The Japanese Geotechnical Society

大水深下軟弱地盤での大口径シールドトンネルの設計

Design of a Large Diameter Sub-sea Shield Tunnels in Deep Soft Ground (Trans-Tokyo Bay Highway)

元山　宏（もとやま　ひろし）
日本道路公団仙台建設局建設部　部長

工藤　泉（くどう　いずみ）
東京湾横断道路㈱技術部技術第一課　課長

阿部廣二（あべ　ひろじ）
東京湾横断道路㈱技術部技術第一課　課長代理

1. はじめに

東京湾横断道路は，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の有料道路であり，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，比較的船舶航行の少ない木更津側の約5kmを橋梁として計画した。

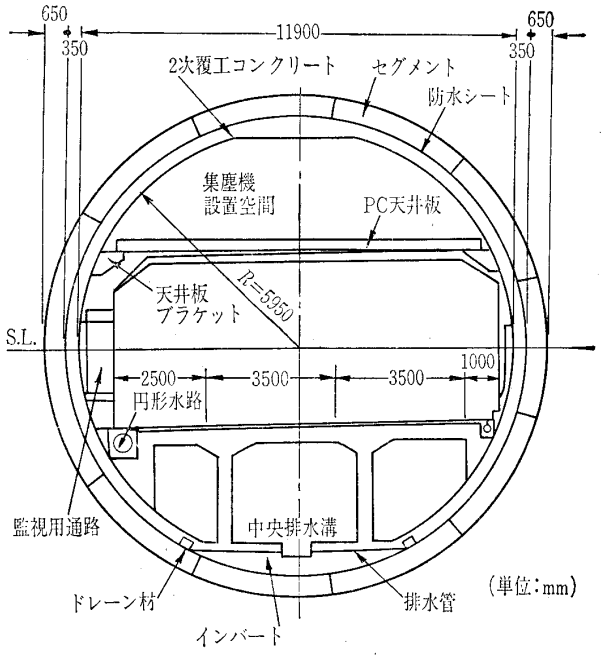
海底トンネル区間は，泥水式シールドトンネルで施工する計画であるが，外径が約14mと従来のトンネル径を大きく上回るうえに，地震の影響を受ける恐れの高い海底の超軟弱地盤内に築造される。したがって，従来の設計手法では対応できない部分も多く，設計荷重の設定，覆工構造の選定，覆工の防水性・耐久性の確保，耐震設計手法の確立と耐震性能の確保等様々な課題があった。

本報文では，これらの課題のうち，静的な覆工の設計荷重と動的な耐震設計について，各種解析・実験[1),2)]を行った上で採用した設計方法について紹介する。

2. シールドトンネルの計画概要

2.1 計画概要

東京湾横断道路は，首都圏の幹線道路ネットワークの一部を成すものであり，国道409号として建設するものである。道路規模としては，設計速度が80km/h，暫定的に往復4車線（最終的には往復6車線）であり，車線幅員・非常駐車帯・道路管理用通路・トンネル内換気設備設置スペースを考慮してトンネル内径を設定し，さらに施工誤差，覆工厚を考慮してシールドトンネル外径を約14mとすることとした（図—1）。トンネル1本には2車線設置するため，最終的には3本のトンネルを併設した形で建設する必要がある（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）。



図—1　トンネル標準断面図

トンネルの縦断は，図—2に示すとおりであり，浮島，木更津の両側の斜路部は，4％の勾配で海底に向かって下り，海底部分は0.2％の勾配で中央の川崎人工島に向かって下る計画としている。

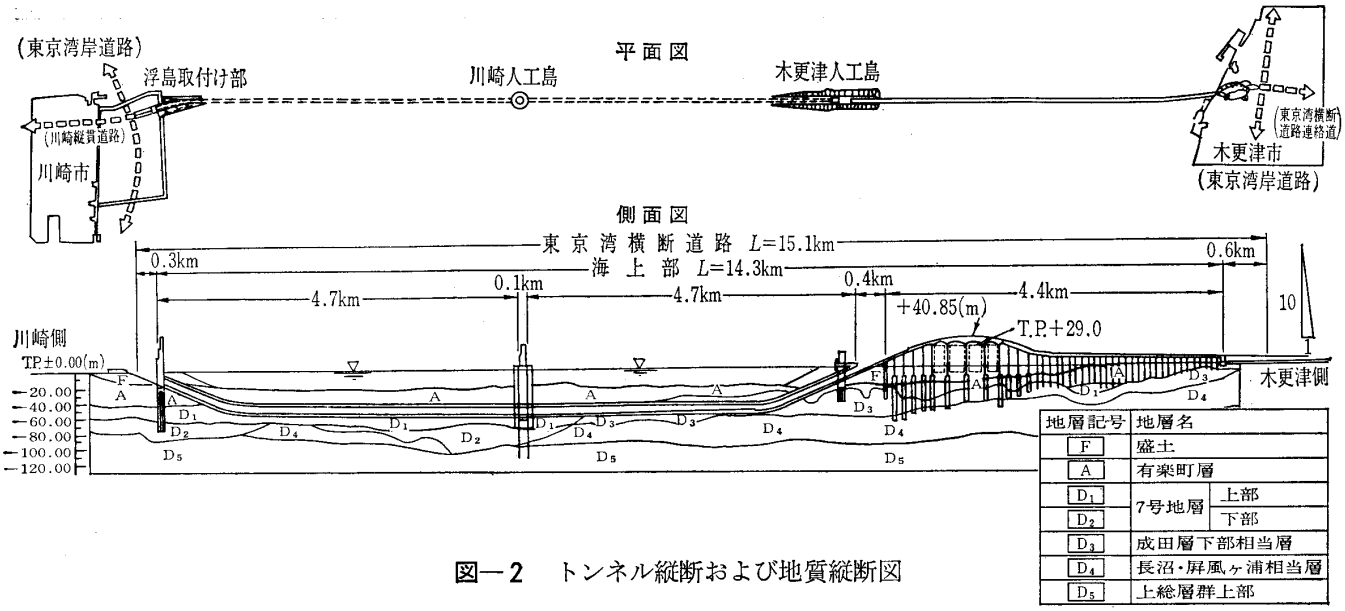
2.2 地形・地質概要

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，中央部で最大水深約30mとなる。

地質概要は，図—2に示したように川崎側の浮島から湾央部にかけては軟弱沖積粘性土層（有楽町層）が層厚20～30mで堆積し，木更津側は海底面から比

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



図—2　トンネル縦断および地質縦断図

較的締まった砂層が堆積している。TP−80〜−90m以深はN値がおおむね70以上の砂質地盤（上総層群上部層）で設計上の工学的基盤と考えた。

トンネル部の土質は，川崎側は沖積・洪積粘性土層が主体でトンネル上半部が沖積層で下半部が洪積層となっている。木更津側はこれらに加え洪積砂質土層が介在しており，全般的には洪積層主体となっている。沖積層はおよそ1万年前から堆積した層で塑性指数(PI=60〜100)が高く，一軸圧縮強度(q_u=0.2〜0.4kgf/cm²) が低い軟弱粘土層である。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，浮島・木更津の両斜路部は人工盛土地盤で，q_u=6〜30kgf/cm² の地盤となる[3]。

3. 覆工の設計荷重

本トンネルの覆工は，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直ボルトで連結し，組立てる）と35cm厚の二次覆工（現場打設鉄筋コンクリート構造）の2層構造である。このうち，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こととしたものであり，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。

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，軟弱地盤であることから，海底からの全土被りによる土圧と海水荷重を考えることとした。

一方，水平荷重については，従来のトンネル設計ではあまりなかった地盤高より水位の方が高い軟弱地盤であるため，その設定が問題となった。

側方土圧は，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 P_H としている。

粘性土：水を土の一部として取扱い，水の動きは土の動きと合わせて考え，全鉛直応力に側方土圧係数を乗じたものを側方荷重 P_H としている。

また，粘性土については次のような考え方もある。

粘性土に含まれる水は，拘束水と自由水で構成されている。そのため，粘性土といえども透水係数がまったくゼロというわけではなく，自由水の動きにより長期的には土中の水圧分布はほぼ静水圧分布と見なすことができ，長期間乱されていない粘性土地盤では，$\{P_H=\lambda_e\cdot P_e+P_W\}$ という土水分離の形として側方土圧を計算できるという考え方である。本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（図—3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）。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り曲げモーメントよりも軸力が卓越する

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

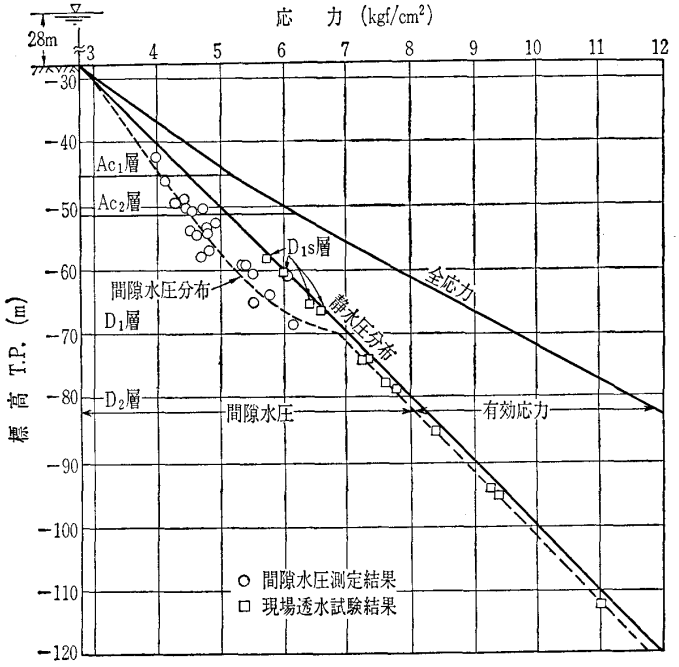
表—1　各地層の物理特性および変形特性

層区分	N値	自然含水比 w_n (%)	コンシステンシー指数 I_c	砂分含有率 (%)	湿潤密度 ρ_t(t/m³)	ポアソン比 ν *1	静止土圧係数 K_0 *2	E_{50}*3 kgf/cm²	ESP*4 kgf/cm²	k_m*4 kgf/cm²
Ac1	0.1	121.0	−0.10	7.3	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	71.04	9.41
D1s	37.5	36.9	0.58	66.2	1.814	0.488	—	47.40	121.29	12.35
D3c	32.3	51.7	0.35	23.8	1.689	0.497	0.360	32.25	307.02	—
D3s	73.5	34.0	0.80	76.1	1.829	0.492	—	31.50	301.44	46.84

*1：PS 検層による値　*2：K_0 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—2　各地層のせん断特性（圧密特性）

層区分	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm²)	非排水強度（UU 試験）		圧密非排水強度（K_0CU 試験）		圧密降伏応力
		c_{UU} (kg/cm²)	ϕ_{UU} (°)	c (kgf/cm²)	ϕ (°)	p_c (kgf/cm²)
Ac1	0.442	0.168	3° 26′	0.067	43° 04′	0.703
Ac2	0.865	0.415	1° 42′	−0.006	39° 16′	1.825
D1c	0.995	0.522	4° 46′	0.057	43° 43′	3.428
D1s	1.143	—	—	—	—	—
D3c	2.110	0.331	27° 15′	−0.133	44° 16′	7.920
D3s	1.565	—	—	—	—	—



図—3　海底粘性土地盤の実測間隙水圧

ため，覆工断面は小さくできることとなる。しかしながら，シールドトンネル覆工の設計においては，施工時の間隙水圧の変動の不明確さに合わせて土水分離とした場合の土圧係数を明確に把握できていないため，土水一体の考え方で設計されているのが通例である。

そこで，粘性土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検討により，設計荷重の設定を行うこととした。

3.1　各土層の特性

既述したように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）である。各々の土の物性は**表—1**および**表—2**に示したとおりである。

3.2　本計画における側方土圧係数の設定

砂質土層については土圧・水圧を分離して考えるため，土圧係数の大小の影響度が小さく，**表—3**に示した従来から設計に用いている土圧係数（土木学会トンネル標準示方書（シールド編）・同解説）により水平土圧を算定した。一方，粘性土層とくに海底部の超軟弱状態の Ac 層については以下のような検討を行った。

(1)　土質特性から求められる Ac 層の側方土圧係数 λ_{Ac}

セグメントリングの設計における側方土圧係数は，主働土圧係数と静止土圧係数との間にあると考えることができ，種々の方法により求めてみると次のようになる。

①　K_0 CU 試験値を用いた場合

土水分離的な考え方をとって側方土圧係数を求めると

$$\lambda=(K_0\,\gamma'+\gamma_W)/\gamma$$
$$=\{0.466\times(1.61-1.03)+1.03\}/1.61=0.81$$

となる。

NII-Electronic Library Service

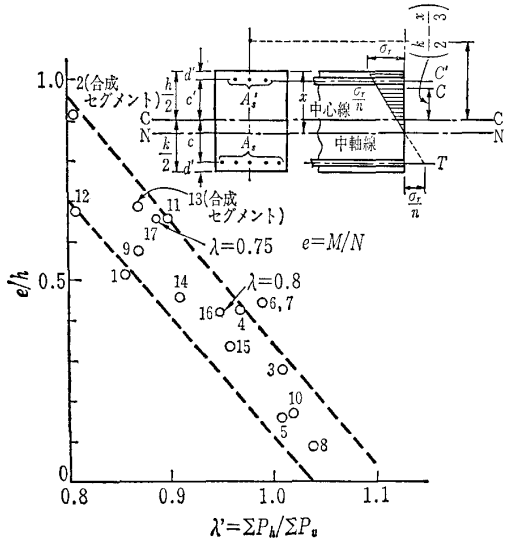
The Japanese Geotechnical Society

表—3　側方土圧係数（λ）および地盤反力係数（k）

（k値：kgf/cm³）

土の種類	λ	k	N値による目安
非常によく締まった砂質土 固結した粘性土	0.35～0.45	3.0～5.0	$N\geqq30$ $N\geqq25$
締まった砂質土 硬い粘性土	0.45～0.55	1.0～3.0	$15\leqq N<30$ $8\leqq N<25$
中ぐらいの粘性土		0.5～1.0	$4\leqq N<8$
緩い砂質土	0.50～0.60	0～1.0	$N<15$
軟らかい粘性土	0.55～0.65	0～0.5	$2\leqq N<4$
非常に軟らかい粘性土	0.65～0.75	0	$N<2$

（土木学会トンネル標準示方書（シールド編）・同解説）より



工事名称	D(mm)	N値
11.電力	5400	3
22.横浜市3号線	6200	1~3
3.営団9号線限田川	6500	0
4.営団9号線千住緑町	6500	2~5
5.営団9号線日比谷塚	6500	—
6.営団5号線洲崎	6750	0
7.営団5号線富岡町	6750	0~5
8.大阪市4号線	6800	0~5
9.大阪市2号線	6800	3~5
10.下水道	7100	—
11.地下鉄	7100	—
12.都営10号線菊川	7300	3~6
13.都営10号線大島	7300	0~3
14.下水道	9500	—
15.地下鉄	9800	—
16.東京湾横断道路	13900	0
17.東京湾横断道路	13900	0

図—4　e/h と荷重比（λ'）の関係

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

$$K_a=(1-\sin\phi')/(1+\sin\phi')$$
$$=(1-\sin 39°\ 16')/(1+\sin 39°\ 16')$$
$$=0.225$$

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

よって，$0.72\leqq\lambda_{Ac}\leqq0.81$ と考えられる。

② ブルーカーの式を用いた場合

$$K_0=0.95-\sin\phi'$$
$$=0.95-\sin 39°\ 16'=0.317$$
$$\lambda=\{0.317\times(1.61-1.03)+1.03\}/1.61$$
$$=0.75$$

となる。

K_a は①と同じであるため，$0.72\leqq\lambda_{Ac}\leqq0.75$ 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 $c=0.415$ (kgf/cm²) および $\phi_u=4°\ 42'$ 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。

1) 粘着力だけを考慮した場合

$$\text{主働土圧 } P_a=\gamma H+H_W\cdot\gamma_W-2c$$
$$=1.608\times24.9+27.6$$
$$\times1.03-2\times4.15$$
$$=60.17\ \text{tf/m}^2$$
$$\text{主働土圧係数 } K_a=P_a/(\gamma H+H_W\cdot\gamma_W)$$
$$=0.88$$

2) 粘着力と内部摩擦角を考慮した場合

$$\text{主働土圧 } P_a=(\gamma H+H_W\cdot\gamma_W)$$
$$(1-\sin\phi_u)/(1+\sin\phi_u)$$
$$-2C\cdot\text{SQR}\{1-\sin\phi_u)/$$
$$(1+\sin\phi_u)\}=50.45\ \text{tf/m}^2$$
$$\text{主働土圧係数 } K_a=P_a/(\gamma H+H_W\cdot\gamma_W)$$
$$=0.74$$

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

④ Ac層のせん断強度より逆算される λ_{Ac}

全応力の鉛直応力（σ_1）と水平応力（σ_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 $\sigma_1=63.5$ tf/m²であり，Ac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。

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

または，$\tau_u=0.092+0.0127Z$ (kgf/cm²)

ここに，Z：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 $\tau_u=4.3$tf/m² であるため，地盤が安定するためには，

$$(1-\lambda)\ \sigma_1/2\leqq\tau_u$$

が必要であり，

$$\lambda_{Ac}\geqq1-2\tau_u/\sigma_1=1-2\times4.3/63.5=0.86$$

となる。

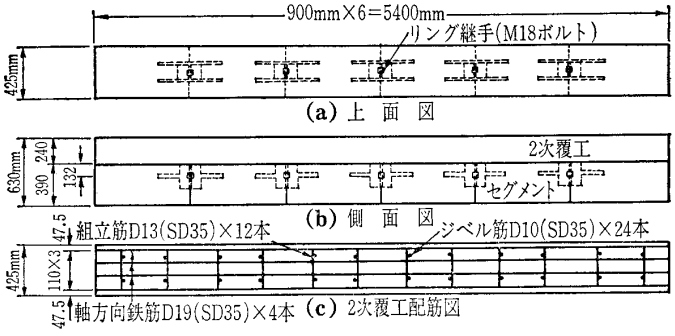
(2) 軟弱地盤における λ の実績

軟弱地盤（地盤反力係数 $k=0$）中のシールドトンネルのセグメントリングの設計に採用された λ および総鉛直土圧と総水平土圧の比 $\lambda'(=\Sigma P_h/\Sigma P_v)$，軸力の偏心量（$e$）とセグメント厚（$h$）の比 e/h の実績を図—4に示した。本計画の場合，$\lambda=0.8$ とすれば中間的な位置に属し，$\lambda=0.75$ とすれば設計

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

ケース	リング継手方式	二次覆工の条件		実験結果			
		供試体の軸方向の全鉄筋量	ジベルの有無	ひびわれ発生荷重 (tf)	降伏耐力 (tf)	降伏変位 (mm)	破壊形態
1	ダグタイル金具 通常ワッシャー	D19×4本	あり	23.1	59.8	8.65	ボルト破断
2		D13×3本	なし	24.5	15.8	0.44	ボルト破断
3		D19×4本	なし	22.1	59.7	8.79	ボルト破断
4	ダグタイル金具 弾性ワッシャー	D19×4本	なし	16.1	56.5	8.85	ワッシャー・ボルト破断
5	長尺送りボルト	D19×4本	なし	16.1	59.4	8.71	ボルト破断



図—5 供試体の概要（ケース2）

上厳しい値となる。よって，設計上安全側の値となる，$\lambda_{Ac}=0.75$（土・水分離）を採用することとした。

4. 耐震設計

4.1 耐震設計の基本的な考え方

土木構造物の耐震設計に当たっては，原則として地震により構造物が道路交通機能を損うような損傷を受けないことが要求される。しかしながら，あらゆる規模の地震に対しても損傷を受けないように設計することは，経済性を度外視した構造物となる可能性がある。したがって，本トンネルでは，二つの耐震性の水準を定め，目標とする水準に応じた設計地震力に対して耐震性の照査を行うこととした。この二つの水準の一つは，原則として耐用年数内に発生することが予想される地震動（L－1）に対して構造物がその機能を損うような損傷を受けないものと，他の一つは，当該地点にまれにしか発生しない地震動（L－2）に対して構造物の終局耐力以下にするというものである。

4.2 耐震設計上の課題

シールドトンネルは，一般的にセグメントの継手（リング間継手）の存在により，一次覆工のみの場合は軸方向に可撓性に富み，周辺地盤の変形によく追従するため，耐震的には優れた特性を有する構造物といえる。しかし，本トンネルのように二次覆工を設ける場合は，一次覆工のみの状態に比べて剛性が著しく高まるため，地震変位により大きな断面力が生じ，それに応じて覆工には大きな抵抗力が必要となるという矛盾が生ずる。

したがって，安全かつ経済的な耐震設計を行うためには，トンネル軸方向の剛性の評価方法と要求する耐震性能の水準の設定が課題となる。

4.3 覆工耐震実験

継手形式の相違，二次覆工の有無，二次覆工の鉄筋量の相違による耐震性能を把握することを目的として図—5に示した供試体を用いた基礎実験を行った[6)~8)]。これは，東京湾横断道路シールドトンネルのリング継手1個の分担幅をモデル化したもので60%に縮小した状態で一次覆工を6リング分連結し，打設した。載荷は覆工模型の端部に正負交番の軸方向力を与えて行った。

この実験より，本トンネルで採用した継手方式（長尺送りボルト方式）が耐震性能にも優れていることが確認でき（降伏耐力も高く，降伏変位も比較的大きい），トンネル縦断方向の耐震設計法として次のような考え方を採用することとした。

① リング継手の設計

地震による地盤ひずみを受けた場合，リング継手にとっては一次覆工のみの状態が最も厳しい条件となることから，リング継手では，二次覆工の存在を無視し，一次覆工のみの剛性により，断面力を算出して，ボルト応力度，継手目開き量の照査を行う。

② セグメントの設計

セグメント本体の鉄筋は，リング継手の終局耐力を上回るように設計する。

$$A_s \cdot \sigma_{sa} \geqq A_B \cdot \sigma_{By}$$

ここに A_s：セグメントの鉄筋量

σ_{sa}：鉄筋の許容応力度

A_B：ボルトの断面積

σ_{By}：ボルトの降伏点応力度

③ 二次覆工の設計

実験結果より，二次覆工のひびわれは，まずリング継手位置に生じるが，二次覆工鉄筋の降伏強度が二次覆工コンクリートの引張り強度より小さいと，そのひびわれ部の鉄筋が降伏し，特定の継手位置のひびわれのみが増加する。一方，二次覆工鉄筋の降伏強度が二次覆工コンクリートの引張り強度より大きいと，鉄筋は降伏することなく力をコンクリートに伝達し，二次覆工の他の位置に次々ひびわれが発生する。

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

表—4　耐震性能の評価水準

	設　計	照　査	照　査　基　準
横断方向	応答変位法 梁ばねモデル 上載土慣性力を考慮	地震応答解析 FEM モデル	一次覆工 L1→許容応力度内 L2→破壊耐力内 二次覆工 L1→降伏応力度内 L2→破壊耐力内
縦断方向	応答変位法 梁ばねモデル	地震応答解析 質点ばねモデル	リング間継手ボルト L1→許容応力度内 L2→降伏応力度内 セグメントコンクリート（圧縮） L1→許容応力度内 L2→破壊ひずみ内 二次覆工鉄筋 L1→降伏応力度内 L2→破断ひずみ内

二次覆工のひびわれは，防水上やリング継手の開きの抑制の面で幅が少ないほうが望ましく，覆工が受けるひずみ量はほぼ一定であるため，リング継手位置だけでなく他の位置にもひびわれを分散させるのがよいと考えた。

したがって，鉄筋断面積は，二次覆工にひびわれが発生するだけの力を伝達できる値とし，次式で算定し，トンネル軸方向に連続配筋することとした。

$$A_{2s} \cdot \sigma_{sy} \geqq 1.2 A_{2L} \cdot \sigma_{ct}$$

ここに A_{2s}：二次覆工鉄筋の断面積

σ_{sy}：鉄筋の降伏点応力度

A_{2L}：二次覆工コンクリート断面積

σ_{ct}：コンクリートの引張り強度

これらの結果を踏まえ，トンネル軸方向の設計法は次のように考えた。

① 同じ地盤ひずみを受けた場合，リング継手にとって一次覆工のみの状態が最も厳しい条件となることから，リング継手は一次覆工のみの剛性で断面力を算出し，応力度と変位量の照査を行う。

② セグメント本体の鉄筋は，リング継手の終局耐力を上回るように設計する。

③ 二次覆工は構造補助部材と考える。

また，入力地震動と耐震性能の水準は表—4のように考えた。

このほか，特殊部位の耐震性能の確保として，立坑との取付け部には可撓セグメントを設置し，地盤急変部などの地震時の地盤ひずみが集中する部位には弾性ワッシャーをリング継手部に使用して覆工の変位を吸収することとした。

5. おわりに

以上，種々の実験，解析等を踏まえたトンネルの詳細設計も完了し，すでにトンネル工事の発注も終了し，施工着手の段階にきている。

今後は，現場計測により，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ことを考えている。

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ネル検討会の各委員の方々，本論文を取りまとめるにあたってご助力いただいたパシフィックコンサルタンツ㈱の渡辺，水上両氏ほか関係者各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

1) 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.

2) 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(投稿中)

3) 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.

4) 山本　実監修：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.

5) 今田　徹・元山　宏・三木克彦・金井　誠：シールドトンネル覆工設計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；III-17，pp.79～88，1991.

6) 元山　宏・林　光俊・杉田秀樹・志波由紀夫：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集I，pp. 1098～1099，1989.

7) 下村真弘・川島一彦・内田　隆：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験（その2）—二次覆工のない場合—，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集I，pp. 1200～1201，1990.

8) 和佐勇次郎・杉田秀樹・岡本　晋：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型載荷実験（その2）—二次覆工のある場合—，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集I，pp. 1202～1203，1990.

（原稿受理　1992. 12. 24）

NII-Electronic Library Service