

I-B 444 レベル1, 2地震動に対する軟弱地盤開削トンネルの縦断方向耐震解析

阪神高速道路公団 大阪建設局 ○正会員 佐藤 奈津代*

" " 正会員 金治 英貞*

(株)総合技術コンサルタント 正会員 西森 孝三**

1. はじめに

震度法レベル(以下、L1)および保有水平耐力照査法レベル(以下、L2)の地震に対する、軟弱地盤開削トンネルの縦断方向の耐震解析を行った。解析にあたり、共同溝等で用いられている応答変位法による解析を応用した。

2. 解析手法

(1) 変位振幅と波長

変位振幅 U は、地盤の一次元重複反射解析(SHAKE)により求めた、地表面最大変位(D_{max})を用いる。この際の入力地震動は、当公団指針¹⁾に示されている標準地震波とした。また、波長 L は「共同溝設計指針」²⁾に準じて設定した。

(2) 地震時地盤変位

全体座標系を(X, Y, Z)として、構造物の基準とする軸方向を Z 方向とする。地震の入射方向を Z_s とし、この方向に変化する地盤変位を以下のように定義する。

$$U(Z_s) = D_{max} * \sin(\omega * (t - A_z/c)) \quad (1)$$

$$A_z = \cos \theta_1 * \sin \theta_2 * X + \sin \theta_1 * Y + \cos \theta_1 * \sin \theta_2 * Z \quad (2)$$

ここで、 $U(Z_s)$: 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 : 表層地盤の周期、 t : 時刻、 c : Z_s 方向における波動の見かけの伝播速度($=L/T_s$)、 θ_1 : 鉛直面内で水平面と入射波の進行方向のなす角度、 θ_2 : 水平面内で構造物の軸方向と入射波の進行方向のなす角度である。

(3) 地盤ばねとばね強度

当公団指針の横断方向の耐震解析では表-1の地盤ばねを設定している。この値を用いて表-2に示すとおり縦断方向の地盤ばねを求める。ここで、ばね係数はバイリニア型とし、ばねの圧縮部のみを有効とする。

表-1 横断方向の地盤ばね

地盤ばね成分	初期ばね係数	地盤反力度の上限值
底面 垂直方向 K_{BN}	静的FEM解析 により算定	極限支持力度 Q_{BN}
接線方向 K_{BS}		最大周面摩擦力度 T_{BS}
側面 垂直方向 K_{SN}		受働土圧強度 Q_{SN}
接線方向 K_{SS}		最大周面摩擦力度 T_{SS}
上面 垂直方向 K_{UN}		上面土砂重量 Q_{UN}
接線方向 K_{US}		最大周面摩擦力度 T_{US}

表-2 縦断方向の地盤ばね

成分	初期ばね係数	抵抗力の上限
軸方向	$K_z = (K_{BS} + K_{US}) * B + 2K_{SS} * H$	$\pm((T_{BS} + T_{US}) * B + 2T_{SS} * H)$
鉛直方向	$K_y = K_{BN} * B + 2K_{SS} * H$	$+(Q_{BN} * B + 2T_{SS} * H)$ $-(Q_{UN} * B + 2T_{SS} * H)$
水平方向	$K_x = (K_{BS} + K_{US}) * B + K_{SN} * H$	$\pm((T_{BS} + T_{US}) * B + Q_{SN} * H)$
軸回り	$K_\theta = (K_{BS} + K_{US}) * B * (H/2)^2/2$ $+ K_{SS} * H * (B/2)^2$ $+ (K_{BN} + K_{UN}) * B^3/24$ $+ K_{SN} * H^3/12$	$\pm((T_{BS} + T_{US}) * B * H/4$ $+ T_{SS} * H * B/2$ $+ (Q_{BN} + Q_{UN}) * B^2/4$ $+ Q_{SN} * H^2/2)$

ここで、 $B=23.5\text{m}$ 、 $H=11.8\text{m}$

(4) 解析対象

a) 構造物

図-1の断面について解析を行う。土被りは約2.1mである。

b) 構造継手

遊間長40mmのジョイントパーティプの構造継手を想定し、

図-2に示すようなばね特性とした。

(5) 検討ケース

検討は「共同溝設計指針」に準じて、表-3のケースについて行う。また、鉛直変位 U_v は水平変位 U_h の1/2とする³⁾。

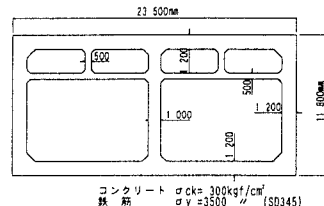


図-1 解析断面

キーワード：開削トンネル、縦断方向、応答変位法、継手間隔

連絡先：※ 〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16 TEL:06-6615-7468 FAX:06-6615-7449

※〒533-0033 大阪市東淀川区東中島3-5-9 TEL:06-6325-2925 FAX:06-6321-5114

3. L1、L2地震動に対する検討

(1) 応答解析モデル

図-3に示すように構造継手間隔40mmを有する80mのトンネル6ブロックについてモデル化を行った。

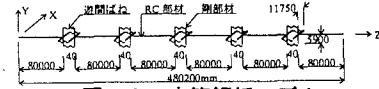


図-3 応答解析モデル

(2) L1地震動に対する解析結果

すべてのケースにおいて発生曲げモーメント、せん断力ともに許容値以下であった。また、水平面内の軸力着目ケースにおいて継手部の接触が発生し、遊間相対最大変位は軸方向水平で最大3.3cmとなった。

(3) L2地震動に対する解析結果

図-4に解析結果の一例を示す。すべてのケースにおいて発生曲げモーメント、せん断力ともに許容値以下であり、かつ発生曲げモーメントは降伏曲げモーメント以下であった。また、鉛直面内の曲げ着目ケースを除き、継手部の接触が発生した。これは、鉛直面内の曲げ着目ケースは上下動入力のケースであるので軸方向の入力はなく、また、回転による接触も生じていないためである。

4. 函体長の検討

(1) 継手間隔長の検討

3.の検討より函体長つまり継手間隔を80mを標準とした場合、L1およびL2地震動に対して問題が無いことが示された。したがって、ここでは継手間隔の延長化について検討を行った。まず、現状の想定配筋のもとで曲げ耐力を確保できる限界引張力を算出し、この引張力が作用する際の継手間隔長をL2について調べた。

(2) 継手間隔長100m案の検討

a) 応答解析モデル

3.と同様にL1、L2地震動に対して解析を行った。今回は、構造継手間隔40mmを有する100mのトンネル6ブロックについてモデル化を行った。

b) 解析結果

L1でわずかではあるが許容値を越えた。しかし、L2では現状想定配筋で十分な安全性があることが確認できた。一方、遊間相対最大変位はL2で軸方向水平に30cm、軸直角方向水平に14cmであった。

5. まとめ

継手間隔長を100mに延長した場合でも、ほぼL1、L2地震動に満足することが確認された。しかし、遊間相対最大変位が30cmも発生していることから、この変位に追従できる継手部の構造検討が必要である。

また、構造継手遊間長を40mmと一定とし、ばね特性も変化させてないため、今後このばね特性を変化させて応答特性を検討していく方針である。最後に、本検討において御指導を頂きました、神戸大学高田至郎教授に謝意を表します。

【参考文献】1) 開削トンネル耐震設計指針（素案）、阪神高速道路公団、1998.3

2) 共同溝設計指針、(社)日本道路協会、1986.3

3) 川島一彦：地下構造物の耐震設計、pp.77-81 鹿島出版会、1994

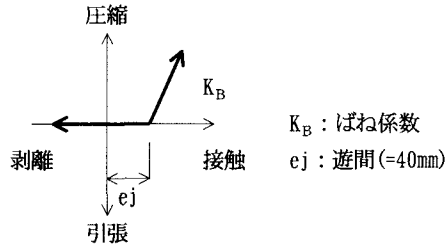


図-2 構造継手のばね特性

表-3 検討ケース

着目断面力	水平面内			鉛直面内		
	軸力 P_h	曲げ M_h	軸力・曲げ $P_h \cdot M_h$	軸力 P_v	曲げ M_v	軸力・曲げ $P_v \cdot M_v$
振幅	U_h	U_h	U_h	$(U_h + U_v)/2$	U_v	$\sqrt{(U_h^2 + U_v^2)}$
入射角(°) θ_1	0	0	0	45	0	22.5
θ_2	45	0	22.5	0	0	0
波動タイプ	S _h			S _v		

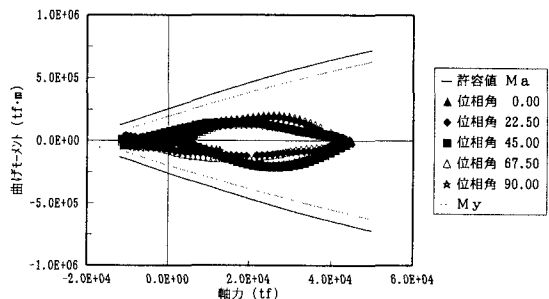


図-4 L2での水平面内軸力着目ケース結果