

道路盛土の震災復旧における動的解析の一例

An Example of Dynamic Analysis for Reinforcement of Highway Embankments Failed during the Hyogoken-Nanbu Earthquake

伊藤 譲 (いとう ゆずる)

日本道路公団 大阪管理局
技術部保全第二課 課長代理

木村 裕之 (きむら ひろゆき)

(株)ダイヤコンサルタント 東京事業部
地盤物性部地盤解析課 課長代理

1. はじめに

阪神大震災により神戸と明石を結ぶ第二神明道路の盛土区間において、本線17.3KP地点と大蔵谷IC付近の2箇所において崩壊・変状が発生した(図-1)。

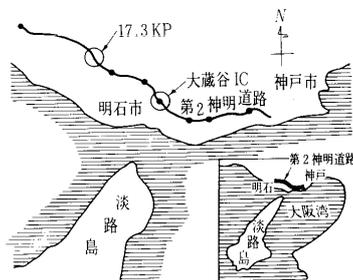


図-1 位置図

変状の規模は、17.3KP箇所では法面と舗装路面に亀裂が生じ、盛土が部分的に沈下した状態であった。大蔵谷IC箇所では道路南側ランプ部で大規模なすべり崩壊が発生した。本線から北側では路面・法面に亀裂や変形が生じているが、かろうじて崩壊には至らなかった。ランプ部の崩壊箇所は本四公団舞子トンネルの掘削土砂で再盛土、舗装路面はクラック充填、段差修正等の応急復旧を行った。両地点の変状の概要を図-2, 3に示す。

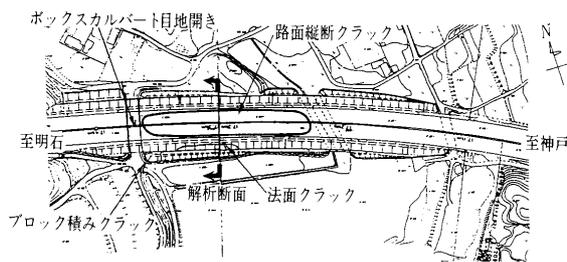


図-2 17.3KP平面図

応急復旧により交通の確保を図った後、崩壊原因の解明と本復旧工法の決定のため調査・解析を実施した。本復旧工法は、震度法、一次元動的解析および二次元動的解析による各々の検討結果を基に総合的に判断された。

本報文の目的は、これら一連の解析検討の紹介にあり、二次元全応力動的解析プログラムをベースとする新たに考案した検討方法と、その結果の報告に重点を置く。

2. 従来の手法による検討

2.1 地質条件

まず、17.3KP付近の地形は丘陵地の広い谷部であり、盛土周辺は過去の地形図¹⁾から池であった可能性が高い。

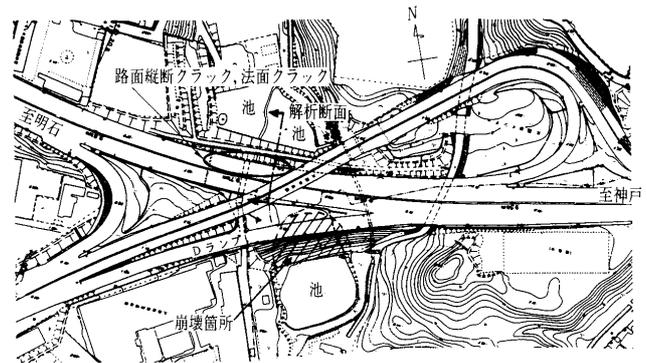


図-3 大蔵谷IC平面図

土質は砂礫・砂・粘土からなる盛土と基盤は大阪層群の砂礫・砂からなる。盛土部分は N 値 = 6 ~ 18, 基盤部の大阪層群の N 値 = 37 ~ 43 である。

大蔵谷IC付近の地形は、台地に挟まれた谷部にあたり、道路の両側に約50m四方の池がある。これらの池は以前は堤体で区切られており、その後、堤体上部に第二神明道路が建設された。そのため、盛土底面で恒常的に地下水位が高い。盛土の土質は砂礫主体であり、基盤部は大阪層群の粘土が主体である。盛土部分は N 値 = 4 ~ 13 であり、上部の道路盛土は池の旧堤体の上に施工され、 N 値が高く、旧堤体は N 値が低い傾向がある。基盤の大阪層群は N 値 = 18 ~ 50 以上で、ほとんどが N 値 = 30 以上である。

地形地質条件から、これら2地点についてはほかの盛土区間に比べ、集水されやすく恒常的に地下水位が高い状態にあったことがわかる。

2.2 土質試験による液状化検討

地盤および盛土の土質定数はボーリング調査により標準貫入試験、および室内土質試験から定めた。表-1に土質試験結果を示す。

道路橋示方書、耐震設計編²⁾に準拠し、震度法と土質試験結果に基づき各地点での液状化検討を実施した。その結果、17.3KPでは盛土底面に当たる砂層が液状化の可能性があり、大蔵谷ICでは盛土下端の砂礫層の液状化の可能性があると推定された。

2.3 震度法による検討

土質調査結果に基づき静的な円弧すべり法により、第二神明道路の17.3KPと大蔵谷ICの位置における2断面の安定計算を表-2に示すとおり実施した。盛土変状のあった事実から、地震時の安全率が1.0を下回ったとして、土質算定の逆算も試みた。この検討では盛土およ

表一 土質試験結果

地点名	採取深度 m	自然含水比 w_n %	均等係数 U_c	最大粒径 mm	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	粘着力 c kgf/cm ²	内部摩擦角 ϕ °	剛性率 C_{max} kgf/cm ²	減衰定数 I_{max} %	液状化強度比 RL_{20}
大蔵谷 IC	1.00~2.00	8.5	4.59	19.0	1.87	0.0	36.0	221	20.0	
	7.00~8.00	13.6	—	19.0	1.73	0.0	34.9	706	18.2	0.145
17.3KP	4.90~5.30	26.7	—	4.75	1.96	1.08	6.3			
	6.90~7.80	15.9	—	37.5	2.09	0.103	34.4	435	17.8	
	9.10~10.2	19.2	—	9.5	1.92	0.128	35.4	753	22.6	
	11.8~13.2	13.3	1.918	19.0	1.86	0.024	35.0	717	20.5	0.278

表一 震度法による検討結果

検討条件	水平震度を固定して 土質定数を逆算した 場合		土質試験結果から土 質定数を決定し、水 平震度を逆算した場 合		
	断面位置	大蔵谷	17.3KP	大蔵谷	17.3KP
水平震度 K_H		0.0		0.3	
土質 定数	c tf/m ²	0.4	0.0	1.0	1.0
	ϕ °	26	23.7	35	34
目標安全率		1.2		1.1	
必要抑止力 t_f		12.0	17.3	15.8	20.6

び盛土直下の軟弱層の粘着力 c および内部摩擦角 ϕ について、逆算結果と土質試験結果に基づき判断している。また、必要抑止力は逆算結果の場合は安全率1.2、土質試験結果の場合は1.1確保を目標とした。

3. 動的解析による検討

3.1 動的解析の必要性

前述までの検討により、盛土の変状の背景および対策工の規模はおおよそ把握されたと考えられる。しかし、これらは静的な解析であり、今回の地震波により本当に地形および地盤条件等の組み合わせにより、変状を生じたか確認できない。そこで動的解析によりこの疑問点を解くこととした。動的解析の利点は、主に①盛土と地盤の地震時における応力・変形状態が明らかになり、変状・崩壊の原因が探れること、②復旧工法の規模の妥当性を精査できることなどである。

3.2 検討方法

本検討では、動的解析により地盤に生じた地震力を把握するとともに、地盤内に発生した間隙水圧について、道路土工一軟弱地盤対策工指針³⁾に基づき検討した。以下に解析の流れを順を追って記す。

まず解析モデルを設定し、入力値として土質定数および地震動を与え全応力動的解析を実行し、地盤の各部分で発生する応力を求めた。全応力で表示された盛土内の鉛直応力とせん断応力との比が、地震時せん断応力比 L として求まる。一方、振動三軸試験から動的せん断強度比 R が得られている。それらから FL 値 (R/L) によって液状化の判定を行った。

さらに、 FL 値によって過剰間隙水圧の発生を道路土工一軟弱地盤対策工指針から求めた(口絵写真一18, 19)。なお、過剰

間隙水圧比を取り込んだ強度は次式で表される⁴⁾。

$$\tau_f = (\sigma' - u_e) \tan \phi' = \sigma' (1 - R_u) \tan \phi'$$

ここで、 τ_f : せん断強さ

σ' : 有効応力

u_e : 過剰間隙水圧

R_u : 過剰間隙水圧比 $R_u = u_e / \sigma'$

ϕ' : 内部摩擦角

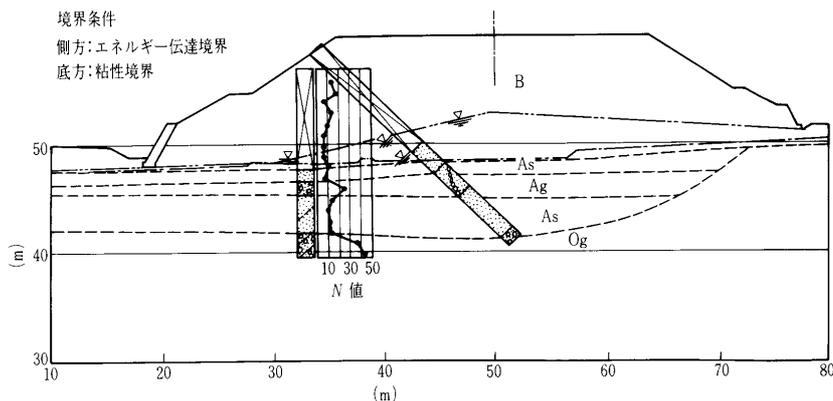
続いて、過剰間隙水圧比を取り込み、有効応力法による円弧すべり計算を実施した。必要抑止力は、所要の安全率 ($F_s = 1.2$) を確保するために必要なせん断抵抗力を、円弧すべり計算結果により求めた。

この手法は、道路土工一軟弱地盤対策工指針の手法を基にしたもので、有限要素分割した検討断面の各部分で過剰間隙水圧比を求め、円弧すべり計算のなかで安全率や抑止力の検討に液状化の影響を考慮するものである。

3.3 二次元全応力動的解析プログラム

地震時における地形地質条件を考慮した地盤内の応力分布を把握するには、従来の震度法による円弧すべり法や一次元地震応答解析プログラム SHAKE⁵⁾ のみでは不可能であり、今回、FLUSH と呼ばれる二次元全応力動的解析プログラムを用いた。

なお、FLUSH は全応力解析であり、間隙水圧を独立したパラメーターとして解析過程に考慮するものではない。近年、間隙水圧まで含めた有効応力解析が開発されているが、間隙水圧の取扱いは、一般に時間的変化や分布状況の把握、さらに土質による発生と消散についての特性を把握することなどが困難で、限られた土質調査結果のみから、これらの特性を評価できる正確な地盤のモデル化は困難である。その点、入力条件や土質構成則の評価がしやすく、過去の解析事例も多い全応力解析は有利であると考えられた。



図一 17.3KP 解析モデル図

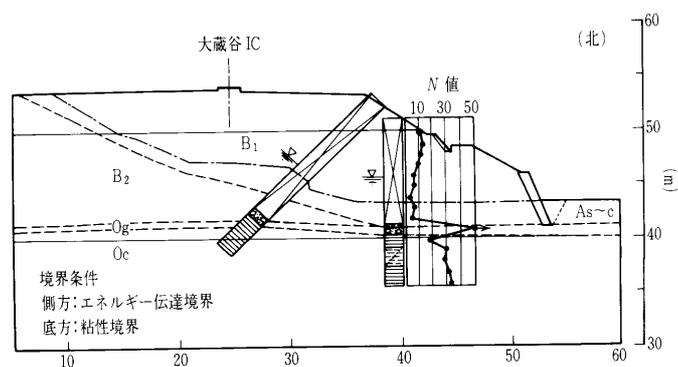


図-5 大蔵谷 IC 解析モデル図

3.4 解析条件について

動的解析における入力地震動については、兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で得られた観測地震波形を基に、距離減衰ほか、西明石での最大加速度の観測記録(最大481gal)を考慮して、最大加速度を調整し地震波形を設定した。解析モデルを図-4, 5に示す。

地盤および盛土の土質定数は、ボーリング調査および室内土質試験のほか、動的な土の性質を把握するためPS検層、中空ねじり試験および振動三軸試験を実施して、試験を行っていない地層については一般値を参考に設定した。表-3および表-4に土質定数を示す。

表-3 17.3KP 入力土質定数

深さ m	土質	c tf/m ²	φ ^o	γ tf/m ³	V _s m/s	V _p m/s
0~4.0	B	1.00	34.0	2.00	90	200
~9.5	B	1.00	34.0	2.00	270	850
~10.6	As	1.20	35.0	1.90	270	1470
~11.9	Ag	0.00	31.5	1.80	310	1470
~15.3	As	0.20	35.0	1.80	310	1470
~以深	Og	0.00	40.0	1.90	310	1470

注) 土質: B 盛土, As 砂, Ag シルト混じり砂礫, As シルト混じり砂, Og シルト混じり砂礫

表-4 大蔵谷 IC 入力土質定数

深さ m	土質	c tf/m ²	φ ^o	γ tf/m ³	V _s m/s	V _p m/s
0~4.0	B	1.00	35.0	1.8	110	230
~8.0	B	1.00	35.0	1.8	220	880
~9.85	B	1.00	35.0	1.8	340	1470
~10.8	Og	0.00	36.0	1.9	340	1470
~以深	Oc	20.00	0.0	1.8	340	1470

注) 土質: B 盛土, Og 砂礫, Oc 粘土

各砂質土層の液状化の影響についてあらかじめ評価すると、17.3KPについては、地下水位下の砂層土層(As, Ag, As)については液状化のポテンシャルがあるものの、崩壊状況が大蔵谷 IC より軽微であり深い地層まで液状化していない可能性がある。また、シルト混じり砂礫層(Ag)はN値が25であり、粒度分布等からも判断して、液状化の可能性が低い。

したがって、本検討においては、砂礫層以深の液状化の影響がない場合とある場合を考慮したが、本報告では液状化の影響がないものとして記す。

3.5 結果と考察

一般に地震時の盛土の安定を損なう要因としては、

(a)外力としての地震力が設計時の設定を上回った場合、(b)過剰間隙水圧によって土の持つ強度が低下した場合、などが考えられる。第二神明道路においては、ここで報告している2箇所以外には崩壊現場はなく、これらの箇所に特徴的な地形地質的原因があったと考えられる。

動的解析結果を取り入れた円弧すべり解析を、地震力のみを考慮する場合と、液状化を考慮する場合の2とおりについて実施した。その安全率および抑止力を表-5に示す。

表-5 解析結果一覧

断面	安全率		必要抑止力	
	地震力のみを考慮した場合	液状化を考慮した場合	震度法	動的解析
17.3KP	1.24	0.98	20.6tf	15.2tf
大蔵谷 IC	1.12	0.77	15.8tf	30.9tf

- ① 両地点ともに地震力のみを考慮して円弧すべり安定解析を実施した結果は安全率1を上回り、外的な地震力の大きさだけでは崩壊に至らないことを示している。
- ② 液状化による過剰間隙水圧を考慮して円弧すべり安定解析を実施した結果は安全率1を下回り、液状化による地盤の強度低下により崩壊することが示された。
- ③ 抑止力の計算をすると、安全率1.2を確保するためには17.3KPでは本線方向1m当たり15.2tf(震度法では20.6tf)、大蔵谷 IC では30.9tf(震度法では15.8tf)を必要とする。

両地点とも地震力のみによっては崩壊に至らないが、液状化により崩壊する結果となった。このことから、震度法による検討では不明確であったが、今回の盛土崩壊の原因が地盤の液状化によるものと推定される。また、抑止力が震度法と動的解析とは傾向および値がやや異なるものの、震度法に基づく復旧対策工の妥当性が確認できた。

4. 結論

解析結果は以下のようにまとめられる。①崩壊原因は地震による地盤の液状化に伴い地盤の強度が低下したものであると推定され、②従来の震度法から計算された抑止力は、動的解析結果と比較して、今回規模の地震力に対しても震度法の適用はほぼ妥当と言える。

参考文献

- 1) 神戸市調査室編: 神戸市及び隣接地質図, 1964.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990.
- 3) 日本道路協会: 道路土工-軟弱地盤対策工指針, 1986.
- 4) 田中宏征: Q&Aコーナー, 土と基礎, Vol. 43, No. 3, p. 42, 1995.
- 5) SHAKE, FLUSH の参考資料として- 土木学会編: 動的解析と耐震設計, 第2巻, 動的解析の方法, 1989.

(原稿受理 1995.10.6)