

# 大水深下での大断面シールドトンネルの覆工設計に関する研究

岡山 宏<sup>1</sup>・和佐勇次郎<sup>2</sup>・金井 誠<sup>3</sup>・吉田幸司<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 M.S. (財) 道路施設協会常任参与 (〒107 港区南青山1-1-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 (株) 安部工業所常務取締役 (元TTB設計課長) (〒102 千代田区九段北4-3-26)

<sup>3</sup>正会員 工修 (株) 大林組 横断道木更津南JV所長 (〒299-02 袖ヶ浦市南袖27)

<sup>4</sup>正会員 工修 (株) 鴻池組 土木本部東京技術部 (〒101 千代田区神田駿河台2-3-11)

東京湾横断道路の海底シールドトンネルは外径14mの大断面トンネルであり、海底下の沖積軟弱地盤ならびに斜路の人工盛土地盤中に構築するという世界に前例のない覆工構造となる。そのため、筆者らは設計にあたって、土の特性から理論土圧、弾性・弾塑性FEM計算による覆工挙動の解析を行うとともに、類似の地盤での施工実績データを整理することにより設計荷重の合理的設定を行った。さらに海底下のシールドトンネルという特殊条件を考慮して、覆工の耐久性の確保を目的とした検討も行った。本論文は海底下の大断面シールドトンネルの覆工設計に関する研究成果の報告を行うものである。

**Key Words:** Trans-Tokyo Bay Highway, shield tunnel, alluvial soils, man-made embankment, design loads

## 1. はじめに

21世紀へ向けての社会資本の充実と都市化現象の急速な進展の中で、わが国のシールドトンネル技術の進歩は空前のものがある。しかし、子細にその実情を見れば、なお多くの解決を要する問題を残しており、さらなる安全性・経済性を追及するためには、研究・検討の余地のある工法と考えられる。

現在、急ピッチで施工を進めている東京湾横断道路 (Trans-Tokyo Bay Highway, 以下ではTTBと略称する) は、東京湾の中央部で、神奈川県川崎市と千葉県木更津市を連絡する延長約15kmの自動車専用道路であり、海上部が船舶の輻輳する航路となっている川崎側の約10kmを海底トンネルとし、比較的船舶航行の少ない木更津側の約5kmを橋梁として計画・設計したものである<sup>1)</sup>。

海底トンネル区間は泥水式シールドトンネルで施工しているのであるが、①外径が約14mと従来のトンネル径の実績を大きく上回るトンネル径であるうえに、過去に施工例の少ない、②大水压を受ける海底の超軟弱地盤と③海浜部の人工盛土地盤内にトンネルを築造するという大きな特徴を有しており、従来の設計手法をそのまま適用して設計することには不安があった。そのため、トンネル覆工の力学的挙動に対する種々の数値解析ならびに

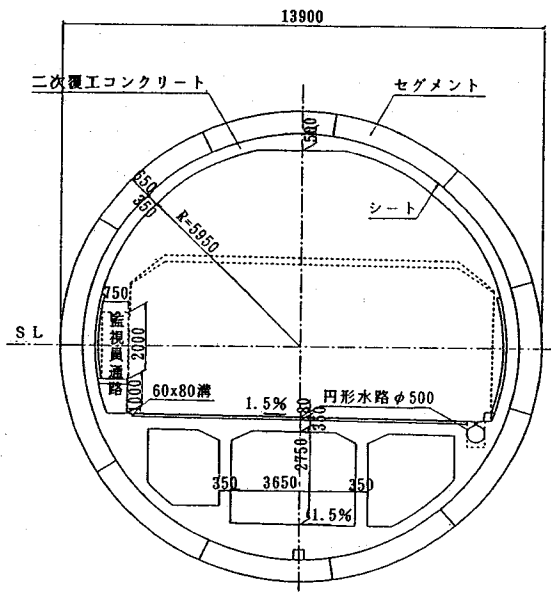


図-1 トンネル標準断面

実証実験により、その挙動と安全性を確認した上で設計することとした。

本論文は、特に覆工設計に関して検討した主要部分についての研究成果を報告するものである。

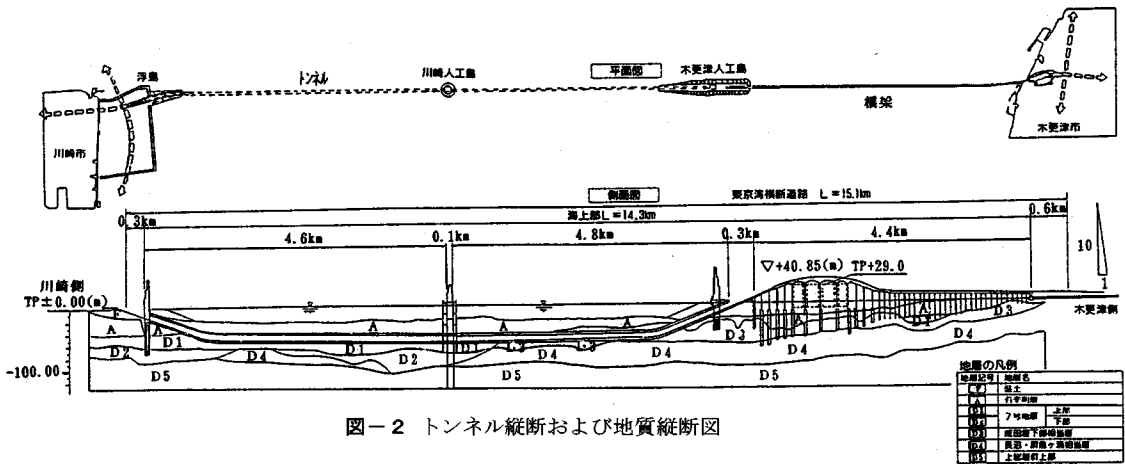


図-2 トンネル縦断および地質縦断図

## 2. 設計荷重設定上の問題点

### (1) シールドトンネルの計画概要と周辺地質概要

TTBの道路車線数は、暫定的に4車線で開業し、将来の交通量に応じて最終的には6車線とする計画である。1車線当りの幅員、駐車帯兼用の幅広路肩、道路管理用通路、トンネル内縦流換気設備設置スペース、トンネルの施工誤差ならびに覆工厚を考慮して、トンネル外径を設定すると図-1に示したように約14mとなる。トンネル1本当たりの設置可能車線数は2車線であるため、最終的には3本のトンネルを併設した形で建設しなければならないが、当面は2本のトンネルを建設して供用することとしている。したがって、両端の立坑ならびに川崎人工島は3本目のトンネルのためのスペースを考慮した形で設計している。

トンネル縦断計画および地質概要は、図-2に示したようにシールドトンネルが通過する部分の海底面は、ゆるやかな船底形地形を呈している。中央部で最大水深は約30mあり、川崎人工島を挟んで左右の地盤構成が異なっている。川崎側の海底部ではトンネル上半部が沖積層で下半部が洪積層であり、木更津側ではトンネル全体がほぼ洪積層である。この海底部の沖積層は、およそ1万年前から堆積した地層で塑性指数が高く ( $PI=60\sim 100$ )、一軸圧縮強度が低い ( $qu=0.2\sim 0.4\text{kgf/cm}^2$ )、非常に軟弱な粘土層である。一方、洪積層は比較的締まった砂質土と粘性土の互層となっている。また、トンネル両端の浮島、木更津斜路部は湾岸道路ならびに橋梁部への取付けのため、人工的に盛土した地盤中にトンネルを構築することとしている。この地盤は、山砂にセメント系固化材を事前混合した材料により施工するため、 $qu=6\sim 30\text{kgf/cm}^2$  (平均 $10\text{kgf/cm}^2$ ) と堅固な地盤となる<sup>2)</sup>。

以上、TTBシールドトンネルはトンネル天端で最大4.5気圧に相当する水圧作用があり、なおかつ非常に軟

表-1 設計上の課題と各種実験内容

項目	課題	実験内容
一次覆工構造	厳しい荷重条件下でスレンダーな大口径円形覆工となるため、本体部、継手部共に大きい荷重、耐力を有する覆工構造の実現	・セグメント継手選定試験 ・実物大セグメント性能確認試験
防水対策	高水圧条件下の改定トンネルにおける適切な止水構造の実現	・セグメントシール止水性能試験 ・裏込注入材止水性能試験
立坑とトンネル間の連結構造	地震時およびトンネル下部地盤沈下時の立坑とトンネル間の相対変形を吸収する構造の実現	・可換セグメント性能確認試験
覆工の設計荷重	人工盛土地盤および海底の軟弱地盤中での覆工に作用する荷重の想定、即ち、側圧係数、地盤反力係数、単位重量の設定。	・土質調査 ・覆工荷重確認試験 ・併設トンネル現場計測
覆工部材の耐久性	海底の腐食環境下における覆工構造部材の防食対策。	・ボルト防食試験 ・セグメントコンクリートの耐久性試験
荷重設計	・有限幅の人工盛土地盤での地震動の伝播状況の想定。 ・地盤剛性急変部における地震動の伝播状況の把握。 ・一次覆工に影響を与えず、かつトンネル軸方向のフレキシビリティを損なわない二次覆工構造の実現	・斜路部トンネル模型振動実験 ・覆工耐震実験 ・シートがトンネル軸方向剛性に及ぼす影響確認試験

弱な地盤あるいは逆に堅固な人工地盤中に施工するという過去に例のない大断面シールドトンネルである。

### (2) シールドトンネル覆工設計における課題

本トンネルの覆工は設計検討の結果、図-1に示した如く、65cm厚の一次覆工 (11等分割の鉄筋コンクリートセグメントを長尺直ボルトで連結組立てる) と35cm厚の二次覆工 (現場打設RC構造) の2層構造とすることとした。

このうちの二次覆工は、浮上り抵抗のための重量付加、トンネル内火災などに対する一次覆工の防護等のために設置するものであり、トンネル完成後の増加荷重には抵抗するが、土圧、水圧等の主荷重に対しては一次覆工のみで抵抗することを基本として設計することとした。

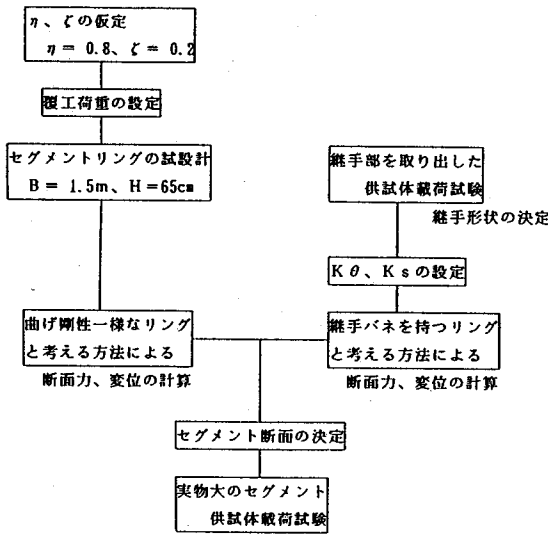


図-3 セグメント断面の性状確認フロー

詳細設計に至るまでの設計検討の過程でいくつかあった課題とそれに対する実証実験項目は、表-1にまとめたとおりである。

### 3. 構造計算モデルと設計荷重

#### (1) 構造計算モデル

地盤中でのセグメントリングの挙動は、覆工剛性と地盤剛性の大小によって断面力が変わってくるものと考えられる。つまり、セグメントリングは、その継手（セグメント間、リング間）の存在のため、柔構造となっており、地盤抵抗（変形に応じた地盤反力）との相互作用を考慮した解析が必要である。さらに継手の剛性（ばね値）も断面力の大きさ（軸力の影響と曲げによる回転角）によって変化するため、より経済的な設計をするためには、これらの挙動を加味した構造計算モデルによって解析する必要がある。この挙動を実際に近い形でモデル化しているのが、回転ばねとせん断ばねを有するリングと考える方法（はり-ばねモデル）であると考えられるが、今までの設計実績としては曲げ剛性一様なリングと考える方法（慣用法あるいは修正慣用法）が多い<sup>3)</sup>。

中・小トンネルでは、荷重設定の誤差ならびに構造解析手法の相違による計算誤差が覆工断面に与える影響はそれほど大きくはないが、TTBのようにトンネル径が大きくなると、多少の誤差でも覆工厚に与える影響は大きく無視できなくなる。そこで、TTBトンネル設計においては従来から用いられている修正慣用法を主体に設計し、その上に、はり-ばねモデルにより検証するという方針で図-3に示す流れにより覆工設計を行った<sup>15)</sup>。

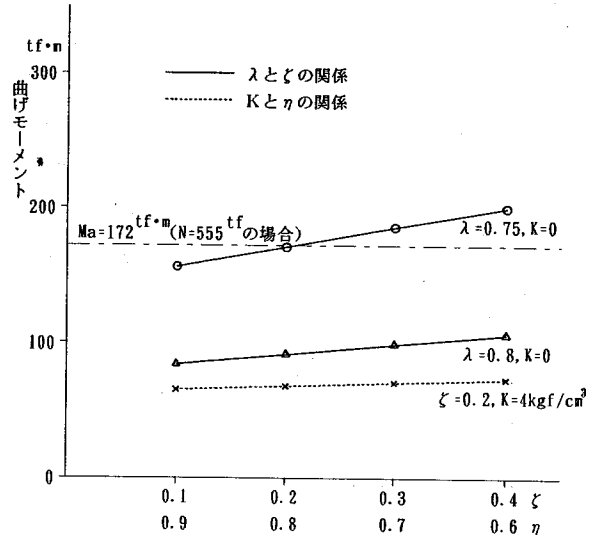


図-4 TTBにおけるη、ζの感度分析結果

当初検討での修正慣用法における、継手の存在による曲げ剛性の有効率(η)は0.8、千鳥組みによる隣接リングへの曲げモーメントの伝達率(ζ)は0.2と仮定した。この値は、平板セグメントの従来の設計実績を考慮した他、隣接リングへの応力伝達による断面力増を少なくすることを設計の基本方針として設定したものである。TTBトンネル周辺の海底軟弱地盤では地盤反力にあまり期待できないため、覆工断面力が大きくなる傾向にあった。その上に隣接リングからの応力伝達が大い(ζが大きい)場合は、その分発生断面力がさらに大きくなってセグメント断面に影響をおよぼすこととなる。したがって、セグメント間継手の剛性を上げてリングとしての曲げ剛性(ηEI)を大きくし、隣接リングへの応力伝達(ζ)を極力小さくできる継手構造とする必要があると考えた。なお、TTBトンネル断面でのη、ζの値変化に対する曲げモーメント変動の関係は図-4に示すとおりである。

#### (2) 覆工設計荷重

一次覆工の設計荷重のうち、鉛直荷重は土被り厚も小さく、軟弱地盤部であることから、海底面からの全土被りによる土荷重と海水荷重を考慮することとした。ただし、トンネル天端の仮想水平面に上から作用する等分布荷重として扱っている。

一方、水平荷重については、①海底部においては従来のトンネル設計では経験・実績の少ない「地盤高より水位の方が高い」軟弱地盤であるため、その設定方法が大きな問題となった。また、②トンネル両端の斜路部の人工地盤は $q_u = 6 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$ と高強度ではあるが、有

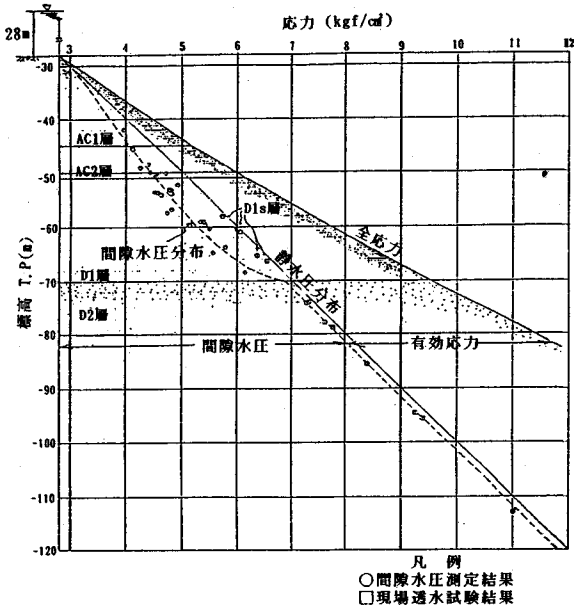


図-5 海底粘性土地盤の実測間隙水圧

限幅の地盤であり、両側の軟弱地盤からの土圧・水圧作用が覆工へも影響するものと考えられた。その上、盛土材料の将来的な劣化も考え合わせた荷重の設定が必要であり、これも大きな課題であった。さらに、③トンネル部分の地層は単一ではなく互層状態で、トンネル方向の連続性も不規則であり、設計区分の設定も一つの課題であった。ここでは代表的な海底軟弱地盤中と斜路部人工地盤中の側方土圧の設定について述べる。

**a) 海底軟弱地盤における覆工の側方土圧**

一般にシールドトンネルの設計においては、水平方向の荷重は、土と構造物の釣り合い状態を主働土圧係数的な側方土圧係数( $\lambda$ )と受働土圧的な地盤反力係数( $k$ )の2定数を用いて独立して覆工体に作用させるのであるが、両者は相互に関係のある値として設定している。

既述したように、TTBトンネルは海底下のシールドトンネルであるため、陸上のトンネルとは異なり、地表面よりも水位の方が高く、土圧よりも水圧が卓越する状態となる。したがって、陸上部のトンネルと比べると水平方向の荷重が大きくなり、鉛直荷重と水平荷重のバランスが良くなるため、覆工断面は小さくできることとなる(図-5に示したように海底粘性土地盤の間隙水圧は海面からの静水圧分布に近い水圧状態を示している)。

側方土圧係数は、設計規準等では一般的に次のような使い分けをしている。

砂質土：土と水を分離して取扱い、土の有効鉛直応力に側方土圧係数を乗じたものと水圧の和を側方荷重としている。

粘性土：水を土の一部として取扱い、土の総鉛直応力

表-2 各地層の物理特性および変形特性

層区分	N	縦自然含水比 Wa(%)	コンシステンシー指数 I <sub>c</sub>	砂分含有率 (%)	液性限界 $\omega_L$ (cc/cm <sup>3</sup> )	塑性指数 $\omega_p$	ポアソン比 $\nu$	止土圧係数 $k_0$	E <sub>50</sub> *3 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ESF*4 (kgf/cm <sup>2</sup> )
Ac1	0.1	121.0	-0.10	1.3	1.408	0.497	0.454	11.19	9.84	1.14
Ac2	0.6	70.3	-0.01	6.9	1.608	0.495	0.466	28.48	21.57	2.21
D1c	12.0	50.6	0.28	12.0	1.707	0.488	0.470	34.27	27.04	9.41
D1s	37.5	36.9	0.58	66.2	1.814	0.488	-	47.40	21.28	12.35
D2c	32.3	51.7	0.35	23.8	1.689	0.497	0.360	32.25	307.02	-
D3e	73.5	34.0	0.80	76.1	1.829	0.492	-	31.50	301.44	46.84

\*1 P-S 検層による値 \*2 K<sub>0</sub> 圧密試験による値 \*3 一軸圧縮試験による値 \*4 孔内水平載荷試験による値

表-3 各地層のせん断特性 (圧密特性)

層区分	一軸圧縮強度 q <sub>u</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	非排水強度 (uu試験) C <sub>uu</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi_{uu}$ (°)	圧密非排水強度 (KOC試験) C (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	圧密降伏応力 P <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )
Ac1	0.442	0.168	3° 26'	0.067	43° 04'	0.703
Ac2	0.865	0.415	4° 42'	-0.006	39° 16'	1.825
D1c	0.955	0.522	4° 46'	0.057	43° 43'	3.428
D1s	1.143	-	-	-	-	-
D2c	2.110	0.331	27° 15'	-0.133	44° 16'	1.920
D3e	1.565	-	-	-	-	-

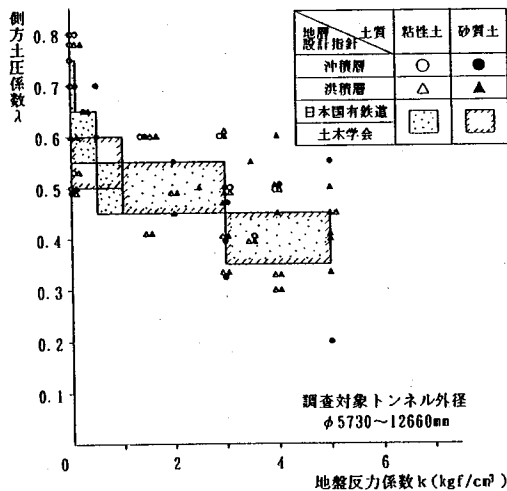


図-6  $\lambda$ ,  $k$  の設計実績と指針との関係

に側方土圧係数を乗じたものを側方荷重としている。砂質土における $\lambda$ 。が過去の多くの実験等により、経験的に十分把握できているのに対し、粘性土における $\lambda$ は砂質土ほど明確には確認できていないということと、水の復元度合いの不確かさと相合わせ、さらに地盤反力係数との関連も考慮して $\lambda$ を定めているのが実状と思われる。そこで、TTBトンネルにおける粘性土の $\lambda$ については地質調査資料による地中応力状態、地盤中の間隙水圧ならびに陸上トンネルの設計で用いた係数の延長として考えるなどの種々の検討により、設定することとした。

まず、土質特性から見た側方土圧係数について述べる。

トンネル通過部の海底の地層は、沖積粘土層(Ac)・沖積砂層(As)・洪積粘土層(Dc)・洪積砂層(Ds)からなり、各々の土の物性は表-2および表-3に示したとおりである<sup>1)</sup>。

過去に施工された比較的大口径のシールドトンネルの

セグメント設計で用いられた $\lambda$ ,  $k$ の実績は図-6に示したとおりである。

土質特性から求められるA c層の側方土圧係数 $\lambda_{Ac}$ については主働土圧係数( $K_a$ )と静止土圧係数( $K_0$ )との間にあると考え、下記の各方法により算定してみた。

① $K_{ocu}$ 試験値を用いた場合

土水分離的な考え方とて側方土圧係数を求めると

$$\lambda = (K_0 \cdot \gamma' + \gamma_w) / \gamma$$

$$= \{ 0.466 \times (1.61 - 1.03) + 1.03 \} / 1.61 = 0.81$$

となる。

また、 $\phi' = 39^\circ 16'$ として次式により主働土圧係数を求めると

$$K_a = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi') = 0.225$$

となり、前式の $K_0$ の変わりに $K_a$ を代入すれば、側方土圧係数 $\lambda = 0.72$ を得る。

よって、 $0.72 \leq \lambda_{Ac} \leq 0.81$ と考えることができる。

②ブルーカーの式を用いた場合

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' = 0.317$$

$$\lambda = \{ 0.317 \times (1.61 - 1.03) + 1.03 \} / 1.61$$

$$= 0.75$$

となる。

$K_a$ は①と同じであるため、 $0.72 \leq \lambda_{Ac} \leq 0.75$ と考えることもできる。

③ランキンの主働土圧を用いた場合

土水一体の考え方でランキンの土圧算定式に粘着力 $C = 0.415$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) および $\phi_u = 4^\circ 42'$ を代入して主働土圧係数 $K_a$ を求めると次のようになる。ここで、粘着力だけを考慮した場合は

$$\text{主働土圧 } P_a = \gamma \cdot H + \gamma_w \cdot H_w - 2C$$

$$= 60.17 \text{ tf}/\text{m}^2$$

$$\text{主働土圧係数 } K_a = P_a / (\gamma \cdot H + \gamma_w \cdot H_w)$$

$$= 0.88$$

となり、粘着力と内部摩擦角を考慮した場合は

$$\text{主働土圧 } P_a = (\gamma \cdot H + \gamma_w \cdot H_w) (1 - \sin \phi_u) / (1 - \sin \phi_u) - 2C \cdot \text{SQR} \{ (1 - \sin \phi_u) / (1 + \sin \phi_u) \} = 50.45 \text{ tf}/\text{m}^2$$

$$\text{主働土圧係数 } K_a = P_a / (\gamma \cdot H + \gamma_w \cdot H_w)$$

$$= 0.74$$

となる。

よって、 $0.88 \leq \lambda_{Ac}$ または $0.74 \leq \lambda_{Ac}$ とも考えられる。

④A c層のせん断強度より逆算される $\lambda_{Ac}$

全応力の鉛直応力( $\sigma_1$ )と水平応力( $\sigma_3$ )とから、せん断応力は次のように計算できる。

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = (1 - \lambda) \sigma_1 / 2$$

一方、トンネル中心での鉛直応力 $\sigma_1 = 63.5 \text{ tf}/\text{m}^2$ であり、A c層のせん断強度は土質試験結果より次式が得られている。

$$\tau_u = 0.0195 + 0.02 Z \quad (\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

表-4 軟弱地盤中の設計実績

工事名称	D (mm)	N 値	$\lambda$	$\lambda'$	M (tf·m)	N (tf)	e/h
1. 電力	5400	3	0.8	0.86	16.2	125.0	0.52
2. 横浜市3号線	6200	1~3	0.7	0.81	26.2	81.7	0.92
3. 宮田9号線 隅田川	6500	0	0.8	1.01	8.4	85.9	0.28
4. " 千住線町	6500	2~5	0.8	0.97	10.7	72.5	0.43
5. " 日比谷線	6500	-	0.8	1.01	7.4	137.2	0.16
6. 宮田5号線 洲崎	6750	0	0.8	0.99	8.8	66.0	0.45
7. " 富岡町	6750	0~5	0.8	0.99	8.8	66.0	0.45
8. 大阪市4号線	6800	0~5	0.78	1.04	2.5	95.5	0.09
9. " 2号線	6800	3~5	0.7	0.87	11.4	56.0	0.58
10. 下水道	7100	-	0.8	1.02	3.5	67.5	0.17
11. 地下鉄	7100	-	0.65	0.90	15.7	79.5	0.66
12. 都営10号線 羽川	7300	3~6	0.7	0.81	15.9	78.0	0.68
13. " 大島	7300	0~3	0.7	0.87	17.7	86.0	0.69
14. 下水道	9500	-	0.75	0.91	27.1	131.1	0.46
15. 地下鉄	9800	-	0.75	0.96	24.7	130.5	0.34
16. 東京湾横断道路	13900	0	0.75	0.89	188.7	440.6	0.66
17. 東京湾横断道路	13900	0	0.8	0.95	128.1	470.1	0.42

\*: 土水分離

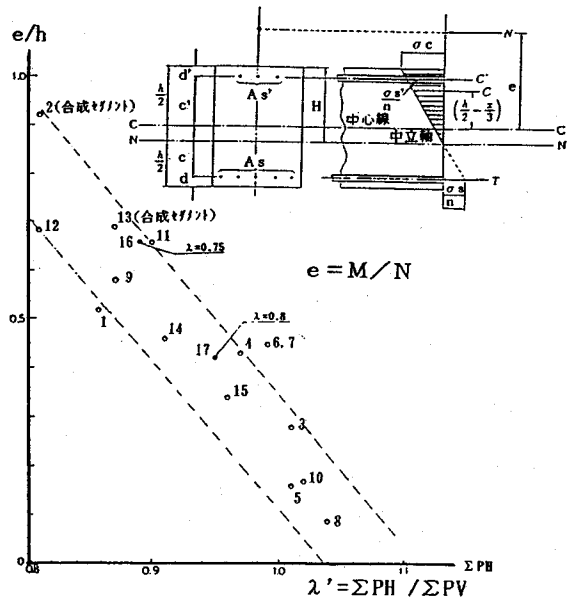


図-7 e/hと荷重比( $\lambda'$ )の関係

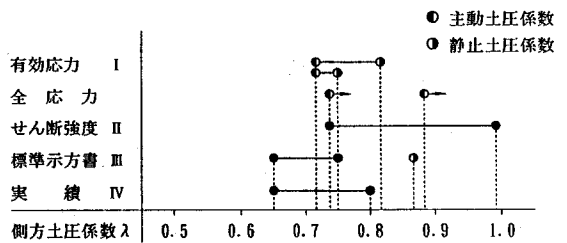


図-8 A c2層の土性より想定される $\lambda$ の範囲

または、

$$\tau_u = 0.092 + 0.0127 Z \quad (\text{kgf}/\text{cm}^2)$$

ここにZは海面からの深さ(約23m)であり、トンネル中心でのせん断強度の平均値は

$$\tau_u = 4.3 \text{ tf}/\text{m}^2 \text{ であるため、地盤が安定するために}$$

$$\text{は、} (1 - \lambda) \sigma_1 / 2 \leq \tau_u$$

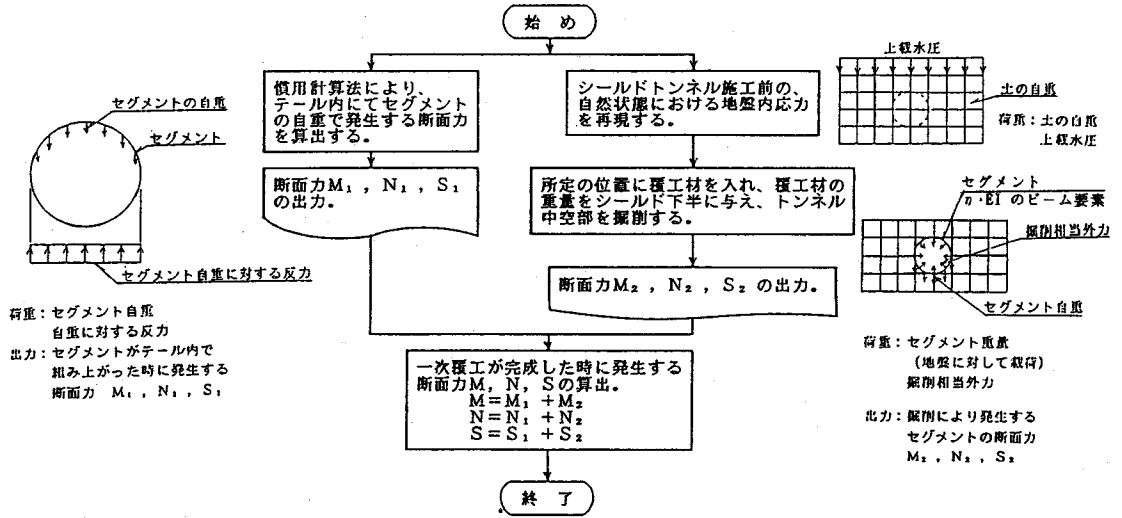


図-9 海底土中のトンネルに作用する応力解析

が必要であり、側方土圧係数は

$$\lambda_{Ac} \geq 1 - 2\tau u / \sigma_1 = 1 - 2 \times 4.3 / 63.5 = 0.86$$

となる。

さらに、軟弱地盤中（地盤反力係数  $k=0$ ）のセグメントリングの設計に採用された  $\lambda$  および総鉛直土圧と総水平土圧の比  $\lambda' (= \Sigma P_v / \Sigma P_h)$ 、軸力の偏心量 ( $e$ ) とセグメント厚 ( $h$ ) の比 ( $e/h$ ) の実績値を表-4 に示す。

TTBトンネルの場合、図-7に示したように  $\lambda=0.8$  とすれば中間的な位置に属し、 $\lambda=0.75$  とした場合は設計上厳しい値となることがわかる。

以上により得られた値を整理すると図-8のようになり、 $\lambda$  を大きくするとセグメント断面（鉄筋量）が小さくなるため、設計上安全側の値として、小さめの  $\lambda_{Ac} = 0.75$  を採用することとした<sup>12), 13)</sup>。

次に、ここで設定した値の解析的な裏付けとして、弾塑性 FEM 解析による検討について述べる。

海底土中の覆工に作用する断面力を 2次元弾塑性 FEM 解析を用いて算定し、Ac層の設計荷重を解析的に検討することとし、図-9に示した解析手順により、検討する事とした。

計算結果に大きく影響を与える諸定数の設定は以下のよう考えた。

#### ①ポアソン比

土のポアソン比 ( $\nu$ ) は、K. Terzaghi, G. I. Pokrosky, Barkan等により、いくつかの提案値があり、これらを一覧表にすると表-5のとおりである。一方、地盤調査結果より得られた静止土圧係数  $K_0$  より、ポアソン比を求めると表-6のようになる。

しかし、今回、検討の対象としている土質を考えると、

表-5 土のポアソン比の提案値

提案者	提案値	
	砂	粘土
K. Terzaghi	0.30	0.41~0.43
G. I. Pokrosky	-	0.38~0.40
Barkan	0.30~0.35	0.50に近い

表-6 地下水の影響を考慮したポアソン比

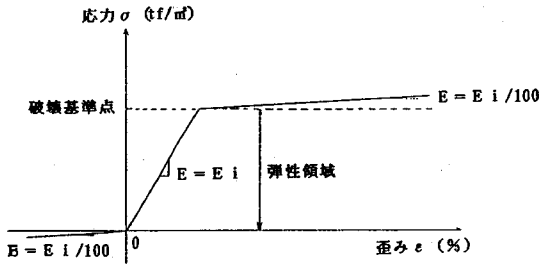
土質	Ac層	Dc層
静止土圧係数 $K_0$	0.454	0.650
土のポアソン比 $\nu_s = K_0 / (1 + K_0)$	0.312	0.394
湿潤単位体積重量 $\gamma_s$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.41	1.71
土の水の中単位体積重量 $\gamma'$ (tf/m <sup>3</sup> )	0.38	0.68
水の単位体積重量 (海水) $\gamma_w$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.03	1.03
水のポアソン比 $\nu_w$	0.50	0.50
換算ポアソン比 $\nu_{eq}$	0.449	0.458

含水比が50~100%と非常に高く、ポアソン比に対する地下水の影響は無視できない。そこで、この影響を考慮した値を設定するため、ここでは、計算上の設定として「ポアソン比は土の密度と比例関係にある」とし、土と水のポアソン比をその単位体積重量によって、重み配分して、全応力状態における土のポアソン比を次式によって推定した。

$$\nu_{eq} = (\nu_s \cdot \gamma' + \nu_w \cdot \gamma_w) / \gamma_t$$

表一七 海底土中のトンネルに作用する応力解析結果

要素	土水一体		土水分離	
	全断面A-c断		全断面A-c断	
土	94.05	81.45	80.99	70.76
圧	66.90	66.90	13.65	13.65
水	77.78	77.78	9.75	9.75
圧	88.80	88.80	8.10	8.10
状	91.23	104.13	91.22	95.00
態	91.23	91.23	9.48	9.48
			13.53	13.53
			80.99	80.99
			80.99	80.99
曲	軸力図	曲げモーメント図	軸力図	曲げモーメント図
げ				
モー				
メント				
ト				
軸				
力				
図				
Mmax	185 tf·m		69 tf·m	
(t+)Mmax	222 tf·m		83 tf·m	
N	552 tf		627 tf	
発生位置	180°		180°	
Mmin	-171 tf·m		-85 tf·m	
(t-)Mmin	-205 tf·m		-102 tf·m	
N	611 tf		669 tf	
発生位置	90°		100°	



図一十 土の応力とひずみの関係

ここに  $\nu_{eq}$  : 換算ポアソン比 (全応力状態)

$\nu_s$  : 静止土圧係数より求めたポアソン比 (有効応力状態)

$\nu_w$  : 水のポアソン比 ( $\nu_w = 0.5$ )

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

$\gamma_t$  : 土の湿潤単位体積重量 である。

②土の粘着力 (C) およびせん断抵抗角 ( $\phi$ )

FEM解析における粘着力 (C) およびせん断抵抗角 ( $\phi$ ) は、土の破壊基準を設定するためのものであり、土質試験結果の三軸 $K_{oc}$ より求められたCおよび $\phi$ を用いることとした。

③土の応力とひずみの関係

土の応力とひずみの関係は、非線形材料として図一10に示した特性をもつものとした。

④一次覆工と地山間の接合条件

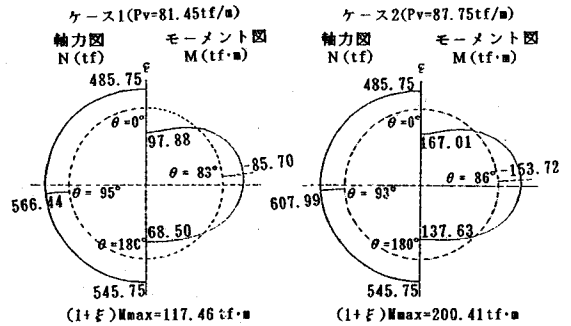
一次覆工と地山間の接合条件としては、次の2項目が挙げられる。

- 法線方向の力に対しては、圧縮力には抵抗し、引張力には無抵抗である。
- 接線方向の力に対しては、法線方向の圧縮力が作用する場合には抵抗し、引張力となる場合には無抵抗である。

これらを考慮するために、一次覆工と地山を連結する要素に引張力が作用した場合には、 $E = E_i / 100$  となるような仮想部材の設定を行った。

計算結果は、表一七に示したとおりである。これに対して慣用計算法 ( $k=0, \lambda=0.75$ ) による断面力を求めると図一11のようになる。この慣用計算法における下向きの鉛直荷重としては、トンネル天端水平面での値 ( $k-\lambda$ ) と覆工の円弧分の土被りを考慮した平均荷重 (ケース2) の2ケースの計算を行った。

FEM計算結果と慣用計算法による計算結果を比較すると慣用計算法による計算のケース2の方がFEM計算結果 (土水一体) を若干下回る結果となっているが、ほぼ一致しており、設計荷重の設定の妥当性が確認できる。



図一十一 海底土中のトンネルに対する慣用計算法による計算結果

b) 人工地盤における覆工の側方土圧

斜路部のシールドトンネルは、人工盛土地盤中を通過することとなるため、次のことが考えられる。

- 土被りは小さいが地盤強度が大きいので、覆工の水平変位に対する地盤抵抗を大きく期待できる。ただし、人工地盤は両側の護岸内部のみであり、有限幅であるため、人工地盤が半無限に続く場合とは異なった荷重状態 (側方土圧、地盤反力) となることが考えられる。
- 海底下のトンネルであり、水圧の影響が大きく、一般的な土水一体の側方土圧係数と地盤反力係数の組合せでは、安全側の設計となる場合がある。

上記から、両側の護岸を介して海底部の軟弱地盤から受

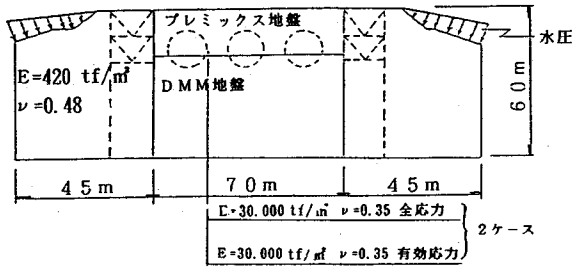


図-12 人工盛土中のトンネル挙動のFEM解析モデル

ける土圧と水圧も考慮する形で2次元弾性FEMモデルを設定し、海底部のA c層への解析と同様の方法を用いて解析的に検討を加え、設計荷重を設定することとした。

まず、解析モデルは、図-12に示したように両側の原地盤の一部もモデル化し、側方からの地中応力の伝播も考慮した。また、通常のシールドトンネルに作用する荷重は、塑性理論に基づく土圧を主体に考えているが、ここでの人工盛土地盤はぜい性的な破壊を示すため、トンネル設計上の安全を確保するためには、破壊に至る変形を許すことはできない。よって、地盤の変位、応力は弾性限度内にとどめておく必要があり、弾性解析でよいものとした。

また、地盤の応力・変位に影響する地盤の変形係数とポアソン比については、A c層に対しては海底部の解析と同じ値を用い、改良地盤に対しては $E=30000\text{tf/m}^2$ 、 $\nu=0.35$ とした。この値の設定に先立ち、 $E$ 、 $\nu$ の応力・変位に与える影響度について検討計算し、施工時の品質のバラツキも考慮して覆工応力・変位が大きくなる値を設定した。解析手順は、図-9に示した流れと同様の流れで行った。

つぎにFEM計算による覆工の応力状態を表-8に示す。

これにより下記のことが判明した。

①土水一体（全応力）と土水分離（有効応力）の相違

有効応力解析における土の変形係数およびポアソン比は、全応力のものと同じ値を用いているので、水圧による影響が大きく、有効応力解析の方が覆工曲げモーメントは小さくなっている。

ただし、改良地盤内の水の動きは、地盤に亀裂部が無い限り粘性土に近いものと考えられ、土圧の設定は安全側の設定となる全応力解析（土水一体）によることとよいと考えた。

②覆工応力の分布

覆工応力の分布をみると、併設トンネルとしての影響を受けており左右非対称の曲げモーメント分布となっている。また、外側トンネルは側方の改良地盤の厚さが薄いため、内側トンネルよりも曲げモーメントが大きくなっている。さらに、内側、外側の両トンネルともトンネ

表-8 FEM計算による覆工周辺地中応力と断面力

変形係数 トンネル位置	E=30000 tf/m <sup>2</sup>			
	内側		外側	
地盤の応力状態	初期応力状態	58.72 $\sigma_y$ 58.72 50.88 $\sigma_x$ 50.88 73.04 $\sigma_y$ 73.04 90.33 $\sigma_x$ 90.33	58.50 $\sigma_y$ 58.09 51.31 $\sigma_x$ 53.43 73.11 $\sigma_y$ 86.04 90.42 $\sigma_x$ 91.13	
	掘削・覆工時	68.19 $\sigma_y$ 68.73 45.36 $\sigma_x$ 46.27 69.79 $\sigma_y$ 70.36 84.65 $\sigma_x$ 82.46	67.81 $\sigma_y$ 61.33 42.41 $\sigma_x$ 48.41 66.15 $\sigma_y$ 59.67 81.34 $\sigma_x$ 79.35	
曲げモーメント図	0 ~ 200 tf・m		0 ~ 200 tf・m	

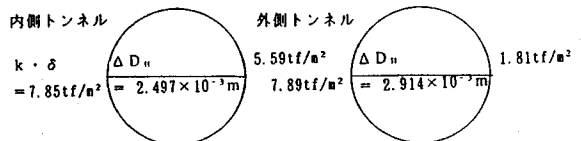


図-13 地盤反力係数の設定

ル下側からの荷重作用（地中応力）が大きいため、トンネル底部に最大曲げモーメントが生じている。

以上の検討結果より側圧係数（ $\lambda$ ）および地盤反力係数（ $k$ ）をFEM計算結果の覆工応力状態と修正慣用計算法による計算結果を比較することによって設定した。

この時、 $\lambda$ 、 $k$ の組合せは無限にできるため、FEM計算における水平軸の変位と地盤反力の関係より、図-13に示したように地盤反力係数（ $k$ ）を設定した。

覆工断面力は外側トンネルの方が大きいので、 $k=3.5\text{kgf/cm}^2$ とした。また、修正慣用計算法による $\lambda$ と最大曲げモーメント、最小曲げモーメント、水平変位の関係は図-14に示したとおりである。これらとFEM計算結果が一致する点を改めてプロットすると図-14の右下の図のようになる。これより、 $k=3.5\text{kgf/cm}^2$ とした時は、



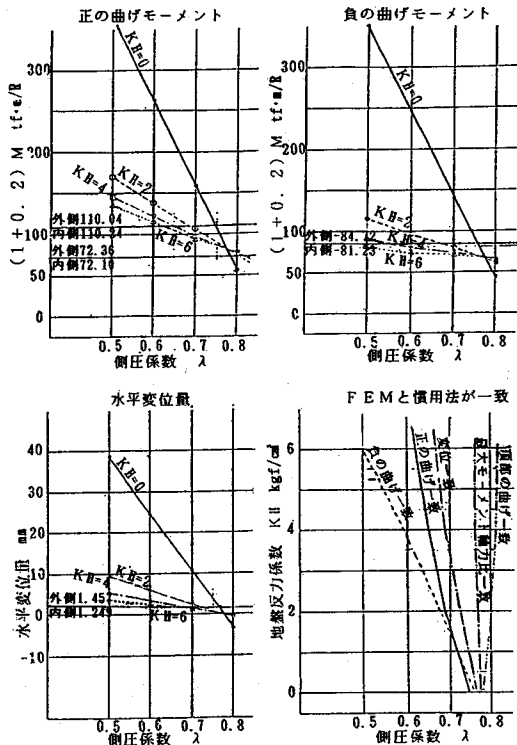


図-14 FEM計算と慣用計算法による計算結果が一致するλ, k

Mmax に対して λ=0.65

Mmin に対して λ=0.61

δH に対して λ=0.70

となる。

よって、覆工設計の安全性を考慮して

$$\lambda = 0.65, k = 3.5 \text{ kgf/cm}^3$$

を設計用の数値として設定した。

この値と従来のシールドトンネル設計の値とを比較すると、側方土圧係数λ=0.65は人工盛土地盤の両側の軟弱地盤の影響を受け、地盤反力係数k = 3.5kgf/cm<sup>3</sup>は人工盛土地盤の影響を受けているものと判断できる。

この覆工の設計荷重については、泥水式シールドによる施工の影響やゆるみの影響を考慮した模型実験を行い、設定値の妥当を確認している<sup>6),7)</sup>。

### c) 互層地盤での側方土圧

設計荷重の算定に当たっての土質定数には、単位体積重量・水平方向地盤反力係数・土圧(土水一体、土水分離)等があり、それぞれ土質調査資料を基に設定している。また、覆工の設計に当たっては、切羽部分の土層を砂質土、粘性土に分けて考えるのであるが、土層の判定によって断面力が大きく変わってくる。すなわち、砂質土と判定した場合の側圧は土水分離となり、上下と左右の荷重のバランスが取れるようになるため、断面力は小

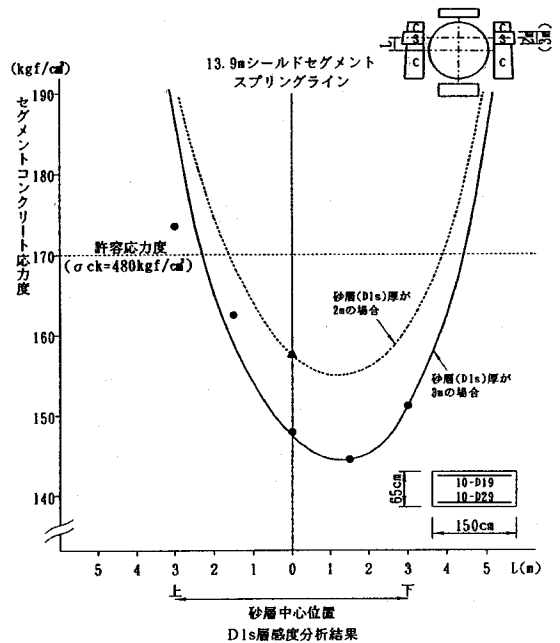


図-15 粘性土中に挟在する砂層に対する感度分析結果

さくなる。したがって、砂質土の判定については、地質調査結果(ボーリング柱状図)において土層が確実に存在することを隣接する2本のボーリング柱状図で確認できた場合にのみ考慮することとした。さらに、互層状態においては、1m以下の砂質土は無視することとした。また、粘性土に部分的に砂層が介在した場合は、その位置によって若干断面力が変わってくるため、砂層厚とその位置の検討を行った(図-15)。その結果、負曲げによるコンクリートの圧縮応力度へ与える影響が大きく、トンネルの水平軸(スプリングライン)から、上方へ2m、下方へ4m以上砂層の中心がずれると許容応力度を超過することが分かったため、セグメントコンクリート圧縮強度の増大等で対処することとした。

## 4. 耐久性の確保

TTBトンネルは海底下のシールドトンネルであるため、高圧力の海水に囲まれた厳しい腐食環境下にある。このため、覆工の設計段階においても、トンネル防水ならびに覆工コンクリートの耐久性に対する配慮が必要となった。そこで以下のような検討を行った。

### (1) セグメントコンクリートの耐久性の確保

セグメントコンクリートを耐海水性とするためには、コンクリートを密実にし、難透水性とすることが必要であり、高炉スラグの添加が有利とされている。しかしながら、これまでにセグメント製作において高炉スラグを

表-9 部材に応じた防食区分

名称	部材区分	防食の程度
主部材	常に荷重を受け、その部材の劣化により、トンネルの機能を大きく損なう危険性がある部材	半永久的にその機能を損なわないように十分に防食する
副部材	直接的には荷重を受けないが、その部材の劣化により、トンネルの機能に悪影響を与えると考えらる部材	その重要度に応じて、防食を行うこととするが、主部材よりも防食の程度を低減しても良い
仮設部材	トンネルの施工のために必要で、その部材が劣化したとしても、トンネルの機能は損なわれない部材	トンネルの施工に影響を与えなければ、防食は必要ない

(3) 覆工の防食

TTBトンネルは、海底下の浅層土中に構築される構造物であるため、腐食によりその機能を損なった場合、ほかの方法でその機能の代替え、あるいは補修・補強によってその機能を回復することは非常に困難である。よって、シールドトンネルを構成する部材を、その重要度により表-9に示したように区分し、半永久的にその機能を損なわないように防食することとした。特に、ボルト・ナットおよび座金の腐食は、シールドトンネルの構造上・機能上致命的な欠陥となりかねない。したがって、これらには耐蝕性・耐久性の高い防食処理が必要である。防食処理方法としては、亜鉛メッキ処理、亜鉛末クロム酸化性被膜処理、Vコート処理、フッ素樹脂コーティング処理、錆止めペイント塗装、耐候性鋼の使用などがあるが、耐食性試験の結果、亜鉛末クロム酸化性被膜処理およびフッ素樹脂コーティング処理あるいはこれと同等以上のものを施すこととした。

5. おわりに

以上、数々の実験、解析、類似の現場計測等を踏まえて設計条件を検討してきたトンネルの詳細設計も完了し、現在、既にトンネル工事に着手しており、早期完成を目指して施工を急ピッチに進めている段階である。

今後は、

- ①現場計測を行い、荷重と変形、ひずみ、ひびわれ等のデータを収集して、今回の設計方針、荷重設定、解析方法の妥当性を検証し、より合理的なシールドトンネルの設計方法の検討を行う資料とする。
- ②施工の自動化という世の中の趨勢を考慮し、セグメントの自動組立に関する実施工におけるデータを収集整理し、より一層の省力化を図るための検討資料をまとめる。

こととしたいと考えている。

謝辞：最後に、本トンネルの計画・設計にあたって数々の助言をいただいた東京都立大学の今田教授、早稲田大学の小泉教授をはじめとする横断道路シールドトン

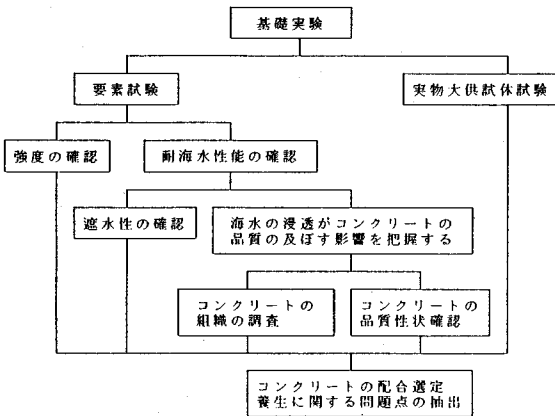


図-16 セグメントコンクリートの耐久性試験フロー

添加した例がなく、耐久性向上効果の確認や製作上の問題点を抽出するため、各種試験を行った。試験の概要を図-16に示す。これらの試験から次のような知見が得られ、高炉スラグをセメント量の50%添加することとし、セグメントの構造細目は通常のものと同じとした<sup>16)</sup>。

- ①透水性：高炉スラグ添加のコンクリートは、普通ポルトランドセメントに比べて透水係数は小さく、耐海水性の確保には有効である。
- ②コンクリート内部温度の抑制：高炉スラグの添加は、内部温度およびこれに伴う温度ひびわれの制御にも効果的である。
- ③コンクリート強度：必要脱型強度および最終強度は確保でき、長期的な強度の増加も期待できる。

(2) トンネル防水

シールドトンネルの止水対策工としては、通常、継手部のシールド工が主体であるが、TTBトンネルにおいてはさらにセグメントと二次覆工の間に防水シートを設置することとしている。

この防水シート設置の目的は次の通りである。

- ①トンネル空間の構造物・機器を漏水による劣化から防護する。
- ②一次覆工からの万一の漏水をスムーズに排水する。
- ③二次覆工のひびわれを抑制する。

特に、二次覆工コンクリートの水和熱による温度上昇～下降による温度変化は $\Delta T=15\sim 20^{\circ}\text{C}$ となり、D16を15cm間隔で配筋した場合、0.2mm程度のひびわれが発生することとなる。これに対し、防水シートを設置するとアイソレート効果により、ひびわれ幅はおおよそ1/2となることが分かった。(地震時のアイソレート効果については別途報告している<sup>6)</sup>。

ネル検討会の各委員の方々他関係者各位に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 吉田光男, 川人達男: 東京湾横断道路のトンネル計画, トンネルと地下, 第17巻7号, 1986. 7.
- 2) 前田依彦, 篠原洋司: 東京湾横断道路建設における土質工学的諸問題について, 土木学会論文集, III-10, pp. 13-28, 1988. 12.
- 3) 山本稔監修: トンネル技術者のための土質工学(4) 覆工の設計, トンネルと地下, 第18巻7号, pp. 61-70, 1987. 7.
- 4) 和佐勇次郎, 三木克彦, 林光俊: 二次覆工を有するシールドトンネルの地震時挙動, 土木学会論文集, 第436/III-16, pp. 47-56, 1991. 9.
- 5) 和佐勇次郎, 阿部廣二, 吉田幸司, 元山宏: 防水シートを施工したシールドトンネルの軸方向剛性と地震時挙動に関する一考察, 土木学会論文集, 第463/III-22, pp. 115-124, 1993. 3.
- 6) 今田徹, 元山宏, 三木克彦, 金井誠: シールドトンネル覆工荷重に与えるゆるみの影響に関する研究, 土木学会論文集, 第439/III-17, pp. 79-88, 1991. 12.
- 7) 篠原洋司, 元山宏, 金井誠, 末岡徹他: 東京湾横断道路シールドトンネル覆工荷重確認実験(その1~その5), 土木学会第44回年次学術講演会III, pp. 186-195, 1989年.
- 8) 和佐勇次郎, 金井誠, 熊尾義光: 東京湾横断道路トンネルのK型セグメントの組立実験, 土木学会第46回年次学術講演会IV, 1991. 9.
- 9) 川島一彦, 元山宏, 林光俊, 志波由紀夫: シールドトンネルの耐震性におよぼす覆工条件の影響に関する模型載荷実験, 第20回地震工学研究発表会講演概要, 1989. 7.
- 10) 和佐勇次郎, 三木克彦, 吉田幸司: 最先端技術を駆使して海底トンネルに挑む—東京湾横断道路トンネルの設計現況—, トンネルと地下, 第21巻4号, 1990. 4.
- 11) 元山宏, 工藤泉, 阿部廣二: 大水深下軟弱地盤での大口径シールドトンネルの設計, 土と基礎, 41-5, 1993. 5.
- 12) 猪熊明, 石村利明, 奥村学: 軟弱地盤中のシールドトンネルに作用する土圧, トンネルと地下, 第24巻2号, 1993. 2.
- 13) 三木克彦, 真下英人, 金井誠: 沖積粘土中の併設シールドトンネル現場計測(その1, その2), 土木学会第44回年次学術講演会III, pp. 186-195, 1989年.
- 14) 岡村秀樹, 阿部廣二, 竹之内博之, 国広卓夫: 東京湾横断道路トンネル可撓セグメント性能確認試験, 土木学会第46回年次学術講演会III, 1991年.
- 15) 阿部廣二, 金井誠, 井上啓明: 東京湾横断道路実物大セグメントの力学特性(その1, その2), 土木学会第46回年次学術講演会III, 1991年.
- 16) 和佐勇次郎, 阿部廣二, 吉田幸司: 高炉スラグを添加したセグメントの性質に関する試験, 土木学会第46回年次学術講演会III, 1991年.

(1995. 5. 24受付)

## A STUDY ON LINING DESIGN OF EARTH TUNNELS WITH LARGE DIAMETER UNDER HIGH WATER PRESSURE

Hiroshi MOTOYAMA, Yujiro WASA, Makoto KANAI and Kouji YOSHIDA

The lining outer diameter of 14m is specified for undersea tunnels of the Trans-Tokyo Bay Highway by slurry shields which bore through alluvial soft soils and man-made embankment. Therefore, the authors estimated the optimum design loads using theoretical earth pressure based on soil features and FEM, using both elastic and elast-plastic model, as well as studying related field data in the similar geology.

Furthermore, considering the tunnels environment of under-seawater with high water pressure, specified design criteria relating to the achievement of long durability were evolved.