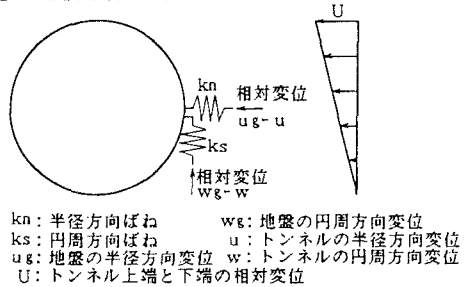


関西電力(株) 正会員○大塚良治
 神戸大学工学部 正会員 高田至郎
 神戸大学工学部 正会員 李 騰雁

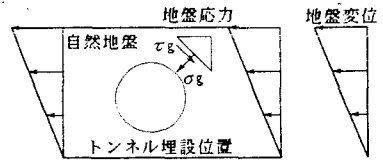
1.はじめに:わが国は環太平洋地震帯に属し世界でも有数の地震国であるため耐震検討の必要性は高い。シールドトンネルのような線状構造物はおもに縦断方向を中心に耐震検討が行われ、横断方向は省略される場合が多い。しかし、シールドトンネルは近年大断面化の傾向にあり、横断方向の耐震検討を無視できなくなってきた。その解析手法としてはFEM動的解析、応答変位法などが挙げられるが、FEM解析は厳密な解析できるという長所と手間と費用がかかるという短所を同時にもっている。そこで簡便な解析手法として曲がり梁理論を用いて静的条件から断面力算出式を誘導し、FEM動的解析との比較を行った。

2.解析方法:シールドトンネルの周囲に半径方向と円周方向の分布ばねを取り付け、トンネルを弾性床上的の剛性一様なリングにモデル化した。トンネルに作用させる地震荷重は地盤変位と同時に地盤応力も作用させるべきであるとされている。そこで本論では地盤変位は図1のようにトンネルの上端と下端の相対変位を直線分布で表現し、トンネルとの相対変位を相互作用ばねを介して作用させる。地盤応力は図2のようにトンネル埋設前の自然地盤が単純せん断を受けた場合にトンネル埋設位置に発生する地盤応力を作用させた。これらを考慮し、軸力をT、せん断力をV、曲げモーメントをMで表現すると静的平衡条件式、変位と力の関係式が次のように5つ成立する。



kn: 半径方向ばね ks: 円周方向ばね ug: 地盤の半径方向変位 wg: 地盤の円周方向変位 u: トンネルの半径方向変位 w: トンネルの円周方向変位 U: トンネル上端と下端の相対変位

図1 地盤変位



σg: 地盤の垂直応力 τg: 地盤のせん断応力

図2 地盤応力

(静的平衡条件式)

$$\frac{dV}{d\theta} + T + r k_n (u_g - u) + r \sigma_g = 0 \quad \dots(1)$$

$$\frac{dT}{d\theta} - V + r k_s (w_g - w) + r \tau_g = 0 \quad \dots(2)$$

$$\frac{dM}{d\theta} - V r = 0 \quad \dots(3)$$

ここで、 r : トンネル半径、 E : 弾性係数、 A : 断面積、 I : 断面二次モーメント

(変位と力の関係式)

$$T = \frac{EA}{r} \left(\frac{dw}{d\theta} - u \right) \quad \dots(4)$$

$$M = - \left(\frac{u}{r^2} + \frac{d^2 u}{r^2 d\theta^2} \right) EI \quad \dots(5)$$

式(1)~(5)より、次の6階常微分方程式を導くことができる。

$$\begin{aligned} & \frac{d^6 u}{d\theta^6} + a \frac{d^4 u}{d\theta^4} + b \frac{d^2 u}{d\theta^2} + c u \\ & = -K_n K_s u_g + K_n \frac{d^2 u_g}{d\theta^2} - K_n \frac{k_s}{k_n} \frac{dw_g}{d\theta} + \frac{K_n}{k_n} \frac{d^2 \sigma_g}{d\theta^2} - \frac{K_n K_s}{k_n} \sigma_g - \frac{K_n}{k_n} \frac{d\tau_g}{d\theta} \end{aligned} \quad \dots(6)$$

ここで、 $a = 2 - K_s$ 、 $b = 1 + K_n - K_s$ 、 $c = - \left(K_n \frac{k_s}{k_n} + K_n K_s \right)$ 、 $K_s = \frac{r^2}{EA} k_s$ 、 $K_n = \frac{r^4}{EI} k_n$

トンネル上端と下端の半径方向変位、軸力、曲げモーメントが零という境界条件を用いて式(6)を直接解くと半径方向変位 u が求まり、それから式(7)~(9)のような断面力算定式が誘導できる。

Yoshiharu OTSUKA, Siro TAKADA, Tengen LI

$$T = \left\{ \left(\frac{12EI}{r^3} + r k_n \right) P_1 - \left(\frac{r k_n}{4} + \frac{G}{2} \right) U \right\} \sin(2\theta) \quad \dots(7)$$

$$V = \frac{6EI}{r^3} P_1 \cos(2\theta) \quad \dots(8)$$

$$M = \frac{3EI}{r^2} P_1 \sin(2\theta) \quad \dots(9)$$

ここで、
$$P_1 = \frac{UK_n}{4k_n r} \frac{4k_n r + k_n K_s r + 2k_s r + 2K_s G + 12G}{36 + 12K_s + 4K_n + K_n \frac{k_s}{k_n} + K_n K_s}$$

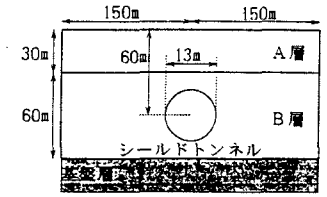


図3 解析モデル

表1 解析ケース

	A層	B層
MODEL1	A c	A c
MODEL2	D s	D s
MODEL3	A c	D s

3.解析モデル:解析モデルは図3のようにトンネルが深さ60m位置に埋設され、口径が13mの大断面シールドトンネルである。このモデルについて断面力算定式とFEM動的解析との比較を行った。解析ケースは表1に表す3ケースである。ここでA c

は沖積粘土層、D sは洪積砂層を表す。断面力算定式とFEM解析との入力を一致させるため、最初にトンネル埋設前の自然地盤において同じ入力地震波を用いた動的解析を行い、断面力算出式にはその解析のトンネル上端と下端の相対変位を使用した(表4)。また二層地盤のモデルはトンネルが完全に洪積砂層に埋設されているため断面力算出式には洪積砂層の入力物性値を用いた。

表2 地盤物性値

地層	単位体積重量 γ (tf/m ³)	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	減衰定数 h	ポアソン比 ν
Ac	1.6	2550	0.054	0.49
Ds	1.8	9460	0.051	0.45

表3 トンネル覆工物性値

単位体積重量	γ (tf/m ³)	2.50
弾性係数	E (tf/m ²)	3.02×10^5
断面積	A (m ² /m)	1.00
断面2次モーメント	I (m ⁴ /m)	2.79×10^{-4}

4.解析結果:軸力・せん断力・曲げモーメントの分布形状は両解析で最大値発生位置が一致し、ほとんど同一のものが得られた。MODEL1とMODEL2の結果より、せん断力・曲げモーメントは地盤の硬さにあまり影響を受けないが、軸力は大きく影響を受けやすいように思われる。またMODEL2とMODEL3の比較により、地盤の相対変位が大きくなるとその分だけ断面力が大きくなる事がわかる。FEMとの比較ではせん断力・曲げモーメントは全モデルについて約1割程度の誤差でおさまり、両手法で比較的近い値がものが得られた。軸力についてはFEM解析の1.25倍~1.30倍とせん断力・曲げモーメントと比較して全般的に誤差が大きいものとなる。また、軸力・せん断力・曲げモーメントとも地盤の柔らかいMODEL1のものがFEMの値に近づく傾向にあり、特にせん断力・曲げモーメントに関してはそれぞれFEMのもの1.02倍、1.04倍と精度がよいものになった。

表4 トンネルの覆工変位

	MODEL1	MODEL2	MODEL3
上端	2.219	1.832	1.876
下端	1.399	1.215	1.188
相対変位	0.820	0.617	0.688

表5 断面力最大値

	軸力(tf)		せん断力(tf)		曲げモーメント(tf・m)	
	静的解析	FEM解析	静的解析	FEM解析	静的解析	FEM解析
MODEL1	10.65	8.512	5.585	5.455	18.15	17.47
MODEL2	20.60	16.24	4.872	5.496	15.83	17.61
MODEL3	22.97	17.71	5.433	6.232	17.66	19.99

5.まとめ:本論文では地盤変位と地盤応力の2種類の地震荷重を想定し、曲げ梁理論を用いて静的釣り合い条件から断面力算定式を誘導した。FEM動的解析との比較を行った結果は次のようになる。

- ①断面力の分布形状については全ての断面力に関して両解析で一致したものが得られた。
- ②断面力の最大値に関してはせん断力と曲げモーメントがFEM動的解析のものに近い値となったが、軸力については多少誤差が大きいものとなった。

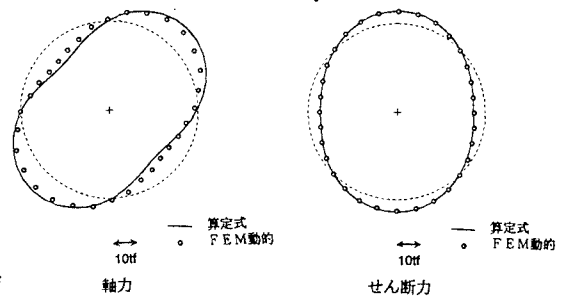


図4 断面力分布図(MODEL1)

参考文献: 1)志波由起夫・岡本晋:シールドトンネルの横断面方向の地震時断面力計算法,土木学会論文集, No.437, pp.193~202, 1991.9. 2)多谷虎夫:振動・衝撃の基本理論とラプラス変換(上)