

(2) 課題と目的

従来行われていた応答変位法による設計では、地盤の水平変位のみを地盤ばねを介して作用させる方法が一般的であるが、実験やFEM等の動的解析との比較から、地震の影響のとりえ方が不十分であることが明らかになり、地盤ばねの評価や慣性力の扱いに改良が試みられている。地震時のトンネルの挙動を把握するにはFEMモデルを用いた動的解析が有効であるが、試行錯誤を繰り返す設計作業には、モデル化や計算の簡潔な方法が望ましく、応答変位法が好ましいと考えられる。

本研究は、比較的軟弱な地盤中の大口径シールドトンネルである東京湾横断道路を対象に、応答変位法を用いた横断面の合理的な設計法をまとめることを目的として、①地盤ばねの評価方法、②躯体慣性力と地盤変形に伴うせん断力の必要性を解析により調査検討したものである。

2. 検討条件

(1) トンネルの構造

本トンネルの一次覆工は、図-1のように外径13.9mで、幅1.5m、厚さ65cmの鉄筋コンクリート平板型セグメント11ピースからなる。セグメントを締結する継手ボルトは、リング間およびピース間でそれぞれ1リング当たり44本と66本で、材質が10・9、径がM36の太径長尺ボルトを使用している。二次覆工は、浮き上がりに対する重量付加と車両の火災や爆発から一次覆工を防護することを目的として、厚さ35cmの場所打ち鉄筋コンクリート構造となっている。両覆工の剛性を表-1に示す。

(2) 地盤条件

本トンネル周辺の地盤構造は、川崎側の海底平坦部の区間では、トンネル上半が軟弱な沖積粘性土層に、下半が粘性土を主体とした洪積層になっている。検討対象とした地盤は、表-2、図-2のとおりである。

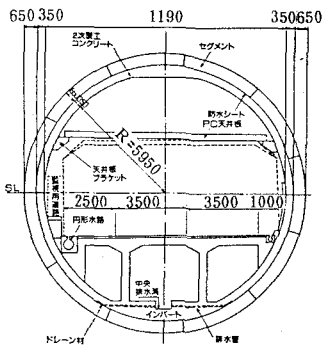


図-1 トンネル基本構造

表-1 トンネルリングの剛性

	一次覆工	二次覆工
設計基準強度 (kgf/cm ²)	480	240
ヤング率 (tf/m ²)	3.9×10 ⁶	2.7×10 ⁶
断面積 (m ² /m)	0.65	0.40
断面2次モーメント (m ⁴ /m)	0.0183	0.00533

注1) 単位幅当たりの値
注2) 一次覆工の曲げ剛性有効率は $\eta = 0.8$

表-2 地盤定数

地層名	γt (tf/m ³)	GD (tf/m ²)
AC1	1.46	664
AC2	1.71	927
D1C	1.82	3198
D3S	1.85	11900
D4C	1.72	7070
D4G	1.64	27900

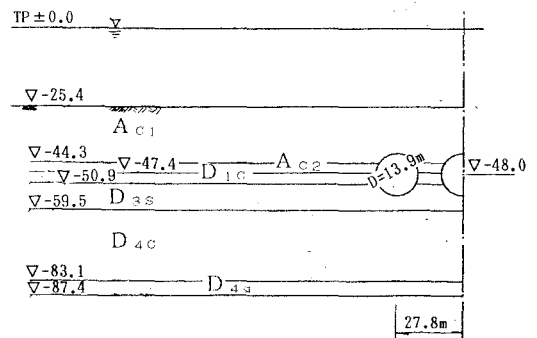


図-2 検討位置の地盤構造

(3)地震条件

東京湾地域は地震活動が活発で、1868年以降に発生した被害を伴う地震は23回あり、1923年の関東大地震に代表されるようになかなか大規模な地震も発生している。入力地震動は、周辺の地震活動状況を考慮し、図-3のようにスペクトルの形で2種類を設定している。応答変位法に適用する地震は、L1地震である。

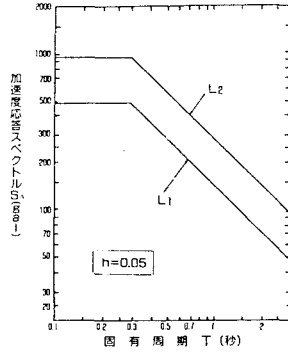


図-3 応答スペクトル

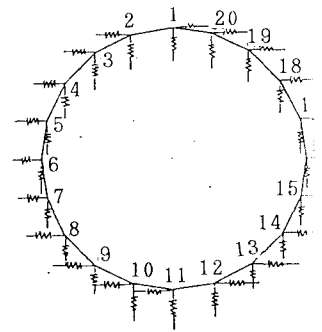


図-4 応答変位法の解析

3. 応答変位法に用いるモデルの検討

(1)基本的な解析モデルと方法

トンネルモデルは、図-4に示すように、20分割の多角形リングとした。トンネルリングは、一次覆工を継手による曲げ剛性の低下を考慮した剛性一様梁とし、さらに二次覆工と重ね梁として合成した等価剛性¹⁾を用いた。各節点に水平と鉛直の二方向の地盤ばねを設け、ばね先に次式²⁾で求まる多層地盤の固有値に基づく地盤変位を与える。また、後述の躯体慣性力や上載土慣性力は、各節点への集中荷重として考慮する。

$$u(z) = \beta f(z) S_A / \omega^2$$

ここで、 $u(z)$: 深さ z における地盤の水平変位 (cm)

β : 1次モードの刺激係数

$f(z)$: 1次のモード関数

S_A : 1次モードに対応する加速度応答スペクトル値 (cm/sec²)

ω : 1次の固有円振動数 (rad/sec)

(2)地盤ばねの評価方法

設計に用いる地盤ばねの評価方法として、以下に示す4種類9ケースの方法を考えた。これらの方法により、地盤の圧縮ばね (k_c) を求めて比較した。なお、③の方法以外のせん断ばね (k_s) は、通常の橋梁基礎の設計の考え方と同様に $k_s = k_c / 3$ とし、また水平・鉛直ばねはこれらの成分を合成して求めた。以下に、各方法を具体的に示す。

①トンネル全体系の動的解析に用いるトンネル地盤間ばね (K_1) に基づく方法

トンネル全体系の動的解析で用いる「トンネル地盤間ばね (K_1)^{2) 3)}」を分布ばねに換算する方法である。

①-1 : 水平方向ばねを外径で除す方法 ; $k_c = K_{1H} / D$

①-2 : 軸方向ばねを周長で除す方法 ; $k_s = K_{1L} / U$, $k_c = 3k_s$

ここで、 K_{1H} : 水平直角方向のトンネル地盤間ばね (kgf/cm²) D : トンネル外径 (cm)

K_{1L} : 軸方向のトンネル地盤間ばね (kgf/cm²) U : トンネル周長 (cm)

②道路橋示方書(下部構造編・昭和55年版)の地盤反力係数に基づく方法

基礎の設計に用いる地盤反力係数を圧縮ばねと考える方法である。

②-1 : 直接基礎に準じる方法 ; $k_c = k_{01} \times (B/30)^{-3/4}$

②-2 : くい基礎に準じる方法 ; $k_c = k_{02} y^{-1/2}$

ここで、 k_c : 地盤反力係数 (kgf/cm³)

k_{01} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kgf/cm³)

$$k_{01} = 1/30 \times \alpha E_0 \approx 1/30 \times 3 G_0$$

α : 地盤の変形係数の推定方法に応じた係数

E_0 : 各種の方法で推定した地盤の変形係数(kgf/cm²)

G_D : 地震時の動的せん断変形係数(kgf/cm²)

B : 基礎の換算載荷幅(cm), $B = \sqrt{A}$

A : 載荷面積(cm²)で, $A=1D \times 1D, 1D \times 1.5m$ (セグメント幅), 層厚 $\times 1.5m$ (セグメント幅)の3ケース.

k_{02} : 設計地盤面の変位量を1cmとしたときの横方向地盤反力係数(kgf/cm³)

$$k_{02} = \alpha E_0 D^{-3/4} \approx 3 G_D D^{-3/4}$$

D : くい径(cm)で, ここではトンネル外径を用いる.

y : 常時の基準変位量(cm)で, ここでは杭基礎と同じ1cmとした.

③横断面の解析に用いた詳細FEMモデルに基づく方法

図-5に示すように, 地盤を地震時の等価剛性を有するソリッド要素, トンネルを梁要素で構成したFEMモデルのトンネル節点に, 静的な単位荷重を与え, 得られた節点変位および隣接する梁の断面力から地盤ばねを求める方法である.

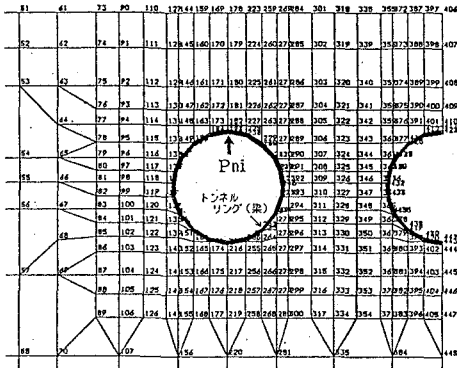
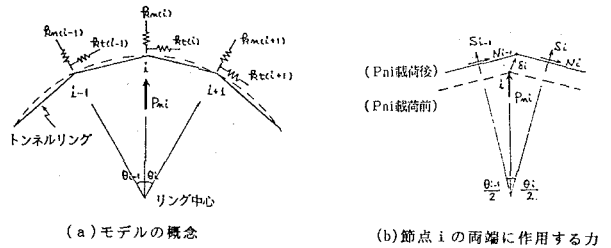


図-5 地盤ばねの算定に用いたFEMモデル



(a)モデルの概念

(b)節点iの両端に作用する力

図-6 FEMモデルの節点変位と反力

図-6に示した応答変位法に用いる解析モデル(梁・ばねモデル)の一部において, i 点での力の釣合いは, 次式となる. 節点変位および梁に生じる断面力はFEM解析から求まるため, 下式から $k_n = k_n(i)$ および $k_t = k_t(i)$ として算出することができる.

- ・法線方向(n方向) : $P_{ni} + S_{i-1} \cdot \cos(\theta_{i-1}/2) + S_i \cdot \cos(\theta_i/2) + N_{i-1} \cdot \sin(\theta_{i-1}/2) - N_i \cdot \sin(\theta_i/2) = k_n(i) \cdot \delta_n(i)$
- ・接線方向(t方向) : $P_{ti} - S_{i-1} \cdot \sin(\theta_{i-1}/2) + S_i \cdot \sin(\theta_i/2) + N_{i-1} \cdot \cos(\theta_{i-1}/2) + N_i \cdot \cos(\theta_i/2) = k_t(i) \cdot \delta_t(i)$

④常時の設計に用いているk値に基づく方法

常時の設計で用いるk値を地震時の値に補正する方法である.

- ④-1 : 常時のa倍の値を地震時の値とする方法 ; $k_e = a k$
- ④-2 : 静的変形係数と地震時の動的変形係数の比で補正する方法 ; $k_e = k (E_D/E_S)$

ここで, k : 常時の検討で用いているばね値

a : 地震時の地盤反力係数を常時の2倍とする従来の橋梁基礎の設計の考え方に準じ, $a = 2$.

E_D : L1地震時の動的変形係数

E_S : 静的変形係数

以上の方法で算定した9ケースの地盤ばねを表-3に示す. 多層地盤中の円形トンネル周囲の地盤ばねの算定方法としては, FEMによる方法が, 複雑な条件を考慮できるため最も妥当な算定方法と考えて良いであろう. しかし, ばね評価のためにFEMモデルを作成するならば, そのまま変形を与えて断面力を求めれ

ばよいので、応答変位法に用いるばね評価方法としては適さない。表-3より道路橋示方書(下部構造編)の直接基礎の算定方法(②-1B: $A=1D \times 1D$)によるばねが各地層ともFEMによるばね(③)と、比較的良い対応を示している。一方①の方法によるばねは全体系の解析と整合するが、上下半で地層が異なる影響を考慮できず、覆工剛性の低いシールドトンネルにはあまり適さないと考えられる。また、常時の地盤ばねを基本とする④の方法によるばねは、洪積層での違いが大きく、特に④-2では異常な値を得る傾向がある。

表-3 各手法で算定した地盤ばねの値 【単位: kgf/cm^3 】

		A_{G1}		A_{G2}		D_{1C}		D_{3S}		備 考
		k_c	k_s	k_c	k_s	k_c	k_s	k_c	k_s	
K_1 を基本	①-1	$k_c=1.73$				$k_s=0.58$				K1H/D
	①-2	$k_c=1.03$				$k_s=0.35$				K1L/L
道示IVを基本	②-1A	1.48	0.49	2.10	0.70	6.93	2.31	24.5	8.16	層厚 $\times 1.5\text{m}$
	②-1B	0.37	0.12	0.52	0.17	1.79	0.60	6.69	2.23	$1D \times 1D$
	②-1C	0.86	0.29	1.20	0.40	4.13	1.38	15.4	5.14	$1D \times 1.5\text{m}$
	②-2	0.88	0.29	1.22	0.41	4.20	1.40	15.7	5.23	くい基礎
F E M	③	0.36	0.04	0.74	0.16	1.1	1.5	6.2	3.0	
常時検討値を基本	④-1	0.47	0.16	0.47	0.16	3.0	1.0	8.0	2.7	常時の2倍
	④-2	1.1	0.37	1.4	0.46	21.	6.8	60.	20.	ED/ES倍
平均		0.99	0.33	1.21	0.40	5.48	1.83	16.6	5.54	
平均(④-2を除く)		-	-	-	-	3.26	1.09	10.4	3.50	

(3) 慣性力の評価方法

トンネル外部から作用する地震時地盤変位(または地震時土圧)は、トンネルの外径のみで決まってしまうが、覆工の厚さや形状が異なれば、躯体に作用する慣性力の大きさや分布が異なり、変形が若干変わるはずである。したがって、躯体慣性力は常に考慮すべきと考えられる。

また、本トンネルに関する実験結果と応答変位法による計算結果の比較から、外力としてせん断力が不足することがわかっているため、従来の浅い地下構造物に適用している上載土の慣性力を考えて、トンネル直上の土かぶり部分の重量に震度を乗じた慣性力をトンネル上半に作用させた。このせん断力はトンネルの構築によって断面内の地盤が構造物に置きかえられるため、これまで地盤内に発生していた水平およびそれに共役な鉛直せん断力がトンネル覆工の周面に作用するもので、駐車場設計・施工指針に規定される周面せん断力に相当するもの⁴⁾である。ここでは、上載土慣性力の有無による差を比較した。

4. FEMモデルを用いた動的解析

地盤を2次元のFEMモデルとし、トンネルを梁としたモデルを作成して、時刻歴の動的解析を行った。モデルの地盤定数は、水平成層地盤と考えて行ったSHAKEによる地盤の応答解析結果より求まる等価剛性を各地層の値とした。入力地震動は、前掲の図-3のスペクトルに適合させたL1地震波である。解析結果として、断面力の最大値の分布を図-7(a)に示す。

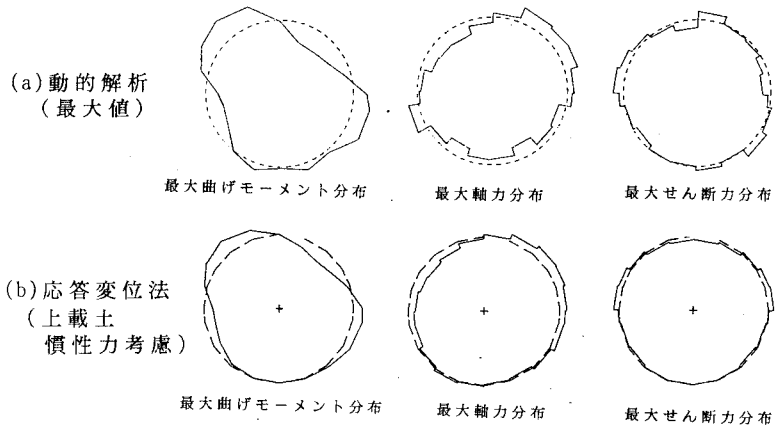


図-7 断面力分布の比較

5. 結果の比較と応答変位法による設計方法の提案

前述の3.(2)でFEMによるばねと比較的良好な対応を示した道路橋示方書(下部構造編)の直接基礎の算定式に準じるばね(②-1B: $A=1D \times 1D$)を用いて、応答変位法により断面力を求め、上載土慣性力がトンネル断面力に与える影響の把握と、上記の動的解析による結果との比較を行った。図-7(b)に断面力分布図を、図-8に最大断面力の比較を示す。

これらによれば、上載土慣性力を無視した場合は曲げモーメント・軸力とも1/2程度の値しか生じないが、慣性力を考慮すると動的解析結果と同程度の最大断面力が発生しており、断面力分布も近いものとなっている。

以上の結果より、応答変位法による設計では、地盤ばねは直接基礎の算定方法(②-1B)が妥当と考えられ、また、トンネル上載土の慣性力は考慮すべきであると考えられる。

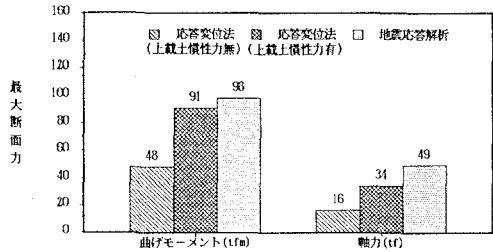


図-8 最大断面力の比較

6. あとがき

本検討により、従来の応答変位法のモデルを用いても、地盤ばねを道路橋示方書の直接基礎(載荷面積を $1D \times 1D$ 、つまり換算載荷幅を $1D$ とする)の地盤反力係数を基に設定し、躯体および上載土の慣性力を考慮することにより、FEMモデルを用いた動的解析結果とほぼ一致する断面力が得られることがわかった。本法の載荷面積を微調整することにより、FEMの動的解析結果とさらに良く一致させることは可能であるが、直接基礎の地盤反力係数をトンネルに適用することに無理があるし、また、FEMの動的解析結果が「真値」を与えている訳ではないので、敢えて行なわなかった。今後、大断面トンネルの地盤ばねに関する研究を切望する次第である。

最後に、この方法を設計に適用するに当たり、東京湾横断道路シールドトンネル検討会の今田徹委員長(東京都立大学)をはじめ、川島一彦委員(建設省土木研究所)・小泉淳委員(早稲田大学)他、各委員の方々にご指導ご助言頂いたことを記し、感謝の意を表します。

7. 参考文献

- 1) (社)土木学会：トンネル標準示方書(シールド編)・同解説，1986.6.
- 2) 日本道路公団：東京湾横断道路シールドトンネル設計基準(案)，1987.3.
- 3) (社)土木学会：動的解析と耐震設計，第4巻ライフライン施設，技報堂出版，1989.7.
- 4) (社)日本道路協会：駐車場設計・施工指針，1992.11.