

阪神高速道路公団 大阪建設局

中村忠春、正会員 金冶英貞、正会員 佐藤奈津代

(株)総合技術コンサルタント

正会員 西森孝三、正会員 太田晴高、正会員 ○酒見正明

1. はじめに

共同溝等の地中線状構造物に採用されている応答変位法による耐震設計の考え方を、軟弱地盤中の大断面開削道路トンネルに応用して、直下型大地震(L2)に対する検討を、構造物と地盤ばねの材料非線形性および構造物継手部遊間での接触非線形を考慮して行ったので報告する。

2. 解析方法

線状地中構造物の応答変位法は、その部材軸方向(縦断方向)の地盤変位分布形を地盤ばねを介して強制変位として構造物に作用させることとなる。この変位分布は地盤最大変位(Dmax)と見かけの地震波長(L)によって表される。

(1)地盤変位：波動論によれば地盤変位は以下のように表される。すなわち、全体座標系を X-Y-Z として構造物の基準とする部材軸方向を Z 方向に一致させ、波動の進行方向を Z_s とすれば、この方向に進行する波動の変位は次式のように定義される。

$$U_z = D_{\max} \cdot \sin(\omega(t - Az/c)), \quad Az = \cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 \cdot X + \sin \theta_1 \cdot Y + \cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 \cdot Z \quad (1)$$

ここに、 U_z ：点(X,Y,Z)の Z_s 方向の地盤変位、 ω ：波動の角振動数(= $2\pi/T_s$)、 T_s ：表層地盤(工学的基盤面以浅)の周期、 t ：時間、 c ： Z_s 方向の見かけの波動速度(= L/T_s)、 θ_1 ：鉛直面内での波動の進行方向と水平面のなす角度、 θ_2 ：水平面内での波動の進行方向と構造物の基準軸方向のなす角度である。Sv 波を例にすれば点(X,Y,Z)の全体座標系での各方向の変位成分(U_x, U_y, U_z)は次式により表される。

$$U_x = \sin \theta_1 \cdot \sin \theta_2 \cdot U_z, \quad U_y = \cos \theta_1 \cdot U_z, \quad U_z = -\sin \theta_1 \cdot \cos \theta_2 \cdot U_z \quad (2)$$

次に、波長は「共同溝設計指針¹⁾」に準じ、表層地盤を等価な 1 層地盤にモデル化して次式で与えられる。

$$L = 2L_1 \cdot L_2 / (L_1 + L_2), \quad L_1 = V_{ss} \cdot T_s = 4H, \quad L_2 = V_{sb} \cdot T_s \quad (3)$$

ここに、 V_{ss} ：表層地盤の等価 S 波速度、 V_{sb} ：基盤の S 波速度、 H ：表層地盤厚である。

地盤最大変位としては、地盤のひずみ依存性を考慮した重複反射解析により地表面での値を求めることにし、その際の工学的基盤での入射地震動は当公団の「開削トンネル耐震設計指針(素案)¹⁾」に示される標準地震波とした。その速度応答スペクトル(最大 120cm/s, $h=0.2$)を図-1 に示す。

(2)地盤ばね：地盤ばねについては、同指針(素案)では地盤の地震時ひずみレベルに応じて、横断方向の設計用に表-1 のとおり完全弾塑性として設定されている。同表をもとに、横断面の各外壁面での圧縮部のみを基本的に有効として、縦断方向用に表-2 のとおり同様に完全弾塑性として設定した。

3. 検討モデル

対象とした開削トンネル断面は図-2 のとおりであり、軸方向鉄筋比(A_s/A_c)は 0.7 %である。その部材軸線は地表面下約 8 m にあり、標準部材長 80 m、遊間 40mm である。これを 6 ブロック間モデル化した(図-3)。この際、部材は RC としての非弾性を考慮し、遊間には接触時のみ有効なばね(図-4)を、外周壁面の位置に剛な部材を「十」字状に設けて、その先端間に配置した。そのばね係数は外壁それぞれの軸剛性とした。

4. 解析結果と考察

結果の例として、鉛直面内の Sv 波($D_{\max}=42.3\text{cm}$, $\theta_1=22.5^\circ$, $\theta_2=0^\circ$, $L=304\text{m}$, $T_s=1.53\text{sec}$)入射時の部材軸力(+：圧縮)と曲げモーメントおよび曲げ耐力との関係を図-5(A～C)に示す。同図は位相角を $0 \sim 90^\circ$ 間で 22.5° ピッチで変化させた結果であり、以下の事項が考察される。

a)遊間部で接触が生じ、そのため大きな軸圧縮力が作用する。一方、引張り力はその 1/3 と小さい。引張り

Tadaharu NAKAMURA, Hidesada KANAJI, Natsuyo SATO, Kozo NISHIMORI, Harutaka OHTA, Masaaki SAKEMI

力が小さいのは部材軸方向の地盤ばねが降伏するためである。

b)遊間部の接触は構造物上下面でその程度が異なることにより、大きな偏心曲げを発生させる。

c)曲げ耐力的には、圧縮部は十分余裕があり、引張り部はやや厳しいものの降伏曲げ(My)以下であり弾性域に留まっている(せん断耐力的には十分余裕のあることも確認している)。

すなわち、部材長 80 m の場合は耐力的には問題のないことが確認できた。同様な検討を行った結果、現配筋では部材長 100 m までならば延長可能なことも判った。しかしながら、ここには示さないが、部材長に関わらず遊間は軸方向に最大 31cm 開くことも算定され、継手部の構造的対応が必要なことも判った。

最後に、本検討では高田至郎神戸大学教授のご指導を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献：1)共同溝設計指針、日本道路協会、S61.03、2)開削トンネル耐震設計指針(素案)、阪神高速道路公団、H10.12

表-1 横断面の地盤ばね

ばね成分	初期ばね係数	地盤反力度の上限値
底面 垂直方向 $K_{BN}(tf/m^3)$	静的 FEM により算定	極限支持力度 Q_{BN}
接線方向 $K_{BS}(tf/m^3)$		最大周面摩擦力度 T_{BS}
側面 垂直方向 $K_{SN}(tf/m^3)$		受働抵抗強度 Q_{SN}
接線方向 $K_{SS}(tf/m^3)$		最大周面摩擦力度 T_{SS}
上面 垂直方向 $K_{UN}(tf/m^3)$		上面土砂重量 Q_{UN}
接線方向 $K_{US}(tf/m^3)$		最大周面摩擦力度 T_{US}

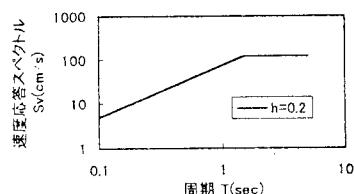


図-1 入力地震動

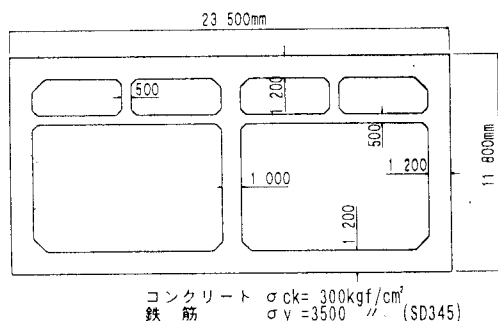


図-2 標準横断面

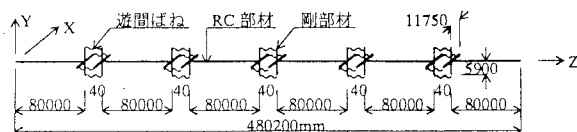


図-3 解析モデル

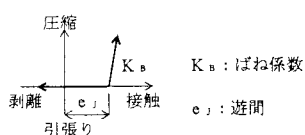


図-4 遊間ばね特性

表-2 縦断方向の地盤ばね

ばね成分	初期ばね係数 $tf/m^3, tfm/m$	抵抗力の上限 $tf/m, tfm/m$
軸方向 $KZ = (K_{BS} + K_{US}) \cdot B + 2K_{SS} \cdot H$ (7182)		$\pm ((T_{BS} + T_{US}) \cdot B + 2T_{SS} \cdot H)$ (± 252.7)
鉛直方向 $KY = K_{BN} \cdot B + 2K_{SS} \cdot H$ (15200)		$+(Q_{BN} \cdot B + 2T_{SS} \cdot H)$ $-(Q_{UN} \cdot B + 2T_{SS} \cdot H)$ ($+1043, -134.5$)
水平方向 $KX = (K_{BS} + K_{US}) \cdot B + K_{SN} \cdot H$ (5459)		$\pm ((T_{BS} + T_{US}) \cdot B + Q_{SN} \cdot H)$ (± 413.0)
軸回り $KI = (K_{BS} + K_{US}) \cdot B \cdot (H/2)^2/2 + K_{SS} \cdot H \cdot (B/2)^2 + K_{SN} \cdot H^3/12 + (K_{BN} + K_{UN}) \cdot B^3/24$ (602600)		$\pm ((T_{BS} + T_{US}) \cdot B \cdot H/4 + T_{SS} \cdot H \cdot B/2 + Q_{SN} \cdot H^2/2 + (Q_{BN} + Q_{UN}) \cdot B^2/4)$ (± 8344)

B:断面幅、H:断面高、()内数値は使用値

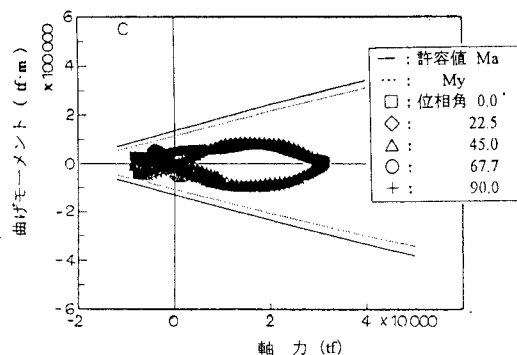
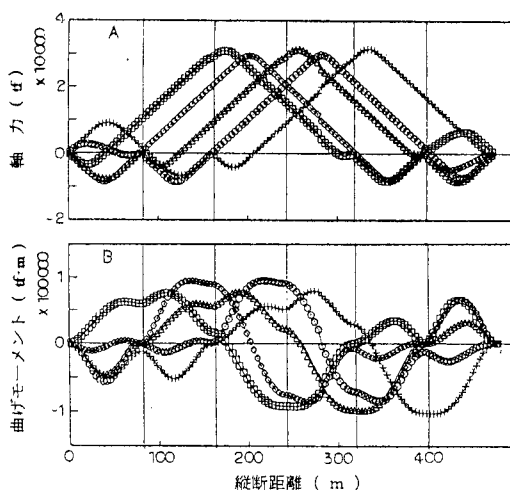


図-5 鉛直面(Y-Z)内の軸力と曲げ