

# 東名牧之原地区における盛土のり面災害の動的変形特性

## The Dynamic deformation characteristics of the slope of earthfill that collapsed by an earthquake disaster in the Tomei Expressway Makinohara district.

中村洋丈\*, 横田聖哉\*, 菅浩一\*\*, 安田進\*\*\*, 太田秀樹\*\*\*\*

Hirotake NAKAMURA, Seiya YOKOTA, Koichi SUGA, Susumu YASUDA and Hideki OTA

平成 21 年 8 月 11 日に駿河湾沖で発生した地震により、東名高速道路牧之原地区の盛土が崩壊した。当該盛土の地盤は縦断方向に凹型、横断方向に凸型の極めて特殊な形状であったことが判明している。この特殊な地盤形状によって盛土に伝達された地震動が複雑な挙動になっていた可能性がある。本稿では、当該盛土での地盤調査から得られた地盤や盛土材の材料特性を基に行った地震応答解析及び残留変形解析の結果について報告するものである。

キーワード：盛土、地震災害、動的変形、地震応答解析

earthfill, earthquake disaster, dynamic deformation, earthquake response analysis

### 1. はじめに

2009 年 8 月 11 日に駿河湾沖を震源（震源深さ 23km）としてマグニチュード 6.5 の地震が発生した。この地震によって東名高速道路牧之原 SA 付近(191.6KP)上り線の盛土が高さ約 28m、長さ約 80m、延長約 40m にわたり崩壊した。計測震度は、静岡県牧之原市等では震度 6 弱を観測しており、東名高速道路の菊川 IC においても計測震度 5.9、最大加速度 488gal(EW 方向)が計測されている。

この盛土崩壊に対して、「東名高速道路牧之原地区災害検討委員会」（以下、「委員会」という。）が設置され、崩壊箇所の調査、原因分析、対策工等が検討された<sup>1)2)</sup>。委員会の調査では、当該盛土のボーリング等の現地での地盤調査、盛土材料調査や室内土質試験等が実施されている。調査によると盛土下の原地盤は相良泥岩層で、図-1 に示すような横断方向に凸型の特殊な形状であったことが判明している。このような地盤が凸型で、盛土が覆いかぶさっているような形状では、地盤から盛土へ伝達される地震動が複雑であることが予測され、地震動が増幅されて地震時の盛土の変形に与える影響も大きくなると考えられた。

そこで、本稿では崩壊箇所の凸型の地盤形状が、盛土の地震応答やすべり変位量に与える影響を検証することを目的として、崩壊箇所の再現解析や、水平地盤と仮定した場合等いくつかの検討を行った。具体には、後述する 5 つのケースに対して、2 次元地震応答解析およびすべり変位量の解析を行い、被災箇所の地震時の揺れおよびすべり変位量の特徴の検討を行うとともに、対策を行い復旧した後にレベル 2 相当の地震が発生した場合の安

全性を確認した。さらに、被災箇所転倒しなかった墓石に対しても解析を行い、入力地震動の妥当性を確認した。以下にこの検討結果を報告する。

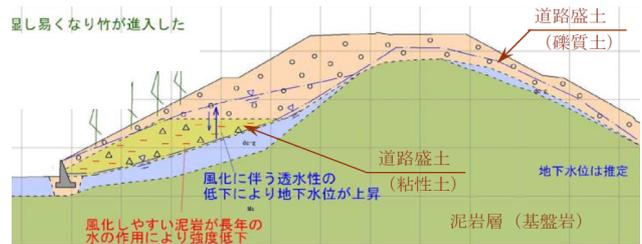


図-1 崩壊箇所の断面形状

### 2. 検討条件

#### 2.1 検討ケース

表-1、図-2 に検討を行ったケースと検討断面を示す。

ケース 1 は被災原因を究明する目的で、被災前の断面に対して、今回の地震動のもとでの挙動を検討した。図-1 に示すように、被災箇所では基盤である泥岩が凸状になっているところに盛土が施工されていた。盛土材には粘土と砂礫の 2 種類が用いられていた。粘土はもともと泥岩塊であったが、施工後約 40 年の間に風化し粘土化していた。この泥岩塊の盛土にあたって設けられた擁壁が盛土のり尻部に存在していた。この擁壁は地震時にも崩壊しなかったことが、地震後の調査で分かっている。地下水位はこの擁壁の上を通るように分布していたものと仮定した。なお、盛土と泥岩の基盤の間には谷底堆積物の粘性土が存在していた。

\* 株式会社高速道路総合技術研究所

Nippon Expressway Research Institute Co.,Ltd.

\*\* 中日本高速道路株式会社

Central Nippon Expressway Co., Ltd.

\*\*\* 東京電機大学 理工学部教授

Prof., Department of Science and Engineering., Tokyo Denki University

\*\*\*\* 中央大学 研究開発機構教授

Prof., Research and Development Initiative, Chuo University

表-1 検討ケース

case	目的	内容	検討断面	地盤形状	泥岩	水位	地震動
1	崩壊の再現	被災箇所条件を再現し、断面内の地震時における揺れ及びすべり変位量を検証	被災前横断	被災箇所と同じ凸型	風化状態	観測水位(高水位)	今回の地震動
2	泥岩風化の影響検討	被災箇所断面ではあるが、地下水位が盛土下面あり、泥岩が新鮮な状態の場合の地震時における揺れ及びすべり変位量の検証	被災前横断	被災箇所と同じ凸型	新鮮な状態	盛土下面(低水位)	今回の地震動
3	地盤形状の影響検討	地盤が水平であった場合の地震時における揺れ及びすべり変位量の検証	被災前横断を水平に仮定	水平地盤	風化状態	盛土下面(低水位)	今回の地震動
4	復旧対策の確認	復旧対策後にレベル2地震動を想定した場合の対策効果の確認	対策後横断	被災箇所と同じ凸型	風化状態	盛土下面(低水位)	レベル2地震動
5	地震動の検証	近傍で無被災であった墓石を対象として、解析用入力地震動の妥当性の検証	被災箇所近傍の横断	-	-	盛土下面(低水位)	今回の地震動

ケース2は泥岩塊の盛土材が風化した影響を調べるために行った。このため、地下水位は盛土下面にあったと仮定し、泥岩塊の盛土材の部分が砂礫と同様の強度であったと仮定して解析を行った。

ケース3は泥岩の基盤の形状が地震時の挙動に与えた影響を検討するために行った。このため、基盤が水平な断面を想定した。そして、基盤の上に泥岩塊が盛土され、さらにその上に砂礫で盛土した断面を仮定した。地下水位は泥岩塊の下部に設定した。なお、断面の寸法はケース1, 2と同じとした。

ケース4は対策をとって復旧した後にレベル2地震動に対する安全性を確認するために行った。このため、復旧断面で解析を行った。入力するレベル2地震動としては、1995年兵庫県南部地震の際に激震地である神戸海洋気象台で記録された地震波を道路橋示方書の標準加速度応答スペクトル(一種地盤レベルII地震動タイプII)に適合するよう調整したものをを用いた。

ケース5はケース1の解析における入力地震動の妥当性を確かめるために補足検討した。今回の地震では被災箇所の約50m名古屋方のり尻付近にあった墓石が転倒しなかった。そこでその箇所のSTA.670+60の横断面を対象にして、地震応答解析および墓石の転倒の検討を行った。墓石は図中Tの位置(図-11参照)にあった。なお、入力波はケース1の解析で入力した地震波とした。

2.2 解析に用いる定数の設定

各ケースともに以下に述べる手順で解析を行った。

(1) 基盤入力波形の設定

高速道路にて計測された地震記録のうち、最も被災箇所に近いものは被災箇所から西へ約10km離れた菊川イ

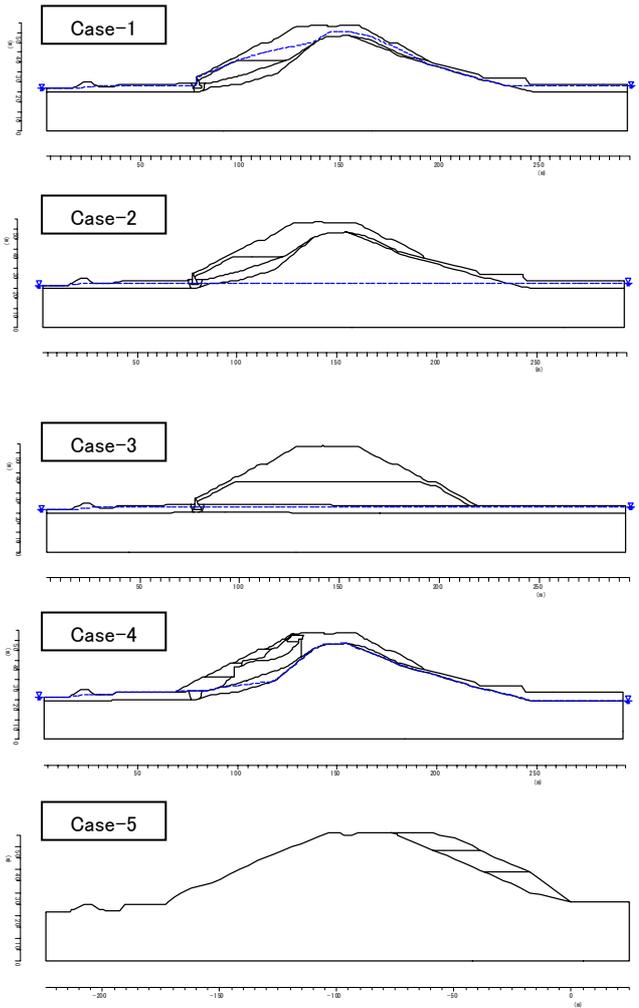


図-2 検討モデル

表-2 検討に用いた土質等の定数

	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 (°)	せん断波速度 (m/s)	せん断剛性 (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	塑性指数	平均粒径 (mm)	Gh 特性曲線
泥岩	20	200	0	680	944000	0.3			線形弾性
谷床堆積物(粘性土)	19.6	55	0	280	157000	0.33	18		風化泥岩試験値
盛土(風化泥岩)・地下水位上	19.55	0	25	210	88000	0.33	25		風化泥岩試験値
盛土(風化泥岩)・地下水位下	19.55	40	0	210	88000	0.33	25		風化泥岩試験値
盛土(砂礫)	19.85	50	25	220	98000	0.33		0.2	安田/山口モデル
崩積土	19.85	10	25	200	81000	0.33		0.2	安田/山口モデル
EPS	2	50	0	220	98000	0.33		0.2	安田/山口モデル
コンクリート	24	20000	0		10040000	0.17			線形弾性
良質材	20	0	40	250	128000	0.33			電中研砕石データ
現地発生土(改良材)	19.85	200	0	250	128000	0.33		0.2	安田/山口モデル

インターチェンジの地表で記録されたものである。その地表水平最大加速度は、 $488\text{cm/s}^2$ (EW 方向)である。この地点は表層に2mの厚さでN値が4の砂質ロームが堆積し、その下部にN値が5で2.1mの厚さのシルト質ローム、N値が30で2.1mの厚さの砂礫が続く、GL-6.2mからは泥岩の基盤となっている。そこで、菊川の地表で記録された波形を用いて、1次元地震応答解析によって、GL-6.2mの基盤に波を引き戻した。この引戻し解放基盤動を図-3に示す。最大加速度は $434\text{cm/s}^2$ となった。今回の地震の震央からの距離は被災箇所と菊川インターチェンジとで大差なく、また、両地点の基盤である泥岩も同程度のせん断波速度であると考えられるため、この波形をケース1, 2, 3, 5の地震応答解析に用いる基盤入力波形とした。

一方、ケース4では将来発生する大地震を想定し、レベル2地震動で解析を行うこととした。このため、1995年兵庫県南部地震の際に激震地の神戸海洋気象台で記録された波形を道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルに適合するよう調整したものを用いることとした。基盤入力最大加速度は $812\text{cm/s}^2$ である。

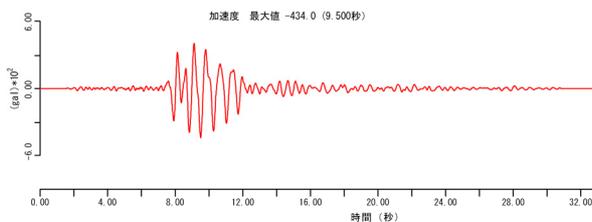


図-3 菊川 IC 観測波の基盤引き戻し波

### (2) 解析に用いる土質等の定数

各ケースの解析用に設定した土質定数等の一覧を表-2に示す。単位体積重量は被災後の調査において室内試験を行った試料に関してはその値を用い、現場でRI試験を行ったものに関してはその試験値を用いた。復旧にあたって用いたEPSなどに関しては一般値を用いた。

### (3) 風化泥岩の動的変形

崩壊箇所の風化泥岩について、地震応答解析に必要な動的変形特性を調べた。用いた試験装置は繰返しねじりせん断試験装置である。土塊の試料を外径7cm、内径3cm、高さ7cmの中空円筒状の供試体に整形し、15時間通水して飽和させ、 $50\text{kPa}$ の拘束圧 $\sigma_0'$ を加えて試験を行った。

動的変形特性試験では11波の繰返しせん断力を非排水状態で載荷し、この繰返しせん断応力を段階的に上げていった。各段階の間は一旦排水した。そして、各段階の10波目のヒステリシスループからせん断剛性 $G$ と減衰定数 $h$ を求めた。図-4に風化泥岩のせん断ひずみ片振幅 $\gamma$ と $G, h$ の関係の試験結果と検討で用いた各盛土材料の $G, h$ の関係を示す。風化泥岩では、 $\gamma=10^{-6}$ 程度の微小ひずみ時の $G_0$ は $30\text{MPa}$ 程度であり、風化して粘土化していたがそれほど小さな $G_0$ ではなかった。一般の粘土では $\gamma=10^{-3}$ における $G$ は $G_0$ の半分程度以上はあることが多いが、この試料では $G/G_0$ が0.3程度であった。

## 2.3 検討の手順

### (1) 初期応力解析

ケース1, 2, 3, 5に関しては地震発生前に断面内に加わっていた初期応力を、また、ケース4に関しては復旧後の断面内の応力を有限要素法により解析した。

初期応力解析では表-2のうち、単位体積重量、せん断剛性、ポアソン比の値を用いた。一方、表中のせん断剛性 $G$ はPS検層の結果から求めているが、これは微小ひずみ時のせん断剛性 $G_0$ であり、初期応力解析では盛土および谷底堆積物である程度のひずみが発生するため $10^{-3}$ 程度のひずみを想定したせん断剛性を用いる必要がある。通常微小ひずみ時のせん断剛性に比べて $10^{-3}$ 程度のひずみでの $G$ は1/2程度である。そこで、基盤の泥岩とコンクリートを除く地盤及び盛土材に関しては表中のせん断剛性を1/2にし、さらに弾性係数 $E$ に変換して初期応力解析に用いた。泥岩とコンクリートに関しては表に示すせん断剛性そのものを弾性係数に変換して解析に用いた。このうち、EPSの値は仮定値であり、良質材と現地発生土は谷床堆積物と盛土(砂礫)の平均値と仮定した。なお、ポアソン比に関しては、試験を行っていないため一般的な値を用いた。

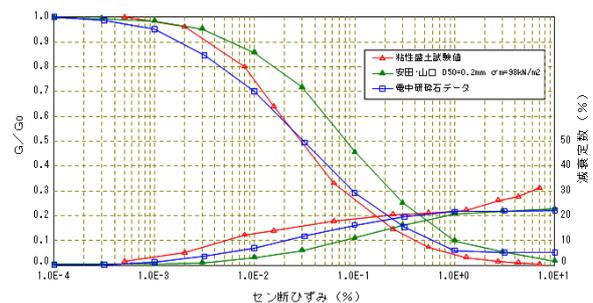


図-4 各盛土材料の動的変形特性

### (2) 地震応答解析

初期応力解析を行ったものと同じ有限要素モデルに対し、2次元地震応答解析を行った。この解析ではLysmerら<sup>3)</sup>と同じように土の応力～ひずみ関係は等価線形化法によって表し、イテレーションによって適切なひずみの等価せん断剛性と減衰比を考慮することとした。また、2.2(1)で検討した解放基盤動をモデルの底面に水平方向に入力した。そして、各要素に地震時に加わる応力の時刻歴を求めた。

地震応答解析では、表-2のうち、単位体積重量、せん断剛性、平均粒径、 $G, h$ 特性曲線が必要である。前述したように盛土材(風化泥岩)については繰返しねじりせん断試験を行って $G, h$ 特性を求めているので、これに関しては図-4に示すように試験結果を用いた。谷床堆積物(粘性土)も同様な性質を持っていると考えられるので、同じ試験結果を用いた。盛土(砂礫)、崩積土、EPS、現地発生土(改良材)に関しては、種々の土に対して繰返しねじりせん断試験を行って提案されている安田・山口の式<sup>4)</sup>で推定した。この推定の過程で平均粒径が必要なため、盛

土(砂礫)の試験値を用い、その他の土も同様な材料なので同じ平均粒径と仮定した。良質材に関しては碎石のため、電力中央研究所で同様の碎石に対し過去に試験されたデータを参考にして設定した。また、泥岩、コンクリートでは大きなひずみは発生しないため、せん断剛性そのものを用いて線形弾性材料として扱った。

### (3) すべり変位量の解析

(1)で求めた断面内各メッシュにおける地震前応力に、(2)で求めた地震によってさらに加わる応力の時刻歴を加え合わせた。そして、すべり面を設定し、そのすべり面に時々刻々加わる応力を求め、Newmarkの方法<sup>5)</sup>ですべり面に沿った変位量を求めた。円弧すべり面を設定した場合にはNewmarkの方法に基づく、すべり変位量の計算は以下のように行える。

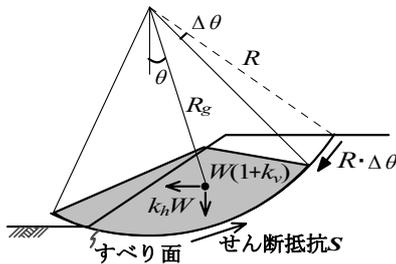


図-5 すべり変位量解析の概念図

図-5のような円弧すべり土塊を考えると、土塊重量  $W$  と地震時慣性力  $k \cdot W$  による滑動モーメント  $M_D$  が盛土又は地盤のせん断抵抗  $S$  による抵抗モーメント  $M_R$  を上回れば土塊は超過モーメントの作用により回転運動を始める。そして、土塊重心点の運動方程式はニュートンの角運動量保存則(角運動量の時間変化率は作用モーメントの大きさに等しい)により次式で与えられる。

$$M \cdot R_g^2 \ddot{\theta} = M_D - M_R, \quad M = W/g \quad (1)$$

$$M_D = (1 + k_v) W R_g \sin \theta + k_h W R_g \cos \theta \quad (2)$$

$$M_R = S R = R \sum \Delta l (C + \sigma \tan \phi) \quad (3)$$

ここに、

$\theta$  : 土塊重心とすべり円弧中心を結ぶ線が鉛直線となす角度

$M$  : 土塊質量,  $W$  : 土塊重量,  $g$  : 重力加速度

$R_g$  : 土塊重心点とすべり円弧中心点の距離

$k_h$  : 水平震度,  $k_v$  : 鉛直震度,  $C$  : 粘着力

$\phi$  : せん断抵抗角,  $\Delta l$  : 分割されたすべり面の長さ

$\sigma$  : すべり面に作用する直応力

上式では、すべり土塊の回転加速度  $\ddot{\theta}$  が時間の関数である  $M_D$ ,  $M_R$  によって表されているから、地震慣性力の作用後に始めて  $M_D > M_R$  (すべり安全率  $F_s < 1$ ) となる時刻を滑動開始点 ( $t = 0$ ) とし、初期条件 ( $t = 0$  で  $\theta = \dot{\theta} = 0$ ) を与えて回転速度  $\dot{\theta}$  がゼロに戻るまで数値積分(例えばNewmarkの $\beta$ 法)すれば、回転角  $\theta$  の時刻歴を求めることができる。滑動土塊に作用するモーメント  $M_D$ ,  $M_R$  の時刻歴はすべり計算から求めることになるが、

その手法には① 簡便分割法すべり計算と、② FEM地震応答解析法がある。今回の場合は初期応力解析地震応答解析とも同じメッシュのFEMで行っていることと、鉛直地震動の被災への影響を検討する必要があるため、これが可能な後者を用いることとした。ここではすべり面を想定し、すべり面上の各メッシュの応力時刻歴から  $M_D$ ,  $M_R$  の時刻歴を求めた。用いたプログラムはARCF/Winである。

この解析には表-2のうち、単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角が必要である。谷床堆積物、風化泥岩(地下水位以下の飽和したもの)については、粘着力とせん断抵抗角に関して試験を行っているので、その試験値をもとに定数を設定した。盛土(砂礫)に関してはせん断抵抗角を  $25^\circ$  と仮定し、地震前のすべり安全率を1.05程度と仮定して粘着力を逆算した。崩積土のせん断抵抗角は砂礫と同じと考え、粘着力は最低値を設定した。現地発生土の強度に関してはセメント改良強度より推定した。

## 3. 検討結果

### 3.1 ケース1の解析結果(崩落箇所再現解析)

図-6(a),(b)にケース1の地震応答解析結果を示す。まず、最大水平加速度分布を見ると、盛土内下部で大きく増幅しており、最大で  $770\text{cm/s}^2$  の加速度が発生していたとの結果となった。最大鉛直加速度は盛土法肩部で特に大きく、最大で  $570\text{cm/s}^2$  となった。基盤を水平方向に揺すっているにも関わらずこのように大きな鉛直加速度が発生するのは、硬い泥岩の凸状基盤上に盛土されており、水平方向に揺すられても盛土内には鉛直方向の揺れが発生したものと考えられる。この鉛直加速度はいわゆるP波の入力によって生じたものではなく、基盤入力S波の地表境界部における複雑な屈折と反射の結果(特殊境界波)として生じており、S波と同様の周期を有しているので、盛土のすべりに与える影響は大きいのではないかと考えられる。

ケース1では実際に滑ったすべり面(想定すべり面)に沿ってすべり変位量を計算してみた。図-6(c),(d)にすべり面の形状、変位量の時刻歴を示す。安全率は3.5秒を過ぎたところから7回ほど1を下回った。そのたびに変位が発生し、最終的にその累積は1.98mとの結果となった。これだけ大きな変位量が出たということは、盛土が滑ってしまったということになり、実際に大きく滑った現象を説明することができた。

### 3.2 ケース2の解析結果(泥岩の風化がすべりに与えた影響の検討)

ケース1では地下水位が盛土内にあつて泥岩の盛土材が風化していた場合を設定しているのに対し、ケース2では地下水位が盛土下面にあつて泥岩の盛土材も風化していない場合を想定している。図-7(a),(b)に地震応答解析結果を示す。地震応答は図-6(a),(b)に示したケース1の結果とほぼ似た結果となり、最大水平加速度では盛土内下部で大きく増幅し、最大で  $750\text{cm/s}^2$  となった。また、最

大鉛直加速度も盛土法肩部で大きくなり、最大で  $520\text{cm/s}^2$  となった。

このように地震時の揺れはケース 1 と同程度になったにも関わらず、すべり変位量は大きく異なった。図-7(c),(d)に解析結果を示すが、すべり変位量は  $13\text{cm}$  に留まった。したがって、泥岩の盛土材が風化して地下水水位が低かったら、今回の地震動程度ではほとんど変状は発生しなかったのではないかと推測される。

### 3.3 ケース 3 の解析結果(基盤の形状がすべりに与えた影響の検討)

図-8(a),(b)にケース 3 の地震応答解析結果を示す。法面下部で  $550\text{cm/s}^2$  程度の水平加速度が発生しているが、盛土中央から天端にかけては  $300\sim 400\text{cm/s}^2$  程度とほとんど増幅しない結果となった。さらに盛土内の鉛直加速度は最大でも  $190\text{cm/s}^2$  で盛土内のほとんどの領域で  $100\text{cm/s}^2$  を下まわった。これらの値は基盤が凸状になっているケース 1 における水平、鉛直加速度に比べて半分程度である。そして盛土内で発生する加速度が小さいため、想定すべり面に対する安全率は 1 を下まわらなかった。したがって、すべり変位量もゼロとなった。

このように、もし基盤が凸状になっていなかったら盛

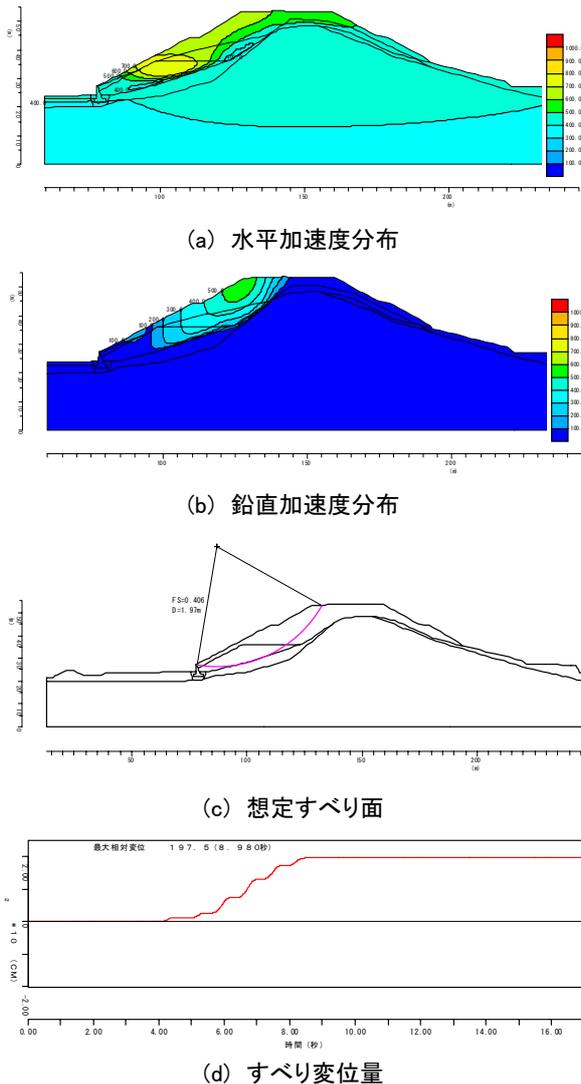


図-6 case-1 再現解析の結果

土内で発生した加速度や応力が大きくなかったと考えられ、基盤が凸状になっていたことも今回の被災に影響を与えたと考えられた。

### 3.4 ケース 4 の解析結果(対策工効果の確認)

検討した対策工断面を図-9 に示す。対策工は、EPS 盛土、盛土上部の改良土、盛土下部の改良土、押え盛土からなる<sup>6)</sup>。

ケース 4 の地震応答解析結果を図-10(a),(b)に示す。盛土法面中央部付近で水平加速度が大きくなり、最大で  $1050\text{cm/s}^2$  程度発生するものと予想された。鉛直加速度は法肩で最大となり  $790\text{cm/s}^2$  に及んでいる。

すべり変位量は原地盤面上を通る種々の円弧について求めたが、図-10(c)に示す 5 つの円弧で変位が  $25\text{cm}$  以上となり、法肩から法先に至る大きな円弧で変位量が最大になった。そのすべり変位量の時刻歴を図-10(d)に示す。最終的なすべり変位量は  $33\text{cm}$  となった。これは多少盛土が変形する可能性がある程度であり、レベル 2 地震動のもとではこの程度の変形は許容値以内であろうと考えられた。したがって、復旧にあたって施した対策工の効果はレベル 2 地震動に対してもあるものと考えられた。

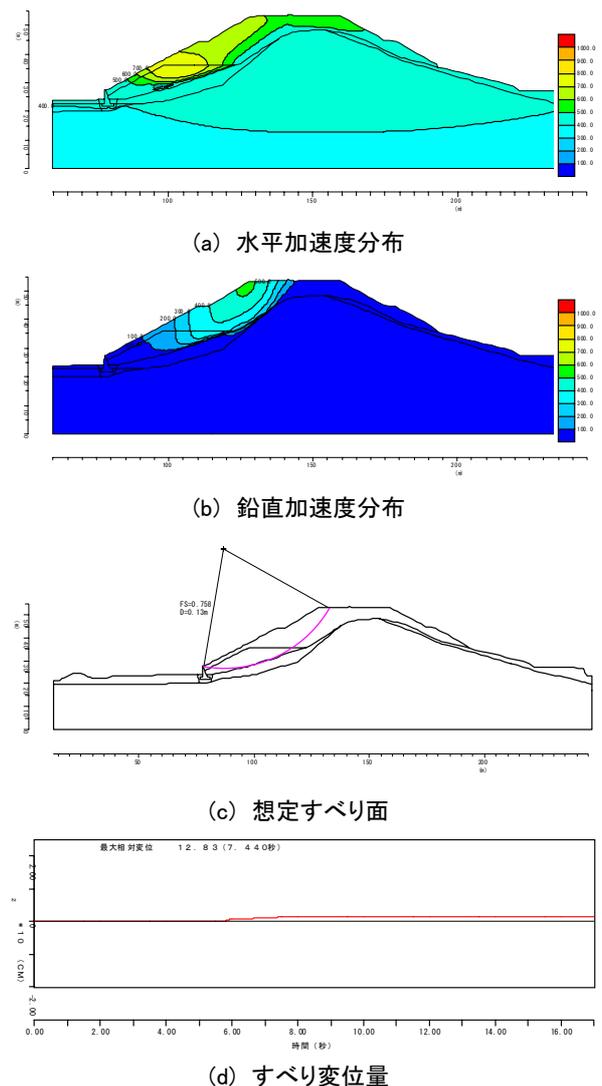


図-7 case-2 泥岩風化の影響検討の結果

### 3.5 ケース 5 の解析結果(周囲の被災状況との対応に関する検討)

前述したように、被災箇所から 50m ほど名古屋方の北側のり尻に墓石があり、地震時に転倒していなかった。そこで、今回ケース 1 で用いた入力地震動をこの墓石を通る図-11 に示す断面の基盤に入力し、その地震動における墓石の挙動を解析し、解析に用いた入力地震動の妥当性を検討した。なお、墓石は図-12 に示すような 2 基あったが、高さ H と横幅 B (短辺の方) の値は左側で a=85cm, b=23cm, 右側で a=80cm, b=21.5cm であり、転倒に関係あると考えられる a/b では右側の方が 3.72 と大きいので、右側の墓石に対して以下の検討を行うこととした。

まず、地震応答解析結果のうち墓石の位置 T における水平加速度の波形を図-13 に示す。墓石の位置では最大加速度が 401cm/s<sup>2</sup> となった。この波形で墓石の転倒を検討する方法として Newmark の考えに基づいて今回考案

した方法と、古川ら<sup>7)</sup>が個別要素法で墓石の転倒を解析した結果を利用する方法の二通りで行った。墓石解析断面の応答加速度分布を図-15 に示す。

Newmark の考えを利用すると、墓石の地震時の動きを左右の下端を回転中心とした回転運動として考え、地震動が終了した時点で重心の位置が左右下端から外に出た場合には転倒し、内側にはいった場合には転倒しないと考える。転倒の有無が検討できる。墓石の諸元を図-14 のように仮定すると、転倒に関する安全率は次式で表される。

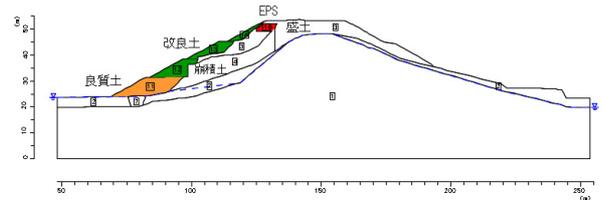
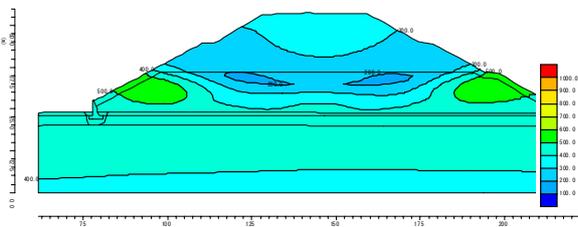
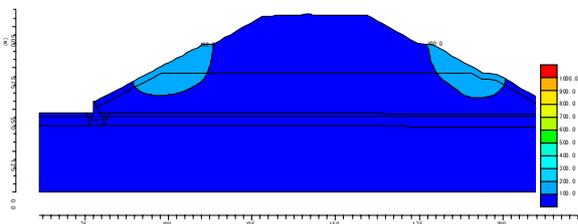


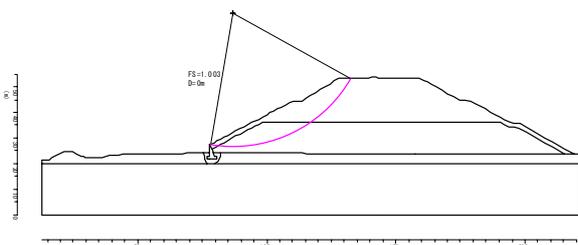
図-9 対策工断面の詳細



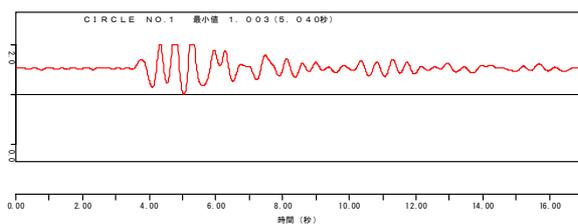
(a) 水平加速度分布



(b) 鉛直加速度分布

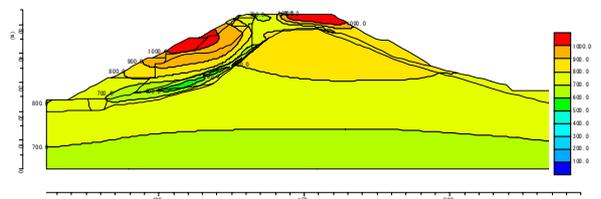


(c) 想定すべり面

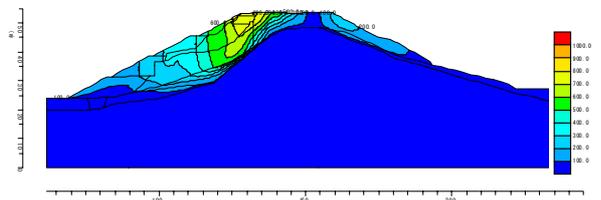


(d) 安全率の時刻歴

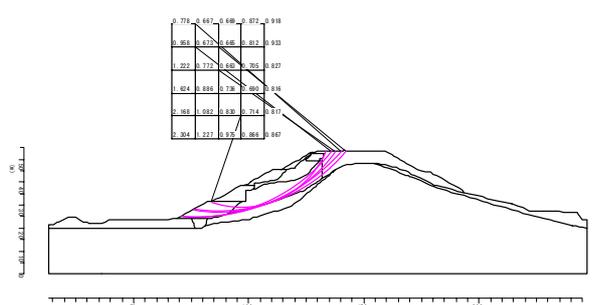
図-8 case-3 地盤形状の影響検討の結果



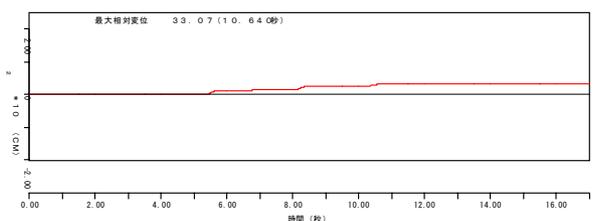
(a) 水平加速度分布



(b) 鉛直加速度分布



(c) 想定すべり面



(d) すべり変位量

図-10 case-4 対策工効果の確認の結果

$$F_R = \frac{WR_g \cos \theta_0}{k_h WR_g \sin \theta_0} = \frac{\cos \theta_0}{k_h \sin \theta_0} \quad (4)$$

$$R_g = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2} \quad (5)$$

$F_R < 1$  のときに下端隅点を中心とした回転運動を生じ、その回転加速度は Newton の角運動量保存則により次式で表される。

$$\frac{W}{g} R_g^2 \frac{d^2 \theta}{dt^2} = k_h WR_g \sin \theta - WR_g \cos \theta \quad (6)$$

$g$  : 重力加速度

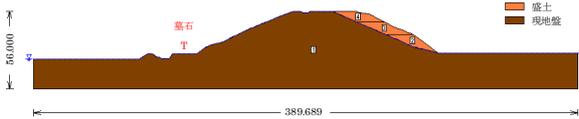


図-11 検討断面の詳細

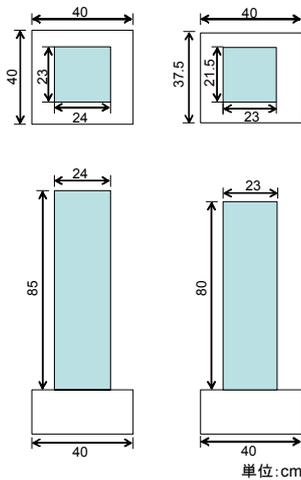


図-12 墓石の形状

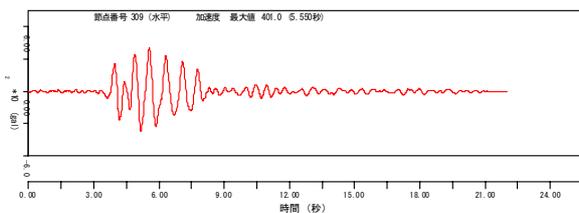


図-13 墓石位置における水平加速度波形

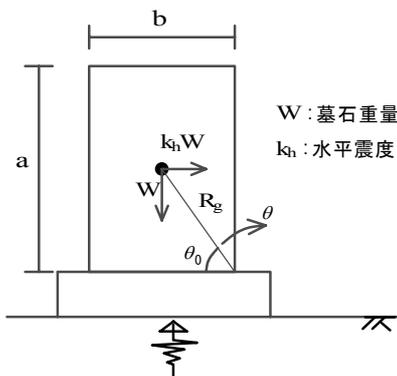


図-14 墓石の諸元の仮定

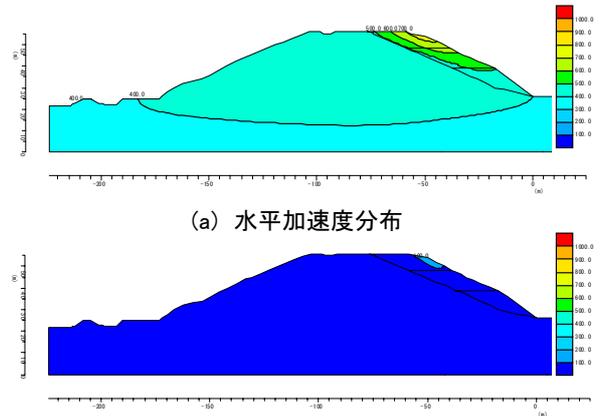
上式は、水平震度  $k_h$  と重心角  $\theta$  が時刻  $t$  の関数であるから Newmark の  $\beta$  法を適用すると、 $\beta$  と  $\gamma$  をパラメータとして

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \Delta t \ddot{\theta}_t + \gamma \Delta t (\ddot{\theta}_{t+\Delta t} - \ddot{\theta}_t) \quad (7)$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \Delta t \dot{\theta}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\theta}_t + \beta \Delta t^2 (\ddot{\theta}_{t+\Delta t} - \ddot{\theta}_t) \quad (8)$$

より、時刻  $t$  の  $\theta, \dot{\theta}, \ddot{\theta}$  と時刻  $t+\Delta t$  の  $\ddot{\theta}$  から時刻  $\Delta t$  後の  $\theta$  を求めることができる。但し、 $\beta, \gamma$  の一般値は  $\beta = 0.3025, \gamma = 0.6$

である。今、転倒安全率  $F_R$  が 1 となる時刻  $t = t_0$  で、 $\theta = \theta_0, \dot{\theta} = \ddot{\theta} = 0$  とし、回転角  $\theta$  が再び  $\theta_0$  に戻るまで数値積分するとその間の重心回転角  $\theta$  の時刻歴を求めることができる。又、水平震度  $k_h$  の反転時には反対側の墓石隅点に対する逆側の回転を考慮し、 $\theta$  が 180 度 (又は -180 度) になれば墓石倒壊として計算を中止する。又、加震終了時に  $\theta > 90$  度 (又は  $\theta < -90$  度) であれば転倒壊と判断される。但し、以上の解析では一般に高周波となる鉛直震度  $k_v$  の影響を無視している。



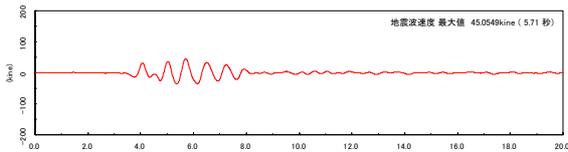
(a) 水平加速度分布

(b) 鉛直加速度分布

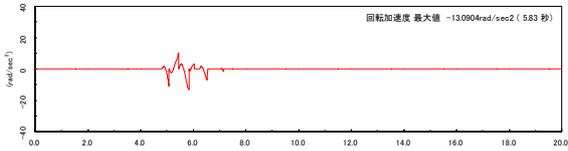
図-15 墓石解析断面の応答加速度分布

このような考えのもとに、回転加速度と回転角の時刻歴を求めたのが図-16 である。同図には墓石転倒に関連性の高い地震波速度の時刻歴も付してある。応答加速度に対する最大重心角は 78.3 度 (回転始動角 75 度) と回転角は 3.3 度に留まり、転倒しない結果となった。そこで応答解析の入力地震動を 1.5 倍にして転倒の解析を行ってみた。これが図-17 である。最大回転角が 93.9 度と静止安定角 90 度を超えたが、加速度反転による引き戻しでかろうじて転倒を逃れる結果となった。さらに入力地震動大きくして 2 倍にしてみると、図-18 に示すように転倒する結果となった。

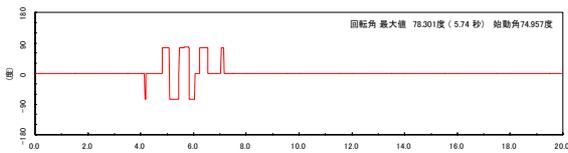
一方、古川ら<sup>7)</sup>は 3 次元個別要素解析によって地震時における墓石の転倒基準を作成した。そこでは振動数および振幅を変えた正弦波を 20 波与えて、転倒する墓石の高さ幅比を求めている。今回の墓石への入力地震動には図-13 に示されるように、3.8 秒~8.2 秒の 4.5 秒間に 7 波程度の正弦波に近い主要動があり、図-18 でもこの主要動の時に回転している。この間の平均振動数は



(a) 地震波速度



(b) 回転加速度



(c) 回転角

図-16 今回の地震動における墓石の挙動解析

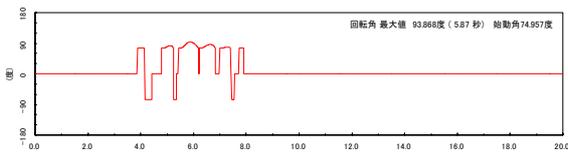


図-17 地震動 1.5 倍加速度時の回転角

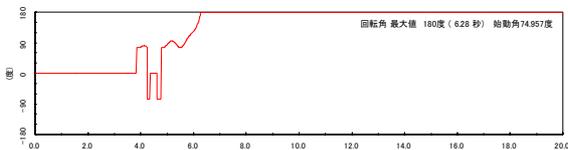


図-18 地震動 2 倍加速度時の回転角

1.6Hz であり、振幅の単純な平均値は  $300\text{cm/s}^2$  程度である。この値を古川らの転倒基準の計算結果に当てはめてみると、転倒する限界の高さ幅比は 3 程度となる。今回の墓石の高さ幅比は 3.72 であり、これより少し大きい。ただし、古川らは 20 秒の正弦波を与えたのに対し、今回の入力波の主要動は 4.5 秒しかない。この波数の違いを考慮すると、古川らの様な方法をとっても転倒するか否か丁度境目あたりにあったのではないかと考えられる。

その他、翠川・藤本の研究によると、速度が  $20\text{cm/s}$  以下だと転倒率は 0%、 $50\sim 70\text{cm/s}$  だと転倒率は 50%、 $200\text{cm/s}$  以上だと転倒率は 100% となっている<sup>8)</sup>。今回の入力地震動の最大速度は  $45\text{cm/s}$  のため、転倒し難かった地震動だったとも言えよう。

#### 4. まとめ

本稿では、崩落盛土箇所の地震動の影響を検証するため、地震動の再現、泥岩の風化状態、地盤の形状の比較検討を行った。その結果、地震動の再現や水平地盤を仮定した地震応答解析によって、地盤調査から推測された地盤形状が盛土の応答とすべり変位量に与えた影響をある程度評価できたと考える。また、盛土材料が、風化した状態の泥岩と新鮮な泥岩との比較を行い、盛土材料の状態の違いによるすべり変位量を評価することができた。当該盛土では、このような、地盤形状の特殊性や盛土材、盛土内水位等の状態により、盛土に与える地震動の影響が大きくなったことも崩壊の一因であると推測される。

複雑な地形における地震動の影響や、風化で状態が変化する盛土材の強度評価や動的変形特性等は、十分に把握されているとはいえない。昨今の盛土の地震被災によって盛土の耐震に対する関心が高まっている中で、供用から長期間経過した盛土も含めて、現在ある盛土の状態を評価していくことも必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 東名高速道路牧之原地区 地震災害検討委員会 第 1 ～3 回委員会資料
- 2) 横田・高木・菅・安田・太田：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，第 55 回地盤工学シンポジウム論文集
- 3) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F. and Seed, H.B.: FLUSH-A computer program for approximatic 3-D analysis of soil-structure interaction problems, Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975.
- 4) 安田進・山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会講演集，pp.539-542,1985.
- 5) Newmark, N. M.: Effect of earthquakes on dams and embankments, 5<sup>th</sup> Rankin Lecture, *Geotechnique*, No.2, 1965.
- 6) 菅・横田・浜井・山田・太田：東名牧之原地区における盛土のり面災害の復旧工事，第 55 回地盤工学シンポジウム論文集
- 7) 古川愛子・大塚久哲・三輪滋・小野達也：墓石の地震時転倒基準の提案および適用性の検証，土木学会地震工学論文集，第 30 巻，pp.544-553，2009.
- 8) 翠川三郎・藤本一雄：墓石の転倒調査から推定した兵庫県南部地震の際の神戸市およびその周辺での震度分布，日本建築学会構造系論文集，Vol.480，pp.111-118，1996.

The earthquake occurred off the coast of Suruga Bay on August 11, 2009, Tomei Makinohara district embankment collapsed. Special shape of the embankment foundation is convex. Depending on the shape of this ground, may have had become a complex seismic behavior. In this paper, we report the results of the analysis is the residual deformation and earthquake response analysis.