辺正, 多田浩幸, 京谷孝史, 伊藤文雄: 等価連続体解析手法による塩原発電所空洞掘削時挙動の比較検討, 土木学会論文集 No.659/Ⅲ-52, pp.211-227, 2000.9
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説-シールドトンネル, p.142, 1997.7

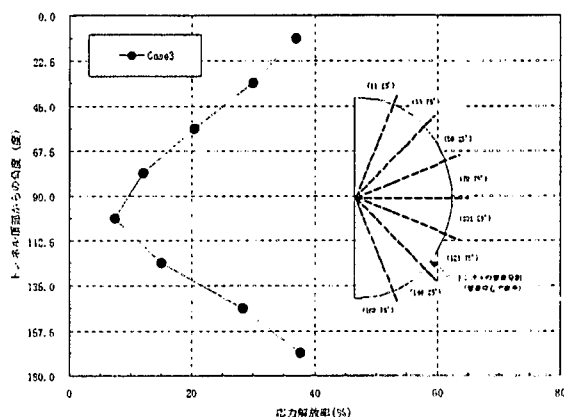


図 15 応力解放率