

トンネルと地盤の剛性を考慮した 上載荷重の解析的評価

杉山 博一¹・奥野 哲夫²・西村 和夫³

¹正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail:sugiyama.h@shimz.co.jp

²正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

E-mail:okuno@shimz.co.jp

³正会員 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail:knishi@tmu.ac.jp

大深度地下施設において建築物による荷重を合理的に評価する方法の構築を目的として、地盤やトンネルの剛性を考慮した荷重モデルを検討した。まず、上載荷重の荷重分担のメカニズムを明らかにするため有限要素法による試算を行ったところ、地盤の剛性が高い場合や、トンネルの剛性が低い場合に覆工の断面力が相対的に小さくなることが明らかとなった。また、覆工に作用する節点力から上載荷重の鉛直、水平方向の分布状況を算定したところ、不等分布な形状となることが分かった。さらに、この荷重分布を既往の研究成果である二次元弾性解と比較したところ、地盤とトンネルのせん断方向の境界条件を結合条件とした場合の結果とほぼ同等であり、上載荷重の荷重算定モデルとしての適用性があることが分かった。

Key Words : deep underground, shield tunnel, surcharge due to building load, FEM analysis

1. はじめに

都市の形成に不可欠な都市トンネルや共同溝等の建設を促進させるため、通常利用されることのない大深度地下を有効に活用し、公共の利益となる事業が円滑に実施されるよう「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」(通称:大深度法)が2001年に施行された。

法制度の整備と並行して、大深度地下に関わる技術的な事項について有識者による検討が行われ、「大深度地下使用技術指針・同解説¹⁾(以下、技術指針と記す)が取りまとめられた。この技術指針には、大深度地下の具体的な特定方法や、大深度地下施設の耐力、大深度地下施設の設置に伴い考慮しなければならない事項等が具体的に示されている。また、技術指針の検討過程において建築物による荷重を評価する方法が詳細に検討されおり²⁾、その結果が技術指針に反映されている。

技術指針に示されている建築物による荷重の評価方法は、通常的设计で考慮される土圧、および水圧のほかに、**図-1**の例に示すような方法で建築物による荷重(以下、本論文ではこれを上載荷重と記す)を考慮して検討することとなっている。この算定方法は非常に簡便であるが、より合理的に大深度地下でシールドトンネルを構築する

ためには、堅く締まった大深度地下の地盤特性を適切に考慮した設計法の開発が必要であるとの考えも示されている³⁾。大深度地下を対象としたものではないが上載荷重による影響を検討した事例^{4), 5), 6)}では、トンネルと地盤の剛性の違いによってトンネルに発生する断面力が異なることも指摘されている。

そこで本研究では、大深度トンネルにおける上載荷重の合理的評価方法の構築を目的として、地盤やトンネルの剛性を考慮した荷重分担のメカニズムについて解析的検討を行い、覆工に作用する荷重の評価を行った。さら

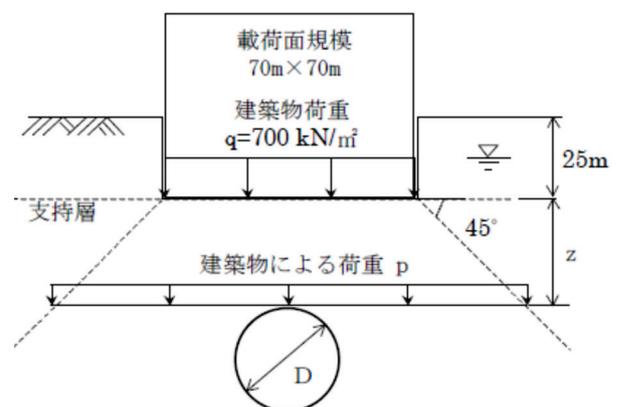


図-1 建築物による荷重の計算(直接基礎の場合)¹⁾

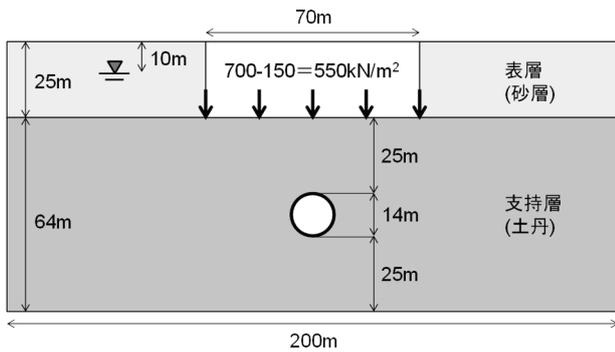


図-2 解析断面図 (基本ケース)

に既往の研究で示されている二次元弾性モデルの上載荷重算定モデルとしての適用性について評価を行った。

2. 有限要素解析による検討

(1) 解析の概要

大深度地下のトンネルに作用する上載荷重の影響を評価するため、2次元弾塑性有限要素法（以下、FEMと記す）によるパラメータスタディを行った。図-2に基本ケースの解析断面図を示す。地盤は、地表面からGL-25mまでの表層（砂層相当）と、それ以深は支持層（土丹相当）と仮定した。また、地下水位はGL-10mと仮定した。トンネルはコンクリート製の覆工で、直径14m、覆工厚0.5mの剛性一様リング（はり要素）でモデル化した。

(2) 解析条件

想定される大深度トンネルの標準的な条件として表-1に示す基本ケースを定めた。さらに、様々な条件での上載荷重の影響を評価するため、表-2に示すように、基本条件から支持層の剛性、あるいは覆工の断面2次モーメント、トンネルの土被り、トンネル半径等のパラメータのひとつだけを変更して解析を行った。

(3) FEMの解析ステップ

表-3に示す通り、FEMでは実際の施工手順を考慮したステップ解析を行った。なお本解析では、地下水位以下の地盤については水中重量（有効応力）で解析し、ステップ5においてトンネル深度を考慮した水圧（分布荷重）を覆工要素に作用させて、疑似的に土水分離を模擬した計算を行っている。また、ステップ8における上載荷重は、建築物(700kN/m²)に作用する浮力(150kN/m²)を考慮して、550kN/m²を山留め掘削底面に作用させて模擬した。

表-1 解析条件 (基本ケース)

区分	項目	記号(単位)	物性値
地盤 (表層)	湿潤重量	(kN/m ³)	16
	弾性係数	(MN/m ²)	5
	ポアソン比		0.40
	粘着力	(kN/m ²)	0
	内部摩擦角	(°)	30
地盤 (支持層)	湿潤重量	(kN/m ³)	19
	弾性係数	Eg(MN/m ²)	300
	ポアソン比		0.35
	粘着力	(kN/m ²)	800
	内部摩擦角	(°)	22
トンネル (剛性一様 リング)	土被り	D(GL-m)	50
	図心半径	R(m)	7
	覆工厚	(m)	0.5
	断面2次モーメント	I(m ⁴)	0.01042
	密度	(kN/m ³)	26
	弾性係数	(kN/m ²)	4.5E+07
	ポアソン比		0.17

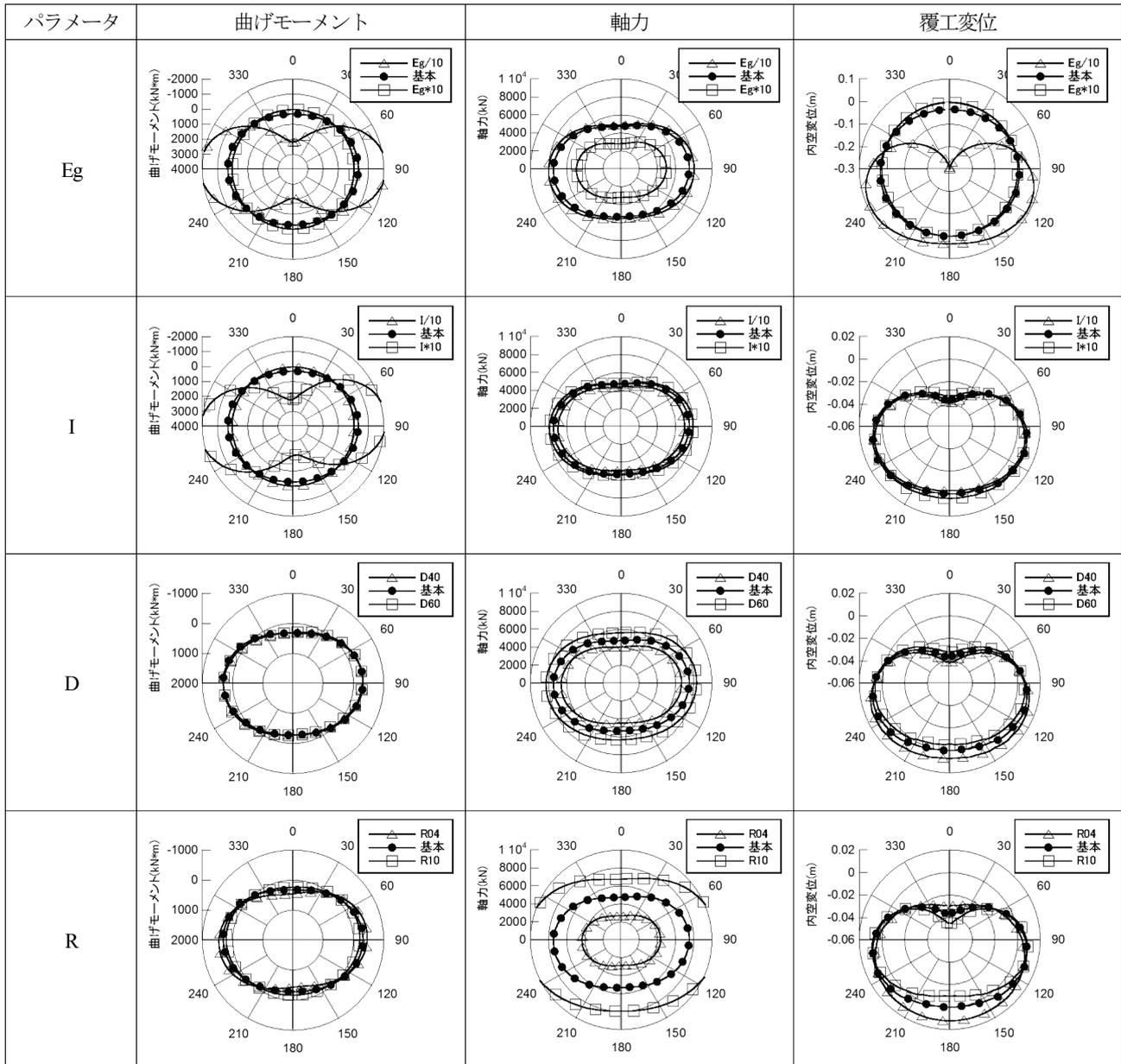
表-2 解析ケース

パラメータ	解析ケース名	物性値
支持層の 剛性 Eg	Eg/10	30(MN/m ²)
	基本	300(MN/m²)
	Eg*10	3000(MN/m ²)
断面2次 モーメント I	I/10	0.001042(m ⁴)
	I/02	0.005208(m ⁴)
	基本	0.010417(m⁴)
	I*05	0.052083(m ⁴)
	I*10	0.104167(m ⁴)
土被り D	D40	GL-40(m)
	基本	GL-50(m)
	D60	GL-60(m)
半径R (土被りは 50mに固定)	R04	4(m)
	基本	7(m)
	R10	10(m)

表-3 解析ステップ

ステップ	内容	備考
1	初期応力状態	
2	トンネル掘削	応力解放率 30%
3	トンネル構築	はり要素
4	掘削	応力解放率 70%
5	水圧荷重	分布荷重
6	山留め設置	水平方向固定
7	山留め内部掘削	応力解放率 100%
8	上載荷重の載荷	550kN/m ² 載荷

表-4 断面力, 覆工変位の比較 (ステップ 8; 最終段階)



(4) 解析結果の概要

表-4 に上載荷重作用後 (ステップ 8) における軸力, 曲げモーメント, および覆工変位を, それぞれのパラメータごとに比較したものを示す。

いずれの解析結果においても, 山留め内部掘削時 (ステップ 7) に山留め付近で塑性領域が発生したものの, 上載荷重作用後 (ステップ 8) でもトンネル周辺の地盤は弾性の範囲であった。

(5) 上載荷重による影響

上載荷重による影響のみを評価するため, ステップ 5 とステップ 8 の差分を計算した。その結果を表-5 に示

す。以下にそれぞれのパラメータについて, その影響を評価する。

a) 地盤剛性(Eg)の影響

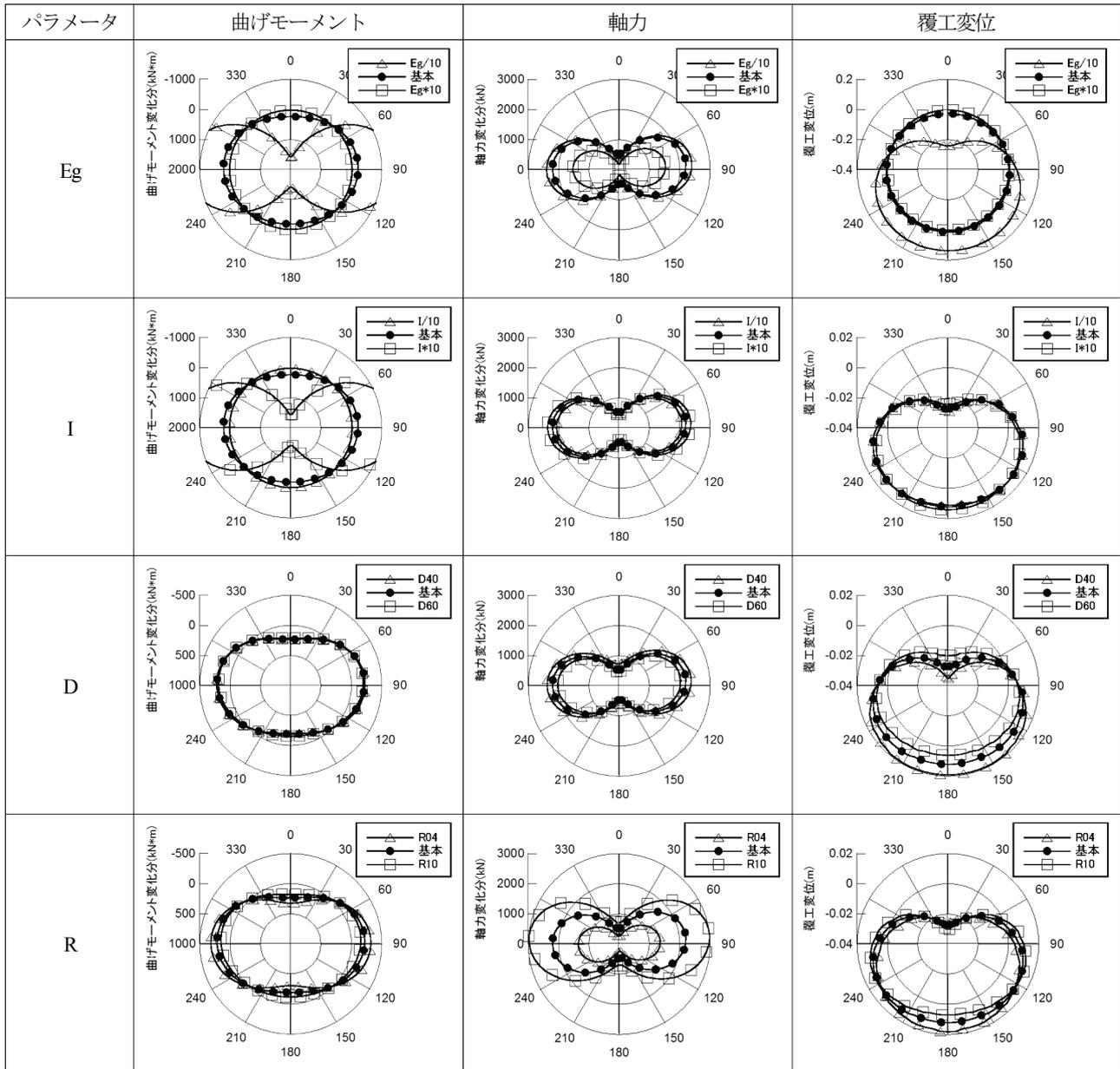
地盤の剛性が高い場合 (ケース : Eg*10) は断面力, トンネル内空変位が小さく, 一方, 地盤剛性が低い場合 (ケース : Eg/10) は断面力, トンネル内空変位が大きくなる傾向が認められる。

b) 断面 2 次モーメント(I)の影響

断面 2 次モーメントの影響は, 言い換えれば, トンネルの剛性の影響を評価していることになる。

断面 2 次モーメントが大きい場合 (ケース : I*10) には断面力, 変形が大きく, 一方, 断面 2 次モーメントが小さい場合 (ケース : I/10) には, 曲げモーメント,

表-5 上載荷重による断面力、変位の変化 (ステップ5から8の変化分)



軸力、変位が小さくなる傾向が認められる。

c) 土被り(D)の影響

土被りの影響評価は、言い換えれば、上載荷重作用面との離隔の影響を評価していることになる。まず、曲げモーメントはいずれのケースもほぼ同じである。一方、軸力は土被りが大きい（離隔が離れる）ことによって上載荷重が分散し、軸力増加量も小さくなったと考えられる。また内空変位は、土被りが小さいほど上載荷重の影響を受けて天端では大きな沈下が発生し、トンネル全体もより大きく沈下する傾向にあることがわかる。

d) トンネル半径(R)の影響

この検討では、土被り（トンネルと建築物の離隔）はすべて同じ条件であり、上載荷重の作用幅(70m)とトン

ネル径の比率に応じた影響を評価していることになる。まず軸力は、直径の大きい場合に大きくなる傾向であり、荷重の作用面積が大きいことによる影響と思われる。一方、曲げモーメントは、半径が小さくなるほど大きくなっている。

(6) まとめ

過去の文献でも指摘されているとおり、トンネルの断面力や変位は、地盤やトンネルの剛性に応じて影響を受けることが今回実施した FEM 解析でも明らかとなった。

3. 上載荷重の試算

2章に示した FEM 解析におけるトンネルのはり要素に作用している節点力から上載荷重を試算し、評価した。

(1) 試算、および評価方法

トンネルのはり要素に作用している節点力は、図-3の左側に示すように、各要素の両端において X 方向、Y 方向に作用している力であり、それぞれ釣り合いが保たれている。なお図示していないが、モーメントも節点力として作用している。

これに対し、図-3の右側に示すように、たとえば節点(2)において隣接する要素の節点力を X、Y 方向それぞれに和を求めると、不釣り合い分として節点(2)に作用する外力 $F_x^{(2)}$ 、 $F_y^{(2)}$ が求められる。節点外力は節点に作用する荷重であるため、隣接する節点の間中点までが節点力が作用する長さとして、その長さで除すことによって節点に作用する荷重、すなわち節点付近の圧力として求めた。

そして、ステップ 5 (トンネル完成時) と 8 (上載荷重作用時) での節点外力の差が建築物荷重による影響、すなわち上載荷重と考えた。

(2) 評価結果

節点外力から評価された鉛直、水平方向の上載荷重分布を図-4 および図-5 に示す。それぞれ、地盤剛性と覆工の断面 2 次モーメントを変化させた場合を比較したものである。また、参考のために、技術指針の方法で算定した上載荷重も併せて示した。

両図から分かるように、節点外力から求めた節点荷重は等分布荷重ではなく、鉛直方向の荷重は天端部で小さく、側壁部で大きい分布形状である。また、水平方向の荷重は、スプリングライン付近で地盤反力による影響を受けて増加し、天端やインバートでは荷重が減少すると評価されている。なお、この荷重分布には地盤反力による影響が含まれていることに注意しなければならないが、このような荷重形態を採用したほうが合理的な評価につながる可能性があることが分かった。

4. 上載荷重の算定モデルの検討

地盤やトンネルの剛性を考慮した形で上載荷重を算定する方法として、既往の研究⁴⁾に示されている二次元弾性モデルの解が適用できるのではないかと考えた。

(1) 二次元弾性モデルと計算方法

既往の研究では図-6の左側に示すような埋設管(以

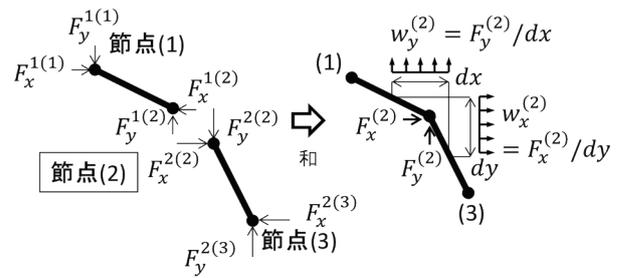


図-3 節点力の概念図と、節点外力、節点荷重の評価方法

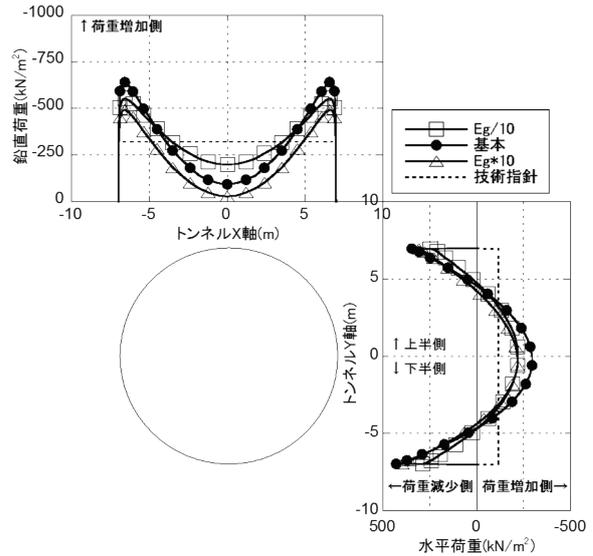


図-4 節点外力から評価した荷重分布 (地盤剛性 E_g を変化させた場合)

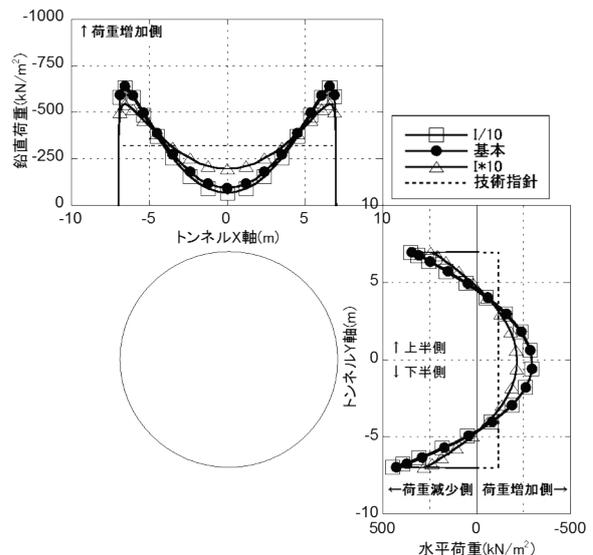


図-5 節点外力から評価した荷重分布 (断面 2 次モーメント I を変化させた場合)

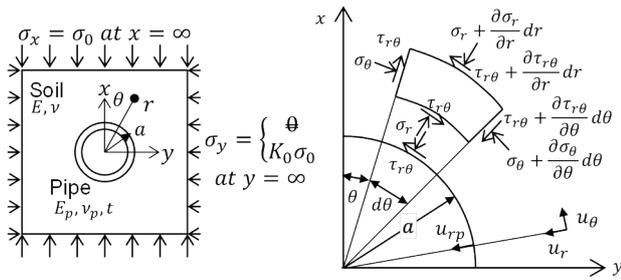


図-6 二次元弾性モデル

後、ここではトンネルと置き換えて記す)を想定した二次元弾性モデルを元にして解を誘導している。解の誘導過程等の詳細は参考文献を参照されたいが、以下にトンネル表面に作用する上載荷重 p_v 、 p_h を算定するのに必要な式を示す。

まずモデルはトンネルの周囲の土を一樣な等方弾性体とみなし、土の弾性係数を E 、ポアソン比を ν 、トンネルの弾性係数を E_p 、ポアソン比を ν_p とし、トンネル覆工厚を t とする。土の自重は無視し、そのかわりに $x = \infty$ で $\sigma_x = \sigma_0$ (建築物荷重; 550kN/m^2)を与え、地盤側方 $y = \infty$ の境界条件として $\sigma_y = 0$ 、または $\varepsilon_y = 0$ とした x 、 y 軸に関して対称な二次元弾性モデルである。なお今回の検討では、地盤側方の境界条件は $\varepsilon_y = 0$ とし、 $\sigma_y = K_0\sigma_0$ を与えた。ここに、 K_0 は静止土圧係数で、 $K_0 = \nu/(1-\nu)$ 。

また u_r 、 u_θ および u_{rp} 、 $u_{\theta p}$ はそれぞれ土、およびトンネルの r 、 θ 方向の変位とし、図-6 右側に示す方向を正とする。また、直応力は圧縮を正とする。

トンネルと土の境界条件として、滑動条件($u_r = u_{rp}$, $\tau_{r\theta} = 0$)と結合条件($u_r = u_{rp}$, $u_\theta = u_{\theta p}$)を想定している。また、トンネルと土の変形特性を表す指標としてたわみ性指数 $\kappa = E/(S_f/a^3)$ を用いる。ここに、 S_f は平面図ひずみ条件における管壁の曲げ剛性で、 $S_f = E_p t^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}$ で定義されている。

図-6 に示されている応力、および変位の弾性解は以下のとおりである。

$$\sigma_r = a_0 r^{-2} + 2b_0 - (2a_2 + 6a'_2 r^{-4} + 4b'_2 r^{-2}) \cos 2\theta \quad (1a)$$

$$\sigma_\theta = -a_0 r^{-2} + 2b_0 + (2a_2 + 6a'_2 r^{-4}) \cos 2\theta \quad (1b)$$

$$\tau_{r\theta} = (2a_2 - 6a'_2 r^{-4} - 2b'_2 r^{-2}) \sin 2\theta \quad (1c)$$

$$u_r = \{[-a_0 r^{-1} + 2b_0 r + (-2a_2 r + 2a'_2 r^{-3} + 4b'_2 r^{-1}) \cos 2\theta] - 4\nu(b_0 r + b'_2 r^{-1} \cos 2\theta)\} / (2\mu) \quad (1d)$$

$$u_{rp} = u_{r(r=a)} \quad (1f)$$

$$u_{\theta p} = \{a^4(a_2 + a'_2 a^{-4} + b'_2 a^{-2}) / S_f - 8a^2(-a_2 + a'_2 a^{-4}) / (E_p A)\} \sin 2\theta / 6 \quad (1e)$$

ここに、 A は管壁の単位奥行きあたりの断面積($=t$)、 $\mu = E/\{2(1+\nu)\}$ である。式中の5つの係数 a_0 、 b_0 、

表-6 計算条件

項目	記号	物性値	
建築物荷重	σ_0	550kN/m^2	
地盤	弾性係数	E	300MN/m^2
	ポアソン比	ν	0.35
	静止土圧係数	$K = K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$	0.54
トンネル	弾性係数	E_p	$4.5\text{E}+07\text{kN/m}^2$
	ポアソン比	ν_p	0.17
	厚さ	t	0.5 m
	外半径	a	7.25 m
	曲げ剛性	$S_f = \frac{E_p t^3}{12(1-\nu_p^2)}$	482700
たわみ性指数	$\kappa = E/(S_f/a^3)$	236.8	

a_2 、 b'_2 、 a'_2 は、

$$a_0 = 2b_0 a^2 \{-2\mu a + (1-2\nu)E_p A\} / (2\mu a + E_p A) \quad (2a)$$

$$b_0 = \sigma_0(1+K)/4 \quad (2b)$$

$$a_2 = -\sigma_0(1-K)/4 \quad (2c)$$

$$b'_2 = (a'_2 f_2 + a_2 f_3) / f_1 \quad (2d)$$

$$\text{滑動条件の時: } a'_2 = a_2(a^2 f_1 - f_3) / (f_2 + 3a^{-2} f_1) \quad (2e)$$

$$\text{結合条件の時: } a'_2 = a_2(f_3 f_4 - f_1 f_6) / (f_1 f_5 - f_2 f_4) \quad (2f)$$

ただし、上式の $f_1 \sim f_6$ は次式による。

$$f_1 = -2a^{-2}\{(2\zeta - \xi)(2 - 24\alpha) + 2\beta(1 - \alpha) + a(1 - \nu)/\mu\} \quad (3a)$$

$$f_2 = 6a^{-4}\{(\zeta - \xi)(2 - 24\alpha) + \beta(1 - 6\alpha) + a/(6\mu)\} \quad (3b)$$

$$f_3 = 2\{(\zeta + \xi)(2 - 24\alpha) + \beta(1 + 14\alpha) - a/(2\mu)\} \quad (3c)$$

$$f_4 = 2a^{-2}\{(2\zeta - \xi) + a(1 - 2\nu)/(2\mu)\} \quad (3d)$$

$$f_5 = -6a^{-4}\{(\zeta - \xi) - a/(6\mu)\} \quad (3e)$$

$$f_6 = -2\{(\zeta + \xi) - a/(2\mu)\} \quad (3f)$$

ここに、 $\alpha = S_f/(a^2 A + S_f)$ 、 $\beta = a^2/(E_p A)$ 、 $\eta = a^4/S_f$ 、

$\zeta = (\eta + 4\beta)/18$ 、 $\xi = (\eta + 16\beta)/36$ である。

トンネルに作用する上載荷重、すなわち鉛直土圧 p_v 、水平土圧 p_h は、次式より求めることができる。

$$p_v = \sigma_r - \tau_{r\theta} \tan \theta \quad (4a)$$

$$p_h = \sigma_r + \tau_{r\theta} \cot \theta \quad (4b)$$

(2) 二次元弾性モデルによる算定結果

荷重算定モデルとしての適用性を検証するため、表-6 に示す FEM の基本条件と同等の物性値を想定してトンネルに作用する荷重分布 p_v 、 p_h を算定した。計算結果を図-7 に示す。図には、3章で示した FEM から評価された上載荷重分布と、技術指針の方法で算定した荷重分布を併せて示した。図から分かるとおり、結合条件での弾性解と FEM の結果がほぼ同様の不等分布荷重となる傾向を示し、滑動条件の弾性解と技術指針の結果がほぼ同等の等分布荷重となっている。

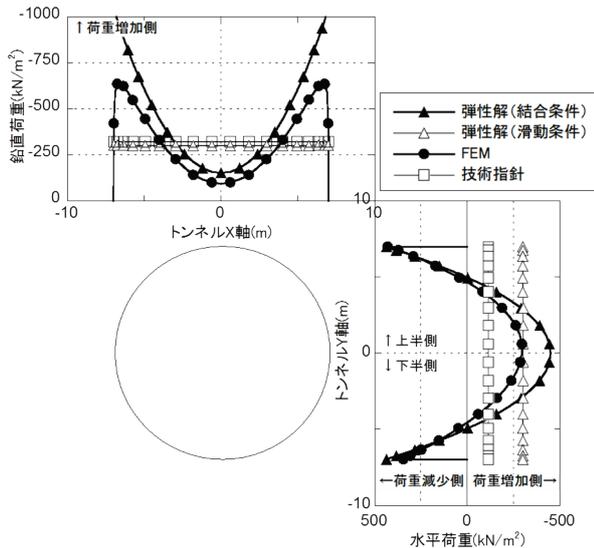


図-7 上載荷重の算定結果の比較

なお、ここに示した弾性解の荷重分布 p_v 、 p_h も、FEM で評価した荷重分布と同様、地盤反力を含んだ形で評価されていることに注意する必要がある。

(3) 今後の課題

現段階では、この課題に即した実測データ、あるいは実験データがないため、どの算定方法が適切であるかという評価はできない。しかし、地盤やトンネルの剛性を考慮した形で合理的に上載荷重を評価する方法を確立するには、ここに示した弾性解を活用することが現実的であると考えている。今後も引き続いて上載荷重モデルの検討を進めていく予定である。

5. まとめ

トンネル上載荷重の合理的な評価方法を構築することを目的として、解析的な検討を行った。まず、地盤の剛性や覆工の断面2次モーメント、土被り、トンネル径をパラメータとした二次元弾塑性有限要素解析を行った。また、この FEM の結果を用いて、トンネルに作用する上載荷重を算定し、分布形状を把握した。さらに、上載荷重の評価モデルとして、2次元弾性モデルを用いた方法の適用性を検討した。得られた知見は以下のとおりで

ある。

- ① 地盤の剛性やトンネルの曲げ剛性等のパラメータを変化させた有限要素解析の結果、地盤の剛性が大きくなるほど、またトンネルの曲げ剛性が小さくなるほど、上載荷重による断面力の変化量が相対的に小さくなる。
- ② 有限要素解析の結果からトンネルに作用する上載荷重を算定した結果、鉛直方向の荷重は、側壁部で最大、天端で最小となる不等分布荷重として評価される。また、水平方向の荷重は、天端、およびインバート部では荷重が減少し、側壁部で最大値となる不等分布荷重となる。
- ③ 地盤の剛性やトンネルの曲げ剛性を考慮できる2次元弾性モデルを用いて上載荷重として算定したところ、トンネルと地盤の境界条件として結合条件として算定した結果と、有限要素解析から得られた上載荷重の結果が近い。一方、滑動条件とした場合は、技術指針に示されている等分布荷重に近い。

参考文献

- 1) 国土交通省都市・地域整備局企画課大深度地下利用企画室：大深度地下使用技術指針・同解説，2001
- 2) 細川雅則，佐藤寿延，横田穰二，岡嶋正樹：大深度地下使用制度における地下施設的设计方法について，地下空間シンポジウム論文・報告集，第6巻，pp.169-176，2001
- 3) 国土交通省都市・地域整備局大都市圏整備課大深度地下利用企画室：大深度地下利用に関する技術開発ビジョン，2003
- 4) 東田淳，三笠正人：弾性論による埋設管の土圧の検討，土木学会論文集第376号／III-6，pp.181-190，1986
- 5) 小山幸則，小西真治，新井泰，岡野法之：上載荷重の地下構造物に対する影響とその評価，鉄道総研報告，Vol.11，No.7，pp.25-30，1997
- 6) 杉山博一，奥野哲夫，関伸司，鹿島竜之介，西村和夫：トンネルと地盤の剛性を考慮した上載荷重の評価方法の研究，第68回土木学会年次学術講演会講演概要集，III-275，pp.549-550，2013

(2013.9.2 受付)

ANALYTICAL EVALUATION OF THE TUNNEL SURCHARGE TAKING INTO ACCOUNT THE STIFFNESS OF THE GROUND AND TUNNEL

Hirokazu SUGIYAMA, Tetsuo OKUNO and Kazuo NISHIMURA

Some parametric analysis with varying the stiffness of ground and tunnel lining were conducted to clarify the stress redistribution mechanism due to the building load. Vertical and horizontal distributions of tunnel surcharge were evaluated by using the nodal forces acting on both sides of the tunnel beam element. Though the evaluated vertical and horizontal surcharges included the influence of soil reaction, the shapes of them were unequal distribution. The evaluated surcharges were similar to results from an analysis of two-dimensional elastic model proposed in a previous study. So that means that the model may be applicable to a load calculation method for tunnel surcharge in the frame structure analysis.