

山岳トンネルの FEM における掘削解放力と底盤の変位，応力および地山の剛性領域に関する帰納法的考察(詳細版)

渡邊敬三¹

¹正会員 (株) 復建技術コンサルタント 経営企画部 (〒980-0012 仙台市青葉区錦町 1 丁目 7-25)

E-mail: wkeizo@sendai.fgc.co.jp

山岳トンネルの FEM では、トンネル周辺の弾性係数あるいは変形係数を同一とした単一剛性モデルの場合、天端沈下量より底盤の隆起量が大きくなる、すなわち解析上の大きなリバウンドがしばしば生じるが、この現象は実際のトンネルで起こる変形と異なる場合があると思われる。このため、トンネルにおける FEM の荷重原理とされる掘削解放力と底盤に関わる地山の変位、応力を、FEM を用いて主に帰納法的に考察し、解析上のリバウンドを抑制するための適切な地山の変形特性値の組み合わせ、およびそれらの変形特性をもつ複数の剛性領域の配置モデルを検討し、さらに盤ぶくれ現象の再現を試みた。

Key Words: finite element method, excavation released earth pressure, heaving displacement, elastic property, deformation modulus, domain allocation

1. 問題点と研究方針

山岳トンネルにおける FEM では掘削解放力¹⁾をもと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、各要素の初期地圧を第 1 ステップで鉛直応力=土被り厚×単位体積重量、水平応力=側圧係数×鉛直応力として計算する、という手法が用いられる^{2),3),4)}。

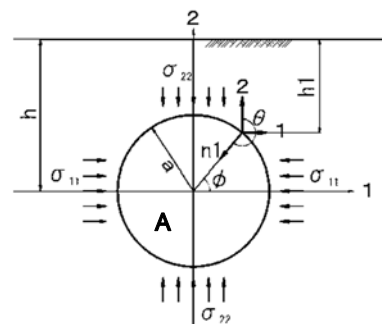
このとき、しばしば上半ベンチおよび下半底盤の隆起変形が起こり、天端沈下と同等かそれ以上の大きな値が計算される。しかし、実際の掘削現場では、天端沈下、内空水平変位、支保工脚部沈下が問題となるが、顕著な膨張性地山を除き底盤の隆起が問題となることは少ない。また、底盤が掘削機械など稼働する作業盤であることから計測が困難で、計測の報告例が極めて少ない現状にある⁵⁾。

このことから、主に FEM における変形係数と剛性領域の設定に着目した帰納法的な検討を行い、標準的な解析モデルを提案した。また、粘弾性解析による底盤隆起(盤ぶくれ)⁶⁾の再現手法例を示した。

なお、FEM 解析には 2 次元変形応力解析ソフト⁷⁾を用いた。

2. 掘削解放力の計算

トンネルの掘削解放力は 2 次元理論式によると上半および下半の掘削解放力 (P1, P2) の鉛直成分に帰するとされ、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 ΣP_y は正となり、トンネル全体として上昇合力が発生する。その大きさは図-2.1 の式 (1) で表されるとされた¹⁾。



$$\Sigma P_y = \gamma \times A \quad (1)$$

$$P1 = K_0 \cdot \gamma \cdot (h + a \cdot \cos\theta) \cdot \sin\theta \quad (2a)$$

$$P2 = \gamma \cdot (h + a \cdot \cos\theta) \cdot \cos\theta \quad (2b)$$

ここに、 γ : 地盤の単位体積重量、 A : 内空面積
 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 $n1$ と座標 2 とのなす角

図-2.1 掘削解放力の概念¹⁾ (ϕ , $h1$ 加筆)

側圧を考慮した鉛直解放力は次式で求めた。

• 当該点中心角 $\varphi = \pm \{(3\pi/2) - \theta\}$ (3)

• 当該点土被り $h1 = h - a \cdot \sin\varphi$ (4)

• 上半円の第1象限 ($0 \leq \varphi \leq \pi/2$)

$P1 = -K_0 \cdot \gamma \cdot h1 \cdot \cos\varphi$ (5a)

$P2 = -\gamma \cdot h1 \cdot \sin\varphi$ (5b)

合力鉛直成分 $Py = (P1 + P2) \cdot \sin\varphi$ (5c)

• 下半円の第4象限 ($-\pi/2 \leq \varphi \leq 0$)

$P1 = K_0 \cdot \gamma \cdot h1 \cdot \cos\varphi$ (6a)

$P2 = -\gamma \cdot h1 \cdot \sin\varphi$ (6b)

合力鉛直成分 $Py = -(P1 + P2) \cdot \sin\varphi$ (6c)

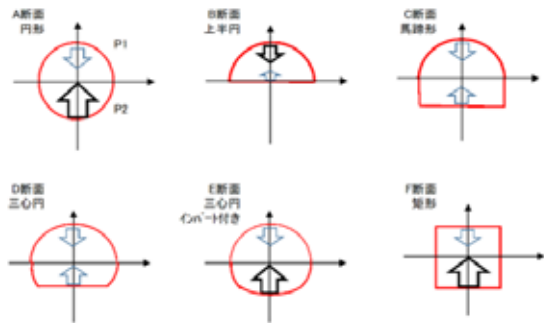


図-2.2 断面形状による掘削解放力 (矢印は模式的に力の相対的大きさを表現した)

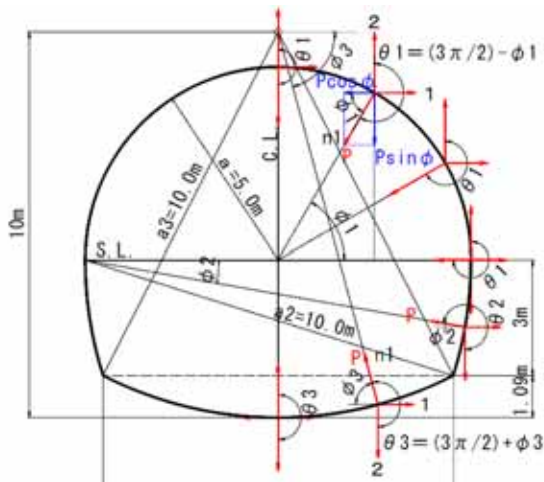


図-2.3 掘削解放力断面 (インバート付き三心円)

表-2.1 土被りによる掘削解放力 (インバート付き三心円)

諸元および集計内容	単位荷重 $\Sigma Py / D$ (kN/m ²)	
掘削幅 D(m)	10.0	
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
ΣPy 上半 / D (kN/m ²)	-1148.4	-2713.8
参考 $P = \gamma H$	-990	-2090
ΣPy 下半 / D (kN/m ²)	1299.4	2713.0
参考 $P = \gamma (H+9)$	1188	2288
Py 全断面合力(kN/m ²)	151.0	-0.8
$\gamma A / D$ (A=75.03m ²)	165.1	165.1

※地山の単位体積重力 $\gamma = 22\text{kN/m}^3$

これらの修正式を用い、円形、上半円、馬蹄形、三心円、三心円+インバートおよび矩形の各断面について、中心角5度刻みで表計算を行い、掘削解放力を上半、下半に分けて算出した。計算の結果、掘削解放力は、土被り圧、側圧係数および断面形状に影響されることが分かる(図-2.2)。計算した掘削解放力は後述する FEM の解析結果において地中応力分布の評価に用いた(図-2.3, 表-2.1)。

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モデル(図-3.1)を用いて、天端沈下、底盤隆起、側壁部の水平内空変位を FEM 解析した。地山物性値は表-3.1 に示す B~D II までの標準的な物性値^{3), 4)}を基本とし、E (E1~E3) 分類の物性値を仮定した。

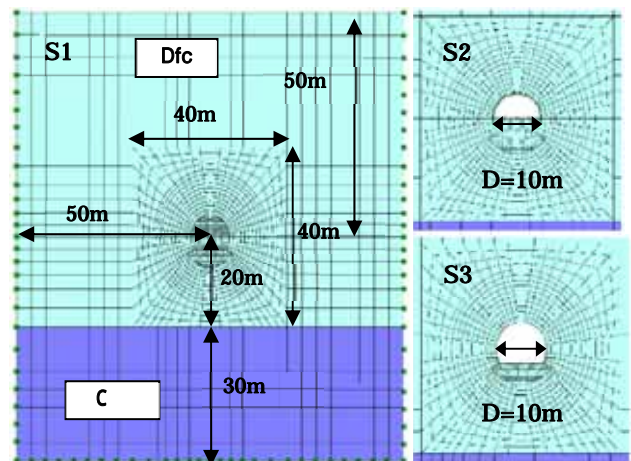


図-3.1 FEM モデル (解析領域 100m×100m)

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

表-3.1 地山区分の一般的な物性値^{3), 4)}

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

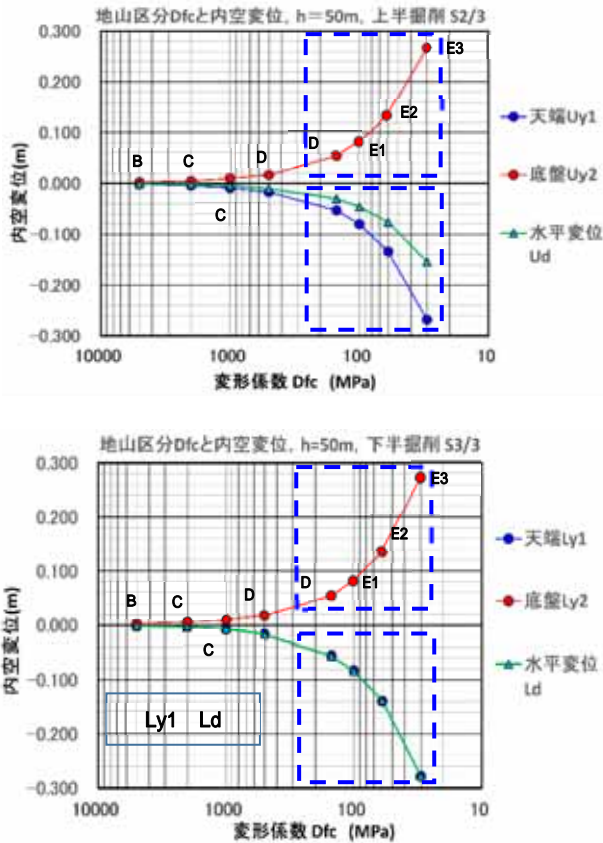


図-3.2 地山区分物性毎の内空変位等

地山の変形係数に関わらず、土被り 50m で素掘りトンネルの条件では、全地山区分で天端沈下量 y_1 と底盤隆起量 y_2 はほぼイコールである。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 (図-3.2)。

下半掘削 S3 における変位は、D I で天端沈下 -17mm、底盤隆起 +18mm、水平内空変位 -18mm、D II で天端沈下 -55mm、底盤隆起 +55mm、水平内空変位 -56mm、E1～E3 で天端沈下 -83～-278mm、底盤隆起 +82～+272mm、水平内空変位 -84～-278mm と計算された。このため、標準的な物性値のもとで、施工上問題視される変位量 50mm 以上となるのは、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。

4. 底盤変位を抑制する解析手法

D II 地山、土被り 50m のモデルで、上半および下半掘削時に底盤に荷重を加えると、载荷する等分布荷重が 5～10m 以下の掘削断面高さ程度では変位量比 $(-y_2/y_1) = 0.7 \sim 0.9$ と影響が小さい。载荷重 $P =$ 上半盤 40m～下半盤 43.5m $\times 22\text{kN/m}^3 = 880 \sim 960\text{kN/m}^2$ (掘削解放応力の約 80%) の場合に底盤の

表-4.1 底盤への追加载荷重による変位量比

項目	底盤载荷重の高さ		
	掘削断面高	土被り高 0.4h	土被り高 0.8h
荷重高さ H(m)	上半 5.0 下半 8.5	20	40
载荷重 P(kN/m ²)	上半 110 下半 187	440	880
天端沈下 y_1 , 底盤隆起 y_2 (mm)	上半 -57, 50 下半 -61, 49	-62, 29 -64, 30	-68, -1 -68, -4
変位量比 $(-y_2/y_1)$	0.8～0.9	0.47	-0.02～ -0.06

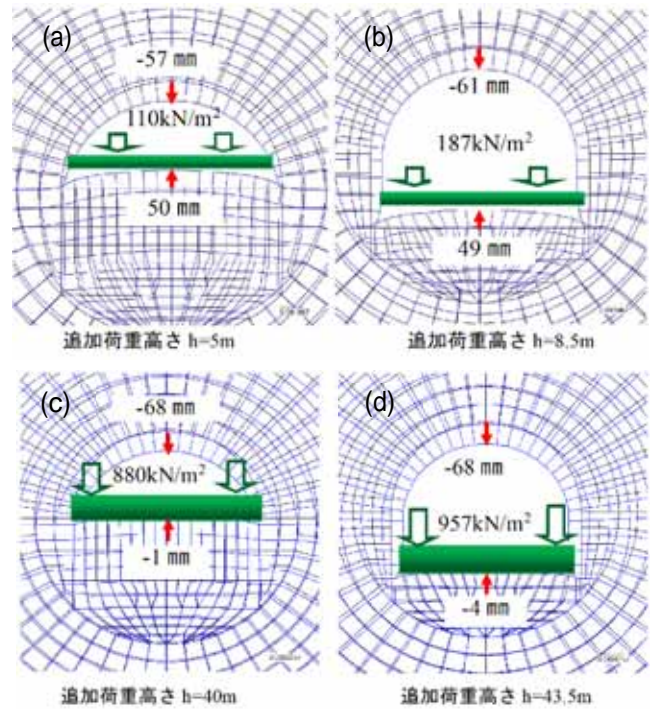


図-4.1 底盤への追加载荷重による鉛直変位

鉛直変位がほぼゼロになり、底盤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。またこの 1/2 の $P = 440 \sim 520\text{kN/m}^2$ で、底盤隆起 (+30 mm) が天端沈下 (-60 mm) の 1/2 になる傾向が分かった (表-4.1, 図-4.1)。このように、底盤隆起量を抑制するために底盤に载荷する方法では、载荷重が大きく現実的ではないため、次に地山荷重の設定および各変形係数をもつ地山剛性領域の分布を検討する。

5. 除荷剛性の考察

亀裂を伴う岩盤における载荷試験は、繰り返し荷重 (载荷-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

(Schneider,1967)⁸⁾ (図-5.1). 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.

解析モデルは除荷剛性部⁹⁾を底盤下 $W=10m$ の領域とし (図-5.2), 3章のD IIモデルをベースに, トンネル周辺地山の変形係数を D_{fc} , 底盤直下の除荷時変形係数を E_r として, $E_r/D_{fc}=1\sim 100$ に変化させて解析した. この結果, ①除荷剛性が $10\times D_{fc}$ では底盤隆起は40%と小さくなり, 内空変位は80%に減少する, ②底盤変位, 水平変位いずれも, $E_r/D_{fc}=10$ 前後以上で一定となる傾向が分かった (図-5.3). 以上から底盤下除荷剛性の初期剛性に対する向上比率は $E_r/D_{fc}\leq 10$ を制約条件とした.

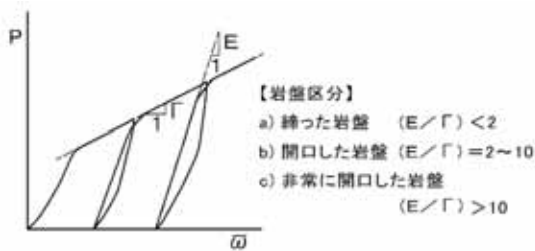


図-5.1 平均載荷圧 P と平均変位 ω グラフ⁸⁾

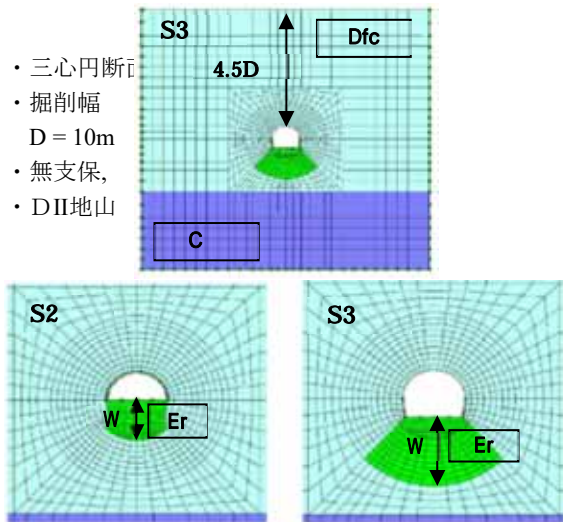


図-5.2 解析モデル (除荷剛性深さ $W=10m$)

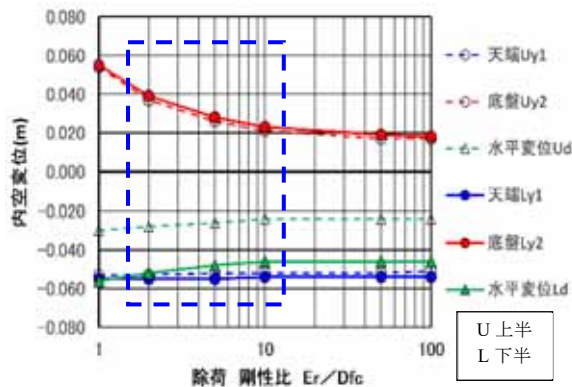


図-5.3 除荷剛性 (剛性アップ) による内空変位 (DII地山, 土被り $H=45m$)

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, 道路トンネルの標準的断面D IIの支保である鋼製支保工 (H150) と吹付けコンクリート ($t=20cm$) 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).

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 $H=9.5D, 4.5D, 2.5D, 1.5D$ すなわち $H=95m, 45m, 25m, 15m$ (S.L.基準で $h=100m, 50m, 30m, 20m$) の4ケースとした.

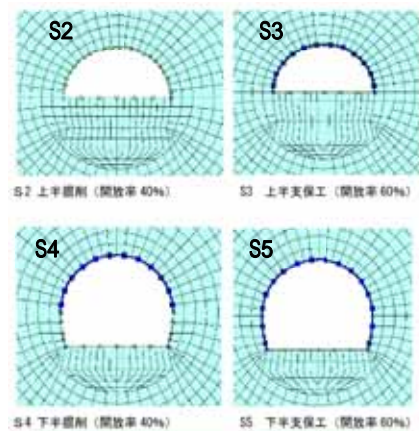


図-6.1 解析施工ステップ (掘削幅 $D=10m$)

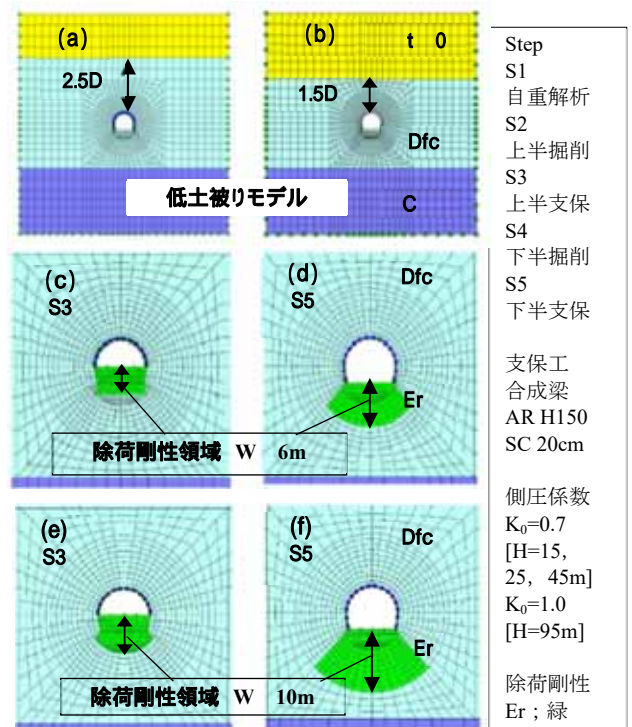


図-6.2 除荷剛性領域解析モデル (掘削幅 $D=10m$)

- 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 (図-6.2,(a),(b)).
- ③ 除荷剛性；除荷剛性比は $E_r/Dfc = 10$ とし、その領域の掘削底盤下の深さを $W \approx 6m$ と $W \approx 10m$ の2ケースとした (図-6.2,(c)~(f)).

解析結果は次のように評価される (図-6.3, 6.4).

- 1) 土被りおよび側圧係数 ($H=95m, k_0=1.0$; $H=45m, 25m, 15m$; $k_0=0.7$) \times 除荷剛性域 ($W=6m, 10m$) の8ケースで、底盤鉛直変位量 y_2 および天端沈下量 y_1 に対する変位量比 ($-y_2/y_1$) は、いずれのケースも除荷剛性域 10m で最も小さい。
- 2) 変位量比 ($-y_2/y_1$) は土被りと負の相関を示し、47~100%の範囲にある。底盤隆起量 y_2 は天端沈下の約1/2より小さくならない。
- 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は、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。

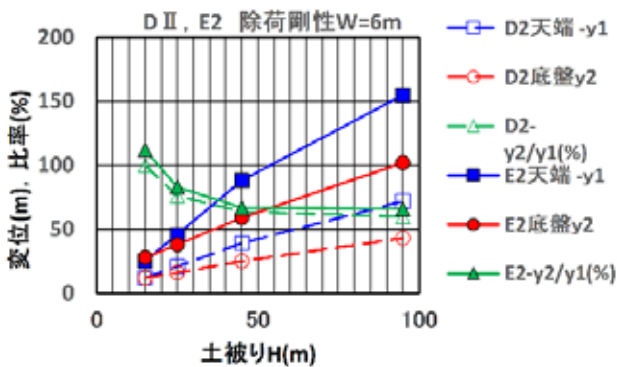


図-6.3 除荷剛性領域 $W \approx 6m$ の最終変位量

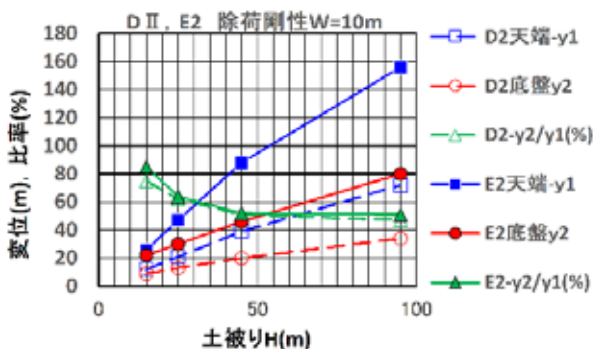


図-6.4 除荷剛性領域 $W \approx 10m$ の最終変位量

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蛇紋岩区間の計測工実績^{10),11),12)}を参考に、事前に再現解析を行った (図-7.1, 表-7.1). 次に、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③ $W=10m$ の3ケースの解析を行った (図-7.2). 地山は膨張性葉片状蛇紋岩 (E地山) で、単位体積重量 $23kN/m^3$, 変形係数 $E01=150MPa$, 粘着力 $C=200kN/m^2$, 内部摩擦角 15° , 側圧係数 $K_0=1.14^{10)}$, 底盤下除荷剛性 $E02=10 \times E01$ とし、弾塑性解析 (Drucker-Prager 則) を行った。

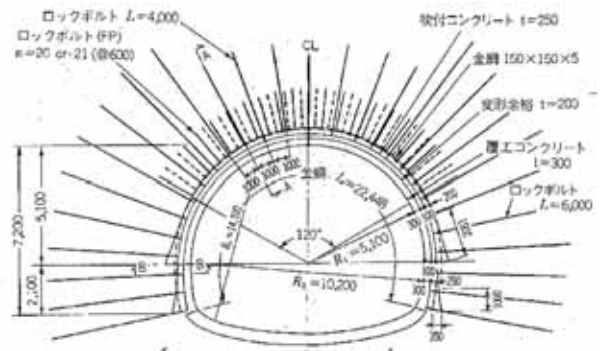


図-7.1 嵐山 TN 支保パターン図 DV-A¹¹⁾ ($D = 11.6m$)

表-7.1 支保部材の物性値

Materials	E (kN/m ²)	A (m ²)	Ix (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, Ix:断面二次モーメント

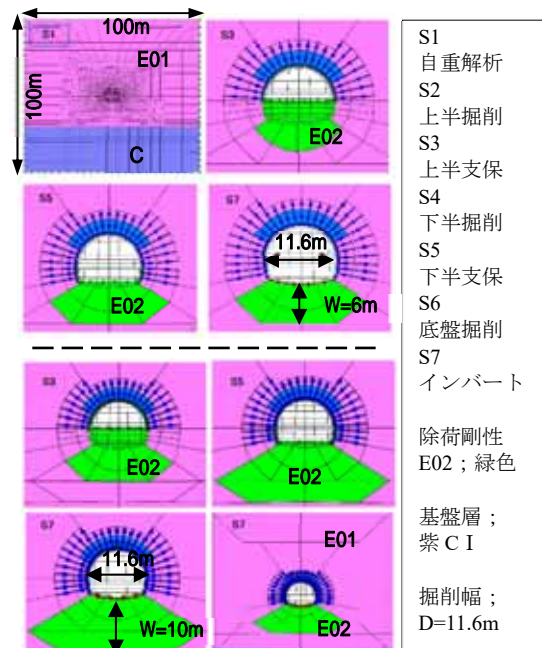


図-7.2 除荷剛性モデル (解析領域 $100m \times 100m$)

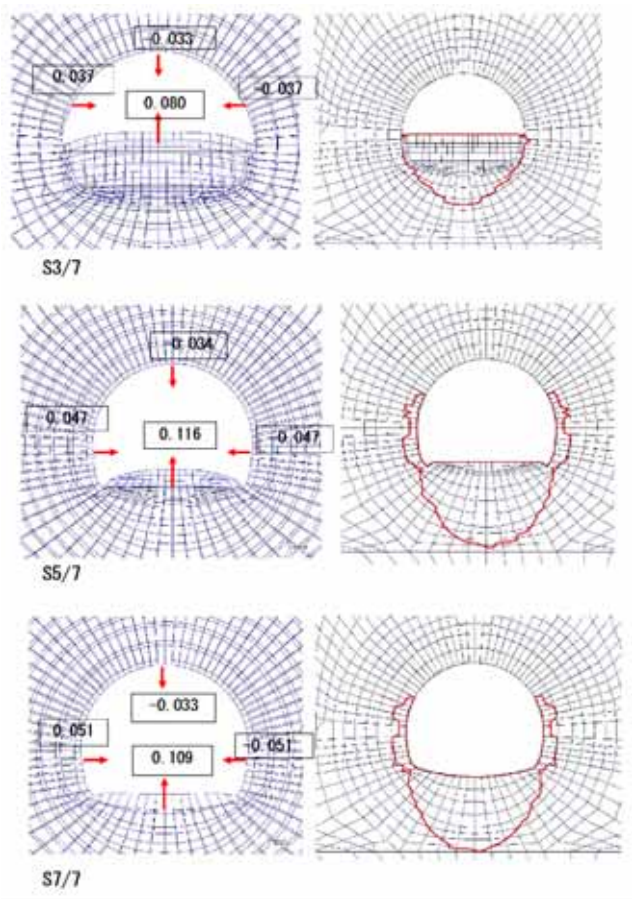


図-7.3 単一剛性の変形図と破壊域 (赤枠)

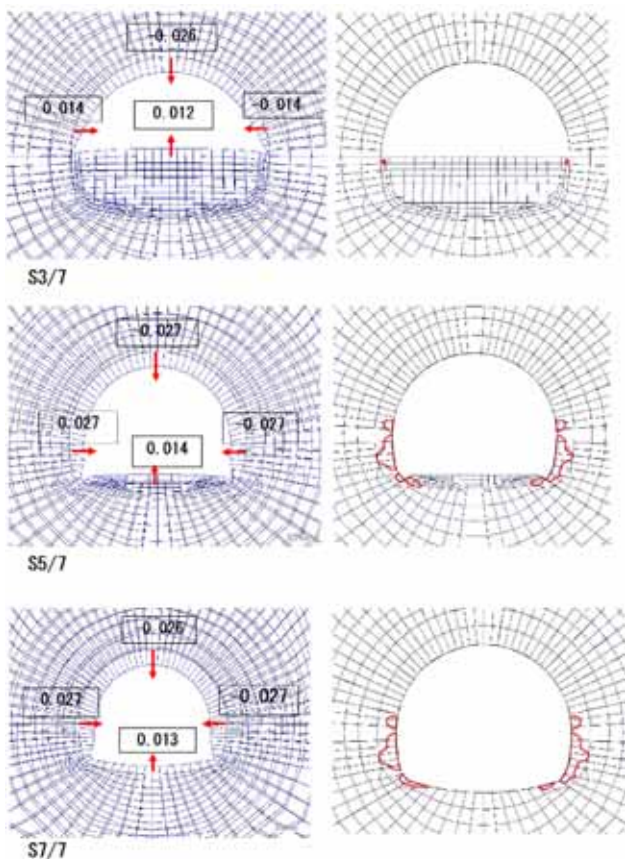


図-7.4 除荷剛性域 W=10m の変形図と破壊域 (赤枠)

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: 底盤隆起, d: 内空水平変位
 無: 除荷剛性なし, W6m: 底盤下除荷剛性 W=6m,
 W10m: 底盤下除荷剛性 W=10m

解析結果の概要は次の通りである (表-7.2)。

- 1) 除荷剛性 (向上) が無い単一剛性の場合には, 天端沈下 $Y1=33\text{mm}$ に対し, 底盤隆起 $Y2$, 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 (図-7.3)。
- 2) 除荷剛性 (向上) がある場合は剛性向上域が $W=6\text{m}$, $W=10\text{m}$ 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, 底盤隆起と天端沈下との変位量比 ($-y2/y1$) は前者が約 0.7 で後者が約 0.5 であり, やや違いがある (図-7.4)。
- 3) 底盤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盤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 インバート工では変位の違いが少ない。

8. 剛性領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, 望ましい剛性域分布を検討した。解析条件は, ①土被り $H=45\text{m}$ (トンネル中心 S.L. から 50m), ② [黄色領域] $E01=150\text{MPa}$; トンネル掘削の影響で低下したトンネル周辺 [掘削の『影響領域』と仮称する] の地山変形係数, ③ [緑色領域] $E02=1500\text{MPa}$; 掘削前の本来の地山変形係数 $E02=10 \times E01$, とした。なお, 各モデル共通で S.L. から $20 \sim 50\text{m}$ 下までを基盤岩 (CI クラス) とみなし, 変形係数 (CI) $=2000\text{MPa}$, とした (図-8.1~8.6, 表-8.1)。

ケース A は, 掘削後のトンネル周辺と底盤下 10m までの剛性 $E01$ を初期地山の剛性 $E02$ の $1/10$ とした。A (側方の影響領域 $W=1.5D$) および Ab (側方

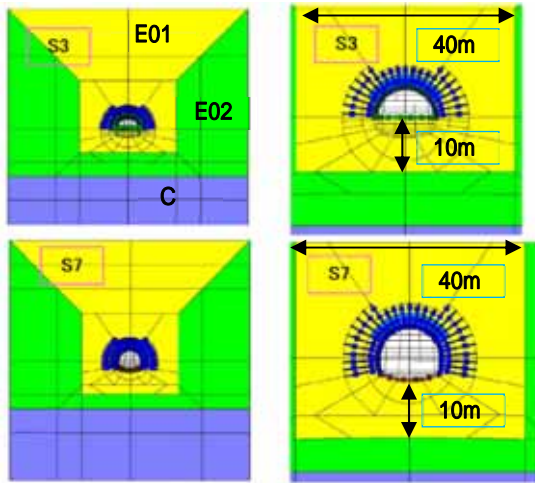


図-8.1 ケースA (上 S3, 下 S7) 側方 1.5D

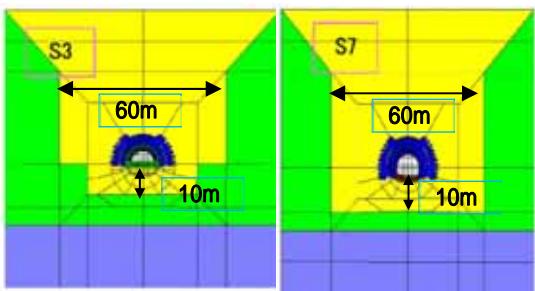


図-8.2 ケースAb (上 S3, 下 S7) 側方 2D

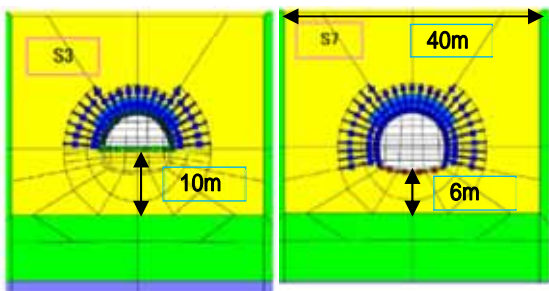


図-8.3 ケースB (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

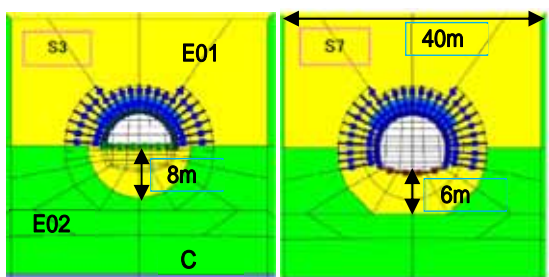


図-8.4 ケースC (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

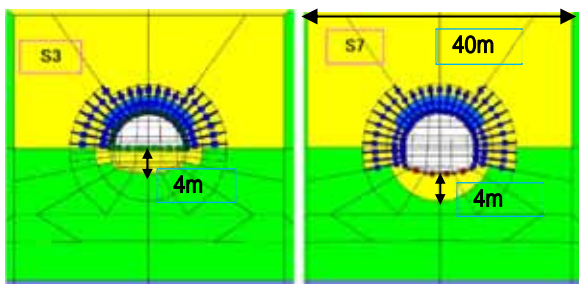


図-8.5 ケースD (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

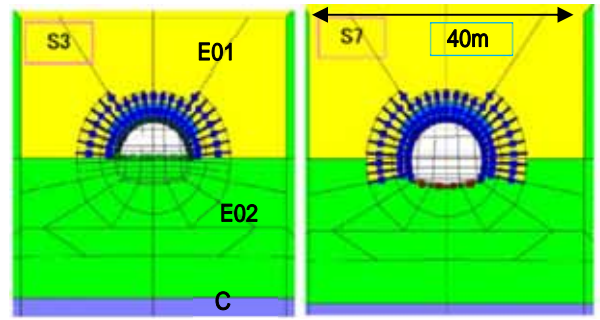


図-8.6 ケースE (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D, 2D

表-8.1 予備解析結果 (H=45m)

Case, Step	y 1(m)	y 2(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	-0.033	0.050	1.52	-0.032
S7	-0.036	0.046	1.28	-0.064
D .S3	-0.032	0.030	0.94	-0.032
S7	-0.036	0.023	0.64	-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: 底盤隆起, d: 内空水平変位
 添え字 b の無いケースは掘削影響領域 (E01) 幅 1.5D,
 b のあるケースは側方の掘削影響領域 (E01) 幅 2D

の影響領域 $W=2D$) とともに底盤隆起/天端沈下 ($-Y2/Y1$) は上半支保 S3 で 2.1, インバート工 S7 で 2.4~2.5 となり著しく底盤が隆起する。Ab は A に比較し、天端沈下はほぼ同じであるが、最終的に底盤隆起が 6%、内空水平変位が 9% 増加した。

ケース A と E で側方の影響領域を 1.5D 及び 2D として解析した結果を検討する。上半のアーチ周辺の挙動は、掘削後の影響領域の変形係数 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影響領域 (E01) が側方 2D の場合、1.5D の場合の 7~9% 増加する。側方の剛性は天端沈下には影響せず、底盤変位は主に底盤の剛性に影響される。

各ケースの結果を概観すると、底盤下に影響領域 (E01) が分布するケース A~C では天端沈下量の 130%~250%、ケース D では 65% の底盤隆起が発生する。この影響領域 (E01) がゼロの場合 (ケース E)、変位量比 ($-y2/y1$) が 30% を切るが、天端沈下も 20% 減少するため、下半掘削の影響領域 (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した。

9. 剛性領域検討のための本解析

(1) 土被り H=45m の場合 (図-9.1～9.3, 表-9.1)

予備解析ケースDでは底盤隆起量が天端沈下の約65%以上であったが、目標値30%程度として、下半の除荷剛性領域に初期地山の変形係数 E02 の 1/2 とする E03 を設けて検討した。したがって、地山物性値は次の4種類とした。① [黄色領域] E01 = 150MPa; トンネル掘削の影響で低下したトンネル周辺の地山変形係数, ② [緑色領域] E02 = 10 × E01 = 1500MPa; 掘削前の本来の地山変形係数, ③ [赤桃色領域] E03 = 5 × E01 = 750MPa; 掘削底盤直下の除荷剛性領域の変形係数, ④ [紫色領域] 各モデル共通基盤岩 E = 2000MPa; C I クラスの変形係数。

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、上下半ともに底盤下の除荷剛性領域 E03 を第三系泥岩地山程度の W=4m とした結果、天端沈下 30mm に対し底盤隆起は 10mm 以下と小さく、底盤隆起/天端沈下の変位量比 ($-y_2/y_1$) が 0.23 ~ 1/3 となった。

ケースGはケースFより底盤の剛性領域 E03 を多少大きくした。すなわち上半底盤で W=8m, 下半底盤で 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、底盤隆起は 1.3 倍となり、($-y_2/y_1$) が 0.31~0.41 となった。

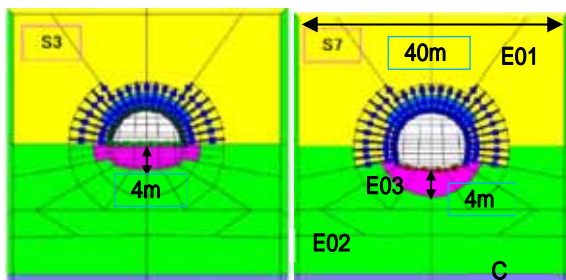


図-9.1 ケースF (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

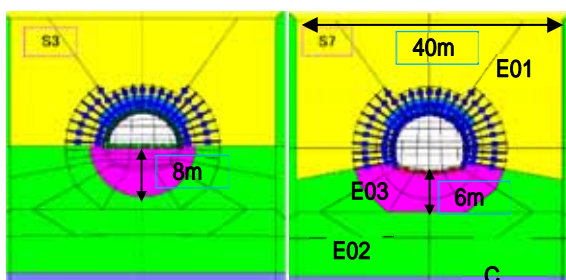


図-9.2 ケースG (左 S3, 右 S7) 側方 1.5D

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、天端沈下と底盤隆起はほぼ同値で底盤隆起/天端沈下 ($-y_2/y_1$) の最終値が 1/3 以下となった。一方、内空水平変位は最大 4% ほど増加する。

(2) 土被り H=95m の場合 (図-9.4, 表-9.2)

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、底盤下の除荷剛性領域 E03 は、HFb で Fb と同じ W=4m とし、HGb で Gb と同じ W=6~8m とした。HHb はさらに底盤下の除荷剛性領域を 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、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。天端沈下量に対する底盤隆起量は HFb と HGb のケースで最終的に

表-9.1 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: 底盤隆起, d: 内空水平変位
 添え字 b の無いケースは掘削影響領域 (E01) 幅 1.5D,
 b のあるケースは側方の掘削影響領域 (E01) 幅 2D

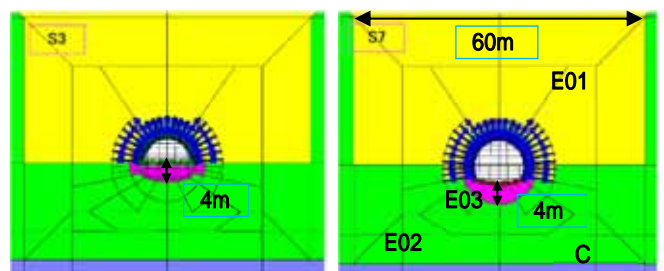


図-9.3 ケースFb (左 S3, 右 S7) 側方 2D

表-9.2 本解析結果(H=95m)

Case, Step	y 1(m)	y 2(m)	-y 2 / y 1	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: 底盤隆起, d: 内空水平変位
添え字 b; 側方の掘削影響領域(E01)幅 2D

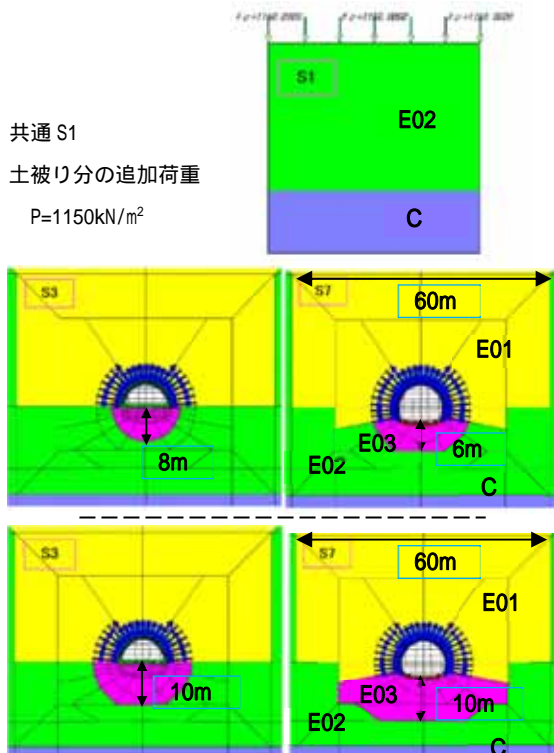


図-9.4 上段 土被り H=95m の追加荷重 S1,
中段 ケース HGb, 下段 ケース HHb

($-y2/y1$) $\leq 1/3$ をクリアしている。底盤直下の剛性域 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、底盤隆起量は 23~28mm で、($-y2/y1$) は 0.37~0.41 で 1/3 をやや超える。

10. 新しい剛性領域モデルの提案

前章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章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 で底盤にインバートコンクリート(t=0.50m)を設けた(表-10.1~10.4)。

表-10.1 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	DII, 単一剛性	1a	1b
2	DII 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-10.2 DII 地山の物性値

項目	単位	E01	E02	E03	基盤 CI
γ_t	kN/m ³	22	22	22	24
Dfc	MPa	150	1500	750	2000
ν	-	0.35	0.35	0.35	0.3
C	kN/m ²	200	200	200	2000
ϕ	°	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-10.3 E2 地山の物性値

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

表-10.4 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
ν	MPa	0.3	0.3	0.3	0.3
I _x	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, ν : ポアソン比, A: 有効断面積, I_x: 断面二次モーメント

解析条件は、土被り H=45m および H=95m, 側方 E01 幅=2.0D とし、底盤下除荷剛性領域 E03 を DII 標準物性で 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(図-10.1~10.2)。

なお、土被り H に対する側圧係数 K₀ は、20m < H < 75m のとき K₀=0.01×H+0.25, 75m < H のとき K₀=1.0 の経験式^{2),3)}により、土被り H=45m のときに、K₀=0.7, 土被り 95m のときに、K₀=1.0 を採用した。

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、底盤隆起量/天端沈下量(-y2/y1)の絶対値は 1.2~1.4 であり、底盤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-10.5~10.8, 図-10.3~10.6)。

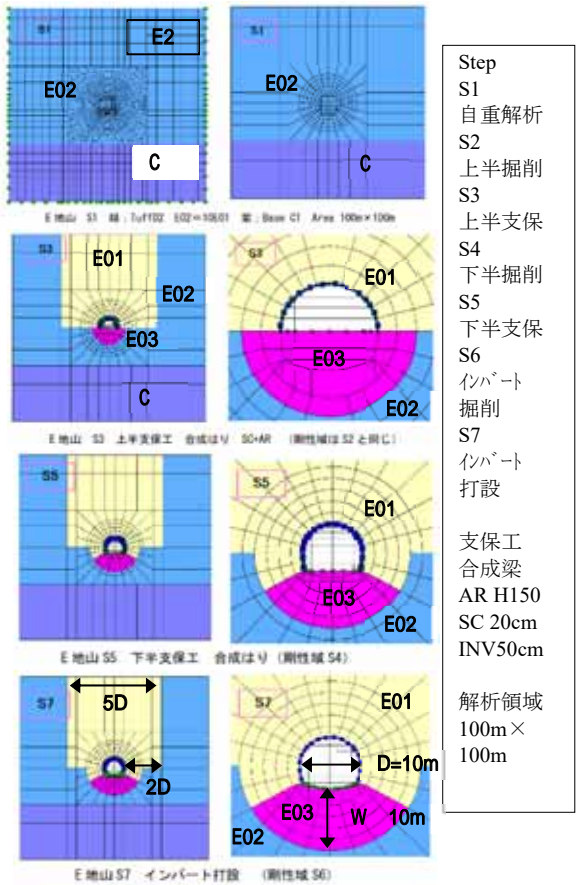
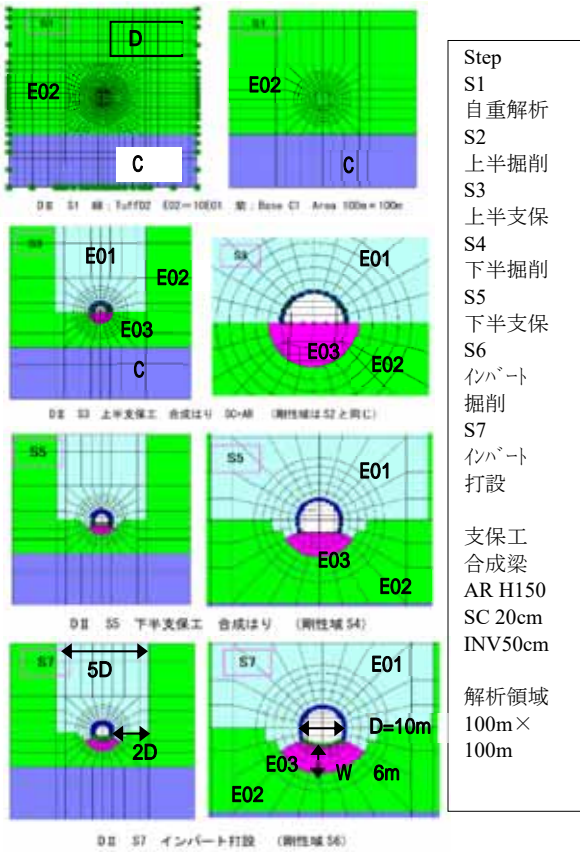


表-10.5 内空変位等, D II 地山 (H=45m): $K_0=0.70$ [2a]

Case, Step	y 1(m)	y 2(m)	- y 2/ y 1	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-10.6 内空変位等, D II 地山 (H=95m): $K_0=1.0$ [2b]

Case, Step	y 1(m)	y 2(m)	- y 2/ y 1	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

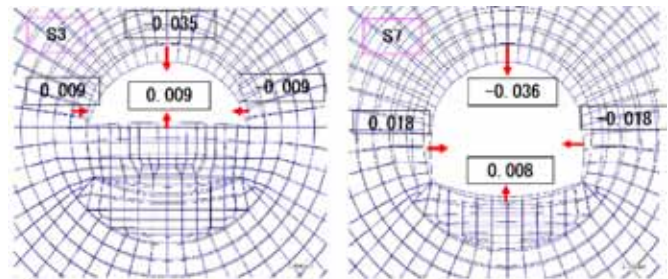


図-10.3 変形図, D II 地山 (H=45m): $K_0=0.70$ [2a]

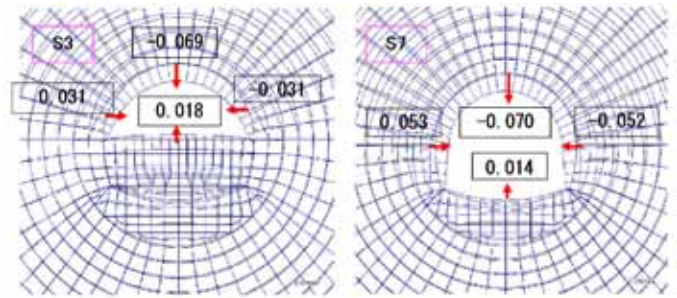


図-10.4 変形図, D II 地山 (H=95m): $K_0=1.0$ [2b]

表-10.7 内空変位等, E2 地山 (H=45m): $K_0=0.70$ [4a]

Case, Step	y 1(m)	y 2(m)	- y 2/ y 1	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-10.8 内空変位等, E2 地山(H=95m):K₀=1.0 [4b]

Case, Step	y 1(m)	y 2(m)	- y 2 / y 1	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

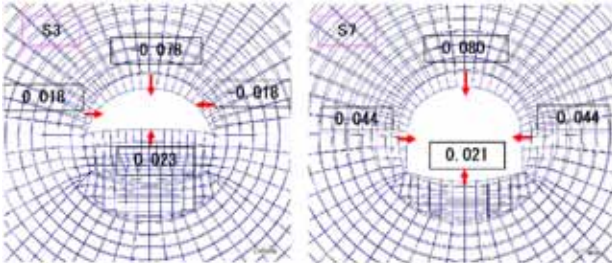


図-10.5 変形図, E2 地山(H=45m):K₀=0.7 [4a]

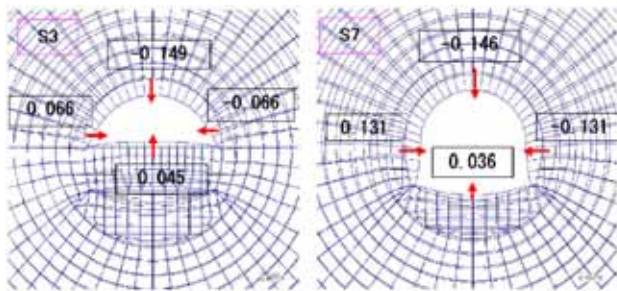


図-10.6 変形図, E2 地山(H=95m):K₀=1.0 [4b]

11. 新しい剛性領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

先に求めた掘削解放力（表-11.1）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盤下 $20m=2D$ (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（図-11.1）。

表-11.1 トンネル掘削解放力（インバート付き三心円）

集計内容	単位荷重 $\Sigma P_y / 2a$ (kN/m ²)	
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
ΣP_y 上半 / D (kN/m ²)	-1148.4 [-1150]	-2713.8 [-2700]
参考 $P=\gamma H$ (kN/m ²)	-990	-2090
ΣP_y 下半 / D (kN/m ²)	1299.4 [1300]	2713.0 [2700]
参考 $P=\gamma(H+9)$ (kN/m ²)	1188	2288
ΣP_y 全断面合力	151.0	-0.8

※R1=5.0m, 下半高 4.1m, D=10m, $\gamma=22\text{kN/m}^3$, [概略値]

- 土被り H=45m, K₀=0.70 のとき（図-11.3, 11.4）
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と掘削底盤下深度 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っている。この傾向は、新しい剛性域モデルで多少応力コンタが乱れるもの、地中応力は新しい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, K₀=1.0 のとき（図-11.7, 11.8）
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、底盤下の鉛直応力の低下が底盤から 20m 以深まで生じている。

2) 地中変位

鉛直変位 d_y コンタ図を検討した。この結果、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、底盤の隆起に至っている。（図-11.2上,11.5,11.9）。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 5 倍ないし 10 倍であるため、著しく変位が小さい（図-11.2下,11.6,11.10）。

3) 底盤下の地中応力低下部の深さ

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 章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、底盤下は 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、底盤の隆起、リバウンドを抑制するためには底盤下の剛性の向上が必要条件であることが確認された。

土被り $H=45\text{m}$ のとき、表-11.1 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、底盤からの深さを D_c (m) とすると次の傾向がある (表-11.2, 図-11.3~11.4)。

- $D_c(1a) \approx D_c(3a)$; 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。
- $D_c(2a) < D_c(4a) < D_c(1a)$, $D_c(3a)$; 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。

土被り $H=95\text{m}$ のとき、表-11.1 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 -2500kN/m^2 コンタに着目し、底盤からの深さを D_c (m) とすると、 $H=45\text{m}$ の場合と同様に次の傾向がある (表-11.3, 図-11.7~11.8)。

- $D_c(1b) \approx D_c(3b)$; 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。
- $D_c(2b) < D_c(4b) < D_c(1b)$, $D_c(3b)$; 新しい3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-11.2 底盤下鉛直応力低下深さ ($H=45\text{m}$)

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

表-11.3 底盤下鉛直応力低下深さ ($H=95\text{m}$)

Case	地山区分	鉛直応力コンタ $P_y=-2500\text{kN/m}^2 / -2700\text{kN/m}^2$ までの深さ $D_c(\text{m})$		
	剛性域	上半支保 S3 底盤下	下半支保 S7 底盤下	下半支保 S7 S.L. 下
1b	DII, 単一剛性域	22.8 / 28.4	19.3 / 24.7	23.4 / 28.8
2b	DII, 3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, 3剛性域	21.9 / 27.5	17.6 / 23.4	21.7 / 27.0

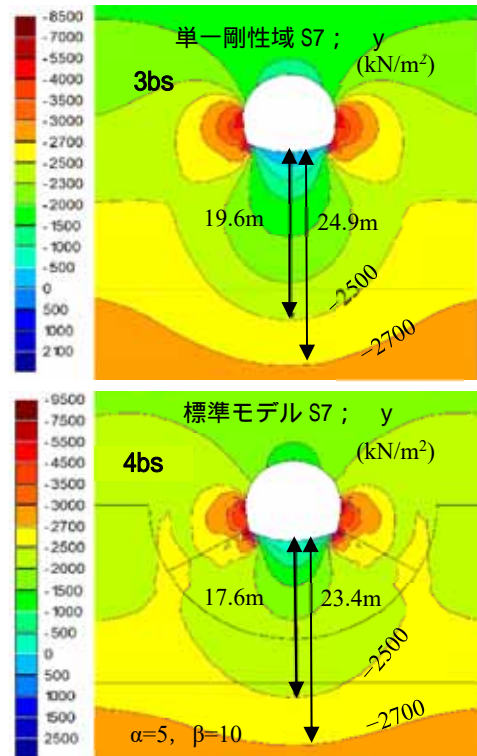


図-11.1 3b および 4b の鉛直応力 s [鉛直応力 (下向き) は 3bs, 4bs 共に底盤下約 2D まで低下している]

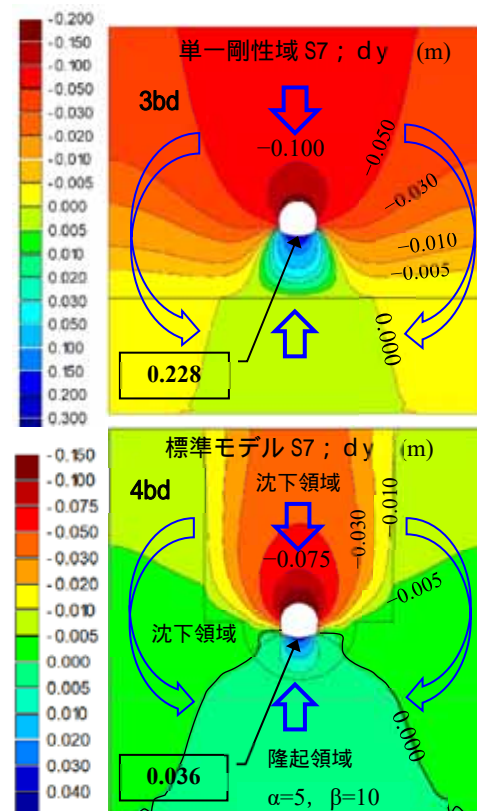


図-11.2 3b および 4b の鉛直変位 d [鉛直変位分布は 3bd に比較し 4bd では側壁横領域および底下領域で著しく抑制される]

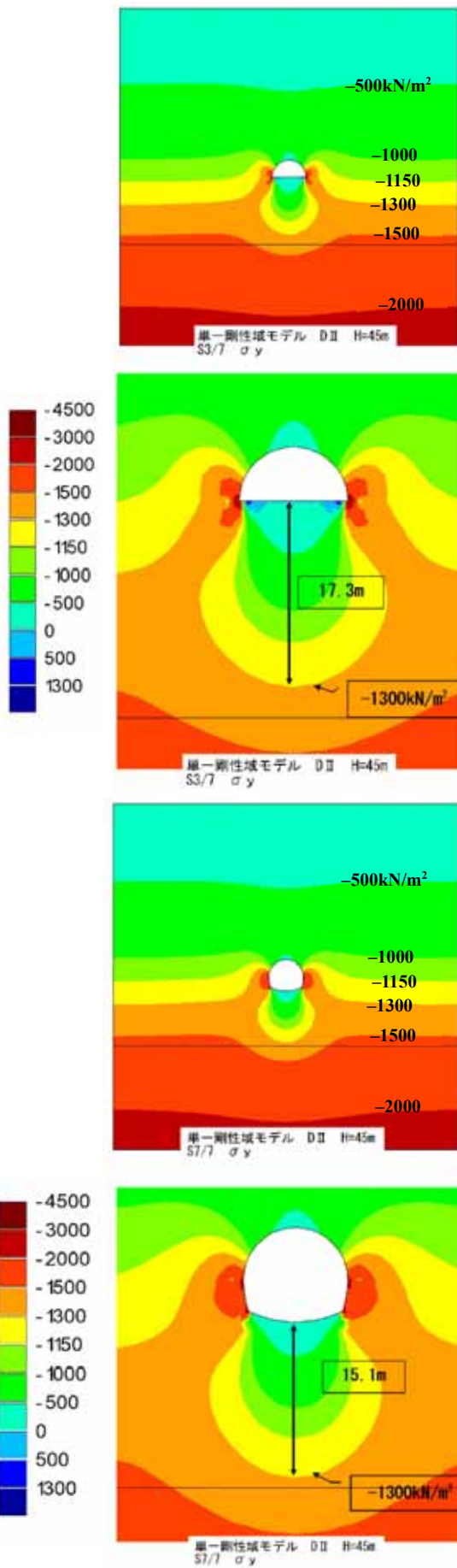


図-11.3 1a 鉛直応力 S3, S7 (D II, H=45m)

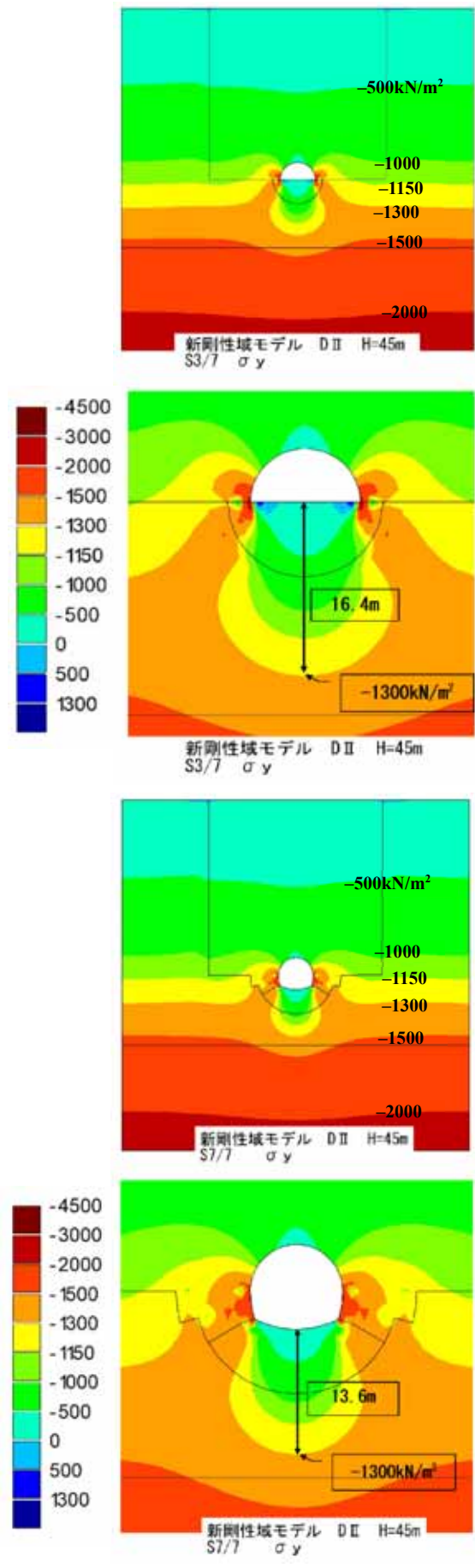


図-11.4 2a 鉛直応力 S3, S7 (D II, H=45m)

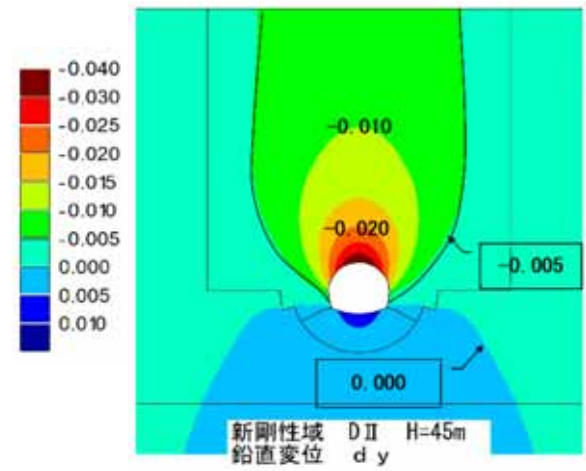
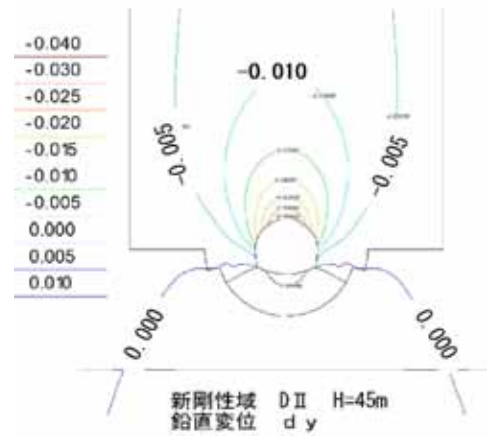
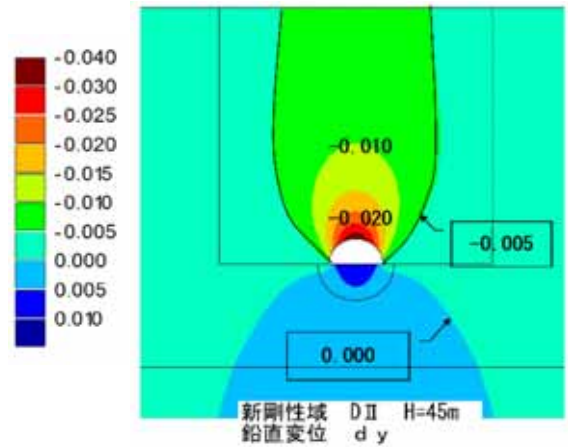
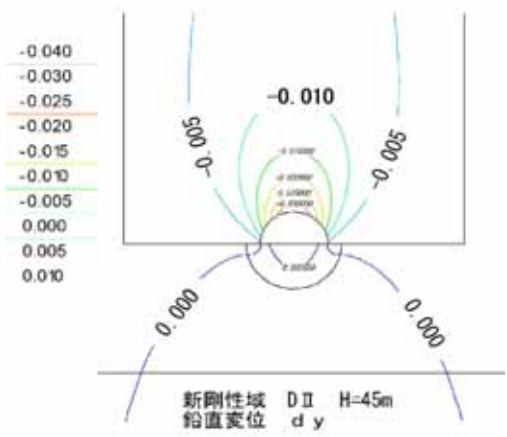
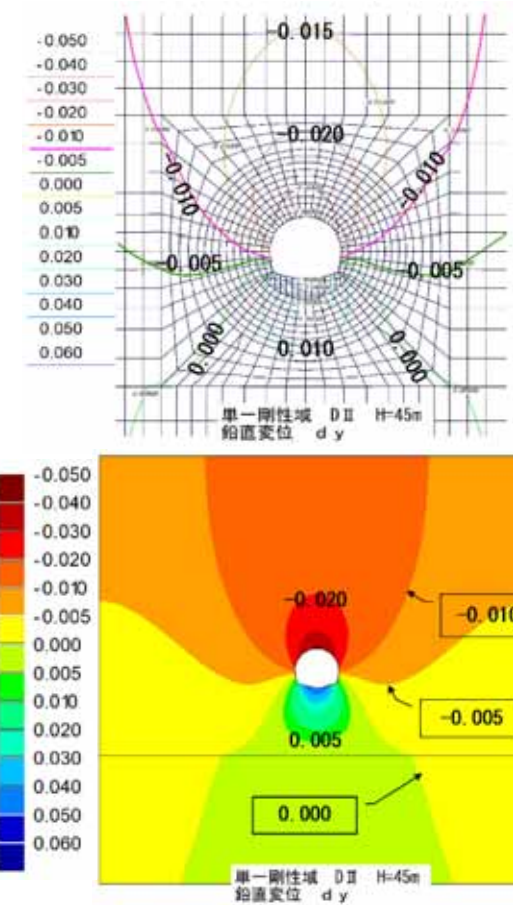
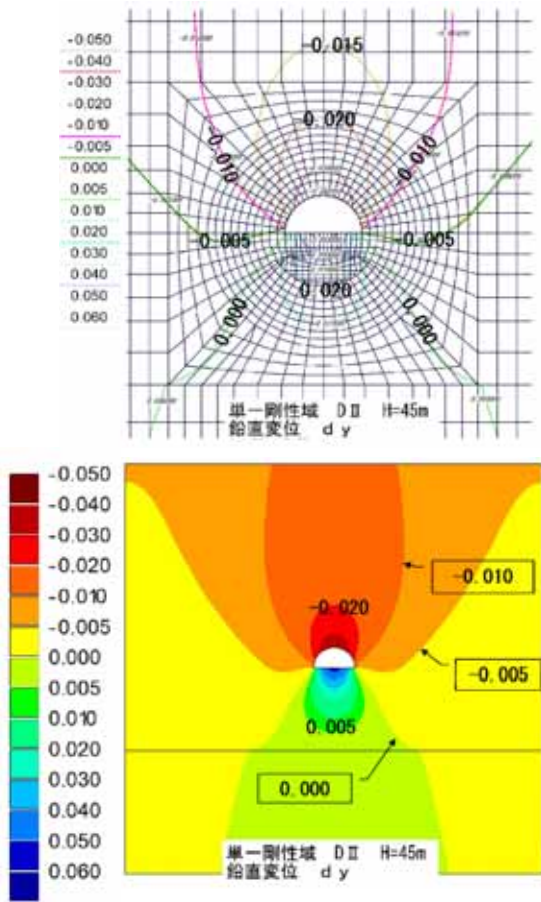


圖-11.5 1a 鉛直變位 S3, S7 (D II, H=45m)

圖-11.6 2a 鉛直變位 S3, S7 (D II, H=45m)

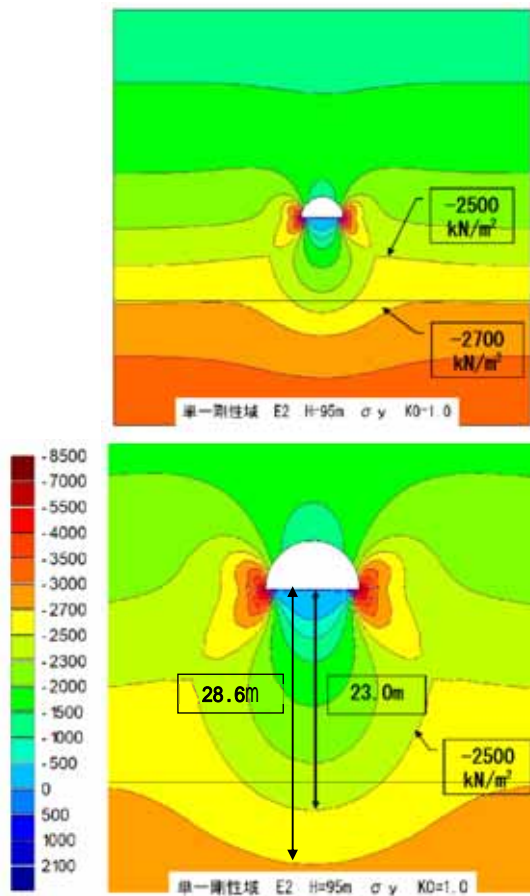


図-11.7 3b 鉛直応力 S3, S7 (E2, H=95m)

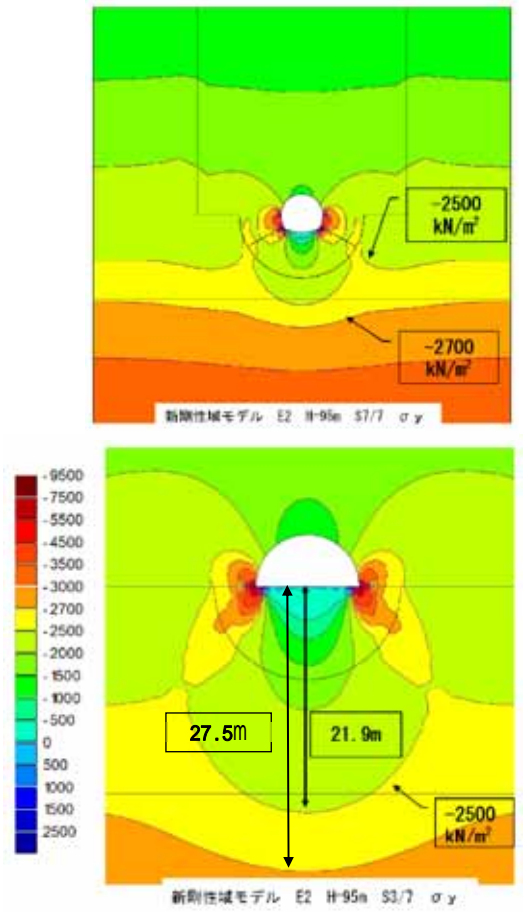


図-11.8 4b 鉛直応力 S3, S7 (E2, H=95m)

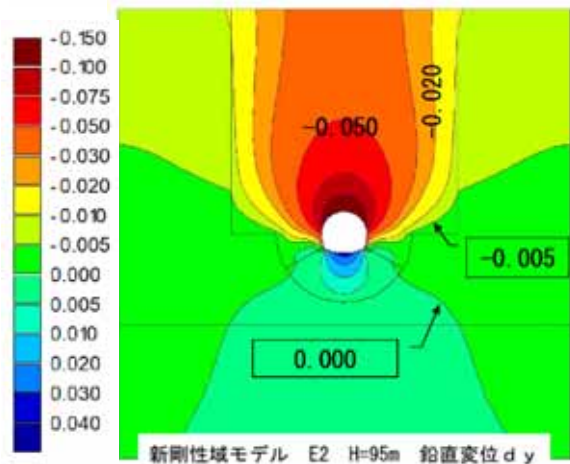
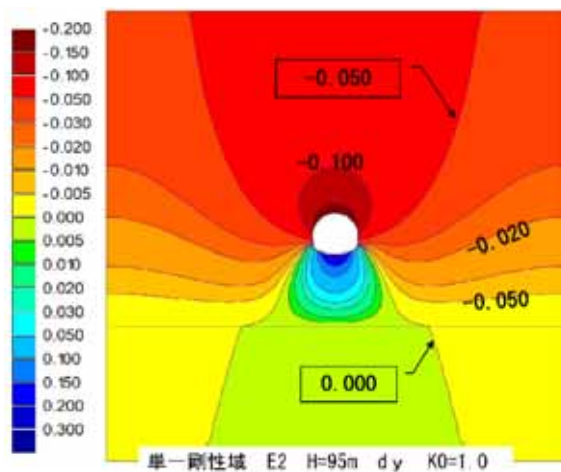
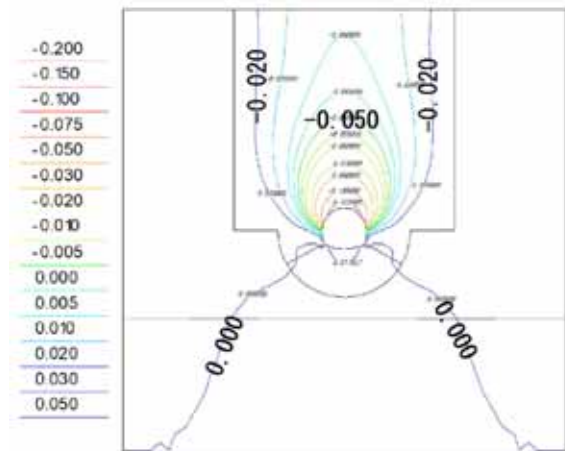
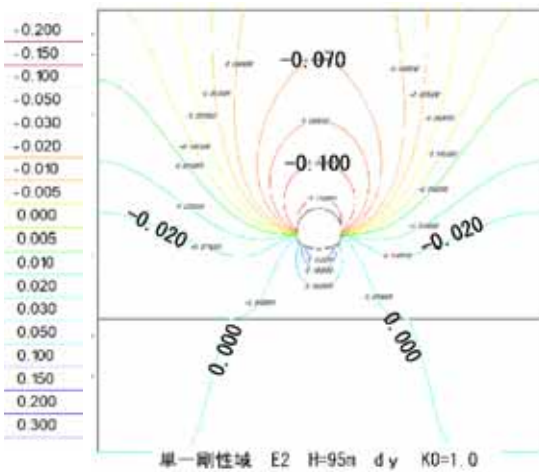
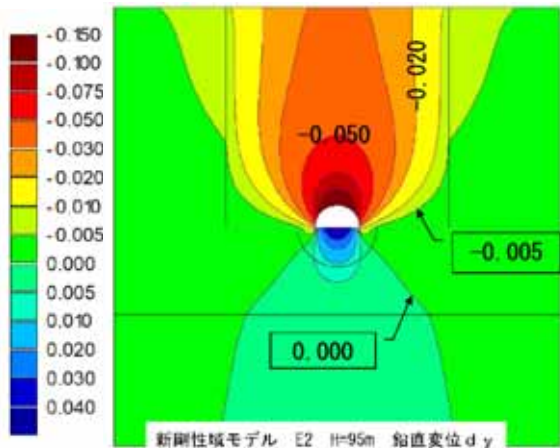
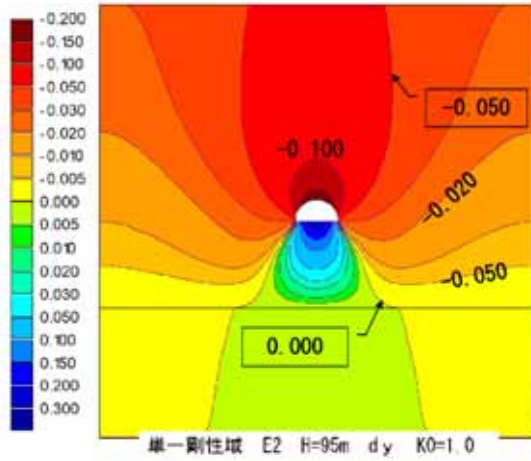
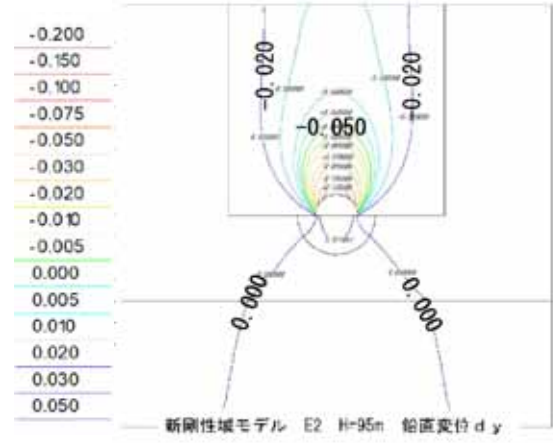
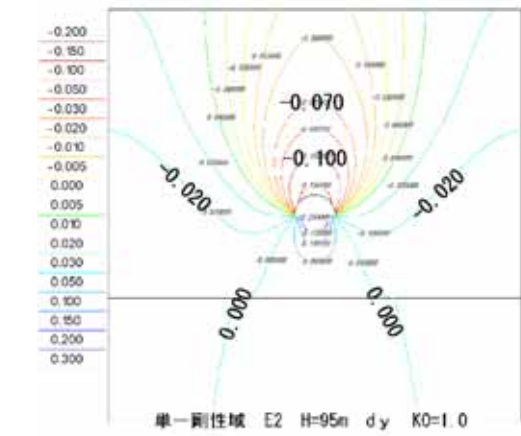


図-11.9 3b 鉛直変位 S3, S7 (E2, H=95m)

図-11.10 4b 鉛直変位 S3, S7 (E2, H=95m)

12. 変位量比と領域剛性比の関係検討

(1) 天端沈下/底盤隆起の変位量比と、の大きさ(/ =2 のとき)

前章までは、 $\alpha=5$, $\beta=10$, $\beta/\alpha=2$ の条件で、天端沈下対底盤隆起の変位量比 ($-y_2/y_1$) $\approx 1/3$ となることを確認したが、ここでは、($-y_2/y_1$) と α , β の大きさの関係を調べる。

解析モデル、物性値、解析(施工)ステップは10章と同様とする。

- ① 変形係数 ; D II 地山 $E_{01}=150\text{MPa}$, E2 地山 $E_{01}=60\text{MPa}$
- ② 土被り, 側圧係数 ; $H=45\text{m}$, $K_0=0.7$ および $H=95\text{m}$, $K_0=1.0$
- ③ ステップ ; S1 自重解析, S2 上半掘削, S3 上半支保 (AR+SC 合成はり), S4 下半掘削, S5 下半支保, S6 インバート掘削, S7 インバート打設 (はり)

ケーススタディ結果を中央値的な S5 の変位に着目すると、 $\beta/\alpha=2$ のとき、天端沈下 y_1 と底版隆起 y_2 の変位量比 ($-y_2/y_1$) の判定基準とした $1/3$, $1/2$, $2/3$ を満足する変形係数のうちで最も小さなケースは、次表のようになる(表-12.1)。この結果を概観すると次のことが言える。

- 1) 変位量比に対し、変形係数が影響しているが、土被りと側圧係数はほとんど影響が見られない。
- 2) 判定基準 ($1/3$, $1/2$, $2/3$) に呼応する剛性比は、地山条件にあまり影響されず、ほぼ同様な係数 β , α が提案される。

各ケースにおける β 対変位量比 ($-y_2/y_1$) 関係図を図-12.1 ~ 12.4 に掲載する。

表-12.1 変位量比 ($-y_2/y_1$) と領域剛性の係数

[ケース] 地山区分, 初期地山 変形係数 E_{01} , 土被り H , 側圧係数 K_0	天端沈下 y_1 /底盤隆起 y_2 変位量比 ($-y_2/y_1$)		
	1/3 以下	1/2 以下	2/3 以下
1) DII地山, $E_{01}=150\text{MPa}$ $H=45\text{m}$, $K_0=0.7$	$\beta=8,$ $\alpha=4$	$\beta=5,$ $\alpha=2.5$	$\beta=4,$ $\alpha=2$
2) DII地山, $E_{01}=150\text{MPa}$ $H=95\text{m}$, $K_0=1.0$	$\beta=8,$ $\alpha=4$	$\beta=5,$ $\alpha=2.5$	$\beta=4,$ $\alpha=2$
3) E 地山, $E_{01}=60\text{MPa}$ $H=45\text{m}$, $K_0=0.7$	$\beta=10,$ $\alpha=5$	$\beta=6,$ $\alpha=3$	$\beta=4,$ $\alpha=2$
4) E 地山, $E_{01}=60\text{MPa}$ $H=95\text{m}$, $K_0=1.0$	$\beta=10,$ $\alpha=5$	$\beta=6,$ $\alpha=3$	$\beta=4,$ $\alpha=2$

※ α ; $E_{03}=\alpha E_{01}$, β ; $E_{02}=\beta E_{01}$

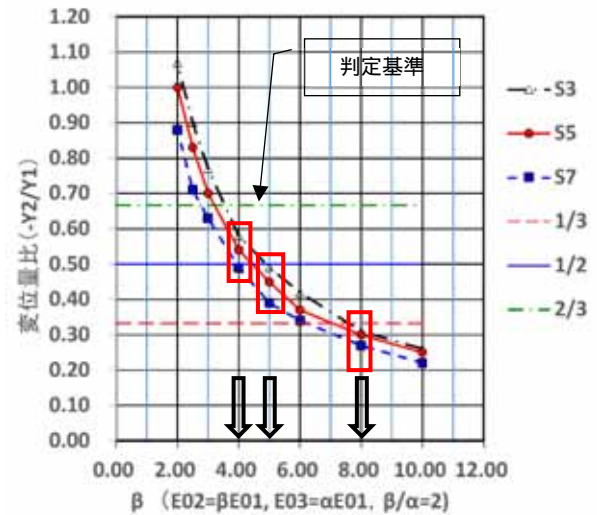


図-12.1 β vs 変位量比関係図(D II, $H=45\text{m}$, $K_0=0.7$)

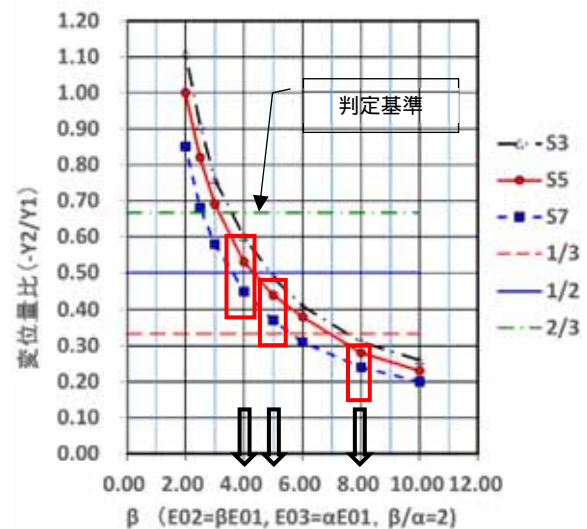


図-12.2 β vs 変位量比関係図(D II, $H=95\text{m}$, $K_0=1.0$)

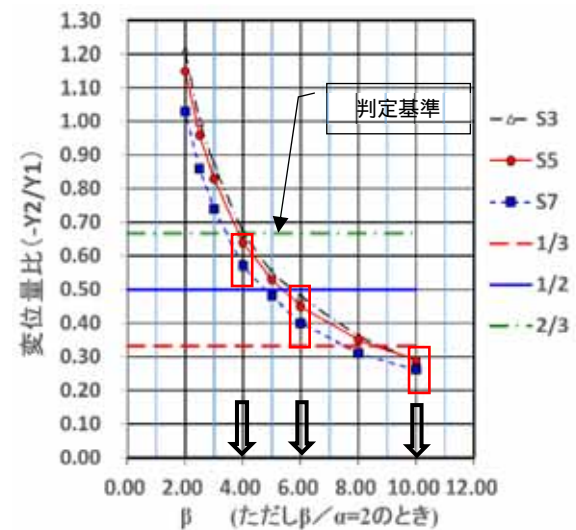


図-12.3 β vs 変位量比関係図(E2, $H=45\text{m}$, $K_0=0.7$)

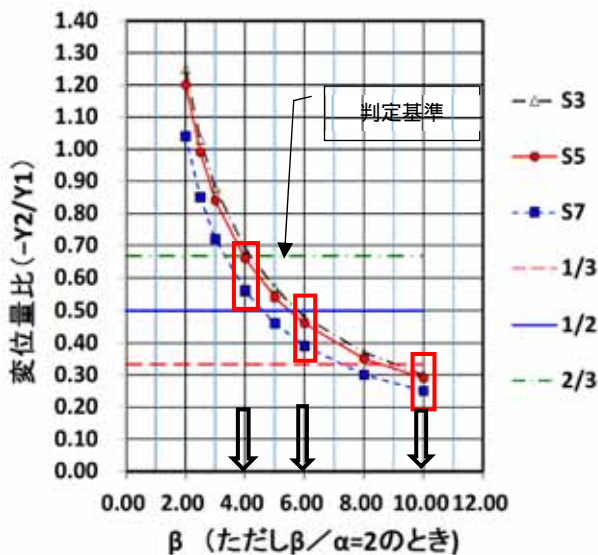


図-12.4 β vs 変位量比関係図 (E2, H=95m, $K_0=1.0$)

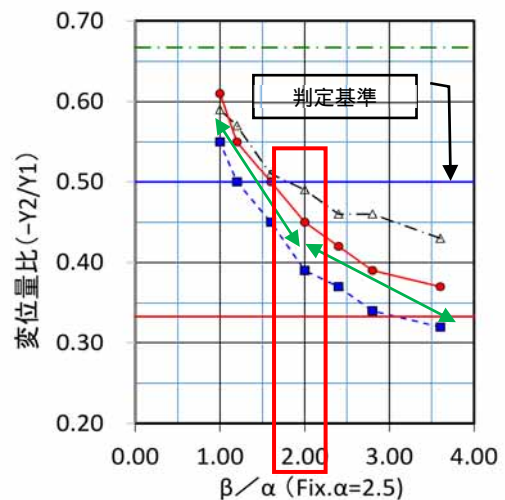


図-12.5 β/α 比の検討グラフ (1)
(DII, H=45m, $K_0=0.7$, $\alpha=2.5$ 固定)

表-12.2 β/α 比の検討結果

[ケース] 変形係数 E 土被り H 側圧係数 K_0	剛性決定係数 検討範囲	検討 基準 $-y_2/y_1$	最小 剛性差 比 β/α
1) DII地山 E=150MPa H=45m, $K_0=0.7$	固定 $\alpha=2.5$	1/2 以下	2.0
	変化 $\beta=2.5\sim 9$ $\beta/\alpha=1.0\sim 3.6$		
2) E2 地山 E=150MPa H=45m, $K_0=0.7$	固定 $\alpha=2$	2/3 以下	2.0
	変化 $\beta=2\sim 8$ $\beta/\alpha=1.0\sim 4.0$		
3) E2 地山 E=150MPa H=45m, $K_0=0.7$	固定 $\alpha=3$	1/2 以下	1.7
	変化 $\beta=3\sim 10$ $\beta/\alpha=1.0\sim 3.3$		

(2) 最適な β/α 比の検討

地中応力場の急激な変化を抑制するために、領域間の剛性差を小さくすることが望ましい。そこで、 $\alpha=2, 2.5, 3$ の3ケースを固定した場合に、 β を変化させ、最も剛性比の小さな β/α について検討した。検討の結果、 $\beta/\alpha=1.7\sim 2$ が底盤の変位を抑制し、かつ各領域の剛性差が最も小さい剛性比になることが分かる。さらに、 β/α がこの値より小さくなると、変位量比 ($-y_2/y_1$) が増大し、底盤の変位が急激に大きくなる傾向がみられる。このため、 $\beta/\alpha=2$ を基本的な剛性比と考えた (表-12.2, 図-12.5~12.7)。

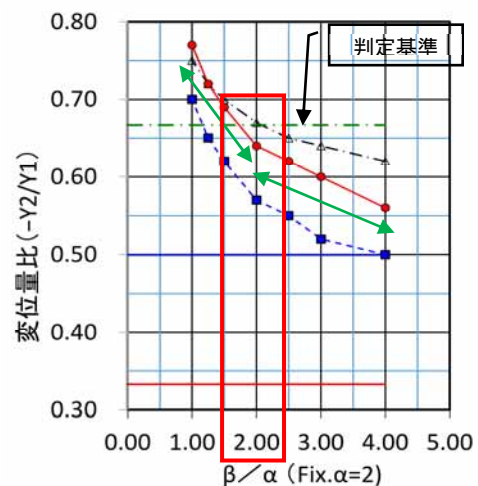


図-12.6 β/α 比の検討グラフ (2)
(E2, H=45m, $K_0=0.7$, $\alpha=2.0$ 固定)

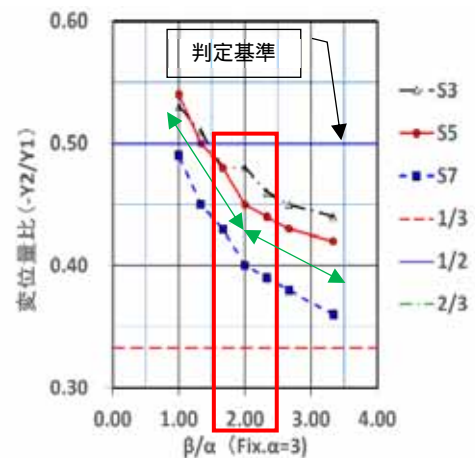


図-12.7 β/α 比の検討グラフ (3)
(E2, H=45m, $K_0=0.7$, $\alpha=3.0$ 固定)

1.3 粘弾性解析による盤ぶくれ解析

(1) 解析モデル

これまで検討した新しい剛性領域モデルを使い、変状トンネルの粘弾性解析（クリープ解析）を行う。

変状のタイプやその概要については、『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，土木学会・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.』を参考にした（図-13.1～13.2）。ただし，参考文献で不明な点は，次のような仮定条件とした。

[変位条件]

- ① トンネル地質；スメクタイト含有・凝灰角礫岩
- ② 施工時変位；最大内空変位 300 mm超
- ③ 盤ぶくれ；内空変位収束後，変状が継続する（施工時にインバート変位計を設置）
- ④ 底盤隆起量（増分）；トンネルセンターにおいて，60日経過で約 70 mm，365日で約 150 mm。

[解析上の仮定条件]

- a) 表-12.1 の 4) ケースを選択し，剛性比は $\beta/\alpha = 2.0$ とし，底盤隆起量が天端沈下量の 50%程度
- b) $(-y_2/y_1) < (1/2)$ と仮定し，初期あるいは上半側壁背後地山 $E_{02} = 6.0 \times E_{01}$ ，底版直下領域 $E_{03} = 3.0 \times E_{01}$ とした。
- c) 土被りは $H = 95\text{m}$ (S.L.より $h = 100\text{m}$) とし，地山区分は E 地山を仮定した。
- d) 施工ステップ；S1（自重土圧解析），S2～S7（掘削と支保），S8～S9（盤ぶくれ）
- e) トンネル断面は前章のモデルを用い三芯円とし，上半半径 $R_1 = 5.0\text{m}$ とした。
- f) 解析モデルはインバート ($R_3 = 2.0 \times R_1$) を付け，ステップ S7 で底版にインバートコンクリート ($t = 0.50\text{m}$) を設けた。
- g) 解析領域および剛性域については，側方 E_{01} は $2.0D$ ，底盤下のゆるみ域 E_{03} は E 地山で $W = 10\text{m}$ とした。解析方法はインバート打設までの弾性解析で，インバート打設後 60日および 365日時点に粘弾性解析とした（図-13.3）。
- h) トンネル上半・側壁地山の变形係数は，予備解析から内空変位の最大値を生じる $E_{01} = 40\text{MPa}$ とした。
- i) 土被り H に対する側圧係数 K_0 は， $20\text{m} < H < 75\text{m}$ のとき $K_0 = 0.01 \times H + 0.25$ ， $75\text{m} < H$ のとき $K_0 = 1.0$

の経験式より，土被り 95mのため $K_0 = 1.0$ を採用した。

j) 粘弾性解析における底盤隆起量の予測；365日で粘性ヒズミの 90～95%の進行状況と仮定する。

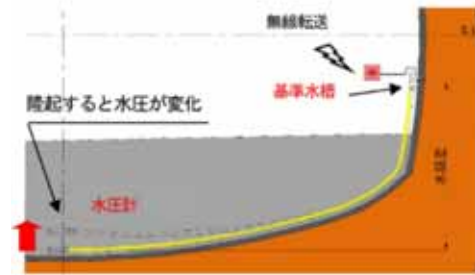
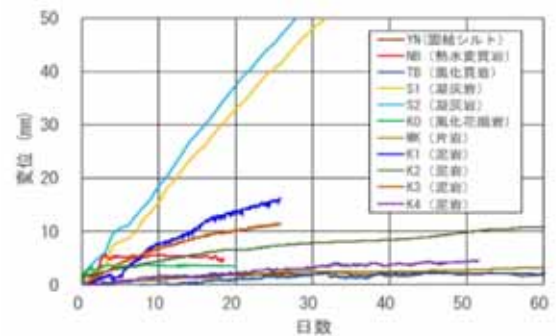
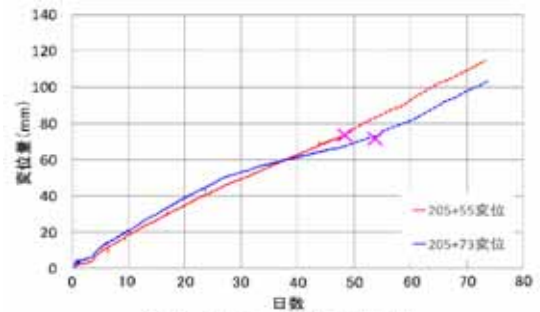


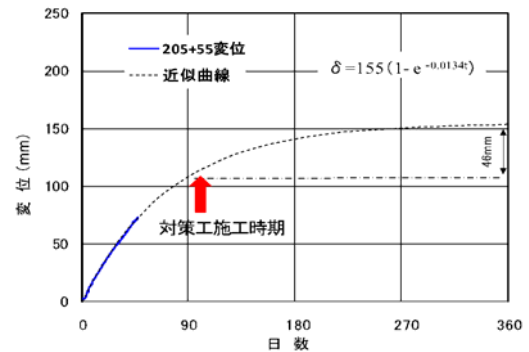
図-13.1 インバート変位計の仕組み



(a) インバート変位計による計測実績



(b) インバート変位計測結果



(c) 残留変位量の予測

図-13.2 インバート変位計測例

[参考文献] 木梨秀雄ほか (2020) ⁵⁾

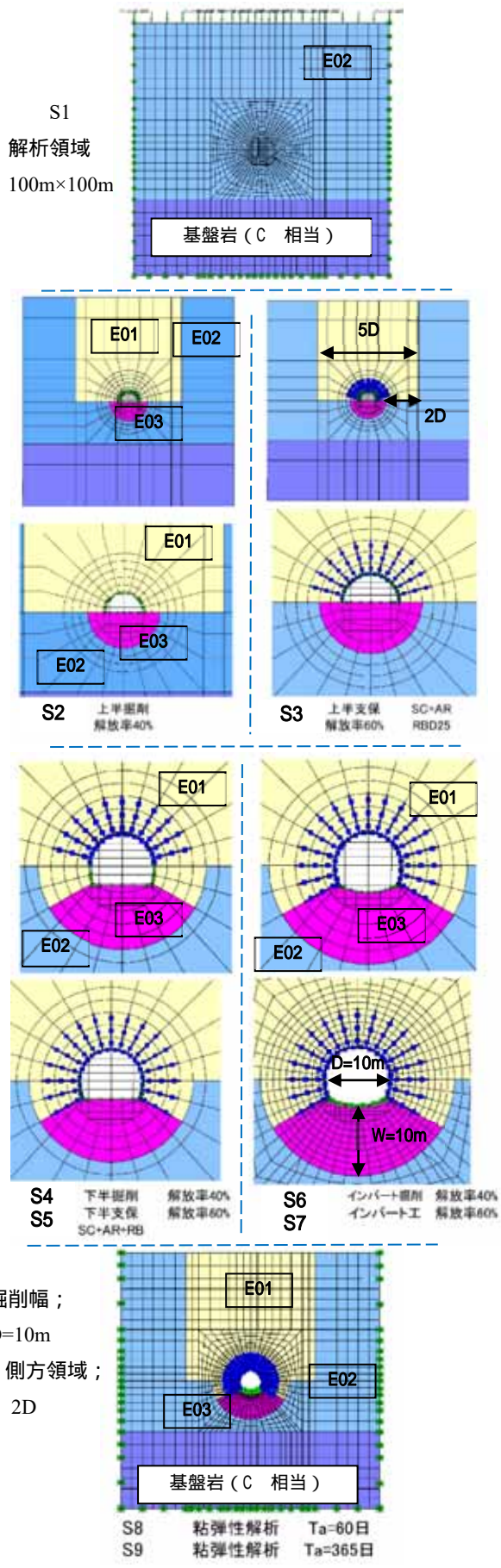


図-13.3 盤ぶくれ粘弾性解析のステップ

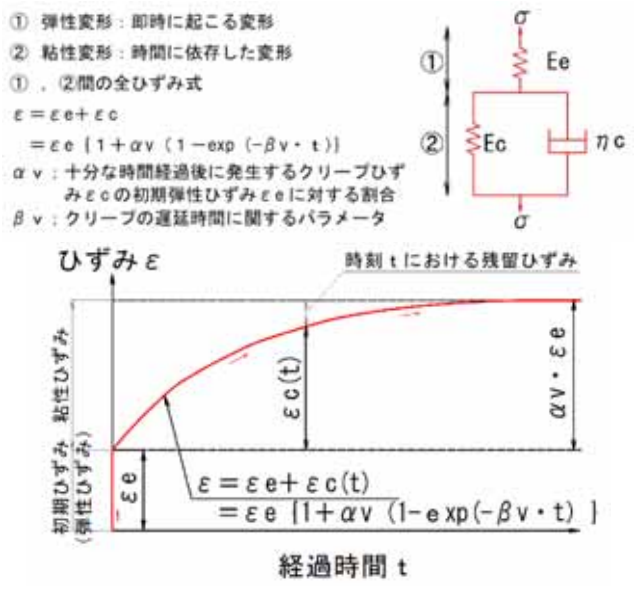


図-13.4 Voigt 型 3 要素モデル

(2) 粘弾性解析の定数

- [粘弾性解析のモデルと係数]
- ・粘弾性モデル；Voigt 型 3 要素モデル (図-13.4)
- ・クリープ率； αv (ケーススタディにより想定変位条件を満足する値を選定する)
- ・遅延係数； βv (設定する経過時間と粘性ヒズミの発現率によって計算する)

[v の計算]

- 1) 地山変位が 1 年間で 90%以上収束する場合
=粘性ヒズミによる変位が 90%以上発生する.
ここで $t_a = 365 \text{ 日} \times 1 \text{ 年} = 365(\text{日})$

$$\epsilon_0 \times \alpha (1 - e^{-\beta t_a}) \geq 0.90 \epsilon_0 \times \alpha$$

$$1 - e^{-\beta t_a} \geq 0.90$$

$$1 - 0.90 \geq e^{-\beta t_a}$$

$$0.10 \geq e^{-\beta t_a}$$

両辺の自然対数を取り、両辺を交換すると、

$$\text{Loge} (e^{-\beta t_a}) \leq \text{Loge} 0.10$$

$$-\beta t_a \leq -2.303$$

$$\beta \leq 2.303 / t_a = 2.303 / 365 = 0.0063$$

- 2) 地山変位が 1 年間で 95%以上収束する場合

$$1 - 0.95 \geq e^{-\beta t_a}$$

$$0.05 \geq e^{-\beta t_a}$$

$$\text{Loge} (e^{-\beta t_a}) \leq \text{Loge} 0.05$$

$$-\beta t_a \leq -2.996$$

$$\beta \leq 2.996 / t_a = 2.996 / 365 = 0.0082$$

[v , v の決定]

「底版隆起量がトンネルセンターにおいて 60 日経過で約 70 mm、365 日で約 150 mm」という変位条件に対し、ケーススタディを行い、1 年で粘性ヒズミ

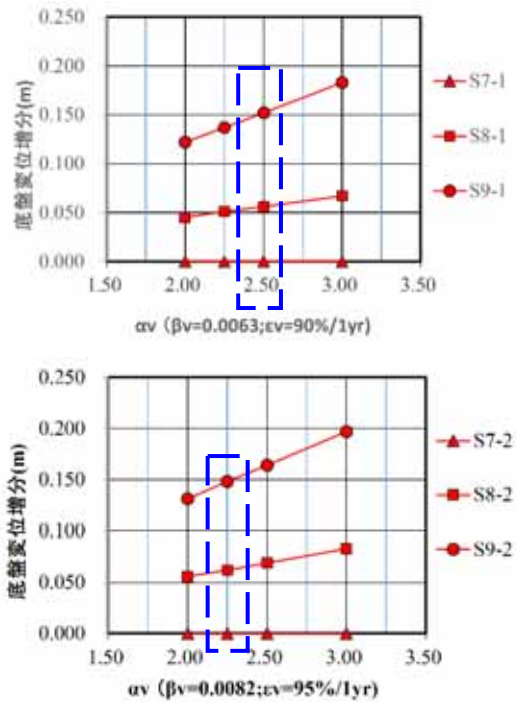


図-13.5 粘弾性解析 αv , βv による底盤変位増分

が90% ($\beta v=0.0063$) あるいは95% ($\beta v=0.0082$) 生じるとする検討を行い、 $\beta v=0.0082$ かつ $\alpha v=2.25$ の係数設定が最も良い再現性を示した (図-13.5)。

(3) クリープ率 v の決定と内空変位等

前節のケーススタディの結果から、次の解析ステップに対する FEM 結果の変位を下記に示す。

- S1 初期地圧自重解析
- S2 上半掘削
- S3 上半支保工
(合成はり SC+AR, ロックボルト D25、L=4m)
- S4 下半掘削
- S5 下半支保工
(合成はり SC+AR, ロックボルト D25、L=4m)
- S6 インバート掘削
- S7 インバート打設 ($t=50\text{cm}$, はり要素)
- S8 粘弾性 (クリープ) 解析; $\beta v=0.0082$, $\alpha v=2.25$, $t_a=60$ 日
- S9 粘弾性 (クリープ) 解析; $\beta v=0.0082$, $\alpha v=2.25$, $t_a=365$ 日 (1年)

はじめに、E03 領域のみでクリープ率を 2.25 に設定して FEM 解析を行った。この結果、おおむね盤ぶくれの再現が出来ているが、天端沈下、内空水平変位が、S8, S9 で沈下や短縮の減ずる方向、すなわち変位が減少し戻る逆方向に変位しており、不自然である (図-13.6)。

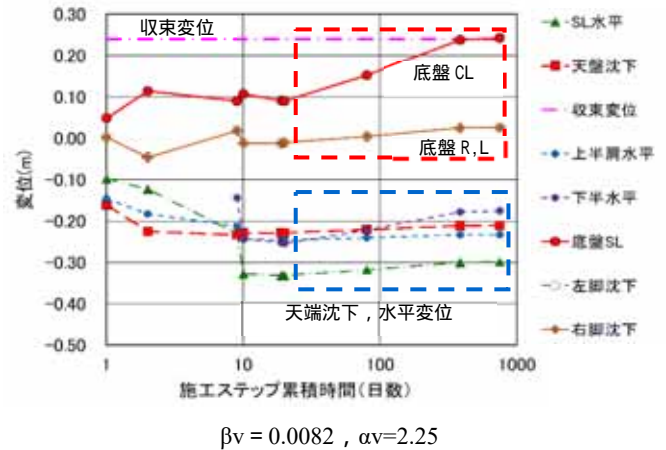


図-13.6 E03 領域のみのクリープ解析を適用

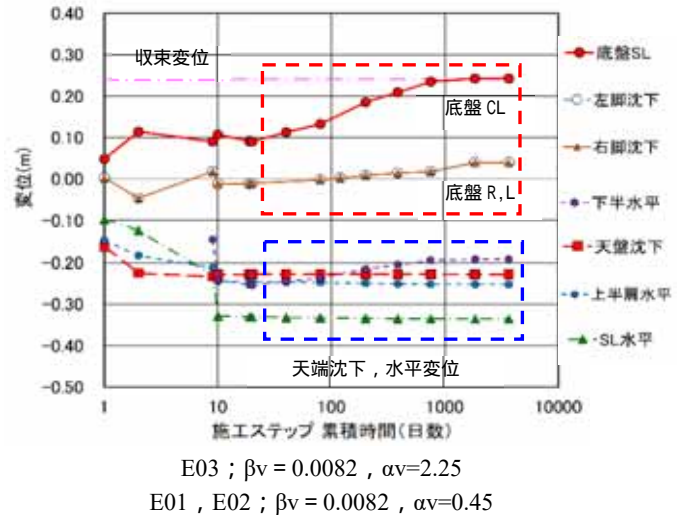


図-13.7 全領域にクリープ解析を適用

このため、次に他の E01, E02 領域のクリープ係数を検討した。ここで、全領域の遅延係数を $\beta v=0.0082$, かつ E03 のクリープ率を $\alpha v=2.25$ に固定し、E01 及び E02 領域のクリープ率を次のように変化させ、ケーススタディを行った。

- ・E01 及び E02 領域のクリープ率; $\alpha v=2.25$,
1.69 (75%), 1.13 (50%), 0.56 (25%),
0.45 (20%), 0.34 (15%), 0.23 (10%)
※ () は 2.25 に対する比率

解析検討の結果、365 日後までの粘弾性解析において、底盤変位 y_2 の増分が約 150mm で、かつ天端変位 y_1 の増分がインバート打設ステップの S7 と同じ (-0.228m) を示した、すなわち上半変位が収束した $\alpha v=0.45$ (20%) が最適と評価した。この条件の内空変位、天端沈下、底盤隆起の概要は図-13.7 に表した。

表-13.1 地中の着目する応力コンタの深さ

ステップ	底盤からの応力コンタの深さ			
	-2500 kN/m ²	増加 率	-2700kN kN/m ²	増加 率
S7 (インバート打設)	-17.2	1.00	-22.3	1.00
S8 (60日)	-17.7	1.03	-22.6	1.01
S9 (365日)	-18.2	1.06	-23.0	1.03

(4) 地中の応力と変位の分布

1) 地中の応力 (図-13.8 ~ 13.9)

地中の鉛直応力を弾性解析によるインバート打設 S7, 粘弾性解析による 60 日後の S8, 365 日後の S9 の解析結果図により考察した。

鉛直応力コンタ図において, 掘削解放力として求めた -2500, -2700 kN/m²に着目すると, 掘削底盤からのコンタの深さは表-13.1 のようになる. この応力コンタ深さは S7 に比較し, S8, S9 では 1~6%の微増する. この図から底盤の隆起現象下において, 底盤直下の地中応力がわずかに低下し, かつ低下部の横幅が減少していることが分かる.

2) 地中の変位 (図-13.10 ~ 13.11)

地中の鉛直変位は, 弾性解析による S7 では, 鉛直変位 -5 mm および -10 mm のコンタがトンネル側方において下に凸のくぼみをなす. 粘弾性解析の S8 および S9 では, さらに -20 mm のコンタも加わり, インバート側方から斜め下の領域で深く下に凸のコンタを生じ, これが底盤の隆起量の増加を示唆している。

1.4 .まとめ

1) 供用時の盤ぶくれ解析に底盤下 6~10m などの「物性低下モデル」^{13),14)}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盤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, 底盤隆起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と思われる. 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, 底盤直下に深さ 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, 底盤隆起は低減するが, 天端沈下量 y_1 と底盤隆起量 y_2 の変位量比 ($-y_2/y_1$) は 50~80% 程度であり, これ以下にはならなかった。

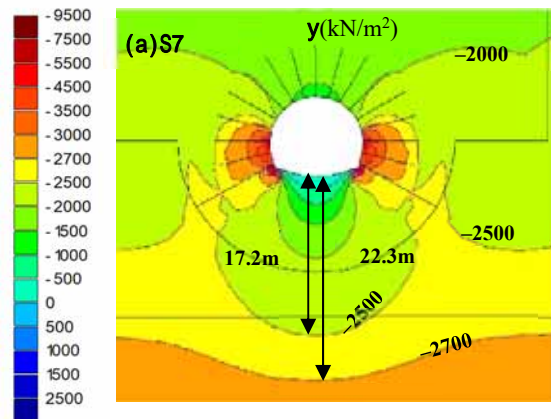
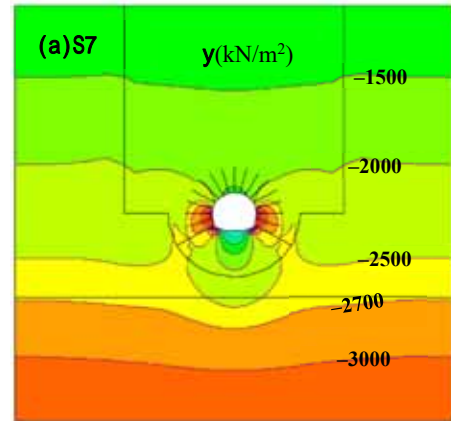


図-13.8 S7 鉛直応力 σ_y

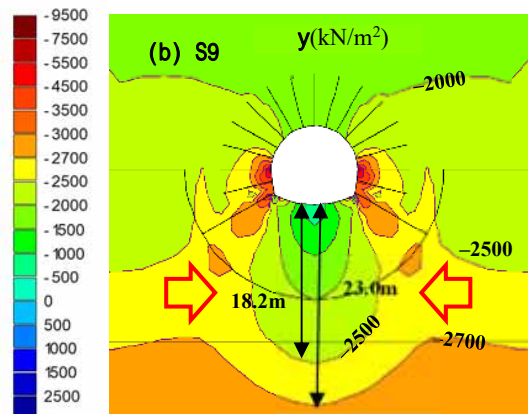
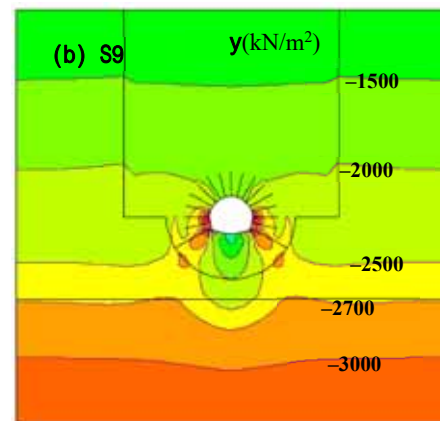


図-13.9 S9 鉛直応力 σ_y

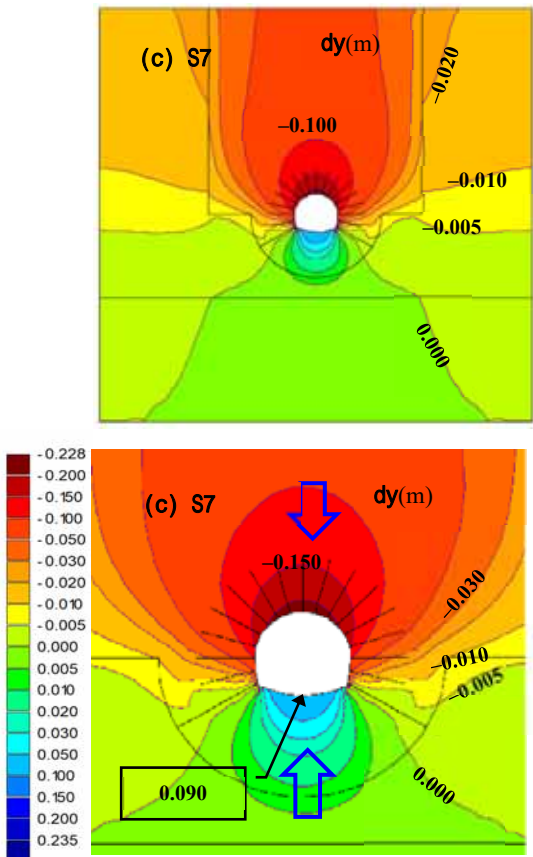


図-13.10 S7 鉛直変位 d_y

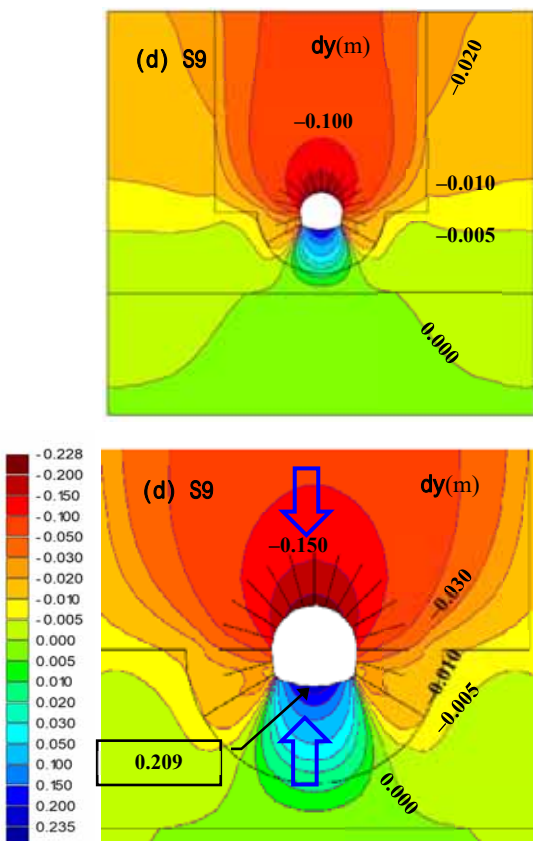


図-13.11 S9 鉛直変位 d_y

2) 実際のトンネル施工では、底盤に重機が存在するため、底盤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⁵⁾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。

3) 本論文では底盤下の除荷剛性領域モデルを検討し、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盤から下の地山すなわちトンネル掘削の影響のない地山、

表-14.1 事前設計における荷重および剛性域モデル

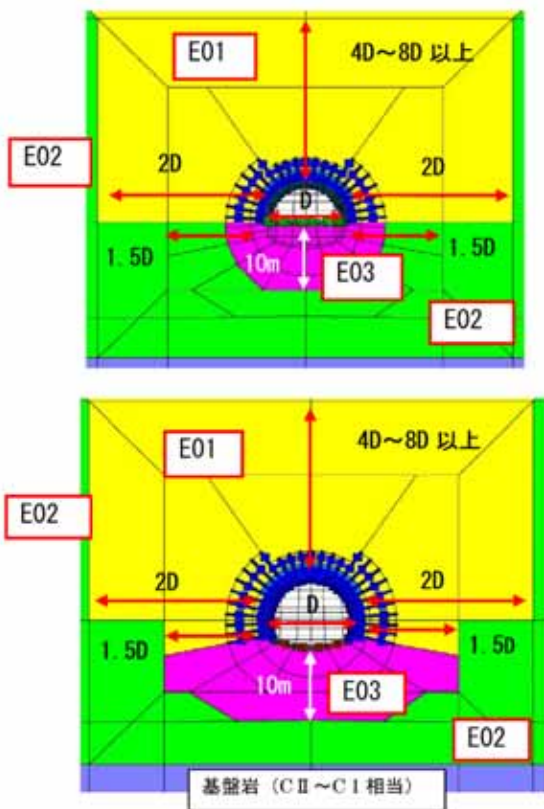
地山区分	荷重高さ	上半アーチ・側壁地山 Dfc	初期地山 Dfc	底盤下剛性域 Dfc
	H(m)	E01 (側方領域)	E02	E03 (深さ)
DI	1.5D	E01 (1.5D)	$\beta \times E01$	$\alpha \times E01$ (6m)
DII	2.5D	E01 (2D)	$\beta \times E01$	$\alpha \times E01$ (6m)
E1 E2	4~8D	E01 (2D)	$\beta \times E01$	$\alpha \times E01$ (10m)
E3	8D or 土被り	E01 (2D)	$\beta \times E01$	$\alpha \times E01$ (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，H；参考値

表-14.2 天端沈下 y_1 と底盤隆起 y_2 の変位量比に対する領域剛性の係数

地山区分， 変形係数 E01， 土被り H，側圧係数 K_0	天端沈下 y_1 と底盤隆起 y_2 の変位量比 ($-y_2/y_1$)		
	1/3 以下	1/2 以下	2/3 以下
DII地山，E01=150MPa H=45~95m， $K_0=0.7\sim 1.0$	$\beta=8$ ， $\alpha=4$	$\beta=5$ ， $\alpha=2.5$	$\beta=4$ ， $\alpha=2$
E地山，E01=60MPa H=45~95m， $K_0=0.7\sim 1.0$	$\beta=10$ ， $\alpha=5$	$\beta=6$ ， $\alpha=3$	$\beta=4$ ， $\alpha=2$

※1 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， α ；E03の係数， $E03=\alpha E01$ ， β ；E02の係数， $E02=\beta E01$ ，
※2 β/α が2未満では底盤隆起が増大する傾向があり $\beta/\alpha=2$ とする。



掘削幅 $D=10.0\text{m}$, モデル領域 $100\text{m}\times 100\text{m}$
 変形係数 $E02=\beta\times E01$, $E03=\alpha\times E01$
 E 地山 $\beta=4\sim 10$, $\alpha=2\sim 5$, ($\beta/\alpha=2$)

図-14.1 底盤隆起を抑制した剛性域モデルの例

として解析を行い、さらに底盤直下に E01 と E02 の中間剛性の除荷剛性領域 E03 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、側壁から底盤の鉛直変位量は抑制され、天端沈下に対する底盤隆起の変位量比 ($-y_2/y_1$) が $1/3$ 程度となることが分かった。

4) 一連の解析結果から、各剛性領域 (変形係数 E01 ~ E03 が属する) は次の意味合いをもつ。

- E01 領域; トンネル上半アーチおよび下半側壁周辺の剛性域 (従来の単一剛性域と同じ剛性)
- E02 領域; トンネル掘削前の初期地山, あるいはトンネル掘削の影響を受けない範囲の剛性域
- E03 領域; トンネル掘削時に応力解放の影響の少ない底盤直下の剛性域 (D II で 6m 下, E で 10m 下までを想定する)

ここで、D II 地山 ($E01=150\text{MPa}$) 及び E 地山 ($E01=60\text{MPa}$) 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トンネル周辺及び底盤下の設定剛性について表-14.1, 表-14.2, 図-14.1 に案を示す。

さらに、天端沈下、内空水平変位に底盤変位を加

えた統一的な再現解析を行う場合は、剛性域分布モデルの枠組みに粘弾性解析等を適用することで、経年変化を含めた再現解析が出来る可能性を示した。

[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) 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.
- 5) 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.
- 6) 土木学会: 山岳トンネルのインバート設計・施工から維持管理まで, トンネル・ライブラリー第 25 号, 2013, p22-33.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 朝居 充・鈴木健之, 土門 剛, 西村和夫; トンネルの FEM 解析における解析領域の影響, トンネル工学報告集, 第 19 巻, pp.125-132, 2009.11
- 10) 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.
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 奥井裕三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋; 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に関する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.11
- 14) 中野清人, 安積淳一, 宮沢一雄, 渡邊浩之, 土門 剛, 西村和夫; 盤ぶくれ現象を考慮した対策インバート構造の合理化に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.75, No.1, pp.40-55, 2019.

(以上)

AN INDUCTIVE STUDY OF EXCAVATION RELEASED EARTH PRESSURE,
GROUND DISPLACEMENT-STRESS UNDER THE FLOOR AND
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 the bigger heaving displacements of the tunnel floor rather than the down displacements on arch-part, it so called “rebound”. But this phenomenon may be different from general tunnel excavation ones. For this reason, the author carried out an inductive study of the connection of the ground element displacement-stress with the released earth pressure on excavation by FEM and investigated the suitable combination of elastic (or deformation) modulus and the domain allocation of elastic modulus.

以上, 土木学会 第 33 回トンネル工学研究発表会口頭発表報告 (2023. 11. 21) の詳細版