

シールドトンネル覆工の合理的な設計法に関する一考察

A consideration of the rational method for the shield tunnel lining

木村 定雄*, 野本 雅昭**, 小泉 淳***

Sadao KIMURA, Masaaki NOMOTO, Atsushi KOIZUMI

When shield tunnel is constructed in the deep underground which is a stiff and reliable ground comparatively it is uneconomical to apply the usual design method of tunnel lining as it is. Several design methods used not only in Japan but also in foreign countries are used in the design of a tunnel lining. These design results are compared with and investigated.

As a result, elastic solutions of the lining behavior under plane strain conditions in a linearly elastic ground mass is not so rational without reservation. It is confirmed that an original beam-spring model which ground springs are arranged around the lining is rational comparatively.

Keywords : shield tunnel, deep underground, design of tunnel lining

1. まえがき

わが国におけるシールド工法は、経済の高度成長時代を背景にして、主に沖積平野上に広がる大都市部の中浅深度地盤におけるインフラ整備のためのトンネル構築法として急速に発展した。現行の覆工設計ではこれらのことを勘案して軟弱な地盤を主な対象とし、設計の簡便性やトンネルの安全性を特に重視した荷重や覆工の構造モデルを用いている。しかしながら、最近のトンネル施工の計測結果によると、覆工に作用する土圧は現行の設計で用いている土圧より相当に小さいという報告もあり¹⁾、ある程度の土被り(トンネル外径の2~3倍以上)を有する場合や自立性の高い地盤の場合には、その地盤条件(土被りや土の物性等)に応じて、荷重や構造モデルの考え方をより合理的にすることが望まれる。さらにまた、シールドトンネルの主な覆工部材であるセグメントの製作費は、トンネルの全工事費の40%程度を占め、わが国のシールド工事費を高価なものにする一因となっており、セグメントの経済化を図ることも望まれている。

一方、欧州諸国においては、地山の自立性が比較的高いことから、基本的に地盤の支持効果を生かした覆工設計がなされ、わが国に比べて安価なセグメントが用いられているようである。しかしながら、これらの設計の考え方はその概略を紹介したもの²⁾はあるが、その詳細について示した資料は非常に少ない。

以上のことを踏まえ、欧州諸国において用いられている各種断面力算定法や筆者らが提案している全周地盤ばねモデルによる計算法等により、東京都心部の大深度地盤を対象とした覆工の試設計を行った。本報告はその計算結果を基に、自立性が高い地盤における覆工設計の考え方について検討したものである。

* 正会員 工修 佐藤工業(株) 技術本部 土木技術部

** 学生員 早稲田大学大学院 理工学研究科

*** 正会員 工博 早稲田大学 理工学部 土木工学科

2. 覆工の試設計の対象地盤と覆工構造

覆工の試設計は、図1に示す東京都心部の丸ノ内付近の大深度地盤を対象として行った。丸ノ内付近では地表面下105mから一軸圧縮強度が10～30kgf/cm²程度の固結粘性土層、いわゆる土丹層が厚く存在する。この土丹層中に外径が10mのシールドトンネルを構築することを想定して試設計を行った。覆工は一次覆工のみを構造部材と考えコンクリート平板形セグメントとし、その厚さは現状の実績からトンネル外径の4.5%とした。なお、計算に用いた地盤およびセグメント構造の諸元は表1に示すとおりである。

3. 試設計に用いた断面力算定法とそれらの特徴

覆工に生じる断面力の算定法は種々あるが、今回の試設計で用いた計算法は表2および図2に示す6種類である。以下に、各々の断面力算定法の概要とその特徴を述べる。

(1) 慣用計算法

この方法はわが国で最も多用されている計算法である。鉛直土圧は全土被り土圧やTerzaghiの緩み土圧とし、水平土圧は鉛直土圧に側方土圧係数 λ を乗じて求める。また、覆工が地山側に変形するスプリングライン付近に三角形分布の水平地盤反力を考慮している。側方土圧係数 λ や地盤反力係数 k は、設計の安全を十分に考慮して地盤のN値などから推定する。セグメントリングは剛性が一樣なリングにモデル化する。なお、セグメント継手の剛性低下やリング継手によるリング間の曲げモーメントの伝達を評価したモデルを用いる方法（修正慣用計算法）もある。

(2) 部分地盤ばねモデルによる計算法

この方法は一般に、はりばねモデルによる計算法と呼ばれ、わが国で一部採用されたり、検討設計として用いられている数値計算法である。鉛直土圧や水平土圧は慣用計算法の場合と同じである。覆工構造はセグメント主断面部をはりまたは円弧はりに、セグメント継手を回転ばねに、リング継手をせん断ばねにモデル化することにより、セグメントリングを剛性一樣リングとする場合より実状に近づけてモデル化している。また、覆工が地山側に変形する部位にはwinklerの地盤ばねを用いて地盤反力を評価している。

(3) 全周地盤ばねモデルによる計算法^{3), 4), 5)}

この方法は筆者らが提案している計算法であり、鉛直土圧や水平土圧および覆工構造のモデル化の考え方は部分地盤ばねモデルによる計算法の場合と同様であるが、セグメントリングの全周にわたって地盤ばねを配して、覆工の変形に伴う地盤と覆工との相互作用を評価する計算法である。すなわち、覆工がトンネル内空側に変形する部位についても引張型の地盤ばねを考慮して土圧の低減効果を評価することが部分地盤ばねモデルの場合と異なる。

(4) A. M. MUIR WOODの方法⁶⁾

この方法は英国で多用されている方法である。半無限二次元弾性地盤中に剛性が一樣なリングが存在するとした連続体モデルの解析解により、覆工に生じる断面力を算定する方法である。基本的に鉛直土圧として

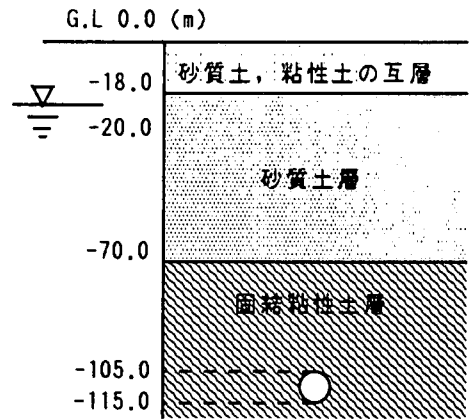


図1 試設計の対象地盤

表1 地盤およびセグメントの諸元

地盤の諸元	
変形係数 E (tf/m ²)	3.0×10^4
側方土圧係数 λ	0.3, 0.4, 0.5
ポアソン比 ν	0.35
湿潤密度 γ_s (tf/m ³)	1.9
セグメントの諸元	
外径 D (m)	10
セグメント分割数	8
幅 b (m)	1.2, 1.5
厚さ h (m)	0.45
ヤング率 E (tf/m ²)	3.9×10^6
回転ばね定数 (tm/rad)	1.0×10^4
リング間せん断ばね定数 (t/m)	1.0×10^{11}

全土被り土圧を、水平土圧として鉛直土圧に側方土圧係数 λ を乗じたものを、トンネル覆工を包含する地盤に作用させて覆工に生じる断面力を求める。この方法では覆工の曲げ剛性のみを考慮して覆工の変形に伴う地盤と覆工との相互作用を評価し、地盤と覆工との境界において、トンネルの接線方向のせん断力が完全に伝達される場合 (no-slip) と完全に伝達されない場合 (full-slip) の2種類の解を与えている。また、実際の覆工設計ではこれらのうち、スプリングライン位置での軸圧縮力が大きく計算されるno-slipの時の解析解が採用されることが多いようである。

(5) H. EINSTEINの方法⁷⁾

この方法は、A. M. MUIR WOODの方法を発展させた方法であり、覆工の変形に伴う地盤と覆工との相互作用を評価する上で、覆工の曲げ剛性のみならず軸剛性についても考慮した解析解を用いる方法である。

(6) H. DUDDECKの方法⁸⁾

この方法は独国で多用されている方法である。基本的に鉛直土圧や水平土圧の考え方は、A. M. MUIR WOODの方法の場合と同じであるが、側方土圧係数は一般に0.5としている。さらに、覆工に直接作用する土圧は、側方土圧係数 λ や地盤のポアソン比 ν を一定 ($\lambda=0.5$, $\nu=1/3$) として、H. EINSTEINの方法と同じ考え方で算定する。覆工は剛性が一樣なリングまたはセグメント継手の剛性低下を考慮したリング等にモデル化する。覆工の変形に伴う地盤と覆工との相互作用は全周地盤ばねモデルの場合と同様にリング全周に配した地盤ばね (半径方向の圧縮ばねと引張ばねの地盤ばね定数は同じ値、接線方向の地盤ばねは考慮しない) により評価している。なお、地盤ばね定数の値は no-slipの場合 E/R であり、full-slipの場合 $0.5E/R$ としている (E :地盤の変形係数, R :トンネルの外半径)。

以上から、各種の断面力算定法で用いる鉛直土圧の評価は異なるが、今回の試設計では、H. DUDDECKの方法では全土被り土圧のみを、その他の方法では緩み土圧 (換算緩み高さ2D, D:トンネルの外径) と全土被り土圧の両者を用いて断面力を算定した。また、H. DUDDECKの方法ではセグメント継手を剛結とした場合、回転ばねとした場合およびヒンジとした場合の3種類について計算した。また、覆工に作用する荷重のうち水圧は、対象となる地盤が固結粘性土層であることから、土圧と水圧とを分離して取扱い静水圧とした。なお、断面力の算定に用いた荷重を表3に示す。

表 2 試設計に用いた断面力算定法の概要

断面力算定法	荷重-構造系の種類	地盤と覆工との境界条件	構造モデル	地盤ばね定数 (tf/m ²)
慣用計算法	A	—	剛性-線リング $\nu=1, \lambda=0$	5000
部分地盤ばねモデル計算法	B	—	はり-ばねモデル	圧縮: $\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)}=5000$ 引張: 0
全周地盤ばねモデル計算法	B	—	はり-ばねモデル	圧縮: $\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)}=5000$ 引張: 3000
A. M. MUIR WOODの方法	C	no-slip full-slip	剛性-線リング	$\frac{3E}{R(1+\nu)(5-6\nu)}$
H. EINSTEINの方法	C	no-slip full-slip	—	—
H. DUDDECKの方法	D	no-slip full-slip	剛性-線リング はり-ばねモデル	$E/R=6000$ $0.5E/R=3000$

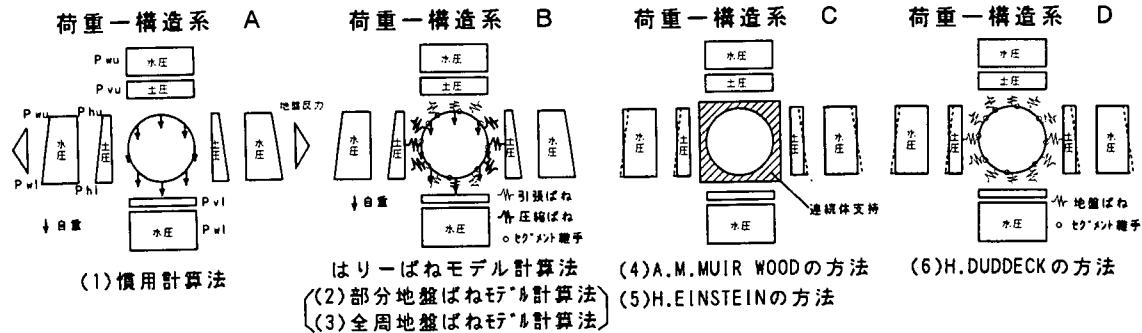


図 2 各種設計法で用いている荷重-構造系

表3 計算に用いた荷重値

断面力算定法	荷 重								条 件							
	緩み土圧+水圧 (tf/m)								全土被り土圧+水圧 (tf/m)							
	Pvu	Pvl	Phu	Phl	Pwu	Pwl	Pwh	Pwc	Pvu	Pvl	Phu	Phl	Pwu	Pwl	Pwh	Pwc
慣 用 計 算 法	27.0	12.0	13.7	20.1	127.5	142.5	—	—	171.8	156.8	86.0	92.5	127.5	142.5	—	—
部分地盤ばねモデル計算法	27.0	12.0	13.7	20.1	127.5	142.5	—	—	171.8	156.8	86.0	92.5	127.5	142.5	—	—
全周地盤ばねモデル計算法	27.0	12.0	13.7	20.1	127.5	142.5	—	—	171.8	156.8	86.0	92.5	127.5	142.5	—	—
A. M. MUIR WOODの方法	27.0	12.0	16.9	—	—	—	135.0	—	171.8	156.8	89.3	—	—	—	—	135.0
H. EINSTEINの方法	27.0	12.0	16.9	127.5	142.5	135.0	—	—	171.8	156.8	89.3	127.5	142.5	135.0	—	—
H. DUDDECKの方法	27.0	12.0	16.9	127.5	142.5	135.0	—	—	171.8	156.8	89.3	127.5	142.5	135.0	—	—

注) Pvu:頂部鉛直土圧 Pvl:底部鉛直土圧 Phu:上部側方土圧 Phl:下部側方土圧 Pwu:頂部水圧 Pwl:底部水圧 Pwh:側方水圧
Pwc:トンネル中心位置における水圧

表4 最大断面力(緩み土圧の場合)

断面力算定法	側方土圧係数 λ	最大断面力 (Mmax)			最大断面力 (Nmax)		
		発生位置 (deg.)	Mmax (tf・m)	N (tf) (Mmax位置)	発生位置 (deg.)	M (tf・m) (Nmax位置)	Nmax (tf)
慣 用 計 算 法	0.4	0	21.80	705.0	75	-13.96	739.0
	0.5	0	15.29	712.6	75	-10.19	739.0
部分地盤ばねモデル計算法 いも継ぎ	0.4	0	18.80	706.7	81.5625	-7.01	741.6
	0.5	0	15.23	712.6	180	-2.09	749.0
部分地盤ばねモデル計算法 2リング千鳥組	0.4	354.375	34.36	702.5	298.125	-25.19	748.1
	0.5	354.375	28.00	709.0	174.375	-1.93	748.1
全周地盤ばねモデル計算法 いも継ぎ	0.4	0	6.51	672.4	180	-1.06	705.1
	0.5	0	5.15	683.5	180	-2.71	718.2
全周地盤ばねモデル計算法 2リング千鳥組	0.4	354.375	12.56	671.5	84.375	-6.04	707.3
	0.5	354.375	9.58	682.9	174.375	-4.76	719.9
A. M. MUIR WOODの方法 no-slip	0.4	0	6.90	705.7	90	-6.90	754.3
	0.5	0	5.13	720.0	90	-5.13	756.2
A. M. MUIR WOODの方法 full-slip	0.4	0	7.90	728.5	90	-7.90	731.6
	0.5	0	5.88	737.0	90	-5.88	739.3
H. EINSTEINの方法 no-slip	0.4	0	3.26	702.4	90	-3.26	724.1
	0.5	0	1.63	715.1	90	-1.63	725.9
H. EINSTEINの方法 full-slip	0.4	0	3.72	712.5	90	-3.72	714.0
	0.5	0	1.86	720.1	90	-1.86	720.9

表5 最大断面力(全土被り土圧の場合) (自重は考慮していない)

断面力算定法	側方土圧係数 λ	最大断面力 (Mmax)			最大断面力 (Nmax)		
		発生位置 (deg.)	Mmax (tf・m)	N (tf) (Mmax位置)	発生位置 (deg.)	M (tf・m) (Nmax位置)	Nmax (tf)
慣 用 計 算 法	0.4	0	202.72	1177.2	75	-120.87	1432.9
	0.5	0	166.20	1221.1	75	-99.35	1432.5
部分地盤ばねモデル計算法 いも継ぎ	0.4	0	100.10	1253.0	90	-24.68	1516.0
	0.5	0	85.27	1280.0	90	-20.32	1498.0
部分地盤ばねモデル計算法 2リング千鳥組	0.4	354.375	195.40	1223.0	84.375	-75.94	1534.0
	0.5	354.375	165.90	1255.0	84.375	-63.42	1513.0
全周地盤ばねモデル計算法 いも継ぎ	0.4	0	44.72	1065.0	90	-24.52	1316.0
	0.5	0	37.30	1118.0	90	-19.88	1326.0
全周地盤ばねモデル計算法 2リング千鳥組	0.4	354.375	91.41	1056.0	84.375	-60.93	1338.0
	0.5	354.375	76.06	1111.0	84.375	-49.71	1343.0
A. M. MUIR WOODの方法 no-slip	0.4	0	51.26	1025.7	90	-51.26	1387.3
	0.5	0	42.14	1099.9	90	-42.14	1397.1
A. M. MUIR WOODの方法 full-slip	0.4	0	58.74	1194.7	90	-58.74	1218.2
	0.5	0	48.30	1238.8	90	-48.30	1258.1
H. EINSTEINの方法 no-slip	0.4	0	48.86	1028.0	90	-48.86	1354.3
	0.5	0	39.41	1101.8	90	-39.41	1365.0
H. EINSTEINの方法 full-slip	0.4	0	55.78	1180.0	90	-55.78	1202.3
	0.5	0	44.98	1224.4	90	-44.98	1242.4
H. DUDDECKの方法 no-slip, 剛性一様リッパ	0.5	0	40.32	1071.0	270	-33.95	1284.0
H. DUDDECKの方法 full-slip, 剛性一様リッパ	0.5	0	86.12	1261.0	90	-78.74	1295.0

(自重は考慮していない)

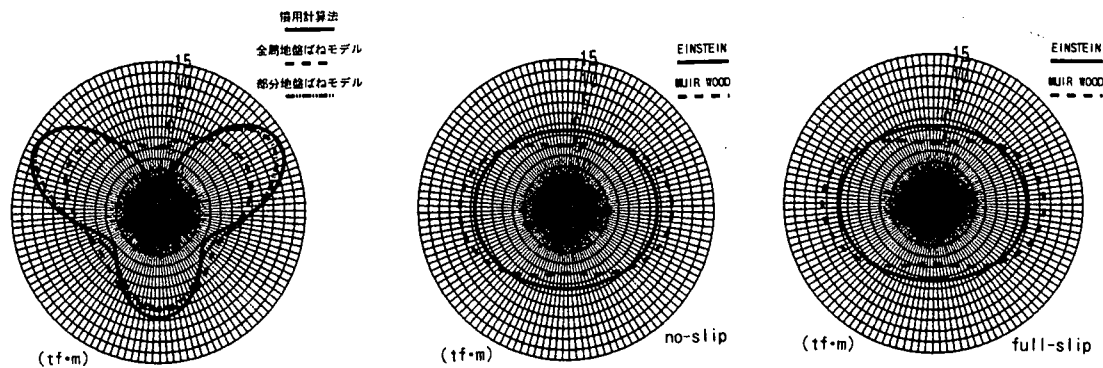


図3 曲げモーメント (緩み土圧, 側方土圧係数 $\lambda=0.5$, セグメント幅1.5m)

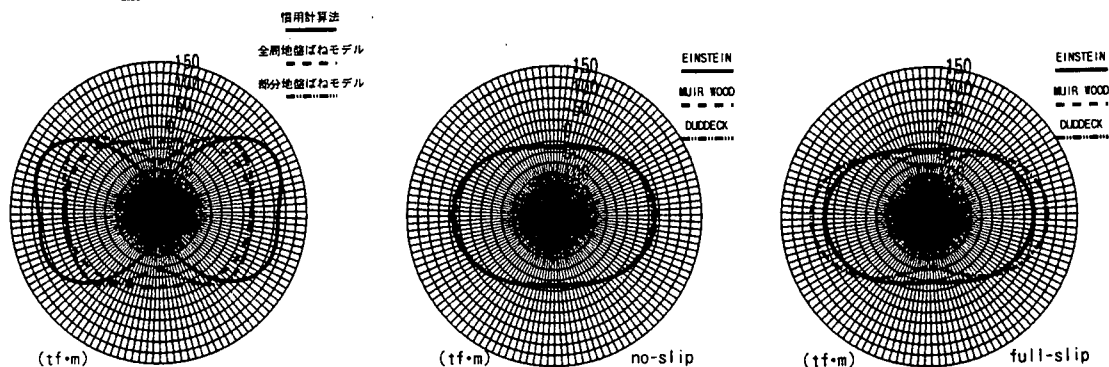


図4 曲げモーメント (全土被り土圧, 側方土圧係数 $\lambda=0.5$, セグメント幅1.5m)

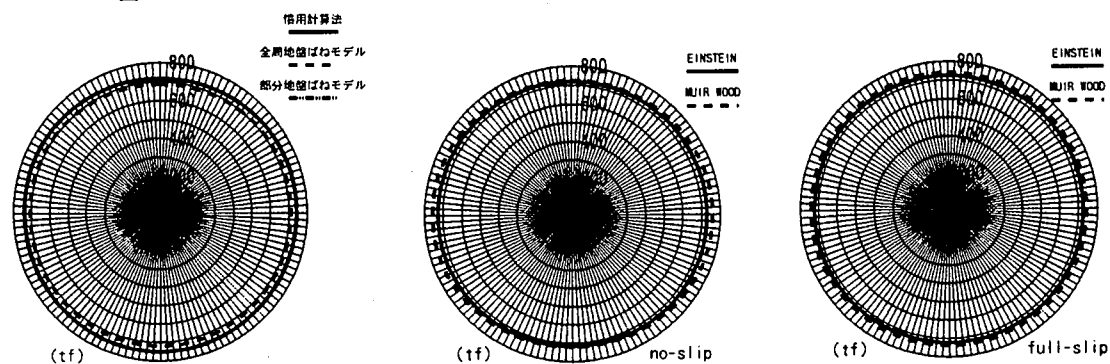


図5 軸力 (緩み土圧, 側方土圧係数 $\lambda=0.5$, セグメント幅1.5m)

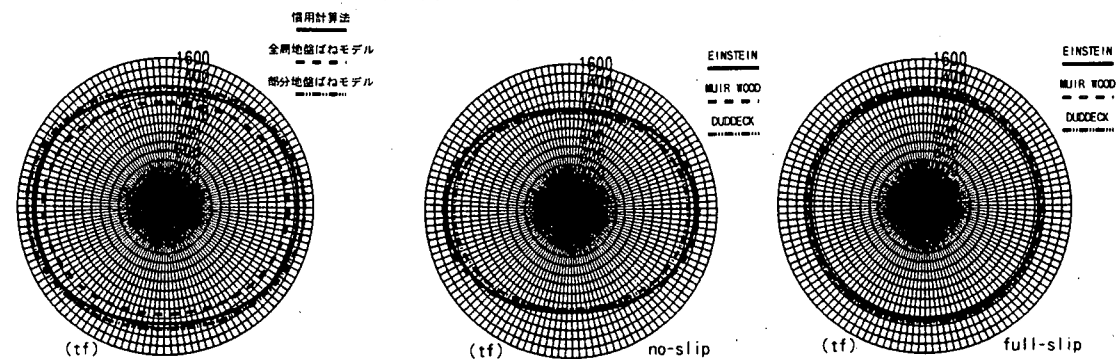


図6 軸力 (全土被り土圧, 側方土圧係数 $\lambda=0.5$, セグメント幅1.5m)

4. 試設計結果とその考察

計算結果の一例を表4および表5に示す。これらの結果は各々の断面力算定法で用いている荷重や構造モデルの特徴を比較するために、覆工の自重は考慮していないものである。また、図3～図6はそれらの計算結果うち、側方土圧係数 λ が0.5の時の曲げモーメント図および軸力図を示したものである。鉛直土圧として緩み土圧を用いた時の曲げモーメント図をみると、水平土圧や水圧を等変分布とする場合と等分布とする場合との違いが顕著に現れている。また今回の試設計条件は水圧が土圧に比べて相当に大きいため、すべての計算結果は軸圧縮力が卓越している。このため、欧州諸国の計算方法では、トンネルのクラウンおよびスプリング位置における曲げモーメントがほぼ等しく計算されることから、軸圧縮力が大きく計算されるスプリング位置が断面を算定する上でクリティカルとなる。一方、わが国で採用している計算法の結果をみると、慣用計算法では曲げモーメントが大きく計算される。また、部分地盤ばねモデルによる計算法の計算結果から、セグメントをいも継ぎにして、地盤と覆工との相互作用を期待した方が合理的であることがわかる。さらに、スプリングライン付近の地盤反力のみならず、鉛直方向の土圧の低減効果をも評価した全周地盤ばねモデルによる計算法の計算結果は曲げモーメントおよび軸圧縮力ともに相当に小さくなることがわかる。

次に、わが国の計算法で計算された断面力を基に、許容応力度設計法によってセグメントの厚さを試算した。表6はその結果を示したものである。先にも述べたように今回の試設計条件では水圧が卓越して作用し、セグメントの主断面は全断面圧縮状態となったため、主筋はすべて最小鉄筋量とした。この結果からも、全周地盤ばねモデルによる計算結果が最も覆工厚さを低減できることがわかる。なお、表6に示した断面力は自重による断面力（地盤反力を考慮せず）を加算したものである。

表6 最大断面力に基づく断面算定 (B=1.5m, 緩み土圧, $\lambda=0.4$, 自重考慮)

断面力算定法	最大断面力			セグメント厚さ H (cm)	主筋 (最小鉄筋量)	応力度 (kgf/cm ²) σ_c (曲げ圧縮)
	発生位置 (deg.)	M (tf·m)	N (tf)			
慣用計算法	0	35.6	704	43	D16×18	167
部分地盤ばねモデル計算法 (いも継ぎの場合)	0	27.8	708	40	D16×18	168
	0	34.0	704	42	D16×18	169
全周地盤ばねモデル計算法 (いも継ぎの場合)	0	15.5	674	34	D16×16	167
	0	19.4	673	35	D16×18	170

注) $\lambda=0.4$ の場合の計算結果であり、覆工の自重も考慮したものである。
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度: $\sigma_{ca}=170\text{kgf/cm}^2$

5. あとがき

本報告では、東京都心部の大深度地盤中にシールドトンネルを構築することを想定して覆工の試設計を行い、その結果を用いて各種断面力算定法で用いている荷重や覆工の構造モデルの特徴について考察した。その結果、基本的に鉛直土圧として全土被り土圧を採用する欧州諸国の方法による計算結果は、必ずしも覆工厚の低減に有効な解を与えないことがわかった。しかし、欧州諸国における断面の算定方法は、安全率の考え方などが、わが国の許容応力度設計法と異なることもあり、このことを加味して両者の設計法を比較する必要があるものと思われる。一方、慣用計算法で用いている鉛直土圧や水平土圧を採用した場合、覆工の変形に伴う地盤と覆工との相互作用を適切に評価した覆工の構造モデルを検討すれば、覆工の合理化や経済化は図れるものと推察される。なお、本報告は早稲田大学理工学総合研究センターにおける『大深度地下インフラに関する調査研究』プロジェクト研究の成果の一部である。

- 【参考文献】 1) 新堀, 清水: 施工10年後のセグメント応力測定結果, トンネル工学研究発表会 論文・報告集, Vol. 2, p. p. 79~82, 1992. 10.
2) 土質工学会: 『山留めとシールド工事における土圧・水圧と地盤の挙動』に関するシンポジウム報告書, 1992. 5.
3) 木村, 五十嵐, 小泉: トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験, トンネル工学研究発表会 論文・報告集, Vol. 4, p. p. 47~54, 1994. 11.
4) 木村, 野本, 渡邊, 小泉: トンネル覆工に作用する土圧と覆工変形の相互作用に関する模型実験, トンネル工学研究発表会 論文・報告集, Vol. 5, 1995. 11.
5) 小山, 清水, 佐藤: トンネルと地盤の相互作用の設計上の取扱いに関する一考察, 土木学会論文集 No. 511/III-30, p. p. 99~107, 1955. 3.
6) A. M. MUIR WOOD: The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique 25, No. 1, 1975.
7) H. EINSTEIN: Simplified analysis for tunnel supports, Proc. ASCE, GT4., 1979.
8) H. DUDDECK: Empfehlungen zur berechnung von tunneln im lockergestein, DIE BAUTECHNIK, 1980. 10.