

山岳工法トンネルの FEM における掘削解放力と底版の変位・応力および剛性領域に関する考察

渡邊敬三¹

¹正会員 株式会社復建技術コンサルタント 道路保全部 (〒980-0012 仙台市青葉区錦町 1 丁目 7-25)

山岳工法トンネルの FEM ではトンネル周辺の変形係数を同一とした単一剛性モデルの場合、天端沈下量より底版隆起量が大きくなる、いわゆるリバウンドが生じることが多い。しかし、この現象は実際のトンネルで起こる変形と大きく異なる場合があるため、トンネルにおける FEM の荷重原理とされる掘削解放力と地中の変位・応力を、理論式及び FEM をもちいて多数のケースを考察し、リバウンドを抑制するための変形特性値および剛性分布の領域配置モデルを検討した。

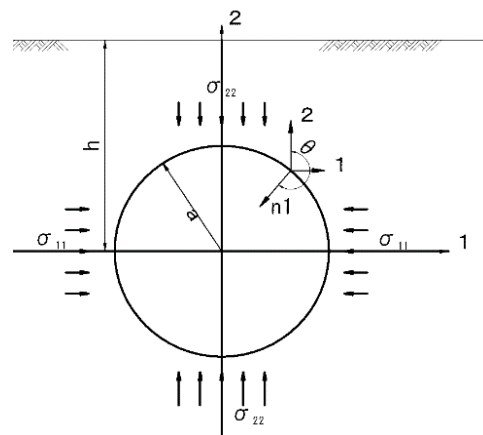
Key Words: *finite element analysis, tunnel excavation, released earth pressure, heaving displacement, elastic (deformation) modulus, domain*

1. はじめに

トンネルにおける FEM では掘削解放力¹⁾を元に掘削される断面の変形、あるいは支保工の発生応力を解析する。一般に、解析における土圧は、①各要素の初期地圧を、第 1 ステップで垂直応力=土被り厚×単位体積重量、水平応力=側圧係数×垂直応力として計算する、または、②地表までの地形をモデル化し、第 1 ステップの自重解析により初期地山応力状態を計算する、という手法が用いられている^{2),3)}。この時、上半底版および下半底版の隆起変形が起こり、しばしば天端沈下より大きな値が計算され変形図として出力される。しかし、実際の掘削現場では、天端沈下、内空変位、支保工脚部沈下が問題となるが、顕著な膨張性地山を除き底版の隆起が問題となることは少なく、また、底版が掘削機械など稼働する作業盤であることから、計測が困難で、計測の報告例が極めて少ない現状にある⁴⁾。このことから、トンネル FEM の荷重原理とされる掘削解放力について、および FEM における底版変位の再現手法について考察した。なお、FEM 解析には 2 次元変形応力解析ソフト (株式会社地層科学研究所 2D-σ) を用いた¹¹⁾。

2. 掘削解放力

トンネルの掘削解放力は二次元の理論式によると上半あるいは下半の掘削解放力の鉛直成分に帰する。(久武・山崎, 2001)¹⁾



$$P1 = K_0 \cdot \gamma \cdot (h + a \cdot \cos \theta) \cdot \sin \theta$$

$$P2 = \gamma \cdot (h + a \cdot \cos \theta) \cdot \cos \theta$$

ここに、 γ : 地盤の単位体積重量, K_0 : 側圧係数,
 a : トンネル半径, h : トンネル深さ,
 θ : 単位法線ベクトルと座標 2 とのなす角

図-2.1 掘削解放力の概念¹⁾

円形断面では上半の下方解放力 (負) と下半の上方解放力 (正) の合力 ΣPy は正となり、すなわちトンネル全体として上昇合力が発生する。その大きさは側圧の影響を無視した場合、 $\Sigma Py = \gamma t$ (地山の単位体積重量) × A (内空面積) とされている¹⁾。

側圧を考慮した鉛直解放力は、中心角 $\beta =$

$(3\pi/2) - \theta$, $h_1 = h - a \cdot \sin\beta$ と置き、次式で求まる。
 なお、水平解放力は左右断面で相殺する。

・上半円の第1象限 (0)

$$P_1 = -K_0 h_1 \cos \beta, P_2 = -h_1 \sin \beta$$

$$\text{合力鉛直成分 } P_y = (P_1 + P_2) \sin \beta$$

・下半円の第4象限 (0)

$$P_1 = K_0 h_1 \cos \beta, P_2 = -h_1 \sin \beta$$

$$\text{合力鉛直成分 } P_y = (P_1 + P_2) \sin \beta$$

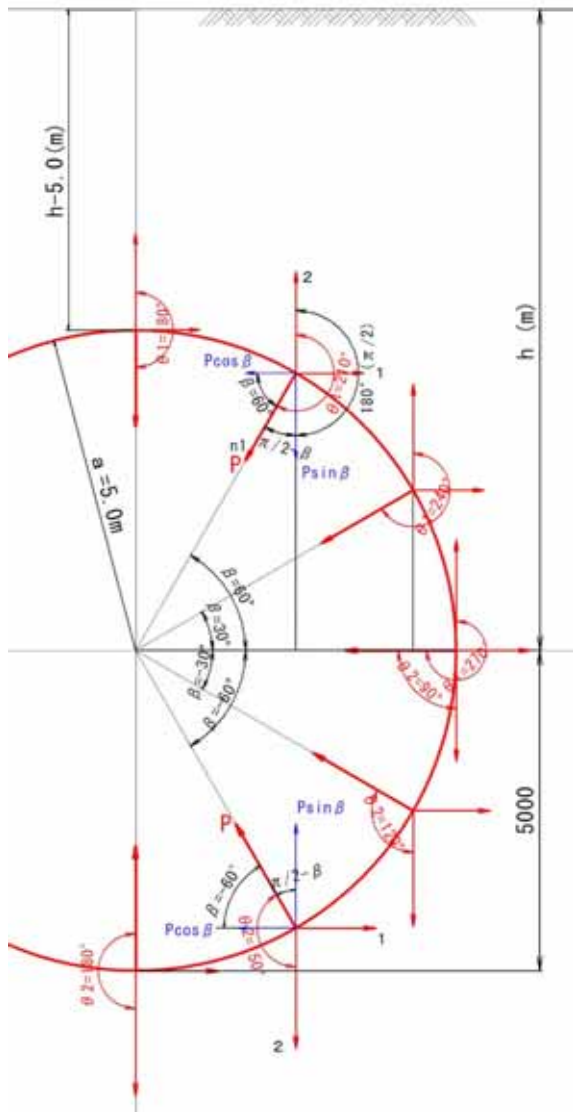


図-2.2 第1, 4象限の掘削解放力

したがって、掘削解放力は、土被り圧、側圧係数および断面形状に従属するが、ここでは掘削幅 $D=10\text{m}$ 、 $\gamma t = 22\text{kN/m}^2$ 、土被り $H=45\text{m}$ (S.L. から $h=50\text{m}$)、側圧係数 $K_0=0.70$ の条件で、 β を 5 度刻みで計算し、表計算ソフトで集計した。円形断面では、 $\Sigma P_y / (\gamma t \cdot A) = 1.15$ と計算される。同様に三心円インバート付き断面 ($R_3=2R_1$) の掘削解放力は、 $\Sigma P_y / (\gamma t \cdot A) = 0.91$ と計算される。このように、円形断

面と三心円インバート付き断面では、下半の掘削解放力が上半より大きく、その大きさは $\gamma t \cdot A$ に近い。

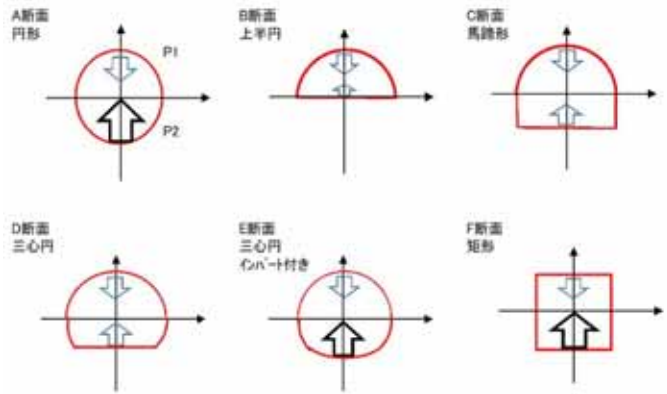


図-2.3 断面形状による掘削解放力

上記の同じ条件で、上半円 (すなわちベンチカット上半掘削断面) の解放合力は、上半円の下解放力に比して下半の上方解放力が小さく、 ΣP_y は負となり、 $\Sigma P_y / (\gamma t \cdot A) = -0.56$ と計算される。また、上半円+下半矩形 (馬蹄形) 断面、および三心円インバートなし断面では、上半円と下半円の掘削解放合力は正ではあるが小さな値となり、 $\Sigma P_y / (\gamma t \cdot A) = 0.17, 0.05$ と計算される。

このように掘削解放力は土被り、単位体積重量、側圧係数が同じ場合、断面形状に従属し、上半掘削断面では上半円の下解放力が下半円のそれより大きく、馬蹄形断面および三心円インバートなし断面では、上半円下解放力と下半上方解放力は拮抗する計算となる (図-2.4)。

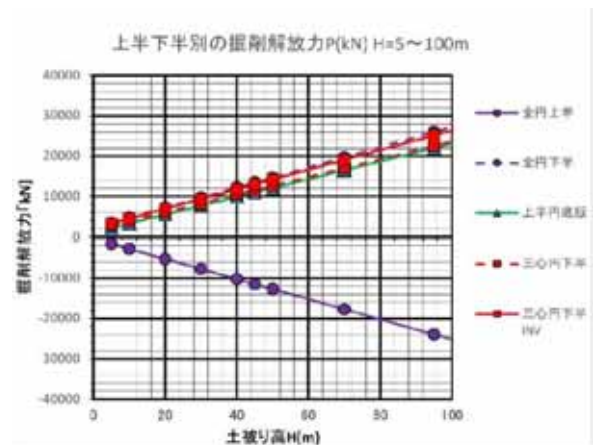


図-2.4 上半、下半別の掘削解放力

3 . FEM による地山区分物性毎の変形

地山区分ごとの標準的な変形係数 (変位に従属する弾性係数) を用いて、三心円断面の素掘りトンネルをモデルに、天端沈下、底版隆起、側壁部の水平

内空変位を FEM 解析した。地山物性値は次の B~D II までの標準的な物性値^{3),5)}を基本とし、E (E1~E3) 分類の物性値を仮定した。

表-3.1 地山区分の一般的な物性値^{3),5)}

地山分類	γt kN/m ³	Dfc MN/m ²	ν	C MN/m ²	ϕ (度)
B	25	5000	0.25	3.0	50
C I	24	2000	0.30	2.0	45
C II	23	1000	0.30	1.0	40
D I	22	500	0.35	0.5	35
D II	21	150	0.35	0.2	30
E1	21	100	0.35	0.1	25
E2	21	60	0.35	0.1	25
E3	21	30	0.35	0.1	25

※単位体積重量 γt , 変形係数 Dfc, ポアソン比 ν , 粘着力 C, 内部摩擦角 ϕ . E1~E3 は当論文設定

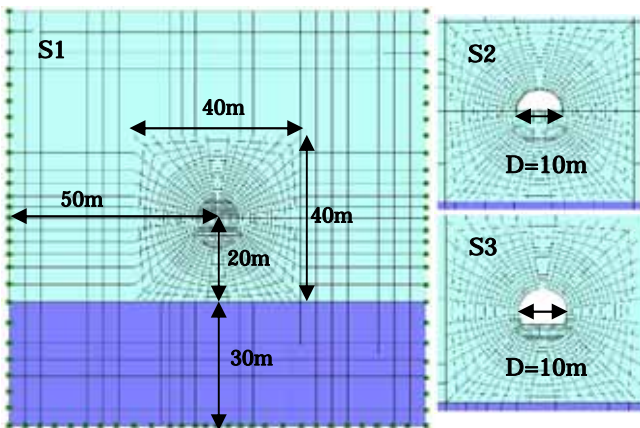


図-3.1 FEM 解析モデル (100m × 100m)

トンネル中心座標(0,0), 基盤岩(C) Y=-20~-50m
掘削幅 D=10m, S1 初期, S2 上半掘削, S3 下半掘削

地山の変形係数に関わらず、素掘りトンネルの条件では、D I ~ E3 まで天端沈下量 y_1 と底版隆起量 y_2 はほぼイコールである。一方、B~C II では、底版変位比 $y_2/y_1=1.1\sim 1.4$ となり、底版隆起量が天端沈下量より大きい。水平内空変位は D II を基準 (1.0) とすると、B~E3 まで比率 0.03 から約 5 まで単調増加する。

ここで天端沈下量 40mm、水平内空変位 50mm が施工上問題となるとする評価がある (竹林亜夫・松井保, 2005)。D I の変位が下半掘削 S3 で天端沈下-17mm、底版隆起+18mm、水平内空変位-18mm、D II の変位が下半掘削 S3 で天端沈下-55mm、底版隆起+55mm、水平内空変位-56mm、E1~E3 の変位が下半掘削 S3 で天端沈下-83~-278mm、底版隆起+82~+272mm、水

平内空変位-84~-278mm と計算されたため、標準的な物性値で変位量が問題となるのは D II (変形係数 150MPa) および E1~E3 地山 (変形係数 100, 60, 30MPa) であることが分かる。

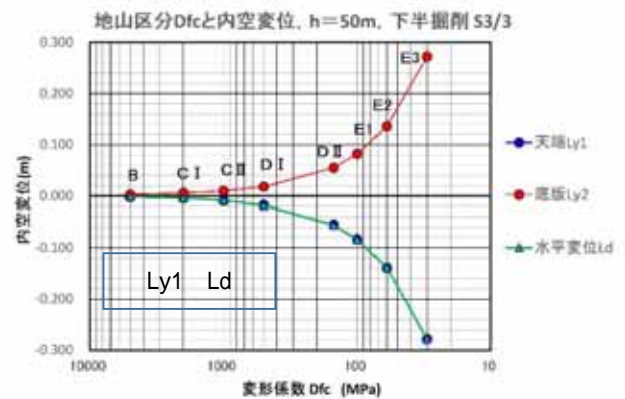
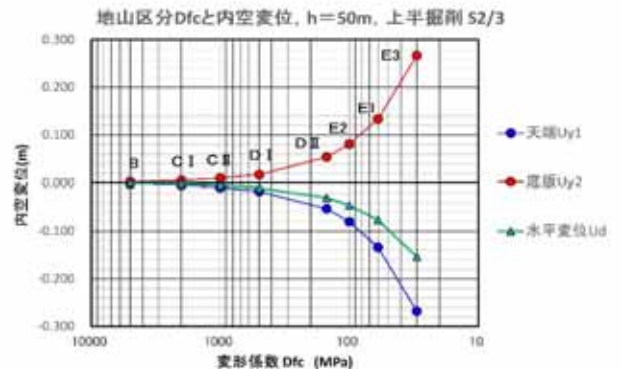


図-3.2 地山区分物性毎の内空変位等
青：天端，赤；底版，緑；水平の各変位

4. 底版変位を抑制する解析手法

トンネル周辺の地山物性を同一とした場合、FEM 解析時の底版変位を抑制する方法として、上半あるいは下半掘削後に、底版に土被り荷重相当の分布荷重を載荷すると、底版の隆起は抑えられることが分かる。前述の D II 地山の標準物性 ($E=150\text{MPa}$, $\gamma t=22\text{kN/m}^3$) の素掘り掘削で、底版に追加載荷する荷重をパラメータとして、天端沈下 y_1 と底版変位 y_2 の二つの鉛直変位に着目し解析を行った。ここで負の変位は沈下で、正の変位は隆起を示す。

解析の結果、載荷する分布荷重が、5~10m以下の掘削断面高さ程度の地山荷重では $y_2/y_1=0.7\sim 0.9$ と影響が小さい。 $P=40\text{m}\times 22\text{kN/m}^3=880\sim 960\text{kN/m}^2$ (土被り 50mモデルの掘削解放応力の約 80%) の場合に底版の鉛直変位がおおむねゼロになり、底版には掘削解放力の約 80%の鉛直上方応力が保有されているものと考えられる。またこの 1/2 の $P=20\text{m}\times 22\text{kN/m}^3=440\sim 520\text{kN/m}^2$ で、底版隆起(+30

mm)が天端沈下(−60 mm)の1/2になる傾向が分かった。

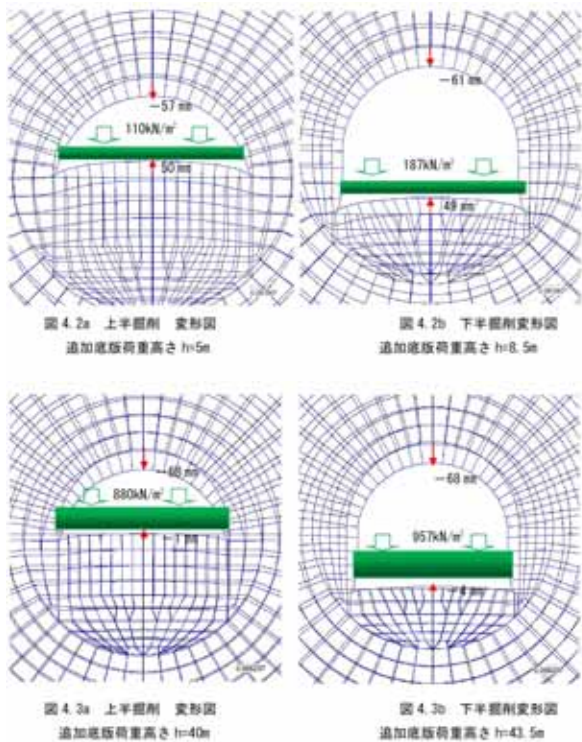


図-4.1 底版への追加載荷重と底版変位

地中変位計や坑内弾性波調査から推定される一般的なトンネル周辺のゆるみ深さは $L=6m$ のロックボルトの効果がある $1m\sim 5m$ の程度であるが、底版ではゆるみ範囲に下向きに地山自重がかかり安定するという考え方がある。これは、アーチ部では緩み範囲が自重により下方に落下しようとし支保工に荷重をかけるのに対し、底版では緩み範囲で自重により開口した亀裂が閉じる方向に作用すると考えられるためである。しかし、解析結果が示すようにFEM解析の底版隆起現象に関しては、荷重高 $6m$ 程度の底版載荷は効果が小さいと考えられる。このことから、トンネルのFEM解析に関し、トンネル施工状況から想定される底版の隆起抑制方法として次の2方法を検討する。

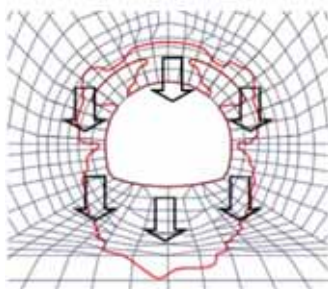


図-4.2 トンネル塑性域とゆるみ自重方向

【方法1】トンネル周辺の地山のアーチング作用を重要視し、Terzaghiの式やトンネル坑口設計の方法に準じた地山荷重を設定し、変形量を適切に抑える。

【方法2】平板載荷や孔内水平載荷試験のヒズミ-応力グラフより類推する掘削除荷に伴う地山の剛性(弾性係数または変形係数)の上方修正による方法、すなわち「除荷剛性」と名付けた概念を導入する。この方法では、除荷荷重の大きさ(初期剛性に対する向上比率)および剛性を増加させる領域設定について検討を行う。

5. 除荷剛性の考察

亀裂を伴う岩盤における載荷試験は、繰り返し荷重(載荷-除荷)による荷重-変位曲線の包絡線の傾きから降伏関数 Γ を決定することができる(Schnaider, 1967)⁶⁾。そこで、トンネルの初期地圧状態を載荷時に、掘削を除荷および再載荷時と考えた。

表-5.1 E/Γ の比に基づく岩盤の分類⁶⁾

区分	E/Γ
締った岩盤	<2
開口した岩盤	$2\sim 10$
非常に開口した岩盤	>10

図-5.1 平板載荷平均載荷圧 p と平均変位 \bar{w} グラフ⁶⁾

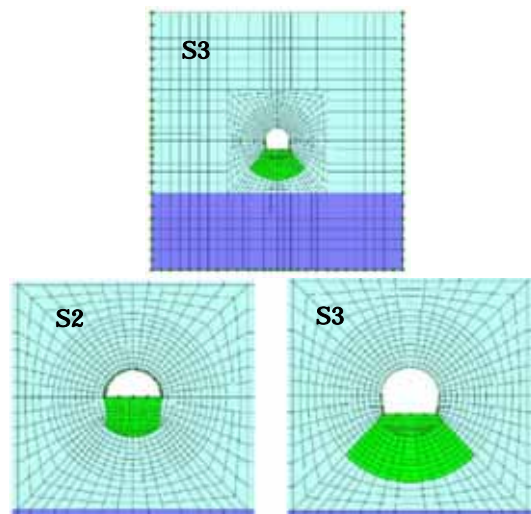
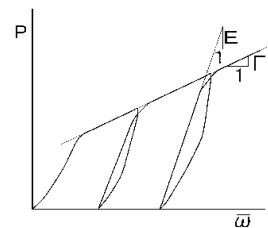


図-5.2 除荷剛性検討モデル ($D=10m$)

除荷剛性部を底版下 10mの領域としたモデルで、3 節のD II 条件を初期条件として、 Γ を緩みが生じたトンネル周辺地山の変形係数、Eを底版直下の除荷時変形係数として、 $E/\Gamma=1\sim 100$ と変化させて解析した。この結果、①除荷剛性が $10\times E$ では底版隆起は40%と小さくなる、②内空変位は80%に減少する、③底版変位、水平変位いずれも、 $E/\Gamma=10$ 前後以上で一定となる傾向があることが分かった。以上から底版下の除荷剛性の初期剛性に対する向上比率は $E/\Gamma=10$ を採用する。

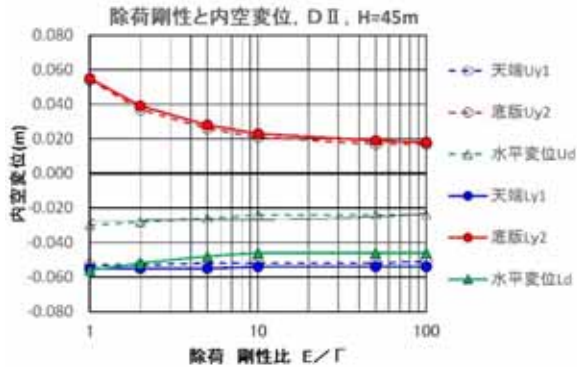


図-5.3 除荷剛性（剛性アップ）による内空変位

一方、盤ぶくれ現象などで底版の地山劣化が発生する場合、底版下の剛性が $1/10\times E$ では天端沈下-57mm、底版変位+290mmであり、底版隆起は初期条件の5.3~5.7倍に増大する。また、内空水平変位は上半掘削後50%増、下半掘削後25%増になる。このように、地山劣化による剛性低下の影響は、除荷剛性増加と同じ領域の剛性変化で再現できる可能性がある。

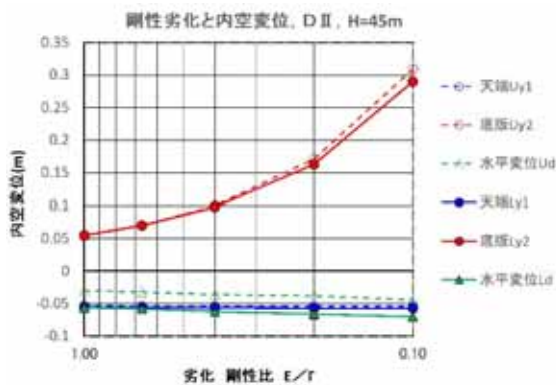


図-5.4 地山劣化（剛性の低下）による内空変位

6. 地山荷重と除荷剛性の組み合わせ解析

地山荷重と除荷剛性のいくつかの組み合わせに対し解析を行った。地山区分はD II (変形係数 150MPa) 及びE2 (変形係数 60MPa) とし、道路トンネルのD

II 標準的断面の支保である鋼製支保工 (H150) と吹付けコンクリート ($t=20\text{cm}$) による支保を合成梁で設定し、5ステップで解析を行った。

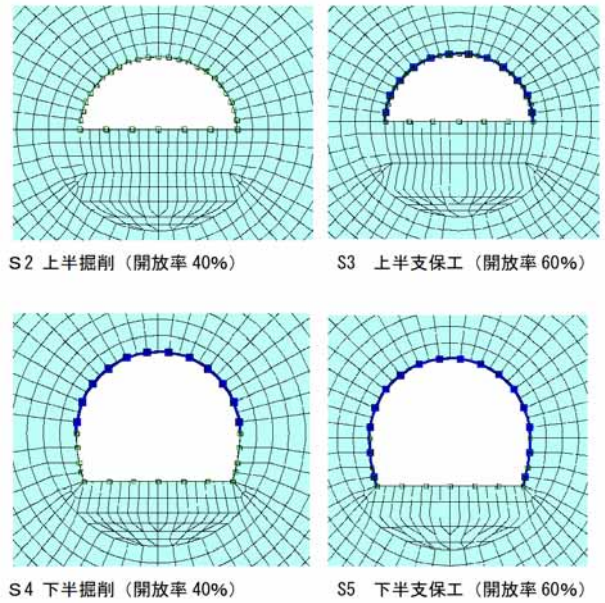


図-6.1 解析施工ステップ (D=10m)

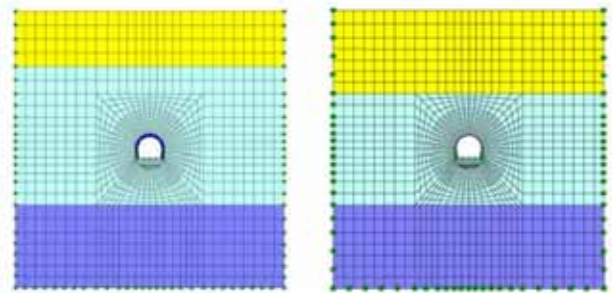


図-6.2 土被り (左 25m, 右 15m)

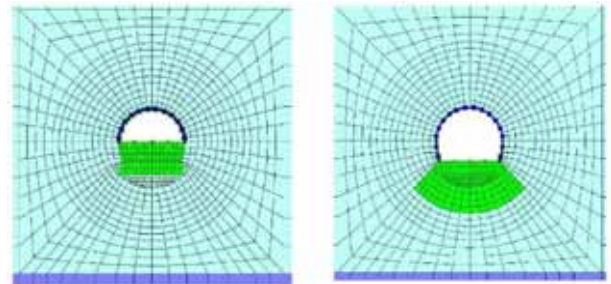


図-6.3 除荷剛性領域 W=6m

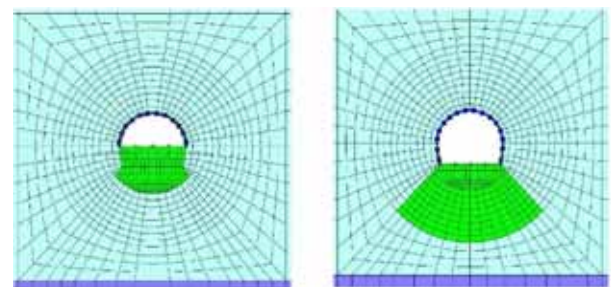


図-6.4 除荷剛性領域 W=10m

- ① 荷重条件；掘削幅D=10mの三心円インバート無し断面を用い Terzaghi の岩荷重表及び土圧式を参考に、荷重の生じる土被りを、 $H=4.5D$ 、 $2.5D$ 、 $1.5D$ すなわち $H=45m$ 、 $25m$ 、 $15m$ (S.L.基準で $h=50m$ 、 $30m$ 、 $20m$)の3ケースとした。
- ② 荷重モデル；地山荷重高より上位の表層の単位体積重量は、FEM解析プログラムの安定上、ゼロには出来ないため、便宜的に荷重に関わらない表層の単位体積重量を $\gamma t=1.0E-5kN/m^3=1gram/m^3$ とし、弾性特性をトンネル部の物性とした。
- ③ 除荷剛性；除荷剛性比は $E/\Gamma=10$ とし、その領域の上半および下半掘削底版下の深さを、 $W=6m$ と $W=10m$ の2ケースとした。

解析結果は次のように評価される。

1) 土被り ($H=45m, 25m, 15m$) × 除荷剛性域 ($W=0m, 6m, 10m$) の9ケースで、底版鉛直方向の変位量 y_2 およびその天端沈下位 y_1 に対する比率 (底版変化比 $-y_2/y_1$) は、いずれのケースも除荷剛性域最大 (10m) で最も小さくなる。

2) 底版変化比 $-y_2/y_1$ はDII地山で平均65%、E2地山で平均80%、最低値はいずれの地山も約50%であり、これ以上低い比率は再現されなかった。

3) 天端沈下の大きさは、除荷剛性域を設定すると多少減少するが、除荷剛性域の大小による影響がほとんど見られない。

4) 水平内空変位は、除荷剛性域を設定すると60~80%に縮小するが、除荷剛性域の大小による影響は少ない。

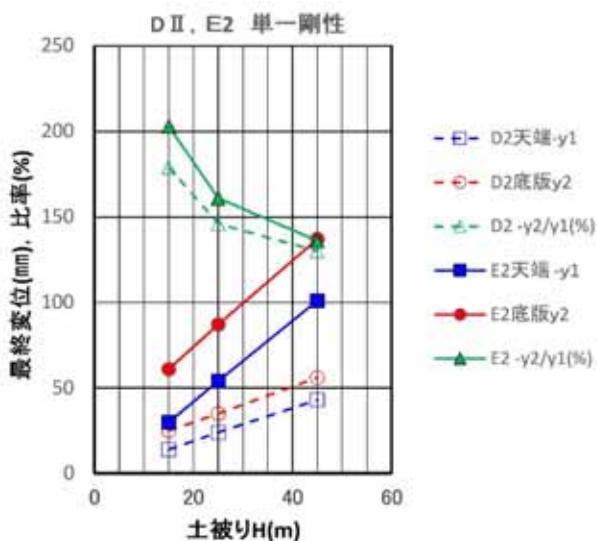


図-6.5 単一剛性モデルの最終変位量

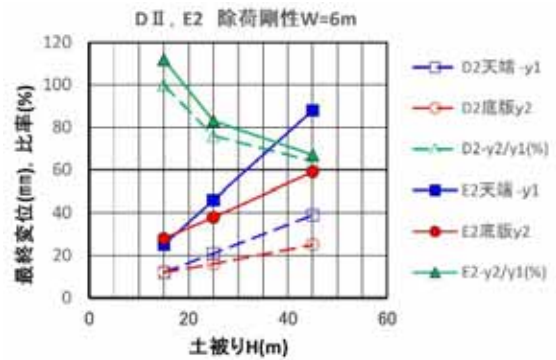


図-6.6 除荷剛性領域 W=6mの最終変位量

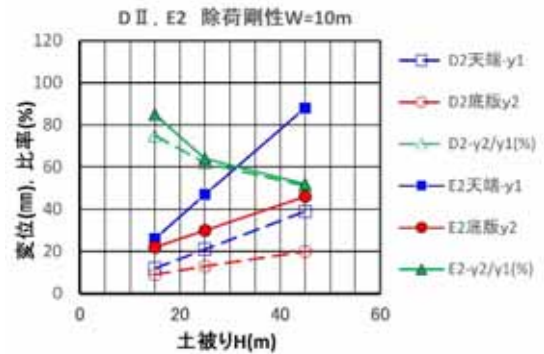


図-6.7 除荷剛性領域 W=10mの最終変位量

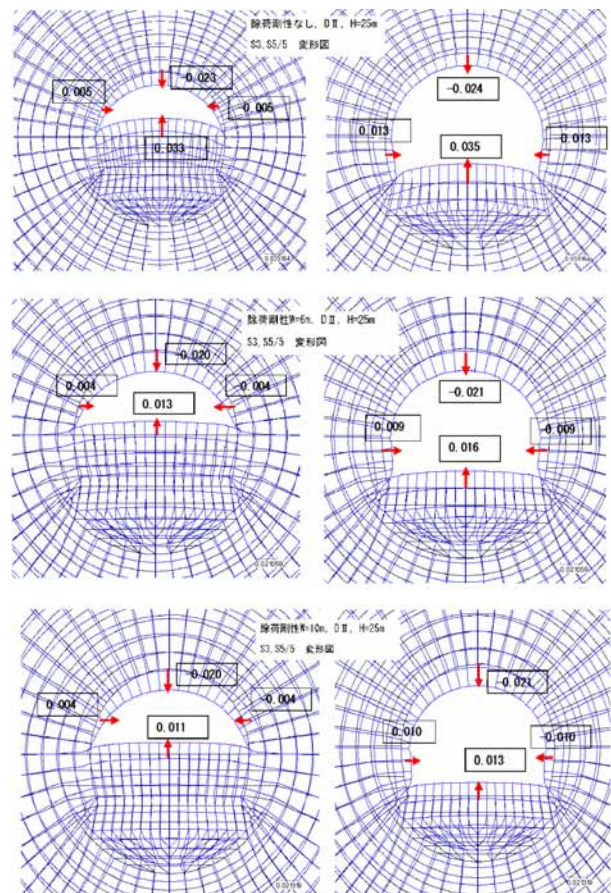


図-6.8 D地山(土被り25m)変形図
上から除荷剛性無し, 除荷剛性 W=6m, 同 W=10m

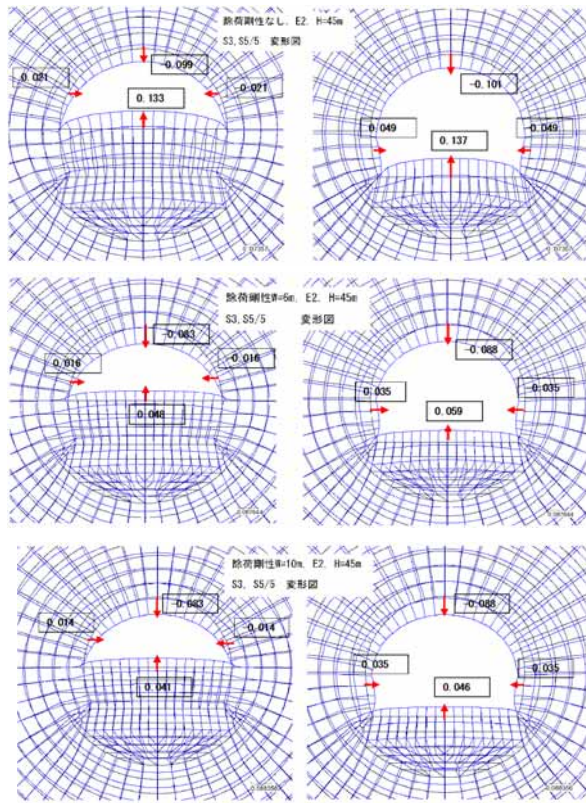


図-6.9 E2地山(土被り45m)変形図
上から除荷剛性無し, 除荷剛性 W=6m, 同 W=10m

7. 除荷剛性モデルの既往トンネルへの適用

道央自動車道嵐山トンネルの第2蛇紋岩区間(土被り95m)の計測工実績^{7),8),9)}を参考に事前に再現解析を行った。ここでは、土被りを H=45m (S.L. 基準 h=50m) に設定して、①除荷剛性無し、②除荷剛性域 W=6m 及び③W=10m の3ケースの FEM 解析を行った。地山は膨張性の葉片状蛇紋岩であり E 地山に区分し、単位体積重量 23kN/m³、変形係数 E=150MPa、粘着力 C=200kN/m²、内部摩擦角 15°、側圧係数 K₀=1.14⁷⁾、底版下の除荷剛性は 10×E とした。解析方法は弾塑性 FEM (破壊条件式 Drucker-Prager)とした。

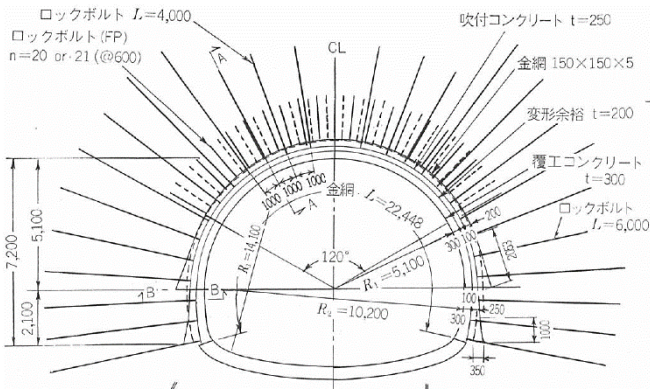


図-7.1 嵐山 TN 支保パターン図 DV-A⁸⁾ (D=11.6m)

表-7.1 支保部材の物性値

Materials	E (kN/m ²)	A (m ²)	I _x (m ⁴)
AR, H-200	2.1E+8	6.35E-3	4.72E-5
SC, t=25cm	4.0E+6	0.25	1.30E-3
合成支保工	9.33E+6	0.25	1.62E-3
RB, D25	2.10E+8	5.07E-4	—
Invert con.	2.35E+7	0.50	1.04E-2

E : 弾性係数, A : 有効断面積, I_x : 断面二次モーメント

解析結果(表-7.2)の概要は次の通りである。

- ① 除荷剛性(向上)が無い、単一剛性の場合には、天端沈下 Y1=33mm に対し、底版隆起 Y2、内空水平変位 d、共に約 100mm で天端沈下量の 3 倍の大きな変位が生じる。
- ② 除荷剛性(向上)がある場合は、剛性向上する域が W=6m、W=10m のいずれも天端沈下と内空水平変位はほぼ同値であるが、底版隆起と天端沈下との比-Y2/Y1 は、前者が約 0.7 で後者が約 0.5 であり、やや違いがある。
- ③ 底版下に剛性が向上する除荷剛性域を設けると、弾塑性解析による底版下の破壊域が大幅に減少するため、除荷剛性がない場合に比較して天端沈下が約 80%、内空水平変位が約 50%に低減する。
- ④ いずれのケースも、S5 下半支保工と S7 インバート工で、変位は違いが少ない。

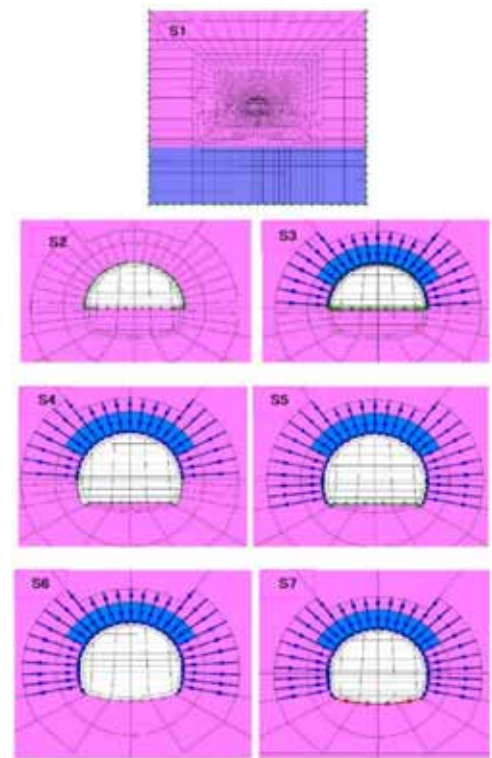


図-7.2 施工解析ステップ

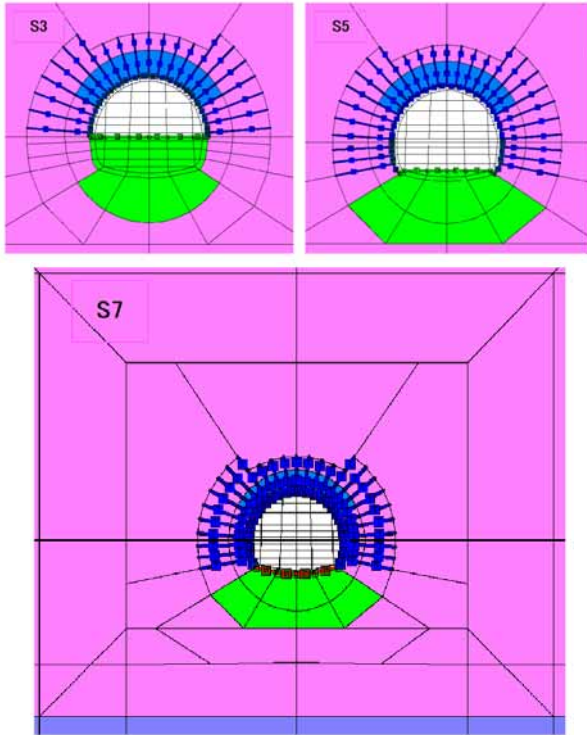


図-7.3 除荷剛性（緑）深さ W=6m モデル
S2 と S3 , S4 と S5 , S6 と S7 は剛性域同じ

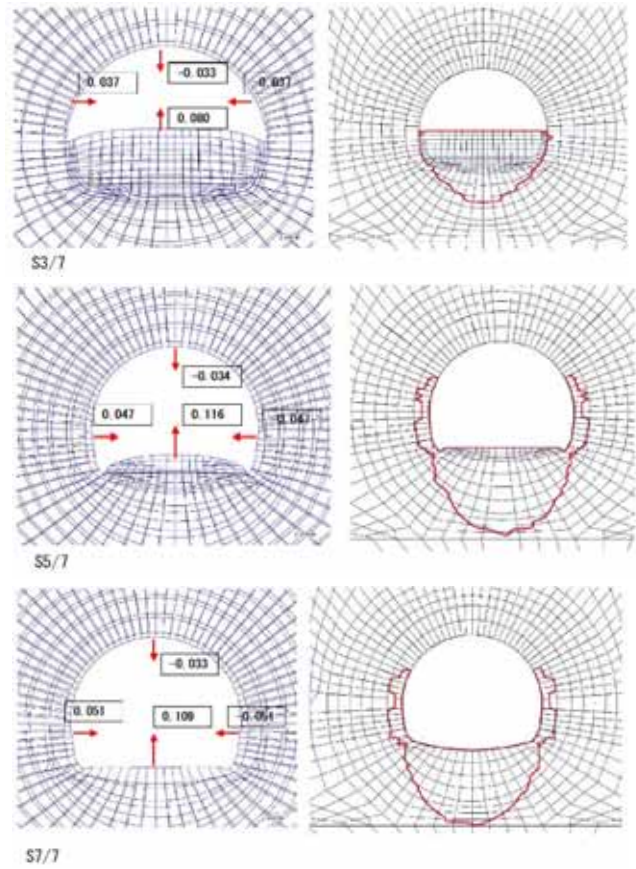


図-7.5 単一剛性の変形図と破壊域（赤枠）

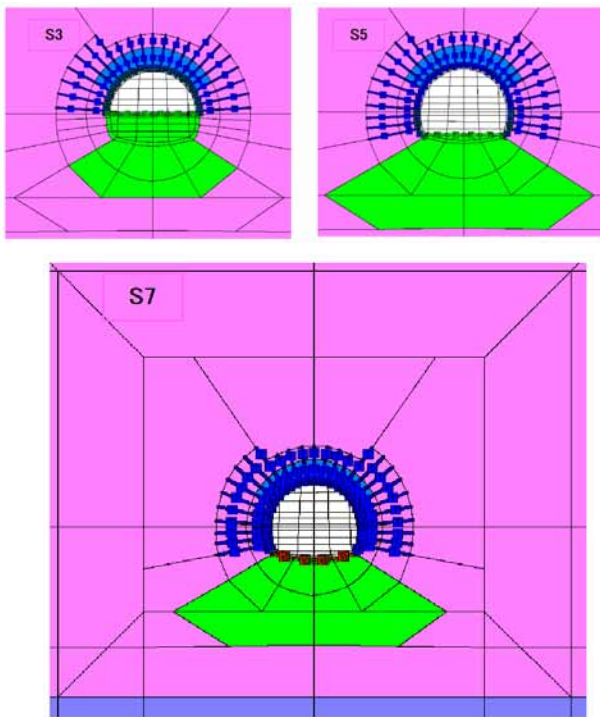


図-7.4 除荷剛性（緑）深さ W=10m モデル
S2 と S3 , S4 と S5 , S6 と S7 は剛性域同じ

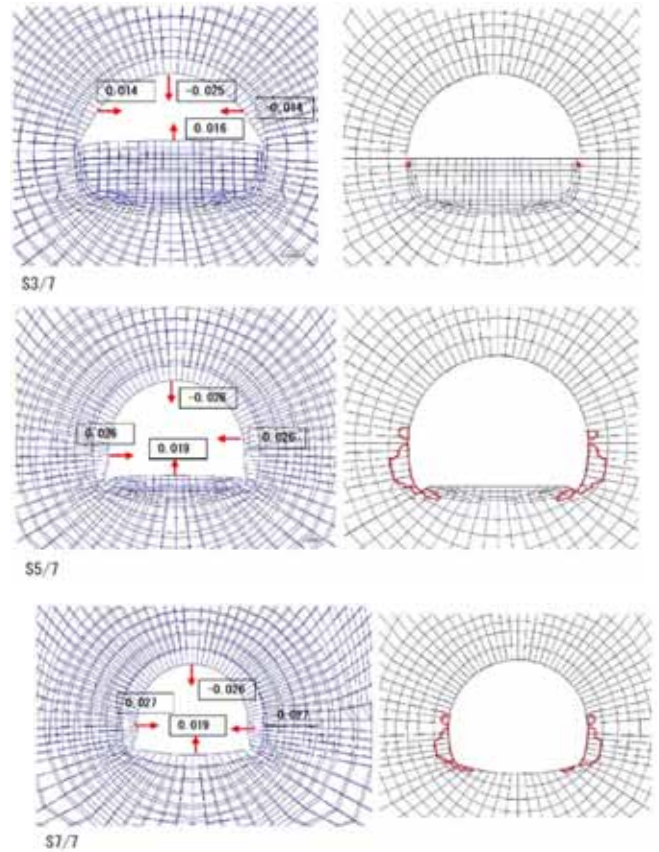


図-7.6 除荷剛性域 W=6m の変形図と破壊域（赤枠）

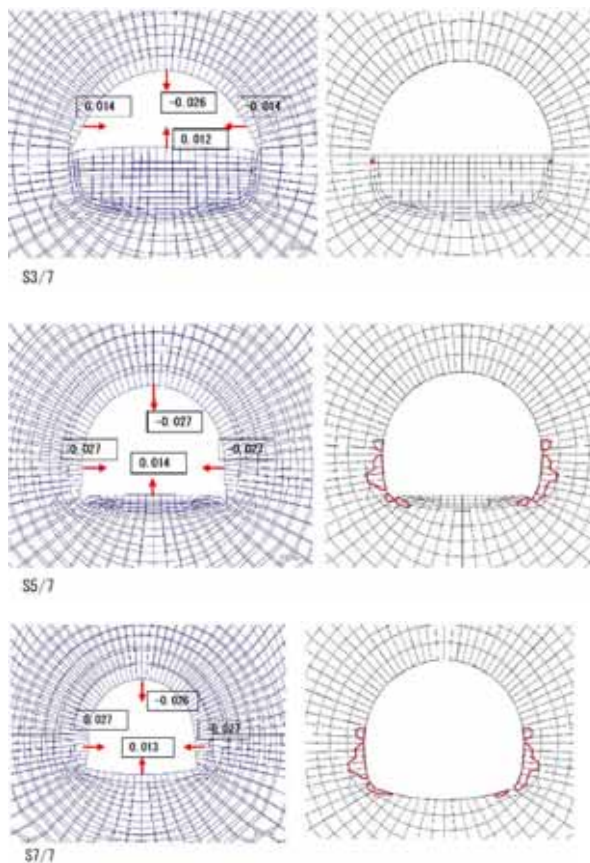


図-7.7 除荷剛性域 W=10m の変形図と破壊域（赤枠）
上から S3, S5, S7/

表-7.2 嵐山 TN 解析結果 (H=45m)

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
無.S3	-0.033	0.080	2.42	-0.034
S5	-0.034	0.116	3.41	-0.094
S7	-0.033	0.109	3.30	-0.102
W6m.S3	-0.025	0.016	0.64	-0.028
S5	-0.026	0.019	0.73	-0.052
S7	-0.026	0.019	0.73	-0.054
W10m.S3	-0.026	0.012	0.46	-0.028
S5	-0.027	0.014	0.52	-0.054
S7	-0.026	0.013	0.50	-0.054

※Y1：天端沈下，Y2：底版隆起，d：内空水平変位
無：除荷剛性なし，W6m：底版下除荷剛性 W=6m，
W10m：底版下除荷剛性 W=10m

8 . 除荷剛性モデルの評価

上記 6 および 7 節では上半掘削時及び下半掘削時の底版両端から水平方向に約 45° 下向きのラインとトンネル中心から円弧で描く扇型のエリアを、平板載荷や孔内載荷試験を参考に掘削時の除荷に伴い剛性向上としたモデルを検証した。剛性が向上する大きさは、予備解析から地山の変形係数 E の 10 倍とし、そのエリアは底版下 W=6m 及び W=10m とし

た。土被りを 45m, 25m, 15m (トンネル中心から 50m, 30m, 20m)、初期地山変形係数は、D II 地山で E=150MPa、E 地山で E=60MPa として解析した結果、いずれの土被りでも剛性向上域を設定した場合、天端沈下 y1、水平内空変位短縮 d、底版隆起 y2 共に減少し、W=10m のとき減少が最大となる。天端沈下に対する底版隆起量の比率 (-y2/y1) は、剛性不変の場合、130~200%であるが、除荷剛性域 W=10m の場合、50~80%に減少する。この傾向は、膨張性地山の既設トンネルの再現モデルにおいても同様であった。

9 . 施工報告に見る盤ぶくれ

実際のトンネルでは供用中の緩慢な盤ぶくれのほか、施工報告論文では急激な底版変状も報告されている¹⁰⁾。膨張性地山では、仮インバートが 8mm/日の膨張量で破壊された(嵐山トンネル)等の記録があるが、早期断面閉合の場合は底版の隆起でインバートが破壊され 10cm 程度隆起した事例も報告されている(北海道横断道・タンネナイトトンネル [蛇紋岩地すべり])。山形自動車道・盃山トンネル [凝灰岩] では、内空変位 22~46cm、天端沈下 10~28cm の D II 地山で、脚部沈下で 18~45cm が問題となり、詳細はないがインバートにクラックを発生させた盤ぶくれが報告されている。また、変形余裕量は北陸新幹線・飯山トンネルでは、一次支保工で、上下半施工時に 30cm、インバートで 10cm との記録があり、支保構造や施工時点の影響が大きいと思われるが、膨張性地山であっても底版の隆起量が天端沈下の 1/3 程度である場合が想像される。以上から、前述の盤ぶくれ解析モデルを参考とし、変形係数 E01；アーチから側壁背後の地山、E02；脚部あるいは下半底版から下の地山として解析を行い、天端沈下に対する底版隆起量の比率 (-y2/y1) が 1/3 程度をクリアするかどうかを検討した。

10 . 剛性区分域検討のための予備解析

予備解析は前出の嵐山トンネルのモデルをベースに 5 ケース A~E とし、次の剛性域のバリエーションを解析し、望ましい剛性域分布を検討した。①土被り H=45m (トンネル中心 S.L. から 50m)、②E01=150MPa；トンネル掘削の影響で低下したトンネル周辺の地山弾性係数 [黄色領域]、③E02=1500MPa；掘削前の本来の地山弾性係数 E02=10×E01 [緑色領

域]、ただし、トンネル中心、S.L. から 20m 下～50m 下 (モデル底辺) までを、基盤岩 (C I) クラストとみなし、弾性係数 $E(CI) = 2000\text{MPa}$ としたのは各モデル共通である。

ケース A は掘削後トンネル周辺と底版下 10m までの剛性を初期地山の 1/10 とする (E02→E01) ケース。A (側方緩みの影響 $W=1.5D$) および A b (側方緩みの影響 $W=2D$) とともに底版隆起/底版沈下 ($-Y2/Y1$) は上半支保 S3/7 で 2.1、インバート工 S7/7 で 2.4～2.5 となり著しく底版が隆起する。A b は A に比較し、天端沈下はほぼ同じであるが、底版隆起の最終値が 6% 増加、内空水平変位が 9% 増加した。

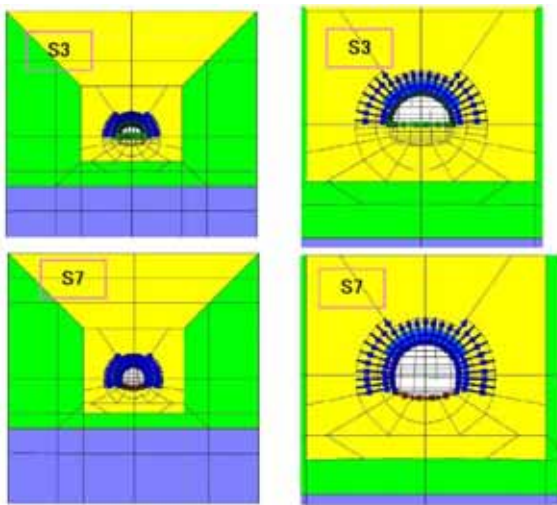


図-10.1 ケース A (上 S3, 下 S7) 側方 1.5D

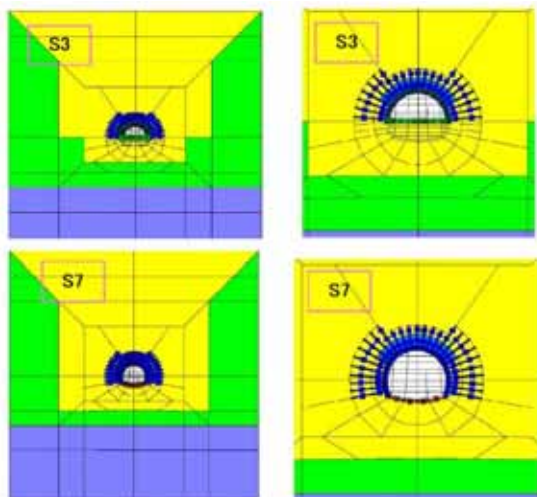


図-10.2 ケース Ab (上 S3, 下 S7) 側方 2D

ケース B はケース A とやや異なり、下半掘削以後のステップ S5～S7 で、E01 領域を縮小し底版下 6m までとした。変位の傾向は、ケース A と同様であるが、下半掘削以後底版下の剛性がアップしたので、最終底版変位 $Y2$ がケース A より 7% 減少したが、-

$Y2/Y1$ は 2.2 でケース A と同様に 2 倍を超えている。

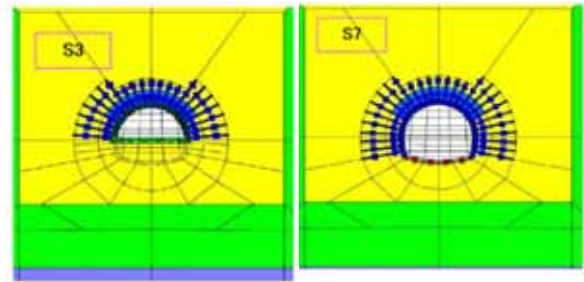


図-10.3 ケース B (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

ケース C は下半の緩み領域を半円とし、領域下端を S4～S7 で底版下 $W=6\text{m}$ としたもので、ケース B と比較し、変位の傾向は変わらないが、天端変位が 6% 増加し、底版変位および内空水平変位が 20% 程度低下した。したがって $-Y2/Y1$ は最終 S7 で 2.2 から 1.7 に 23% 低下した。

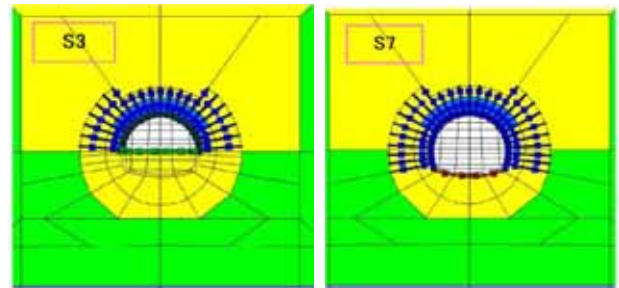


図-10.4 ケース C (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

ケース D は上下半底版下の緩み領域をさらにせばめ、上半 S2～S3 で底版下 $W=2\text{m}$ 、S4～S7 で $W=4\text{m}$ としたもので、ケース C に比較し、天端沈下は 5% 減、内空水平変位は 17% 減であるが、底版変位は 60% 減と大きく縮小した。S3, S7 とともに $-y2/y1$ は 0.7 となり、底版隆起量が天端沈下の 70% に低下した。

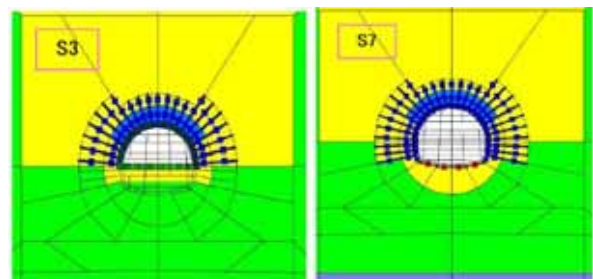


図-10.5 ケース D (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

ケース E は下半の緩み領域をゼロとした極端なケース。したがって、上半掘削時、下半掘削時ともに底版の弾性係数は E02 ($=10E01$) としたケース。各

変位は既述ケースに比較し最も小さく、 $-y_2/y_1$ が解析の目標値 30%を切っている。上半側壁にあたる側方 E01 の領域を $W=1.5D$ から $2D$ に広げると（ケース E b）、天端沈下と底版変位はほぼ同値であるが、内空水平変位は 7%増加している。

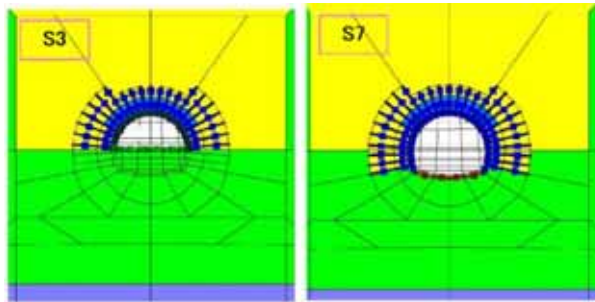


図-10.6 ケース E (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D, 2D

表-10.1 予備解析結果 (H=45m)

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	$-Y_2/Y_1$	d (m)
A.S3	-0.035	0.073	2.09	-0.034
S7	-0.035	0.084	2.40	-0.090
Ab.S3	-0.036	0.074	2.06	-0.036
S7	-0.036	0.089	2.47	-0.098
B.S3	-0.035	0.073	2.09	-0.034
S7	-0.036	0.078	2.17	-0.090
C.S3	-0.034	0.066	1.94	-0.032
S7	-0.038	0.063	1.66	-0.072
D.S3	-0.032	0.022	0.69	-0.032
S7	-0.036	0.025	0.69	-0.060
E.S3	-0.025	0.007	0.27	-0.029
S7	-0.028	0.006	0.21	-0.056
Eb.S3	-0.026	0.007	0.27	-0.030
S7	-0.028	0.006	0.21	-0.060

※Y1: 天端沈下, Y2: 底版隆起, d: 内空水平変位
 添え字 b の無いケースは側方緩み域 (E01) 幅 1.5D,
 b のあるケースは側方緩み域 (E01) 幅 2D

以上の予備解析（ケース A と E）で側方の剛性域を 1.5D 及び 2D として検討すると、①上半のアーチ周辺の挙動は、掘削後のゆるみ領域の弾性係数 E01 域が、土被り分及び側方 1.5D ないし 2D に分布する場合、S.L. 以下の下半の剛性領域の状態にかかわらず、ほぼ同様な変位を示す。内空水平変位は、上半側方のゆるみ領域 (E01) が側方 2D の場合、1.5D の場合の 7~9%増加する。このような側方の剛性は天端沈下には影響せず、底版変位は底版の剛性に影響される。

②底版下にゆるみ領域 (E01) が分布するケース A ~ C では天端沈下量の 170%~250%、ケース D では 70%の底版隆起が発生する。このゆるみ領域 (E01) がゼロの場合（ケース E）、底版隆起/天端沈下 ($-y_2/y_1$) が 30%を切るが、天端沈下も 20%減少する

ため、下半のゆるみ領域 (E01) を円形に想定したケース D を基に剛性域の分布をさらに検討する。

1.1. 剛性区分域検討本解析

(1) 土被り H=45m の場合

予備解析ケース D では底版隆起量が天端沈下の 70%と目標値 30%の 2 倍以上と大きかったため、下半のゆるみ領域の剛性を、初期地山の弾性係数 E02 の 1/2 とする E03 を設けて検討する。したがって、地山物性値は次の 4 種類とした。①E01=150MPa; トンネル掘削の影響で低下したトンネル周辺の地山弾性係数 [黄色領域]、②E02=1500MPa; 掘削前の本来の地山弾性係数 E02=10×E01 [緑色領域]、③E02=750MPa; 掘削底版直下のゆるみ領域の弾性係数 E03=5×E01 [赤桃色領域]、④各モデル共通基盤岩 E=2000MPa; C I クラスの基盤 [紫色領域]。

本解析は、まず土被り H=45m 場合で 4 ケース (F, Fb, G, Gb) とした。ケース F は側方 E01 領域が 1.5D の場合で、上下半ともに底版下のゆるみ領域 E03 を第三系泥岩地山程度の $W=3\sim 4m$ とした結果、天端沈下 30mm に対し底版隆起は 10mm 以下と小さく、底版隆起/天端沈下 ($-y_2/y_1$) が 0.23~1/3 となった。

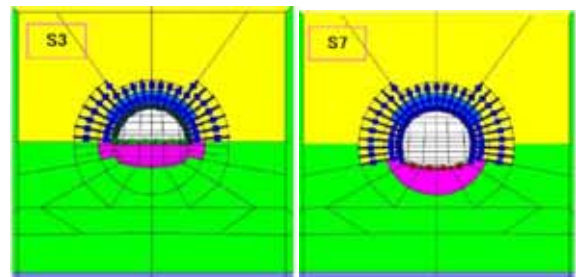


図-11.1 ケース F (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

ケース G はケース F より底版のゆるみ領域 E03 を多少大きくする。すなわち上半底版で $W=8m$ 、下半底版で $W=6m$ のモデルとした。ケース F と比較し、天端沈下と内空水平変位はほぼ同値で、底版隆起は 1.3 倍となり、底版隆起/天端沈下 ($-y_2/y_1$) が 0.31~0.41 となった。

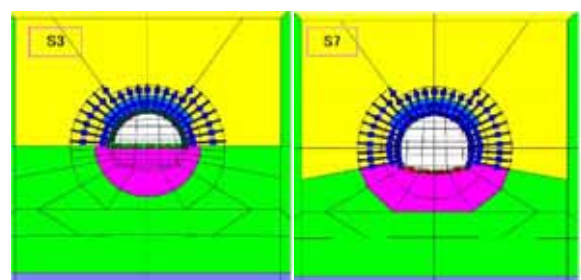


図-11.2 ケース G (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

表-11.1 本解析結果(H=45m)

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
F.S3	-0.027	0.009	1/3	-0.030
S5	-0.030	0.008	0.27	-0.054
S7	-0.029	0.007	0.23	-0.054
Fb.S3	-0.027	0.009	1/3	-0.030
S5	-0.030	0.008	0.27	-0.054
S7	-0.030	0.007	0.23	-0.056
G.S3	-0.027	0.011	0.41	-0.030
S5	-0.029	0.011	0.38	-0.056
S7	-0.029	0.009	0.31	-0.058
Gb.S3	-0.027	0.011	0.41	-0.030
S5	-0.029	0.010	0.34	-0.058
S7	-0.029	0.009	0.31	-0.060

※Y1：天端沈下，Y2：底版隆起，d：内空水平変位
 添え字 b の無いケースは側方緩み域 (E01) 幅 1.5D，
 b のあるケースは側方緩み域 (E01) 幅 2D

側方 E01 領域を 2.0D と広くしたケース Fb および ケース Gb は、ケース F および ケース G と比較し、天端沈下と底版隆起はほぼ同値で底版隆起/天端沈下 (-y2/y1) の最終値が 1/3 以下となった。内空水平変位が 3~4% ほど増加する。

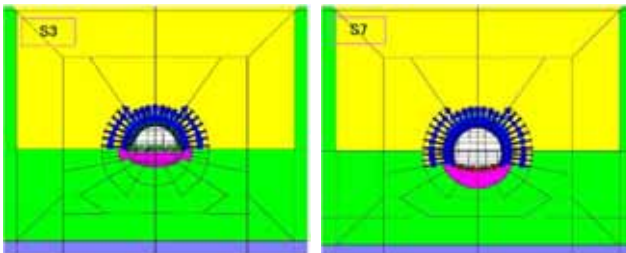


図-11.3 ケース Fb (左 S3, 右 S7) 側方 2D

(2) 土被り H=95m の場合

次に、H=95m の場合で、3 ケース (HFb, HGb, HHb) の解析を行った。嵐山トンネル施工時の計測結果を再現するため、土被り H=95m (S.L. から 100m) とする。第 2 蛇紋岩層の施工記録では、計測値はばらつきが大きいがおおむね天端沈下が 30~80 mm 程度、内空水平変位が 50~150mm 程度で、内空変位/天端沈下=1.2~3.4 (平均 2.2) と報告されている。

土被り相当の上載荷重を加えたほか、HFb は底版下ゆるみ域 E03 を W=3~4m とした Fb と、HGb は Gb (W=6~8m) と同じモデルとした。HHb はさらに底版下のゆるみ域を W=10m とした。

解析の結果、3 ケースとも最終ステップの天端沈下が約 70mm、内空水平変位が約 110~120mm であり、内空変位/天端沈下=1.6~1.7 となるため、おおむ

ね施工時の計測結果を再現している。底版隆起量は底版直下の剛性域 E03 が、HFb と HGb の 2 ケースの最終ステップで -Y2/Y1 ≤ 1/3 をクリアしている。底版直下の剛性域 E03 が W=10m の HHb モデルは、膨張性地山の想像される剛性分布を最もよく表している可能性があるが、底版隆起量は 23~28mm、-Y2/Y1 = 0.37~0.41 で 1/3 をやや超えている。

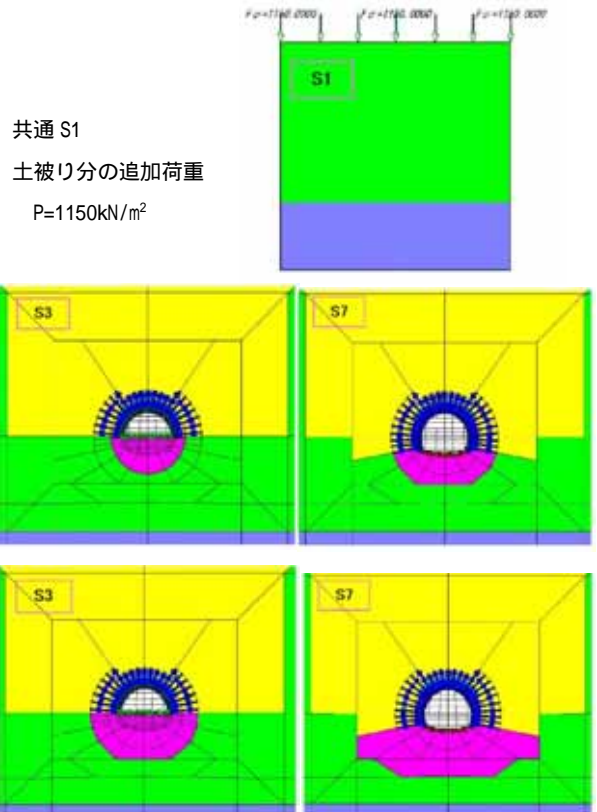


図-11.4 上段 土被り H=95m の追加荷重 S1，
 中段 ケース HGb，下段 ケース HHb

表-11.2 本解析結果(H=95m)

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
HFb.S3	-0.058	0.017	0.29	-0.060
S5	-0.070	0.020	0.29	-0.110
S7	-0.070	0.017	0.24	-0.112
HGb.S3	-0.058	0.021	0.36	-0.060
S5	-0.067	0.025	0.37	-0.118
S7	-0.067	0.021	0.31	-0.120
HHb.S3	-0.058	0.023	0.40	-0.060
S5	-0.068	0.028	0.41	-0.120
S7	-0.067	0.025	0.37	-0.122

※Y1：天端沈下，Y2：底版隆起，d：内空水平変位
 添え字 b；側方緩み域 (E01) 幅 2D

1 2 . 新しい剛性域モデルの提案

前節の既設トンネルの再現解析で検討した剛性分

布モデルの確認解析を、6 節で検討した断面を用いて行った。解析モデルはインバート(R3=2.0R1)を付け、最終ステップ S7/7 で底版にインバートコンクリート(t=0.50m)を設けた。

解析条件については、土被りはH=45mおよびH95m、側方E01は2.0D、底版下のゆるみ域E03はDⅡでW=6m、E2地山でW=10mとした。解析方法は弾性解析で実施した。

なお、土被りHに対する側圧係数 K_0 は、 $20m < H < 75m$ のとき $K_0=0.01 \times H + 0.25$ 、 $75m < H$ のとき $K_0=1.0$ の経験式^{2),3)}により、土被りH=45mのときに、 $K_0=0.7$ 、土被り95mのときに、 $K_0=1.0$ を採用した。

表-12.1 新しい剛性域モデル解析のケース番号

No	地山区分, 剛性域	土被り H=45m $K_0=0.7$	土被り H=95m $K_0=1.0$
1	D 単一剛性	1a	1b
2	D 新剛性域 W=6m	2a	2b
3	E2 単一剛性	3a	3b
4	E2 新剛性域 W=10m	4a	4b

表-12.2 D 地山の物性値

項目	単位	E01	E02	E03	基盤 C
t	kN/m ³	22	22	22	24
Dfc	MPa	150	1500	750	2000
	-	0.35	0.35	0.35	0.3
C	kN/m ²	200	200	200	2000
	°	30	30	30	45

※単位体積重量 γ t, 変形係数 Dfc, ポアソン比 ν , 粘着力 C, 内部摩擦角 ϕ

表-12.3 E2 地山の物性値

項目	単位	E01	E02	E03	基盤 C
t	kN/m ³	22	22	22	24
Dfc	MPa	60	600	300	2000
	-	0.35	0.35	0.35	0.3
C	kN/m ²	100	100	100	2000
	°	25	25	25	45

表-12.4 支保工(はり要素)物性値(共通)

項目	単位	AR H-150	SC t=20cm	AR+SC 合成梁	INVERT t=50cm
E	MPa	2.1E+8	2.0E+6	6.17E+6	2.35E+7
	MPa	0.3	0.3	0.3	0.3
Ix	m ⁴	1.62E-5	6.67E-4	7.68E-4	1.04E-2
A	m ²	3.97E-3	0.20	0.20	0.50

※E:弾性係数, A:有効断面積, Ix:断面二次モーメント, ポアソン比 ν :鋼 0.3, コンクリート 0.2

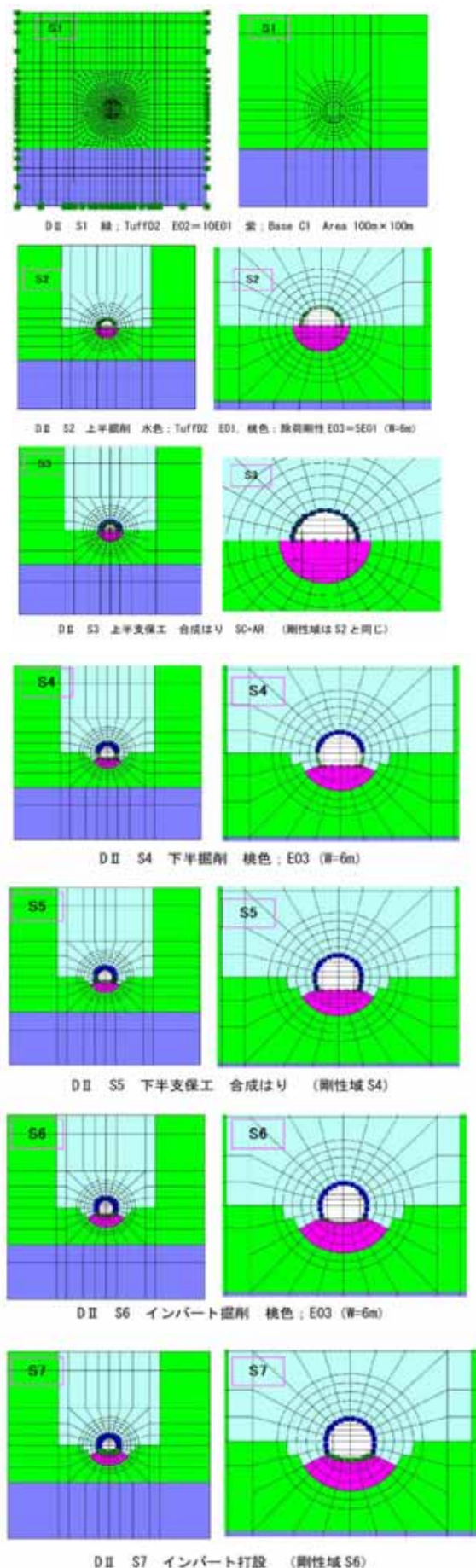
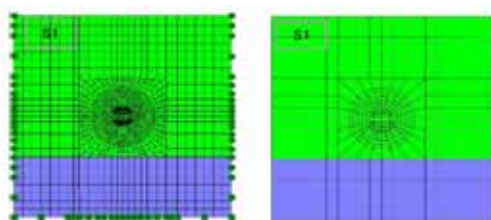
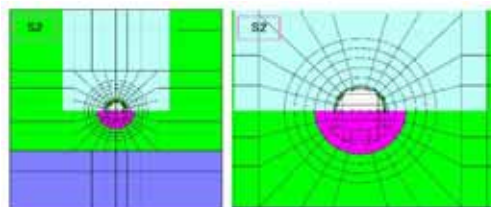


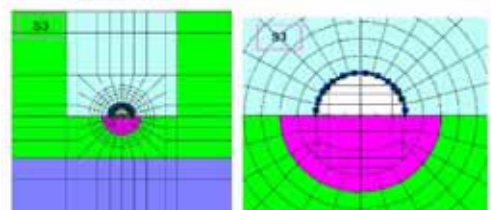
図-12.1 D 地山 新しい剛性域モデル(D=10m)



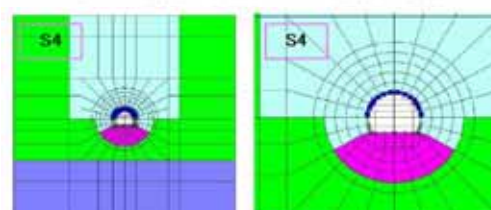
E地山 S1 緑: TuffD2 E02=10E01 紫: Base G1 Area 100m×100m



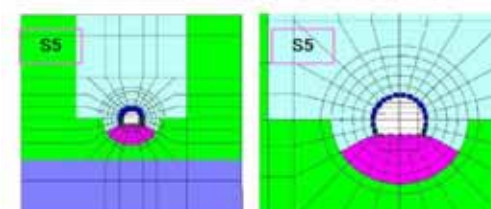
E地山 S2 上半掘削 水色: TuffD2 E01, 桃色: 剛性域E03=SE01 (W=10m)



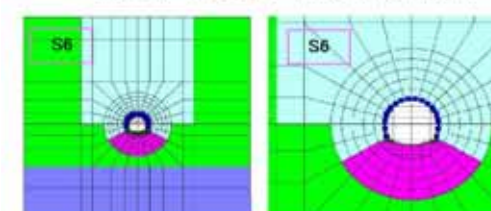
E地山 S3 上半支保工 合成はり SC-AH (剛性域はS2と同じ)



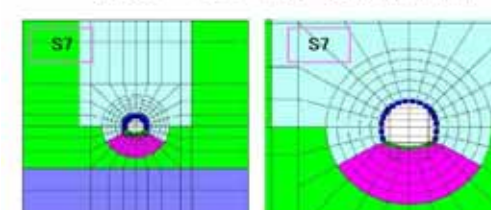
E地山 S4 下半掘削 桃色: E03 (W=10m)



E地山 S5 下半支保工 合成はり (剛性域 S4)



E地山 S6 インバート掘削 桃色: E03 (W=10m)



E地山 S7 インバート打設 (剛性域 S6)

図-12.2 E2地山 新しい剛性域モデル(D=10m)

解析の結果、トンネル周辺を従来モデルと同様に単一剛性としたケースでは、底版隆起量/天端沈下量(-Y2/Y1)の絶対値は 1.0~1.4 で底版隆起量が天端沈下量を上回っていたが、新しい剛性モデルでは(-Y2/Y1)の絶対値は 0.20~0.30 であり、目標の 1/3 をクリアすることを確認した。

表-12.5 内空変位等, D 地山(H=45m):K₀=0.70 [2a]

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
1a.S3	-0.042	0.054	1.29	-0.018
S5	-0.043	0.056	1.30	-0.044
S7	-0.042	0.051	1.21	-0.044
2a.S3	-0.035	0.009	0.26	-0.018
S5	-0.036	0.009	0.25	-0.036
S7	-0.036	0.008	0.22	-0.036

※Y1: 天端沈下, Y2: 底版隆起, d: 内空水平変位

表-12.6 内空変位等, D 地山(H=95m):K₀=1.0 [2b]

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
1b.S3	-0.082	0.106	1.29	-0.070
S5	-0.081	0.106	1.31	-0.140
S7	-0.080	0.092	1.15	-0.146
2b.S3	-0.069	0.018	0.26	-0.062
S5	-0.070	0.016	0.23	-0.104
S7	-0.070	0.014	0.20	-0.105

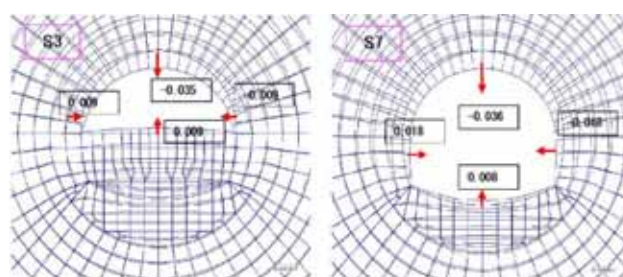


図-12.3 変形図 D 地山(H=45m):K₀=0.70 [2a]

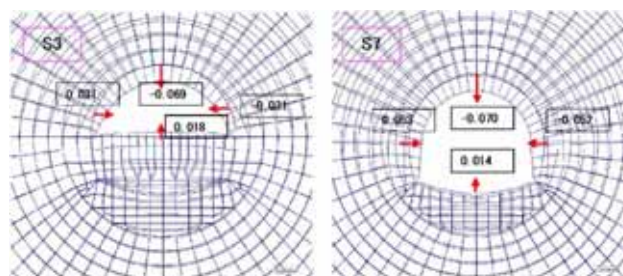


図-12.4 変形図 D 地山(H=95m):K₀=1.0 [2b]

表-12.7 内空変位等, E2 地山(H=45m): $K_0=0.70$ [4a]

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
3a.S3	-0.099	0.133	1.34	-0.036
S5	-0.102	0.138	1.35	-0.104
S7	-0.100	0.125	1.25	-0.108
4a.S3	-0.078	0.023	0.30	-0.036
S5	-0.080	0.023	0.29	-0.086
S7	-0.080	0.021	0.26	-0.088

表-12.8 内空変位等, E2 地山(H=95m): $K_0=1.0$ [4b]

Case, Step	Y1 (m)	Y2 (m)	-Y2/Y1	d (m)
3b.S3	-0.190	0.261	1.37	-0.152
S5	-0.185	0.261	1.41	-0.334
S7	-0.181	0.228	1.26	-0.346
4b.S3	-0.149	0.045	0.30	-0.132
S5	-0.146	0.043	0.29	-0.260
S7	-0.146	0.036	0.25	-0.262

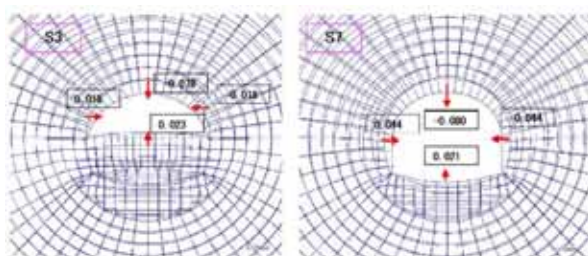


図-12.5 変形図, E2 地山(H=45m): $K_0=0.7$ [4a]

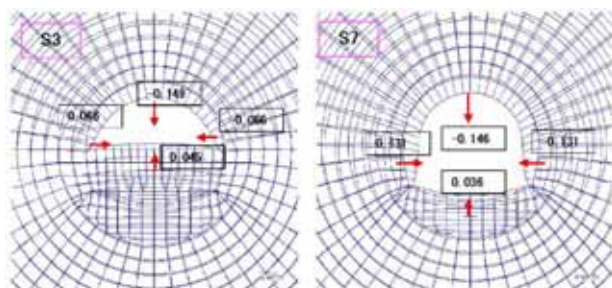


図-12.6 変形図, E2 地山(H=95m): $K_0=1.0$ [4b]

1.3. 新しい剛性域モデルにおける地中応力と変位の関係

新しい剛性域標準断面の土被り 45m及び 95mの荷重ケースにおいて、①「新しい剛性域モデル」と「単一剛性モデル」の平面要素内応力（主に鉛直成分 σ_y ）、②上記 2 モデルの平面要素節点変位（主に鉛直変位 d_y ）について計算値を検討した。

1) 地中応力

2 節の方法で求めた掘削解放力の計算土圧に着目し鉛直応力 σ_y のコンタ図を描画し検討した。この

結果、地中の鉛直応力は土被りやモデルの剛性領域境界のなめらかさに影響されるが、大局的には土被り、すなわち初期地山の鉛直荷重に従い、剛性の大きさや剛性域に関する従属性は低いものと考えられる。特徴的に両側壁背後の鉛直圧縮応力の高まりと底版下 20m=2D (D 掘削幅) 程度に及ぶ鉛直応力の低下（負値で圧縮は変わらない）が認められる。

・土被り H=45m, $K_0=0.70$ のとき

地中応力の状況は、土被り 45mの場合は、上半掘削解放力 -1150kN/m² および下半掘削解放力 1300kN/m² の鉛直応力ラインに着目すると、天端上数mと掘削底版下が深度 15m前後にわたって鉛直応力が著しく低下し、合わせて側壁部の背後で地中応力が高まること分かる。この傾向は、新剛性域モデルで多少応力コンタが乱れるもの、地中応力は新剛性域モデルも単一剛性域モデルも類似している。

・土被り H=95m, $K_0=1.0$ のとき

地中応力の状況は、土被り 95mの場合は、上半掘削解放力 -2700kN/m² および下半掘削解放力 2700kN/m² の鉛直応力ラインに着目した。両側壁の鉛直応力の増加は、土被り 45mの場合と同様であるが、底版下の鉛直応力の低下が底版から 20m以深まで生じている。

表-13.1 土被りによる掘削解放力
(インバート付き三心円, 掘削幅 D=10m)

集計内容	単位荷重 $\Sigma P_y/2a$ (kN/m)	
土被り (S.L. 基準) h(m)	50	100
土被り(天端より) H(m)	45	95
側圧係数 K_0	0.70	1.00
Py 上半	-1148.4 [-1150]	-2713.8 [-2700]
参考値 $P=\gamma H$	-990	-2090
Py 下半	1299.4 [1300]	2713.0 [2700]
参考値 $P=\gamma (H+8)$	1166	2266
ΣP_y 全断面合力	150.9	-0.8

2) 地中変位

鉛直変位 d_y コンタ図を描画し検討した。この結果、トンネル周辺の剛性が同一な単一剛性モデルでは、トンネル直上から側方へ連続的な変位が生じ、底版の隆起に至っている。一方、新しい剛性域モデルでは、天端より上位の地山の鉛直変位はトンネル側壁から両側 2D範囲に発生し、この範囲外とトンネル下方は、変形係数がトンネル上

方のものの 5 倍ないし 10 倍であるため、著しく変位が小さいことが分かる。

3) 新しい剛性モデルの地中応力と変位の関係

鉛直地中応力は、地山の剛性値および剛性分布の影響は少なく、おおむね土被り(初期地圧)に従う。この傾向は 2 節で考察した掘削解放力の原理と矛盾しない。しかし、FEMに見られる地中の鉛直応力の分布図によると、底版下は 20m 前後の深度まで地中応力の低下が見られるため、FEM 解析において、底版の隆起、リバウンドを抑制するためには底版下の剛性の向上が必要であることが確認された。

土被り H=45m のときの地中応力図を確認する。表-13.1 の下半掘削解放力の単位荷重と同値で符号が逆の $P_y = -1300 \text{ kN/m}^2$ コンタに着目し、底版からの深さを D_c (m) とすると次の傾向がある。

- $D_c(1a) \approx D_c(3a)$ 単一剛性域モデルの場合、変形係数の値にほとんど左右されない。
- $D_c(2a) < D_c(4a) < D_c(1a), D_c(2a)$ 新しい剛性域モデルは単一剛性域より鉛直応力低下深さは小さい。新しい剛性域モデルでは、変形係数が小さいほど D_c は大きい。

表-13.2 底版下鉛直応力低下深さ (H=45m)

トンネル掘削幅 D=10m, R1=5.0m, 下半高さ 4.1m

ケース	地山区分	鉛直応力コンタ $P_y = -1300 \text{ kN/m}^2$ までの深さ D_c (m)		
	剛性域	①上半支保 S3 底版下	②下半支保 S7 底版下	③下半支保 S7 S.L. 下
1a	D II, 単一剛性域	17.3	15.1	19.2
2a	D II, 新しい剛性域	16.4	13.6	17.7
3a	E2, 単一剛性域	17.3	15.2	19.3
4a	E2, 新しい剛性域	17.1	14.4	18.5

土被り H=95m のとき、表-13.1 の下半掘削解放力の単位荷重と同値で符号が逆の $P_y = -2700 \text{ kN/m}^2$ および低下傾向が良く表現される -2500 kN/m^2 コンタに着目し、底版からの深さを D_c (m) とすると、表-13.2 と同様に次の傾向がある。

- $D_c(1b) \approx D_c(3b)$ 単一剛性域モデルの場合、変形係数の値にほとんど左右されない。
- $D_c(2b) < D_c(4b) < D_c(1b), D_c(2b)$ 新しい剛性域モデルは単一剛性域より鉛直応力低下深さは小さい。

い。新しい剛性域モデルでは、変形係数が小さいほど D_c は大きい。

表-13.3 底版下鉛直応力低下深さ (H=95m)

トンネル掘削幅 D=10m, R1=5.0m, 下半高さ 4.1m

ケース	地山区分	鉛直応力コンタ $P_y = -2500 \text{ kN/m}^2$ / -2700 kN/m^2 までの深さ D_c (m)		
	剛性域	①上半支保 S3 底版下	②下半支保 S7 底版下	③下半支保 S7 S.L. 下
1b	D II, 単一剛性域	22.8 / 28.4	19.3 / 24.7	23.4 / 28.8
2b	D II, 新しい剛性域	21.2 / 27.0	16.6 / 22.2	20.7 / 26.3
3b	E2, 単一剛性域	23.0 / 28.6	19.6 / 24.9	23.7 / 29.0
4b	E2, 新しい剛性域	21.9 / 27.5	17.6 / 22.9	21.7 / 27.0

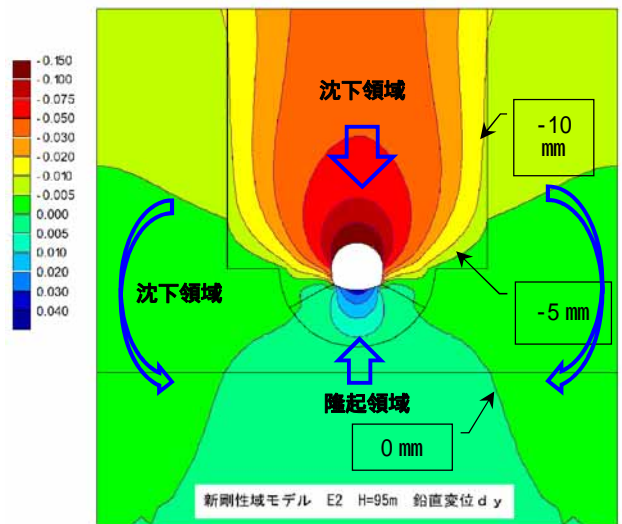
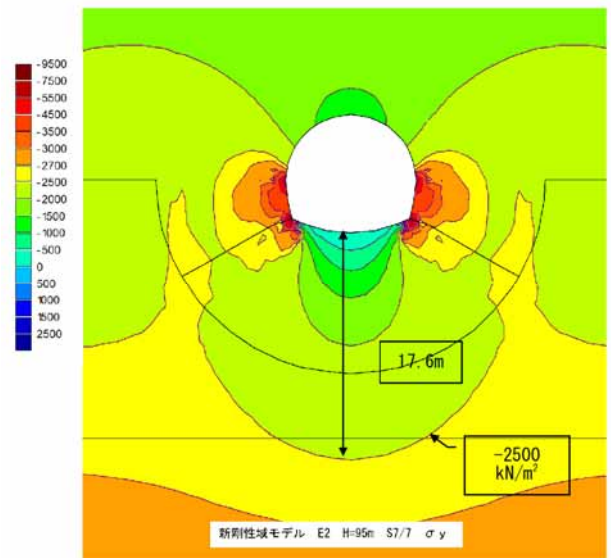


図-13.1 4b モデルの底版下の鉛直応力・変位

上図；鉛直応力(下向き)は底版下 1.8D まで低下。下図；鉛直変位分布は側壁横領域および底版下領域で著しく抑制される。

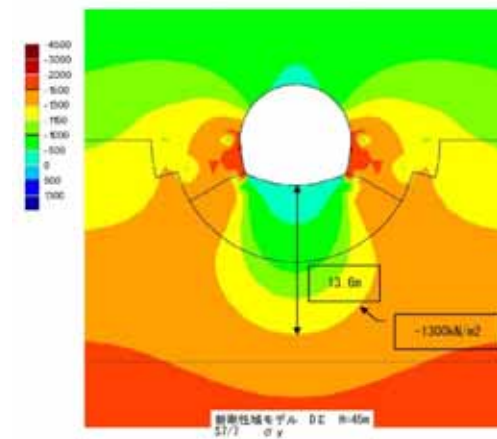
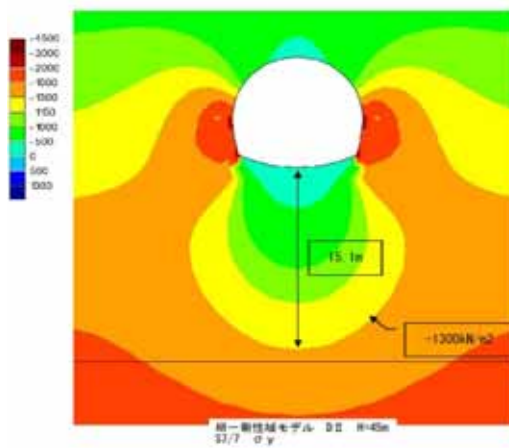
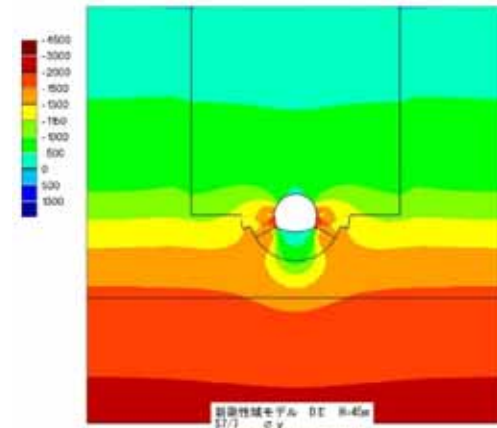
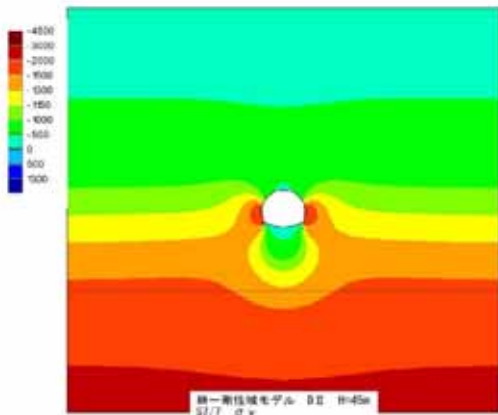
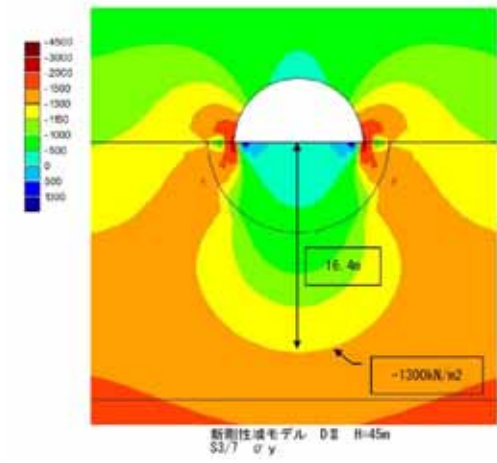
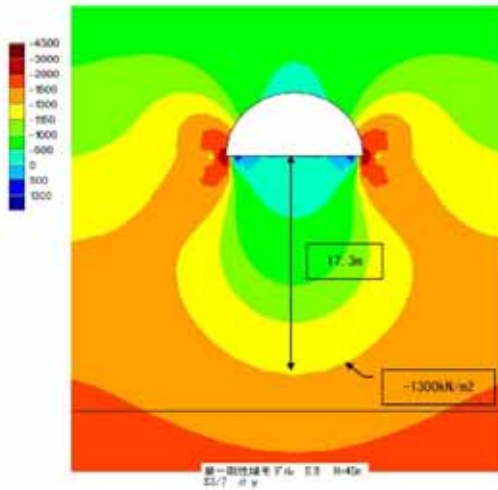
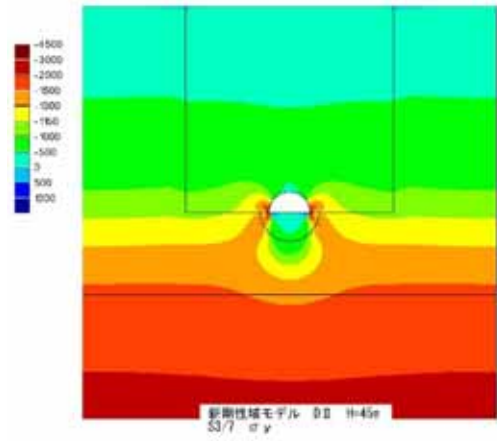
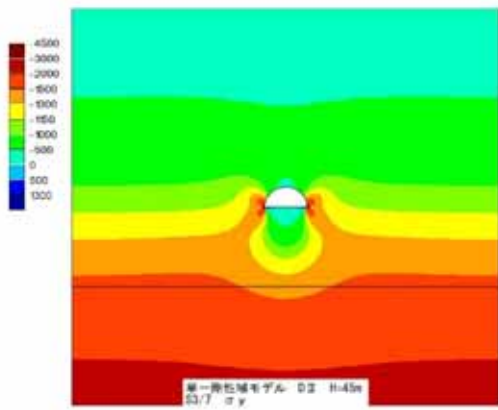


図-13.2 1a 鉛直応力 S3,S7 (D ,H=45m)

図-13.3 2a 鉛直応力 S3,S7 (D ,H=45m)

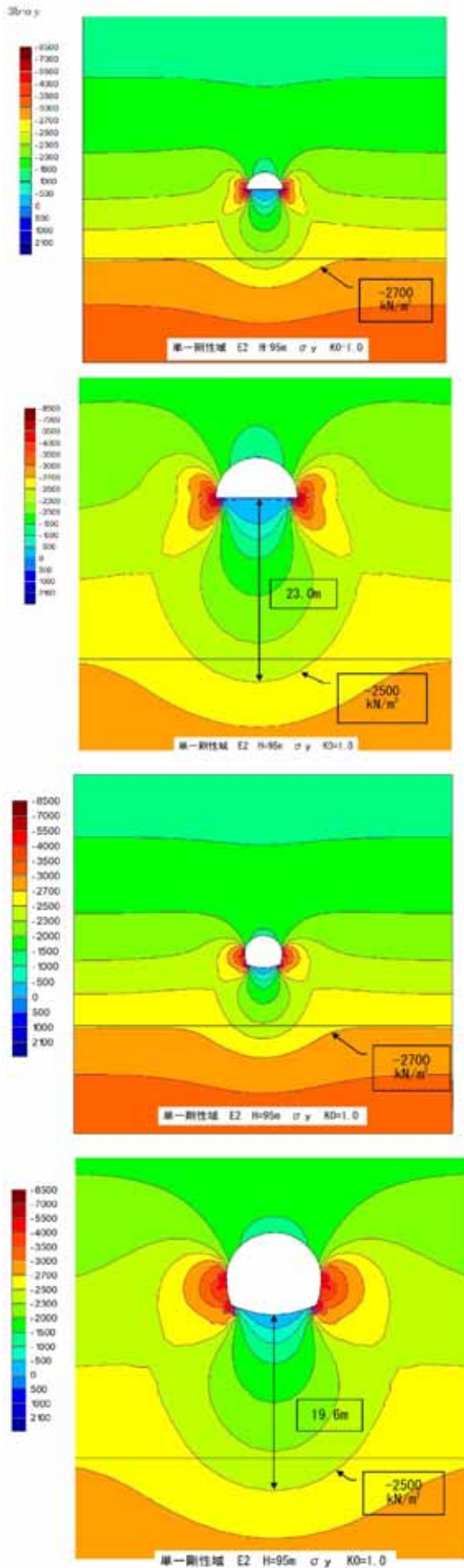


図-13.4 3b 鉛直応力 S3,S7 (E2,H=95m)

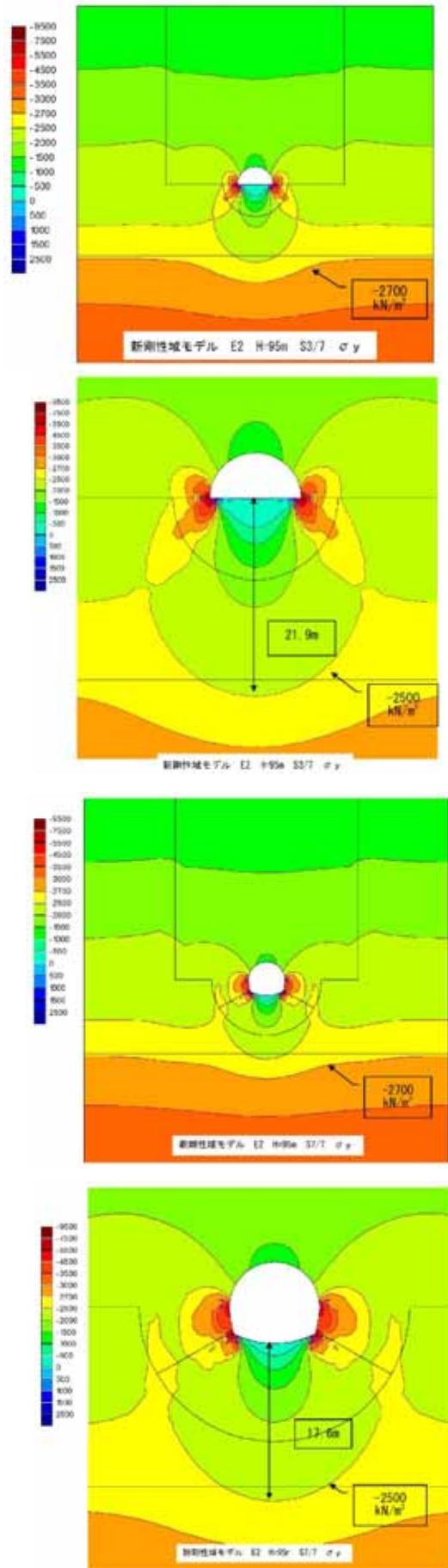


図-13.5 4b 鉛直応力 S3,S7 (E2,H=95m)

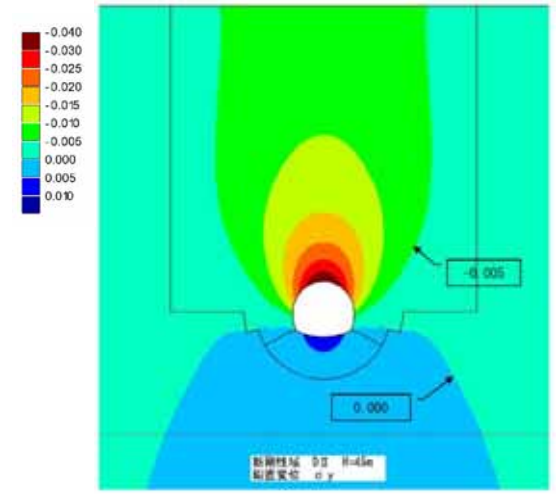
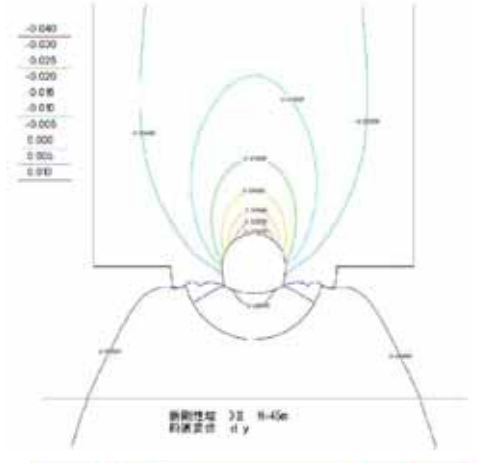
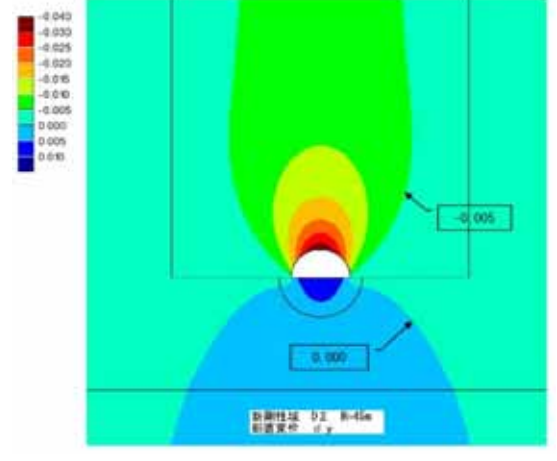
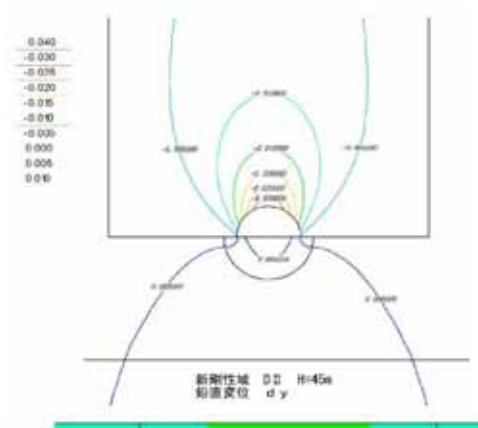
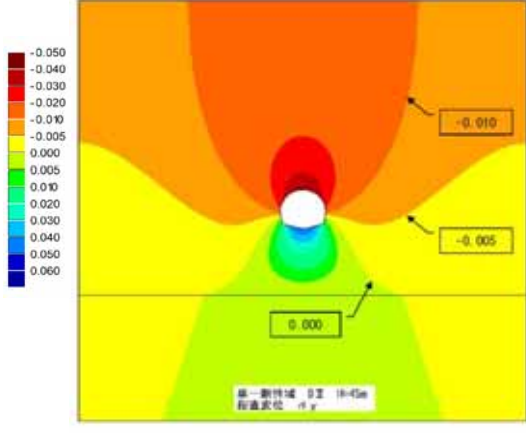
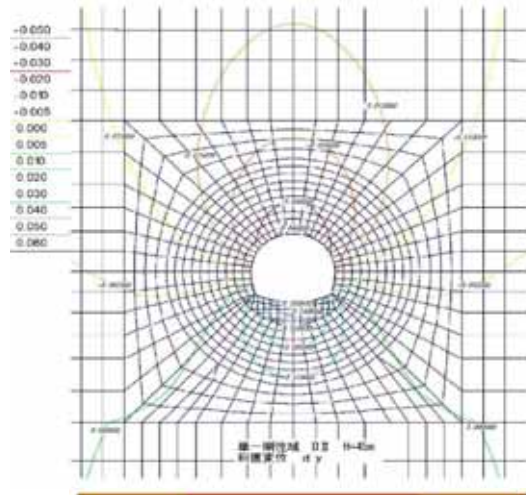
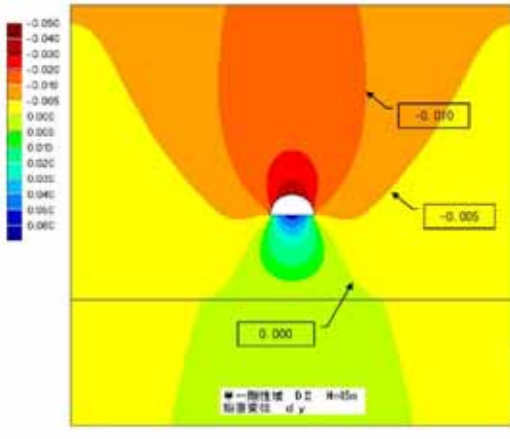
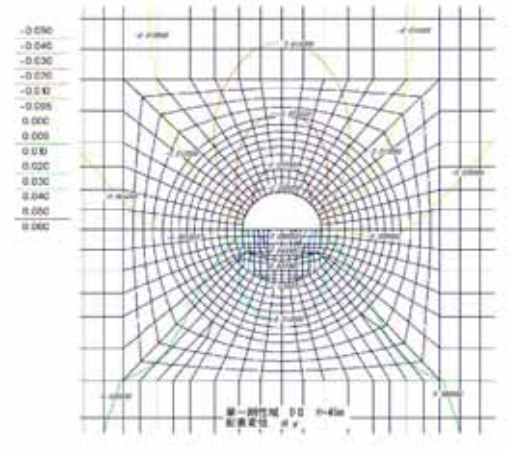


圖-13.6 1a 鉛直變位 S3,S7 (D, H=45m)

圖-13.7 2a 鉛直變位 S3,S7 (D, H=45m)

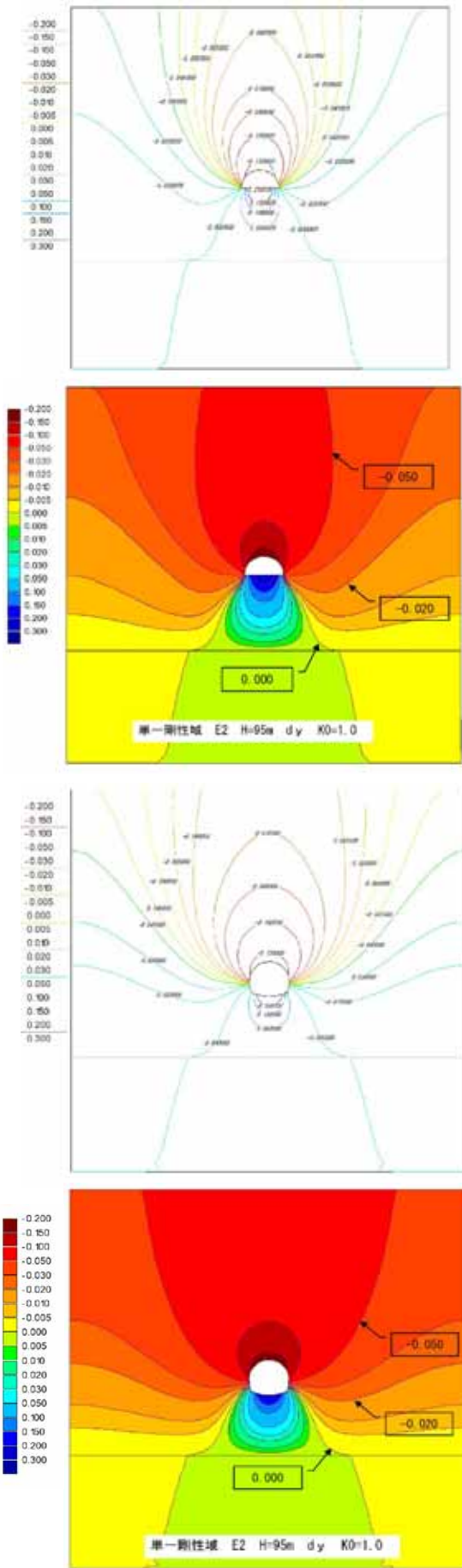


図-13.8 3b 鉛直変位 S3,S7 (E2,H=95m)

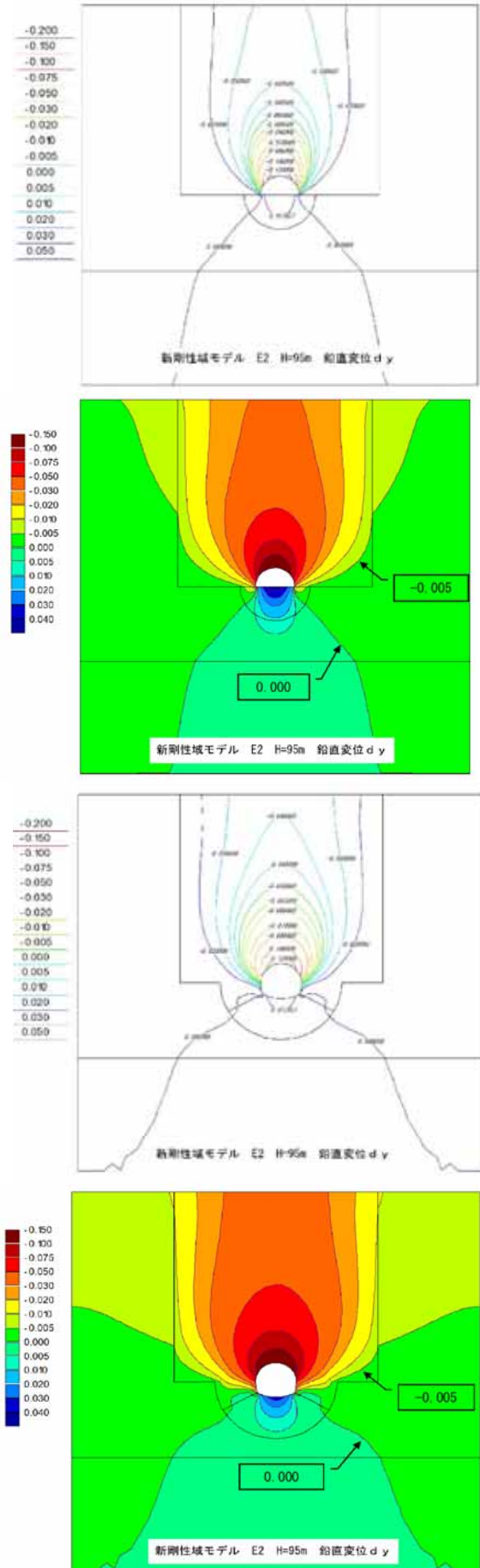


図-13.9 4b 鉛直変位 S3,S7 (E2,H=95m)

1.4. まとめ

FEMにおけるトンネル底版隆起現象のメカニズムを考慮したトンネル事前設計あるいは計測結果の再現解析におけるFEM解析の適用モデルの考え方は次のようにまとめられる。

1) トンネル掘削解放力は、管路やシールドトンネルに代表される円形断面ではトンネル全体系が断面積×単位体積重量の上向き作用力による浮かび上がりが予測される。一方、道路や鉄道のトンネルでは上半断面はほぼ半円であるが、下半は矩形断面に形状が似ており、アーチ部の下向き解放力に比較し、下半断面の上向き解放力は小さいか同じくらいの場合が多い。したがって、「FEMにおける底版隆起が天端沈下と絶対値が同じ程度に生じる現象」は、①初期地圧が計測結果によらない場合は全土被り荷重から計算され、安全側の設計がなされている、②平板載荷や孔内水平載荷試験の繰り返し載荷で認識されている剛性増加（亀裂や間隙をもつ岩盤特有の変位とともに剛性が低下する「変形係数」に対し亀裂や間隙が閉じた後の変形特性「弾性係数」の値が大きいが）が考慮されていない、すなわち載荷後の除荷時および続く再載荷時にみられる剛性増加の現象は、トンネルの初期地圧状態を載荷時に、掘削（地圧応力の解放）を除荷及び再載荷時とみなすことが出来るが、これを考慮したモデルが用いられていない、ことが要因と考えられる。

2) トンネル設計におけるFEM解析では、試験施工などで初期地圧の値が予測できる場合または地圧をB計測するトンネルの施工時を除き、一般的に全自重を第1ステップで解析し、初期地圧の応力場としてきた。しかしながら、事前設計におけるこの応力場は安全側であるが過大であり、決定される変形係数は実際より大きい可能性がある。また、矢板工法トンネルの事前設計や内面補強工設計で準用されている幅10mで3~6mの緩み荷重を採用することは、実際の地山状況が不確実なため荷重が小さく危険側となる恐れがある。したがって、実務的には、Terzaghiの土圧式や類似地山の計測結果を活用して適当な土圧高さを設定し、これに安全率を考慮する方法や、坑口部設計で行われている土被り区分（掘削幅Dを用いて硬岩1D、軟岩1.5D、土砂・脆弱地山2.0D）を準用して、設計荷重とすることが事前の数値解析として望ましいと考える。

3) 供用時の盤ぶくれ解析に底版下6.0mなどの物性低下モデル¹²⁾が使われている。これと逆の現象で、掘削時は除荷剛性により相対的に底版下の剛性増加が生じている可能性がある。実際の施工では、底版隆起が問題となることは、仮インバート等を要する膨張性地山以外では問題となっていない。おそらく、この剛性がアップする除荷剛性現象は、断面閉合後、地山の応力再配分が生じ、時間の経過とともに解消して行くのではないだろうか。この考え方で、底版直下に深さ6mないし10mのトンネル周辺地山の弾性係数の10倍の除荷剛性域を設定すると、FEM解析の結果、底版の隆起は低減するが、天端沈下量 y_1 と底版隆起量 y_2 の比率 $(-y_2/y_1)$ は50~80%程度であり、これ以下にはならなかった。

4) 実際のトンネル施工では、底版に重機が存在するため、底版の変位を詳細に計測している実績がほとんどないが、近年、開発されたインバート変位計（株）大林組⁴⁾は、センターライン下に水圧計をもつ水管を設置する方式で、インバート鉛直変位が10mm以下の収束する地山のほかに、スメクタイトを含む堆積岩で10mm~20mm程度の隆起を示す泥岩と30日で50mmを超える凝灰岩を計測した。中でも膨張性の凝灰岩地山ではインバート吹付けにより内空変位は収束したが、盤ぶくれはインバート吹付けを破壊して変位計は100m超に達したことを報告した。この論文ではインバートの初期変位速度からの最大変位の推定、およびインバート直下に仮想的な薄い応力増加領域をもつFEMモデルで、盤ぶくれを再現し対策工の評価を行っている。

これまで蛇紋岩地山では、仮インバートが8mm/日の膨張量で破壊された等の記録があり、早期断面閉合の場合は底版の隆起でインバートが破壊され10cm程度隆起した事例も報告されている。また、盃山トンネルでは、内空変位22~46cm、天端沈下10~28cmの凝灰岩(DII)で、脚部沈下18~45cmが問題となり、詳細はないがインバートにクラックを発生させた盤ぶくれが報告されている。

また、施工断面における変形余裕量は北陸新幹線・飯山トンネルでは、一次支保工で、上下半施工時に30cm、インバートで10cmとの記録があり、支保構造や施工時点の影響が大きいと思われるが、膨張性地山であっても底版の隆起量が天端沈下の1/3程度であったケースが想像される。

5) 以上の考察から、3)の除荷剛性域のモデルを再

検討し、変形係数 E01；トンネル掘削時のアーチから側壁背後の地山、E02 (=10E01)；側壁から 2D 程度以上離れた地山、および脚部あるいは下半底版から下の地山すなわちトンネル掘削の影響のない地山、として解析を行い、底版直下に E01 と E02 の中間剛性の領域を設定したところ、各ケースで地中鉛直応力分布は従来の単一剛性と類似するが、側壁から底版の鉛直変位量は抑制され、天端沈下に対する底版隆起量の比率 ($-y_2/y_1$) が 1/3 程度となることが分かった。

視点を変えると、各変形係数は次の意味合いをもつと考える。

- ・E01；トンネル周辺、すなわちトンネル側壁方向で 2D 程度の範囲及び地圧を生じさせる岩荷重高さまでが、トンネル掘削による変形係数の剛性領域で、アーチから側壁および近傍地山の変形・応力を生じさせる剛性。

- ・E02；トンネル掘削前の初期地山、あるいはトンネル掘削に影響を受けない地山の変形係数。E02=10×E01 など。

- ・E03；トンネル掘削時に応力解放の影響の少ない底版直下の地山の変形係数。E03=5×E01 など。

6) このように D II 地山 (Dfc=150MPa) 及び E2 地山 (Dfc=60MPa) を中心とした解析検討から D~E 地山の事前設計における荷重高さとしてトンネル周辺及び底版下の設定剛性について、下表に試案を示す。天端沈下、内空水平変位に底版変位を加えた統一的な再現解析を行う場合は、表の剛性域分布モデルの枠組みで、主に E03 の剛性係数 α を、経時変化を含めて検討する方法で再現できる可能性がある。

表-14.1 事前設計における荷重および剛性域モデル

地山区分	荷重高さ	上半アーチ・側壁地山 Dfc	初期地山 Dfc	底版下剛性域 Dfc
	H (m)	E01 (側方領域)	E02	E03 (深さ)
D	1.5D	E01 (1.5D)	10E01	E01 (6m)
D	2.5D	E01 (2D)	10E01	E01 (6m)
E1 E2	4~8D	E01 (2D)	10E01	E01 (10m)
E3	8D or 土被り	E01 (2D)	10E01	E01 (10m)

※地山区分；道路トンネルの例、D；トンネル掘削幅、Dfc；変形係数、E01；地山区分標準物性または原位置試験による緩みを考慮した変形係数の 1~2 倍程度、 α ；E03 の係数

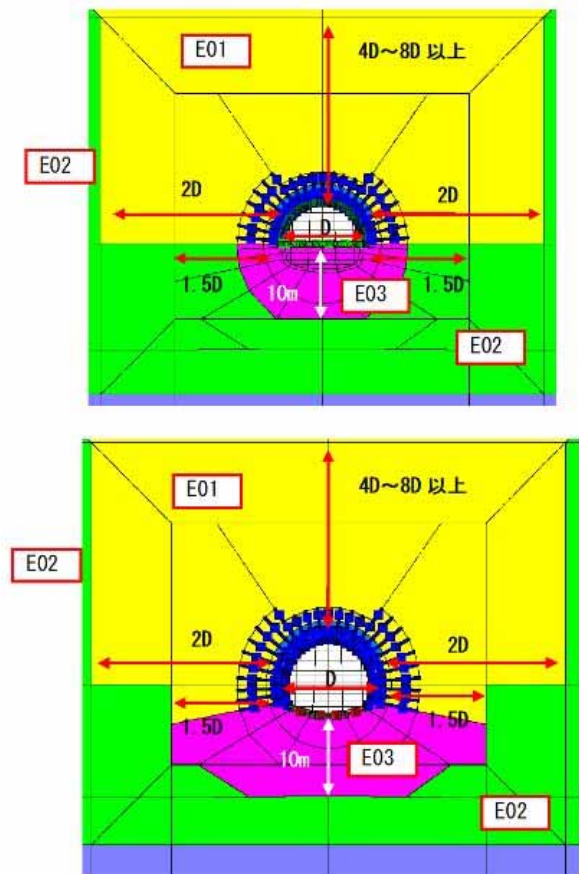


図-14.1 底版隆起を抑制した剛性域モデルの例

S.L. 掘削幅 D=11.6m

変形係数 E02 = 10E01, E03 = 5E01

参考文献

- 1) 久武勝保・山崎康裕：トンネル沈下のFEM結果に及ぼす解析領域の影響，トンネルと地下，2001. 11.
- 2) 大成建設株式会社：考え方がよくわかる設計実務7，トンネルの設計，2020.
- 3) 日本道路公団試験研究所道路研究部トンネル研究室：試験研究所技術資料第358号，トンネル数値解析マニュアル，1998.
- 4) 木梨秀雄・伊藤 哲・藤岡大輔・鈴木拓也・辻村幸治：トンネル施工中の計測にもとづく盤ぶくれの長期予測と対策工選定，第47回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，講演番号55，2020.
- 5) 建設省土木研究所トンネル研究室：土木研究所資料第3232号，トンネル掘削時地盤変状の予測対策マニュアル（案），1994.
- 6) リチャード・E. グッドマン：わかりやすい岩盤力学，大西有三訳，鹿島出版会，1984.
- 7) 伊藤淳・村西佳美・安藤知明：山岳トンネルの新技术，4-7. NATMにおける数値解析，ジェオフロンテ研究会，土木工学社，1991.

- 8) 稲葉英憲・西谷直人・手塚 洋・新田訓弘：神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る 道央自動車道嵐山トンネル，トンネルと地下，1988. 6.
- 9) 稲葉英憲・西谷直人・手塚 洋・新田訓弘：神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る（その2）道央自動車道嵐山トンネル，トンネルと地下，1989. 5.
- 10) 土木学会：山岳トンネルのインバートー設計・施

工から維持管理までー，トンネル・ライブラリー第25号，2013，p22-33.

11) 株式会社 地層科学研究所：2次元変形応力解析ソフト 2D- σ マニュアル，2002-2021.

12) 中野清人・西村和夫・砂金伸治；盤ぶくれ現象における地山特性とインバートの力学的効果に関する分析，トンネルと地下，2021. 10.

(作成 2022年10月18日)

FUNDAMENTAL STUDY OF EXCAVATION RELEASED EARTH PRESSURE, DISPLACEMENT, STRESS, THE DOMAIN OF ELASTIC MODULUS ON FEM FOR MOUNTAIN TUNNELS

Keizo Watanabe

On Mountain tunnels, almost mono-elastic condition of finite element analysis (FEM) models sometimes have bigger heaving displacements of the invert (structure floor) rather than down displacements, settlement on arch-part of lining, it so called "rebound". But this phenomenon may be different from general tunnel excavation ones. For this reason, the author carried out a fundamental study of the connection of released earth pressure on excavation and ground element displacement-stress on FEM, and investigated models on the elastic (deformation) modulus and the domain allocation of elastic modulus.

(2022.10.18)