

## 長田開削トンネルの耐震設計に関する検討

神戸第一建設部 工事第一課 南 莊 淳  
神戸第一建設部 設 計 課 森 喜 仁  
神戸第一建設部 設 計 課 石 橋 照 久

### 要 旨

神戸市道高速道路2号線(神戸山手線)の長田トンネル明かり部(開削トンネル区間)は、上下線分離の一層一径間RCボックスカルバート構造で計画されており、掘削断面は大規模なものとなっている。周辺地盤が不整形地盤であるために一次元地盤としての評価が難しいこと、及び函体と周辺地盤、埋戻し部の間で複雑な相互作用の生じることが予想されることから、「開削トンネル耐震設計指針(案)」(平成11年12月)<sup>1)</sup>に示される応答変位法ではその複雑な挙動を考慮し得ないと考えられる。そこで、本稿では、より合理的な設計とするために、二次元FEMモデルを用いた時刻歴応答解析を行い、応答変位法による設計結果との比較検討を行い、特殊地盤条件に対する応答変位法の適用性について考察した。

その結果、応答変位法を上回る断面力が発生する結果となり、必ずしも応答変位法が安全側の設計にならない可能性を示唆する結果が得られた。

キーワード：開削トンネル、耐震設計、応答変位法、二次元地震応答解析、不整形地盤

### はじめに

神戸市道高速道路2号線(神戸山手線)の長田トンネル明かり部(開削トンネル区間)は、上下線分離構造の一層一径間RCボックスカルバート構造で計画している。

これらの構造物は、図-1に示すように北行線は幅16.3m、高さ10.4m、南行線は幅22.5m、高さ12.9mで、幅約51m、深さ12~20mの同一掘削領域に構築されるものである。

開削トンネルの耐震設計手法としては、応答変位法が一般的であり、当該トンネルに対しても応答変位法による耐震設計を試みた。

しかし、当該トンネルの施工条件、地盤条件を鑑みた場合、応答変位法では再現が難しく下記の

ような設計上の課題が生じる。

- ①周辺地盤は図-1に示すように不整形地盤であり、応答変位法で仮定している成層地盤の地盤応答特性とは異なる応答特性を示す可能性が高く、一次元地盤としての評価は難しい。
- ②同一掘削域に、規模や設置深さの異なる単独ボックスカルバートを二連構築するため、函体と周辺地盤及び埋戻し地盤の間で複雑な相互作用の生じることが想定される。

上述のような技術的課題を克服し、合理的な設計を実現するために二次元FEM時刻歴応答解析による耐震検討を実施し、応答変位法による設計結果との比較検討を行い、本断面のような特殊地盤における応答変位法の適用性について考察を行った。本稿では、これらの検討について報告する。

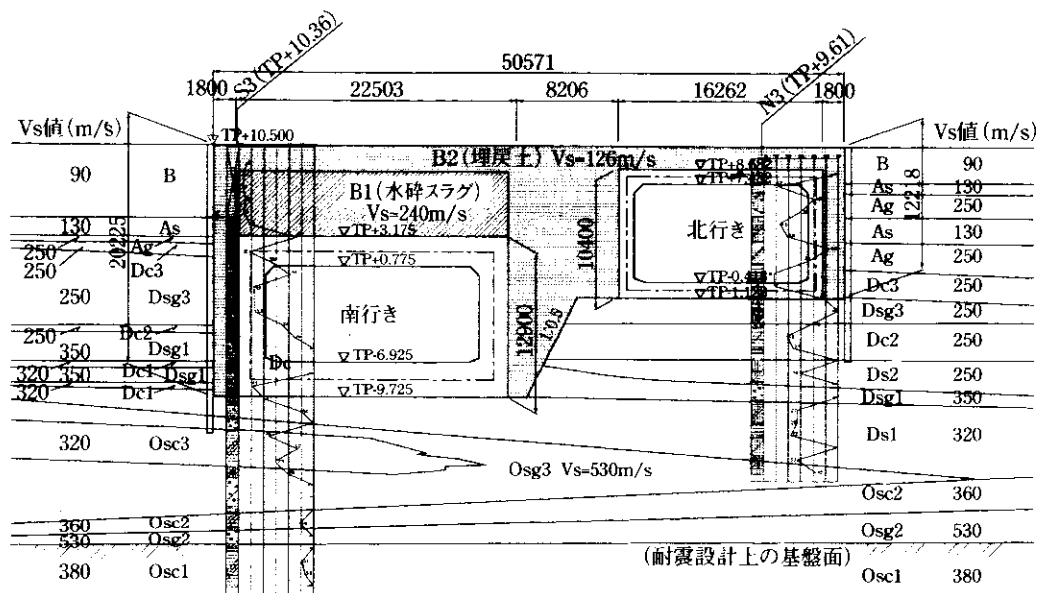


図-1 検討対象断面

## 1. 二次元時刻歴応答解析による耐震検討

### 1-1 二次元FEM時刻歴応答解析

解析方法は、ボックスカルバートをフレームモデル、周辺地盤を二次元ソリッドモデルにモデル化した二次元有限要素モデルを対象とした時刻歴応答解析である。また、地盤の非線形性は等価線形化法で評価している。なお、解析プログラムは汎用解析プログラム“DINAS”を使用した。

### 1-2 耐震設計上の基盤面の設定

耐震設計上の基盤面は、「開削トンネル耐震設計指針(案)」<sup>1)</sup>に基づき、初期弾性波速度が速くN値が30以上で、かつ南行函体の床付面から構造高さ程度の離隔を確保した粘土層Osc1層の上面とした(図-1参照)。

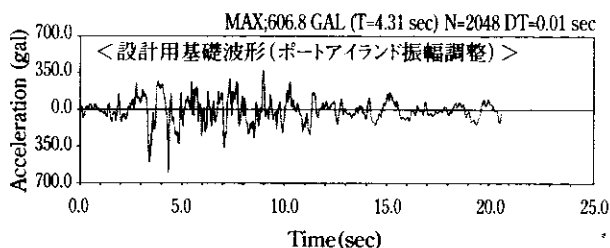


図-2 入力地震動

### 1-3 入力地震動の設定

入力地震動としては、文献<sup>1)</sup>に基づき、図-2に示す兵庫県南部地震におけるポートアイランド基盤で記録された波を標準加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した波形を用いた。この時刻歴波形を耐震設計上の基盤面に入力波形(2E)として入力した。

### 1-4 照査条件

#### (1) 曲げモーメントに対する照査

部材の応答曲率 $\phi_R$ は許容曲率 $\phi_a$ 以下とする。

$$\phi_R \leq \phi_a \quad (1)$$

ここに、

$$\phi_a : \text{許容曲率} \left( = \phi_y + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha} \right)$$

$\phi_y$  : 鉄筋降伏時曲率 (1/m)

$\phi_u$  : 断面終局時の曲率 (1/m)

$\alpha$  : 安全率 (=1.5)

#### (2) せん断力に対する照査

発生最大せん断力 $S_R$ は、せん断耐力 $P_s$ 以下とする。

#### (3) 層間回転角に対する照査

部材の発生最大層間回転角 $\theta_R$ は許容回転角 $\theta_a$ 以下とする。

## 1-5 解析モデル

### (1) 構造物のモデル化

応答変位法での検討で部材の非線形特性をM-  
関係をトリリニアモデルとしたところ、発生断面力が曲げ降伏耐力に達しなかったため、動的解析においては隅角部およびハンチ部に剛域を有する線形梁要素(降伏時剛性)としてモデル化した。

### (2) 地盤のモデル化

地盤は、平面ひずみ条件のソリッド要素を用いた連続体としてモデル化した。なお、地盤の剛性低下は、建設省土木研究所資料第1778号<sup>2)</sup>に準拠して、各地層ごとに設定したひずみ依存曲線により評価した。

### (3) 境界条件

下方境界は、入力地震動を露頭値入力(2E)することを考慮して「粘性境界」とし、側方境界は、波動の反射影響をなくす「エネルギー伝達境界」とした。

### (4) 解析定数

南行線の函体上部(B1層)については、上載荷重軽減のため水砕スラグ、その他(B2層)は良質の埋戻土により埋戻しを行うこととしている。なお、自然地盤のせん断波速度は事前に実施したPS検層により得られたものを用いたが、埋戻し領域については、平均N値より推定式により設定した<sup>3)</sup>。

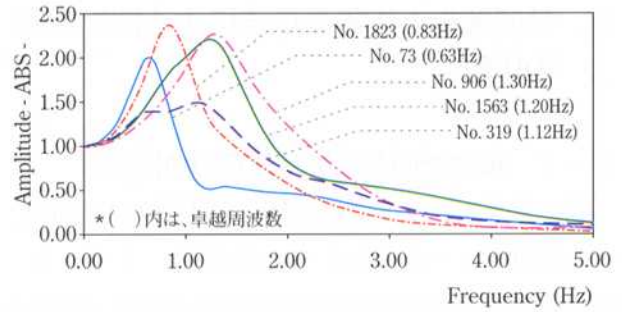


図-4 表層における加速度周波数応答関数

## 1-6 時刻歴応答解析の結果

代表位置における最大水平変位と発生時刻を図-3に示す。周辺地盤(節点73, 節点1823)では、最大水平変位は、それぞれ25cm, 23cmとなるのに対して、埋戻し領域(節点906)では18cmと周辺地盤よりも約7cm小さく、発生時刻も異なっている。これは、掘削領域が良質埋戻し土、水砕スラグ、ボックスカルバート等で構成された複合地盤となり、ボックスカルバートの換算せん断剛性は非常に大きく、かつ水砕スラグの剛性も比較的大きい( $V_s=240\text{m/s}$ )ので、掘削領域全体の剛性が周辺地盤よりも相対的に高くなっているためと考えられる。

図-4に示す掘削領域の卓越周波数が周辺地盤よりも高いことからこのことが推察される。

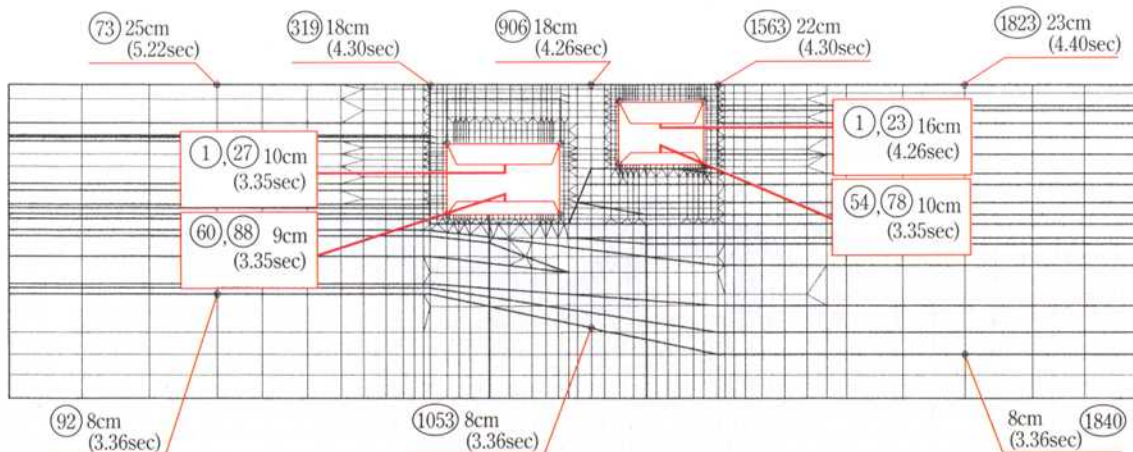


図-3 主要点における最大水平変位

## 2. 動的解析と応答変位法による解析結果の比較

### 2-1 最大断面力発生時刻での地盤応答

図-5 (1) は、南行函体に最大断面力が発生する時刻 ( $t=3.66$ 秒) での変形モードであり、南行線背後の自然地盤の地表付近と埋戻し領域が逆位相の変形状態を示していることがわかる。

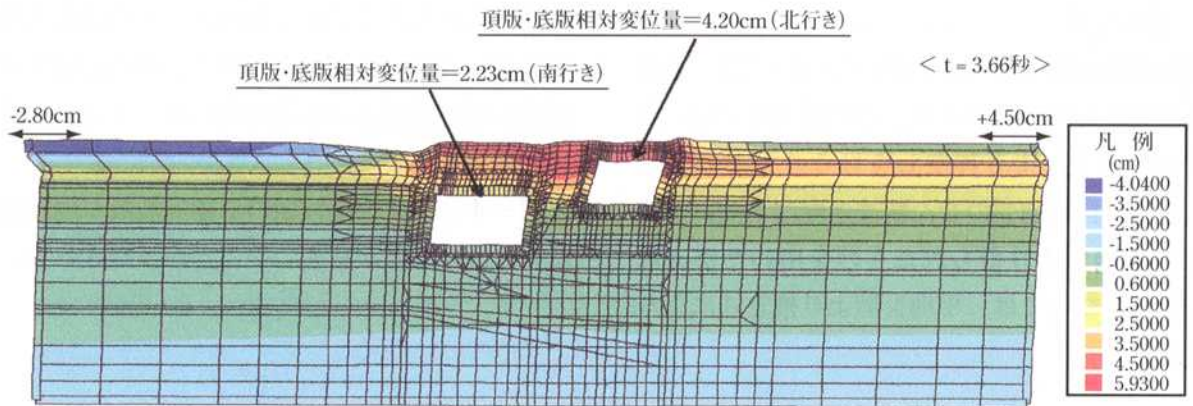
図-6 (2) は、北行函体に最大断面力が発生する時刻 ( $t=4.26$ 秒) の変形モードであり、北行函体の頂版・底版の相対変位が南行函体に比べて大きく、また、南行函体上部の水砕スラグ及び埋戻し領域と背後地盤では変形挙動が大きく異なっている。

以上のような構造物と地盤間の挙動は、応答変位法で前提としている「同方向・同位相」の地盤挙動とは明らかに異なる挙動である。

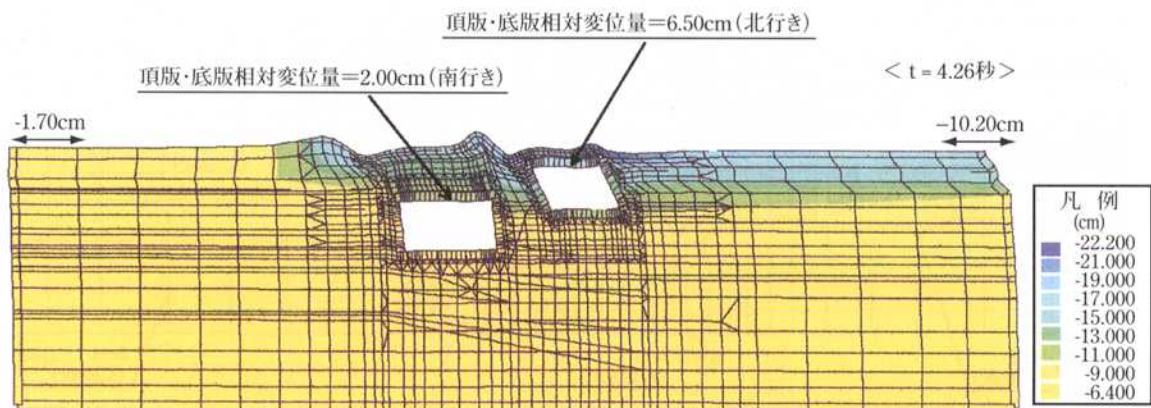
### 2-2 発生断面力の比較

図-6 は、応答変位法および動的解析による曲げモーメント及びせん断力の地震時増分を比較したものであり、各部材の最大値に着目して比較したものを表-1に示す。動的解析では、地震時増分曲げモーメントが応答変位法に比べて、南行線で1.71~2.01倍、北行線で2.16~2.46倍の値を示しており、土被りが浅い北行断面の比率が最大で2.46倍と大きくなっている。なお、地震時増分せん断力についても同様の結果が得られている。

以上の結果は、応答変位法による耐震設計は本断面のような特殊な箇所においては必ずしも安全側の設計とはならないことを示唆している。



(1) 南行函体ハンチ部最大曲げモーメント発生時

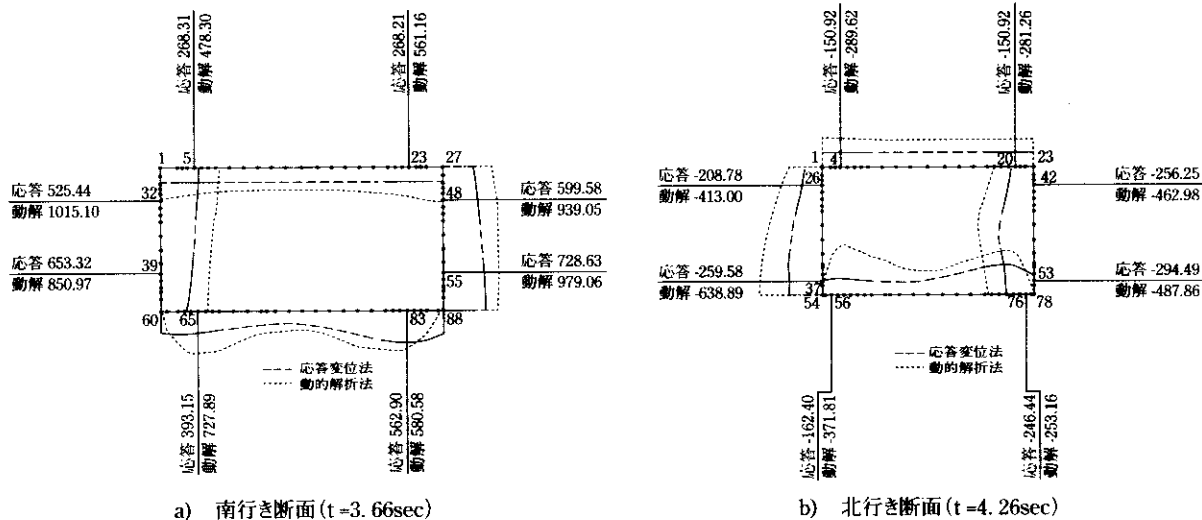


(2) 北行函体ハンチ部最大曲げモーメント発生時

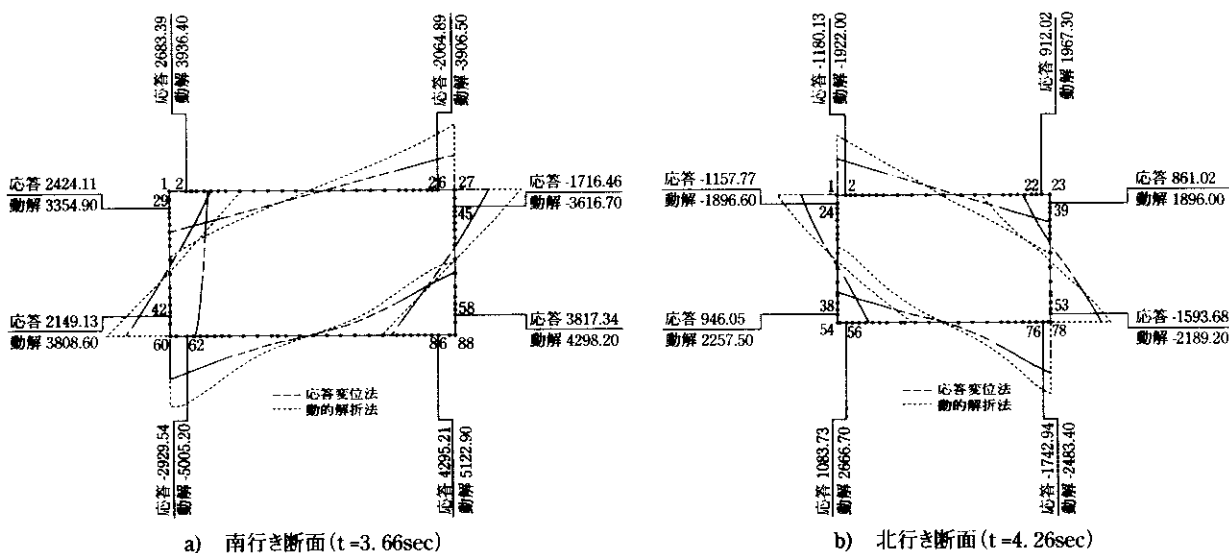
図-5 最大断面力発生時の応答変位

表-1 地震時最大発生断面力の比較

項目	着目要素	南行き (kN・m)			北行き (kN・m)		
		動的解析法 (A)	応答変位法 (B)	断面力比率 (A)/(B)	動的解析法 (A)	応答変位法 (B)	断面力比率 (A)/(B)
モーメント	頂版	3907	2065	1.89	1967	912	2.16
	左側壁	3808	2149	1.77	2258	946	2.39
	右側壁	3617	2065	2.01	2189	1594	1.37
	底版	5005	2930	1.71	2667	1084	2.46
せん断力	頂版	478	268	2.09	290	151	1.90
	左側壁	851	653	1.30	639	260	2.46
	右側壁	939	600	1.57	463	256	1.81
	底版	728	393	1.85	372	162	2.29



(1) 曲げモーメント



(2) せん断力

図-6 発生断面力の比較

表-2 地震時外力の比較 (最大発生断面力時)

		南行き			北行き			
		応答変位法 (A)	動的解析 (B)	(B)/(A)	応答変位法 (C)	動的解析 (D)	(D)/(C)	
①慣性力(kN)		668.04	766.04	1.15	287.48	387.6	1.35	
②周面せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	頂版	0.09	53.19	591	0.10	26.65	267	
	側壁	左壁面	17.23	17.62	1.02	18.56	12.44	0.67
		右壁面	17.23	20.21	1.17	18.56	19.67	1.06
	底版	81.84	82.17	1.00	35.03	66.55	1.90	
②動土圧増分量 (kN)	左側面	圧縮	116.08	—	—	32.3	—	—
		引張	—	-436.96	—	-4.36	-554.07	127.08
	右側面	圧縮	—	149.05	—	65.61	115.70	1.76
		引張	-116.08	-93.61	0.81	-33.26	-322.79	9.71

注) 周面せん断力は、頂版・側壁・底版の全幅当りの値を示す。

「-」は当該時刻の動土圧増分量が側壁面に対して圧縮あるいは引張のみの成分であることを示している。

### 3. ボックスカルバートに作用する地震時外力の比較

南行、北行函体に発生する断面力が最も厳しくなる時刻(南行:  $t=3.66$ 秒, 北行:  $t=4.26$ 秒)について、慣性力、周面せん断力、動土圧増分を応答変位法と比較し、表-2に示す。

#### (1) 慣性力

南行ボックスカルバートでは、応答変位法と動的解析の結果がほぼ一致している。しかし、北行ボックスカルバートでは、動的解析の総慣性力が応答変位法に対して3割程度上回る結果となった。

これは、本稿には図として示していないが、動的解析での慣性力の作用方向が一様であるのに対して、応答変位法では地盤の次元地震応答解析結果の加速度方向が側壁中央付近で逆転したため、慣性力の作用方向が側壁中央付近で逆転したためである。

#### (2) 周面せん断力

南行、北行とも側壁に関しては概ね等しくなっているが、上床版については、動的解析が大きく上回っている。これは、応答変位法では、せん断力の上限值を設定したのに対して、動的解析では上限値に対して特に配慮していないこと及び上床版上層の埋め立て土領域が周辺地盤よりも大きく

変位していること(図-5参照)が要因となっているものと考えられる。

#### (3) 動土圧増分量

動的解析が、応答変位法を大きく上回っている。一般に、応答変位法は成層地盤を仮定していることから、地盤バネは左右同一であり、また両側壁で地盤変位に位相差は発生しない。したがって、上下床版の相対変位が動土圧増分量の発生に最も寄与することとなる。

一方、図-5(1)を見ると、南行函体の最大断面力発生時刻では、南行函体背後の周辺地盤と函体を含む埋戻し領域では逆位相となっていることがわかる。また、図-5(2)からは北行函体及び周辺地盤は大きく変形しているが、南行函体及び水砕スラグを含む埋戻し領域、周辺地盤間の変位は相対的に小さい。このため、北行函体周辺地盤が南行函体の埋戻し領域を押し込む状態となり、結果的に動土圧が大きくなっているものと考えられる。

以上のような応答変位法との相違は、水砕スラグを含む埋戻し領域及び不整形な周辺地盤を忠実にモデル化した動的解析を実施したことにより得られたものである。

## 4. まとめ

当該対象断面のように、同一掘削域に構造規模や設置深さの異なるボックスカルバートが計画される場合や、地盤が不整形である場合など、特殊な断面に対する耐震設計においては、応答変位法のみでの耐震設計には限界があることがわかった。このような場合には、地盤の二次元的な変化や構造物間の動的相互作用の影響を的確に再現できる解析手法を用いて、応答変位法による耐震設計を照査する必要がある。

## 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：開削トンネル耐震設計指針(案), 1999. 12.
- 2) 建設省土木研究所資料・第1778号, 1982. 2.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編及びV耐震設計編, 1996. 12.

### **Special consideration for evaluation of the planned earthquake resistance of the cut and cover Nagata Tunnel.**

**Atushi Nanjou, Yoshihito Mori, Teruhisa Ishibashi**

Plans to build the Nagata Tunnel along Route 2 (Yamate Road), a high speed road through Kobe, involve the large cross-section excavation for a cut and cover tunnel that is designed to house separate upper and lower portions of an RC (reinforced concrete) box culvert structure. Preliminary studies suggested that one-dimensional evaluation would be difficult owing to the irregular ground at the site boundary. Complex interactions are likely between the boundary ground, the box, and the back-filled sections. Consequently, the response displacement method recommended in the Cut and cover tunnel anti-earthquake design guide (Dec. 1999) is not sufficiently sophisticated to grasp the complex local conditions and predict behavior. Here we report the results of a study intended to be more useful for practical design at this site: we carried out a time history response analysis using an FEM (finite element method) model and compared it with design parameters generated by the response displacement method. Following this we were able to suggest how to adapt the response displacement method to suit the special ground conditions.

Our results suggest that cross-sectional stresses exceeding the design parameters generated by the response displacement method may occur, and that a design made according to these may not be sufficiently safe.

**Keywords:** cut and cover tunnel, earthquake resistant design, methods to counter displacement, two-dimensional graphical earthquake displacement analysis, irregular ground.