

盛土の耐震性評価における地震動の影響と 残留変位量の簡易推定法について

三好 忠和¹・常田 賢一²

¹正会員 西日本高速道路エンジニアリング関西株式会社 道路技術部 (〒567-0032 茨木市西駅前町 5-26)

E-mail: t_miyoshi@w-e-kansai.co.jp

²フェロー会員 大阪大学 教授 大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

E-mail: tokida@civil.eng.osaka-u.ac.jp

2009年に発生した駿河湾を震源とする地震を契機として、盛土のり面緊急点検が実施され、特に危険性の高い盛土については詳細調査・耐震性評価を行っている。その際、残留変位量による耐震性評価はニューマーク法によっているが、一般的には安全側とみなされる設計地震動が用いられている。しかし、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震を受けて設計地震動が見直され、従来は安全側とみなされていた地震動が必ずしも安全側の評価とならないことが懸念された。これまでに道路および関連施設の盛土のり面を対象に、タイプの異なる地震動について、地震応答解析およびニューマーク法により耐震性評価を行い、残留変位量と影響要因との相関を明らかにした。本稿では異なる条件での円弧の検討を加え、設計地震動のタイプの違いによる残留変位量の大小関係について精査した。さらに、降伏震度と残留変位量の相関から、レベル2地震動における残留変位量の簡易推定法について提案した。

Key Words : road embankment, seismic motion, seismic response analysis, Newmark sliding block method, sliding residual displacement, simple estimation method

1. はじめに

2009年8月11日に発生した駿河湾を震源とする地震（以下、駿河湾地震）により、東名高速道路牧之原サービスエリア付近において、盛土のり面が崩壊した。この影響により、東名高速道路は通行止めを余儀なくされ、社会的に大きな影響を与える事態となった。この事態を受け、「東名高速道路牧之原地区 地震災害検討委員会」が発足し、原因究明がなされた。

その被災原因は、「盛土下部に使用された風化しやすい（スレーキングしやすい）泥岩が、長年の水の作用により強度低下するとともに、透水性が低下した。その結果、盛土内の水位が上昇し、今回の地震が誘因となり崩壊した」と推定されている¹⁾。

この結果を受け、被災盛土と類似の盛土箇所として、下記条件に該当する盛土の抽出が行われ、盛土のり面緊急点検が実施された。

- 1) スレーキングしやすい岩質材料が用いられている可能性のある盛土（盛土材料に関する条件）
- 2) 沢埋め部等の水の集まり易い地形条件に造成された

盛土（地形に関する条件）

- 3) 盛土のり面からの高さが10mを上回る盛土（盛土高さに関する条件）

盛土材料に関する条件の判定は、20万分の1または5万分の1の地質図により泥岩・頁岩・凝灰岩の分布地域を通過・近接する区間、または路線を中心に幅1km、路線上下線方向に10kmの範囲に泥岩・頁岩・凝灰岩が分布する箇所の盛土とした。その後、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震を受け、盛土材料に関する条件を除いて対象を広げ、残り2条件のみに該当する盛土についても、盛土のり面緊急点検が実施された。

盛土のり面緊急点検の結果、詳細調査が必要と判定された盛土のり面については、ボーリング調査等を実施し、耐震性の検討を行ってきた。また、東海・東南海・南海地震などの大規模地震に備え、災害時進出拠点等の重要拠点がある盛土の耐震性についても調査・検討が進められている。大規模地震対策は社会的にも関心が高く、早急な耐震性の評価と対策の実施が望まれる。さらに、経年劣化・老朽化が進む道路構造物の大規模更新・大規模修繕も喫緊の課題であり、道路盛土についても評価対象

となっている。大規模更新・大規模修繕には、盛土のり面緊急点検で点検対象とならなかった盛土についても評価対象であることから、机上調査段階で地震時残留変位量を推定できれば、詳細調査の必要な盛土のり面の優先付けが可能となる。

盛土は一般に、標準のり面勾配を適用することにより、安定していると考えられるので、安定検討を行う必要はない²⁾とされている。すなわち、標準のり面勾配・盛土材料ごとの締固め基準を設定し、排水処理や品質・施工管理を適切に行うことにより、盛土の安定性が確保できると考えられてきた。ただし、盛土材料や盛土周辺地盤が標準的な条件・仕様を満たさない場合は、安定検討を実施することになっている。

地震時の盛土の安定性については、盛土や周辺地盤の特性から大きな被害が想定される場合に照査を行う³⁾ことになっており、設計震度による慣性力を考慮した円弧すべり法を用いるのが一般的である。しかし、近年の新たな設計の流れとして性能設計が求められるようになり、直接的に土構造物の残留変形を評価する機会が増えている。残留変形解析手法には、大別して動的照査法と静的照査法がある。前者にはニューマーク法⁴⁾や動的弾塑性有限要素法、後者には静的自重変形解析法⁵⁾が挙げられる。

他方、上記残留変形解析手法によらず簡便に残留変位量を求める手法の開発も進められている。清野らは、道路盛土を対象に平面すべりを仮定した簡易計算をニューマーク法の降伏震度と一致するように補正することで、残留変位量を簡便に算定する手法⁷⁾を提案している。坂井らは、鉄道盛土を対象に盛土の高さや勾配等の土構造物の情報と想定する地震規模・震源距離・最大加速度等の地震情報から必要なパラメータを求め、滑動変形量を推定する手法⁸⁾を提案している。

筆者らは、これまでに道路および関連施設の盛土のり面を対象に、タイプの異なる地震動について、地震応答解析およびニューマーク法により耐震性評価を行い、残留変位量に与える影響素因について検討し、従来の設計条件の課題・問題点を明らかにした⁹⁾。本稿では、異なる構造条件の円弧について検討を加え、設計地震動のタイプの違いによる残留変位量の大小関係について精査するとともに、レベル2地震動における残留変位量をニューマーク法によらず推定する手法について述べる。

2. 盛土緊急点検における耐震性評価の流れ

盛土のり面緊急点検結果を受け、詳細調査・地震時の安定性検討・対策効果の評価に至るまでの手順（図-1）を定め、耐震性の評価を行っている。

2009年8月に発生した駿河湾地震を受け、2009年12月から類似の盛土について、地山の地形、地下水および盛土材料の観点から盛土の性状を確認するため、盛土のり面緊急点検を実施した。2009年から2011年に実施した盛土のり面緊急点検の結果、以下の条件のり面を要詳細調査箇所とした。

- 1)のり面からの湧水や浸み出しあり（常時・降雨後）
- 2)簡易動的コーン貫入試験より平均Nd $\leq$ 10
- 3)地表からの10cm毎累積平均Nd値 $>$ 10の値となる深さより、盛土内水位が高い

詳細調査では、対象盛土の攪乱試料を再構成した供試体を用いてCU三軸圧縮試験を実施した。対策工として盛土内地下水排除工法¹⁰⁾を想定していることから、CU三軸圧縮試験は飽和と不飽和の2条件で行った。一般的に再構成試料は原地盤より低い強度を示すとされている。しかし、対象となる盛土は自然地盤ほど骨組構造が強くないことから、再構成試料による評価が可能と考える。

対象盛土の調査結果を整理し、地震応答解析および残留変位量の算定（ニューマーク法）を実施した。ここで、高さ30m程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は、地表面とは異なる応答が予想されることから、すべり土塊の加重平均加速度の地震動である等価加速度波形¹¹⁾を地震応答解析により算出した。一方、これら以外の盛土については、盛土部の応答が地表面と類似と見なし¹¹⁾、地表面の地震動を用いた。

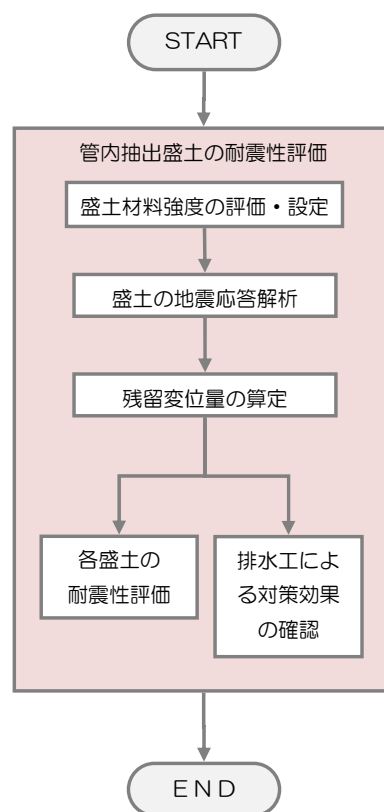


図-1 耐震性評価実施手順

対策効果については、湧水や浸み出しのある現状の盛土（飽和状態）を対象に盛土内地下水排除工を実施した盛土（不飽和状態）での残留変位量を算定し、現状の状態で比較・評価する。

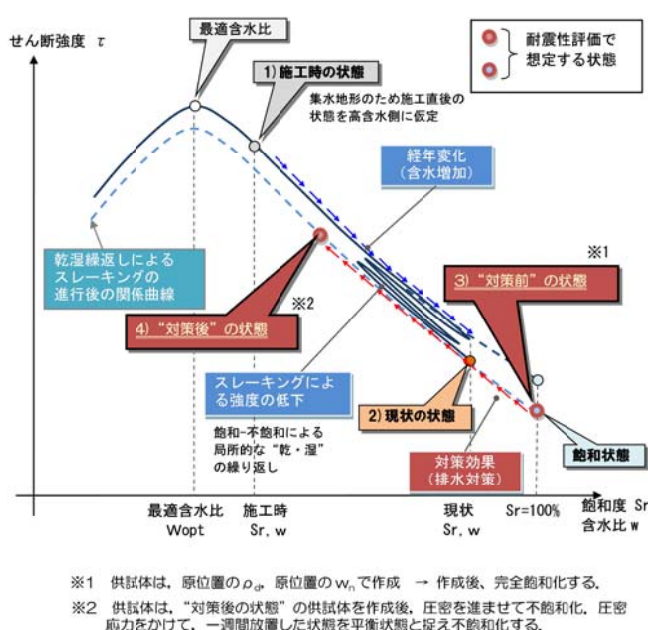
耐震性評価における盛土の要求性能は、災害時に高速道路が担う役割を考慮すると、容易に損傷の修復が行えることが重要である。許容変位量については、明確な基準値はなく、盛土の構造形状・周辺への影響・道路の社会的役割を総合的に勘案して定めるものである。表-1に盛土の要求性能に対する限界状態¹²⁾の一例を示す。地震災害の事例では、30～100cm 程度の変位であれば概ね1日以内に緊急車両が通行可能となるまでに復旧されたことが報告されている^{13), 14)}。本検討では性能2を目標とし、道路盛土の損傷を速やかに修復できる許容変位量を、これまでの災害復旧の実績から暫定的に1mと定めている。

(1) 想定する盛土の状態

「盛土のり面緊急点検」において抽出された盛土は、

表-1 盛土の要求性能に対する限界状態¹²⁾

要求性能	盛土の限界状態
性能1	盛土の変形・損傷が盛土の機能を確保できる限界の状態—健全性を損なわない
性能2	盛土の変形・損傷が修復を容易に行い得る限界の状態—機能の回復が速やかに行える
性能3	盛土の変形・損傷が隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態—過大な変形や損傷が生じない



※1 供試体は、原位置の ρ_s 、原位置の w_0 で作成 → 作成後、完全飽和化する。
 ※2 供試体は、「対策後の状態」の供試体を作成後、圧密を進ませて不飽和化、圧密応力をかけて、一週間放置した状態を平衡状態と捉え不飽和化する。

図-2 耐震性評価において想定する状態の概念図

集水地形にあつて、飽和度が高い状態にあると考えられる。また、基本的にはスレーキング性の脆弱な材料を用いている。図-2に耐震性評価において想定する状態の概念図を示す。図-2は、盛土の含水状態が施工時の最適含水比付近から飽和度の高い方へ移行し、高含水状態で推移している状態を表している。耐震性評価においては、同図に示す対策前と対策後の二つの状態を想定する。

a) 施工時の状態

盛土の施工時には、最適含水比付近の含水比で、盛土材料ごとに定められた締固め基準により十分な品質管理のもとで施工されており、盛土の安定を確保できるだけのせん断強度を有していたと考えられる。実際の施工では最適含水比より低い含水比での施工もあるが、集水地形のため施工直後の状態を高含水比側に仮定した。

b) 現状の状態

降雨等による盛土内の含水量の変化（飽和-不飽和による局所的な「乾・湿」の変化）が繰返し、その影響により「スレーキング」が進行したこと、および盛土内の含水量が施工当初より増加したことが影響し、強度が低下した状態にあると考えられる。

c) “対策前”の状態

現状の盛土時の状態は、図-2の「2)現状の状態」にあると考えられるが、今回実施する耐震性評価では、想定される最も条件の悪い状態として、現在の状態からさらに含水量が増え、飽和状態に至った状態を想定する（図中の「3)“対策前”の状態」）。この状態を想定し、室内試験用の供試体を作成し、材料試験を実施するとともに、その試験結果を用いた耐震性評価を行う。

d) “対策後”の状態

“対策前”の状態から、盛土に対して地下水排除工を実施し、含水量を減らす対策を行った場合を想定する（図中の「4)“対策後”の状態」）。この状態を室内試験用の供試体で作成し、その供試体について材料試験を実施するとともに、その試験結果を用いた耐震性評価を行う。

(2) 等価加速度波形の算定

高さ30m程度以上の高盛土や傾斜地盤など不整形地盤上の盛土では、盛土部や地盤の地震時挙動が複雑となり、応答加速度の局所的な増幅や、のり肩とのり尻で応答加速度が大きく異なる場合がある。このような盛土では、地震応答解析により等価加速度波形を算定し、ニューマーク法を行う際の地震動波形として用いる。地震応答解析を実施していない断面については、盛土の地震時応答の影響を考慮せず、ニューマーク法を行う際の地震動波形には地表面波形を用いる。以下にその算定手順を示す。

1) すべり円弧の選定

繰返し円弧計算により、降伏震度や安全率が最小と

なる円弧など、残留変位量が最大となる可能性がある複数のすべり円弧を選定する。

2)応答加速度波形の抽出

地震応答解析で得られた各節点の応答加速度波形データから、上記で定めたすべり円弧に含まれる節点のものを抽出する(図-3)。

3)等価加速度の算定

抽出された各応答加速度波形を時刻毎に式(1)にしたがって処理する。ニューマーク法においては、すべり土塊の慣性力を考慮するため、各節点が分担する質量による加重平均とする。

$$\text{等価加速度} = \frac{\sum (M_{(i)} \times \text{Acc}_{(i)})}{\sum M_{(i)}} \quad (1)$$

ここで、

$M_{(i)}$: 各節点が分担する質量

$\text{Acc}_{(i)}$: 各節点の応答加速度波形

(3)設計地震動

レベル2地震動を考慮した地震時安定計算に用いる設計地震動は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、平成24年3月(以下、道路橋示方書と呼ぶ)」においてプレート境界型地震を想定したレベル2地震動(タイプI)と、内陸直下型地震を想定したレベル2地震動(タイプII)が与えられている。「設計要領第一集 土工編」には、「タイプIIの地震動を用いた方が残留変位量は大きくなることから、タイプIIの地震動を設計地震動として用いることとする。」とあり¹⁵⁾、残留変位量の算定に用いる地震動波形は、道路橋示方書に示されるレベル2地震動(タイプII)の標準加速度波形が用いられている。

しかし、2011年の東北地方太平洋沖地震を受け、レベル2地震動(タイプI)の標準加速度波形が見直され、旧波形に比べて継続時間が長く、最大加速度も大きくなっている。このため、旧タイプIの地震動よりも残留変位量が増大することが想定され、従来は対象外とされていたタイプIの地震動における検討も必要となる。

よって、設計地震動の違いが残留変位量に与える影響を明らかにすることを目的に、レベル2地震動(タイプI)およびレベル2地震動(タイプII)を用いた耐震性評

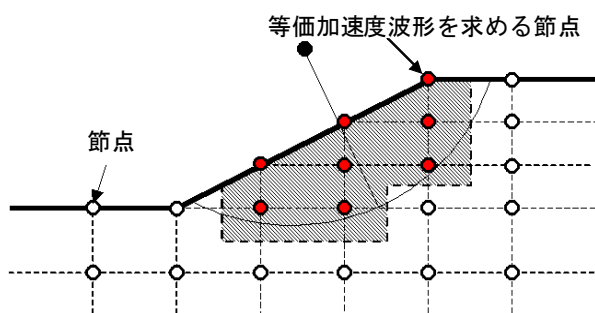


図-3 すべり円弧における等価加速度の算定

価を行う。なお、旧タイプIの地震動では、降伏震度が0.1以下の場合を除いて、タイプIIの地震動より残留変位量は小さく、「設計要領第一集 土工編」に記されているとおりであることを確認している⁹⁾。

3. 対象盛土と検討条件

(1)対象盛土の概要

残留変位量と影響素因との相関を定量的に評価するには、多様な構造条件の盛土を対象に検討する必要がある。しかし、これまでに詳細調査および耐震性評価を実施した盛土の中で残留変位量が50cmを超えるケースはほとんどなく、本検討の対象にはならなかった。そこで、小段ごとに算出したすべり円弧について、新た残留変位量を求め、異なる構造条件として検討を加えた。本研究での検討対象とした盛土のり面の断面図を図-4に示す。盛土Aと盛土Bは小段ごとのすべり円弧について検討した。図-4の断面図には残留変位量を算出したすべり円弧を記載した。飽和状態でのすべり円弧を赤で、不飽和状態でのすべり円弧を黒で示している。

盛土Aは谷埋めの両盛土で、最大盛土高さは約22mである。盛土材料は砂岩由来では岩塊状、頁岩由来では細片砂礫～粘性土から構成されている。盛土内地下水位

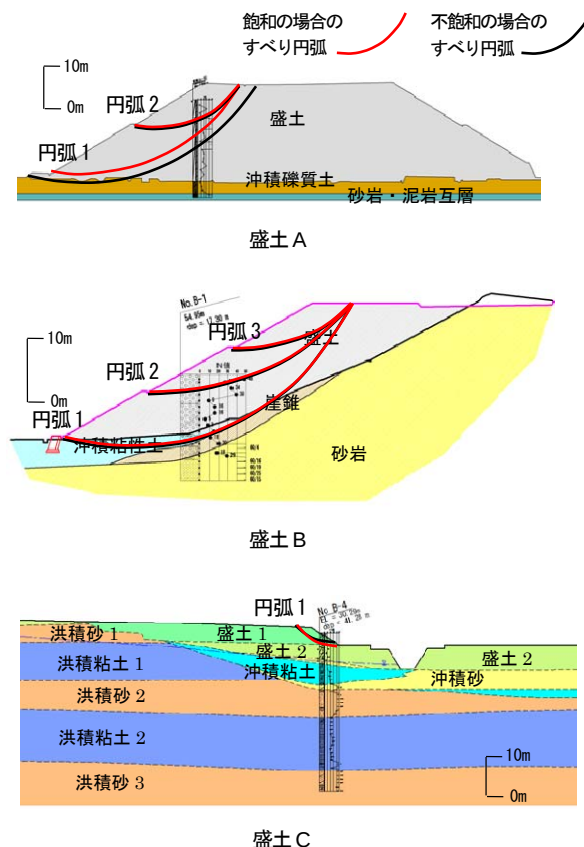
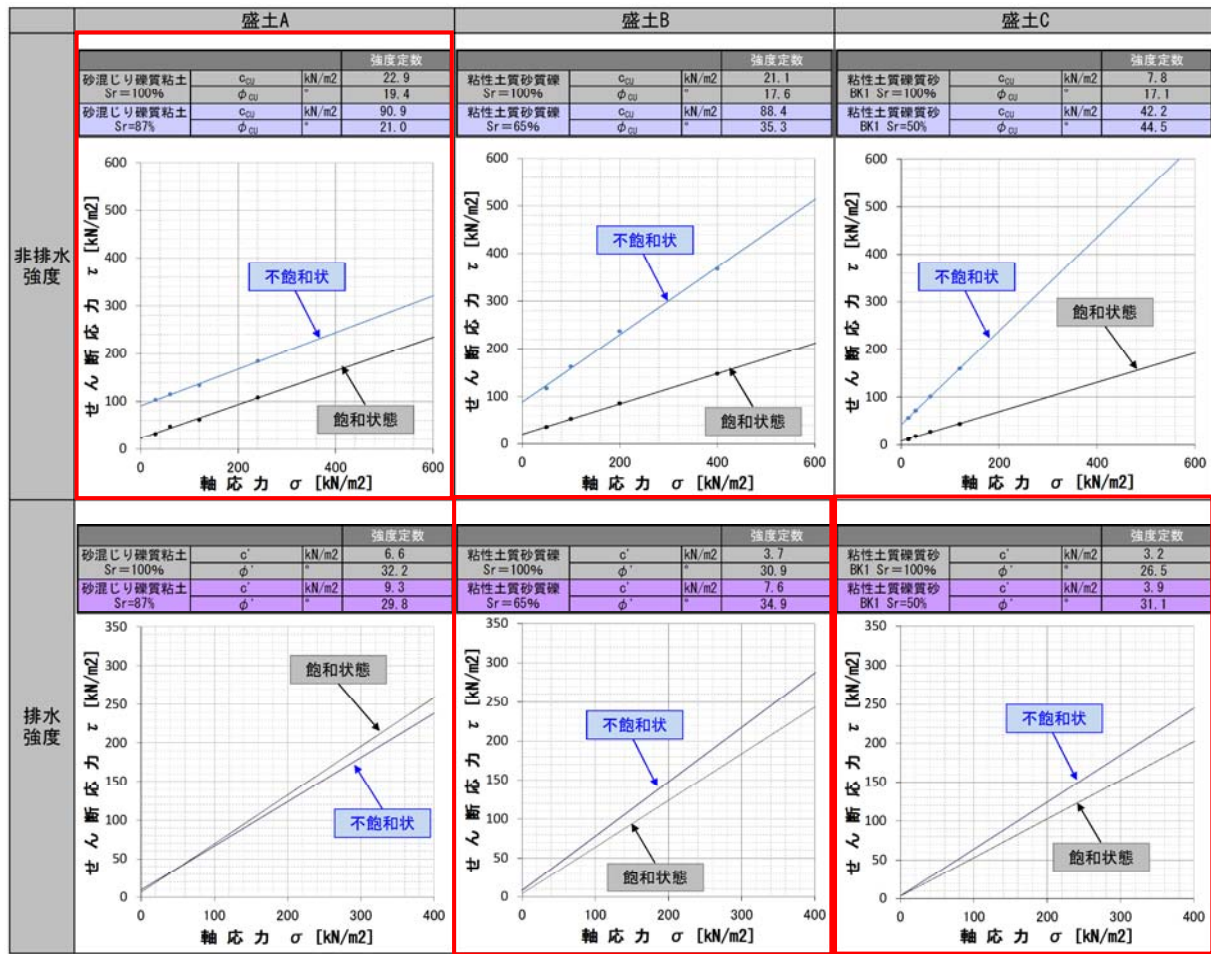


図-4 対象盛土断面とすべり円弧

表-2 CU三軸圧縮試験結果一覧



 : 採用した強度定数

の変動に伴ってスレーキングが発生し、粘土化が進んでいる。盛土本体では透水性の高い箇所と低い箇所があり、宙水状態に帯水する場合がある。集水地形のため、降雨時に地下水は大きく上昇する。盛土のり面の小段およびのり尻で常時湧水が認められるが、小段の湧水は排水マットからの排水によるものが主体である。

盛土Bは傾斜地盤上の盛土で、いわゆる腹付け盛土に相当する。盛土の高さは約22m～26mである。盛土材料は硬質の礫を含む砂礫で構成されている。調査結果より盛土内の地下水位は確認されていない。

盛土Cは第三紀鮮新世～第四紀更新世の未固結の礫・砂・粘土およびそれらの互層により構成されている丘陵を開削・盛土して造成された地域にあり、検討対象である盛土のり面は谷部に堆積した沖積層上に造成されている。盛土の高さは約5mで、その下部には約6m程度の古い盛土が旧地形を形成している。盛土の形態は傾斜地盤上の盛土である。盛土材料は粘土分を含む砂が主体である。地下水位は盛土と地山との境界付近に分布しており、丘陵地では第1洪積砂層内に見られる。降雨時での盛土のり面からの湧水は見られなかった。

(2) 検討条件

対象盛土に対し、詳細調査で実施した室内土質試験結果より、盛土の耐震性評価を行うための盛土および地盤の各定数を設定した。盛土の強度定数については、攪乱試料を再構成した供試体を用いてCU三軸圧縮試験を飽和と不飽和で実施し、せん断定数を設定した。なお、不飽和の試験では、含水比調整後の供試体が均一な含水状態になるまでの期間を予め調べたところ、一週間で均一となったことから、供試体は一週間の放置期間を設けることとした。再構成をする密度はボーリングコアから推定した値とした。この密度の値に相当する締固め度と盛土施工時の管理基準値との関係は不明であるが、設計要領にある盛土の一般値程度の値である（基準値程度は期待できると考えられる）。

盛土を構成する土質により、「排水し難い層」と「排水しやすい層」に区分し、前者はCU強度を、後者はCD強度を用いた。排水条件の区分は、明確な基準がないことから、液状化の対象となる砂地盤の区分に準拠し、細粒分含有率FCと塑性指数Ipの関係から以下のように設定した。

表-3 各盛土の地盤定数一覧

			湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 c' (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	粘着力 c_{cu} (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_{cu} ($^\circ$)	内部摩擦角 (補正值) ϕ_{cu}^* ($^\circ$)	備考
盛土A	砂混じり礫質粘土 (盛土)	Bg	20.7	-	-	22.9	19.4	13.2	Sr=100%
				-	-	90.9	21.0	14.4	Sr=87%
	細粒分質砂質礫	Ag	19.0	0.0	35.0	-	-	-	-
	砂岩・泥岩互層	Oaf	21.0	500.0	0.0	-	-	-	-
盛土B	粘性土質礫質砂 (盛土)	f	18.3	3.7	30.9	-	-	-	Sr=100%
				7.6	34.9	-	-	-	Sr=65%
	玉石混じり砂礫	dt	20.9	0.0	32.0	-	-	-	-
	粘性土	Ac1	20.3	0.0	32.0	-	-	-	-
	砂岩	Ss	21.0	500.0	0.0	-	-	-	-
盛土C	粘性土質礫質砂 (盛土)	BK1	18.8	3.2	26.5	-	-	-	Sr=100%
				3.9	31.1	-	-	-	Sr50%
	玉石混じり砂礫 (盛土)	BK2	19.1	0.0	30.4	-	-	-	Sr=100%
				3.8	33.4	-	-	-	Sr50%
	砂	As(上)	19.2	-	-	0.0	30.0	-	-
	粘土	Ac	19.0	-	-	90.0	0.0	-	-

 : 採用した対象盛土の強度定数

表-4 地震応答解析に用いる入力地震動波形一覧表(文献20より作成)

呼び名	設計地震動	地盤種別	入力地震動の加速度波形のもととした強震記録	
			地震名	記録場所および成分
I-I-1	レベル2 タイプ I	I 種地盤	平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分
I-I-2			平成23年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分
I-I-3				新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分
II-I-1	レベル2 タイプ II	I 種地盤	平成7年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分
II-I-2				神戸海洋気象台地盤上 EW 成分
II-I-3				猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分

1)排水しやすい材料:

FC $\leq$ 35%もしくは、FC>35%かつIp $\leq$ 15の材料

2)排水し難い材料:上記以外の材料

a) 三軸圧縮試験結果の整理

盛土内地下水の影響によりスレーキングしやすい盛土材料の強度が低下するとともに、水位の上昇そのものが盛土の強度低下をもたらす。そのため、盛土内地下水を排除することは有効な対策の一つとされており、不飽和状態での強度を用いて算定した残留変位量により対策効果の評価を行う。

表-2に各盛土のCU三軸圧縮試験結果を示す。不飽和のCU三軸圧縮試験は、地盤工学会基準に従って実施しており、非排気非排水条件でサクシオン圧を測定することで、 c' 、 ϕ' を求めている。一般的に飽和度が下がれば、粘

着力が増大する。内部摩擦角については、粘着力に比べて飽和度の影響は小さいが、飽和度が下がれば大きくなる傾向が見られる¹⁶⁾。本試験結果でも同様の傾向が見られる。

盛土Aは「排水し難い層」で、非排水強度とした。盛土Bおよび盛土Cは「排水しやすい層」で、排水強度とした。不飽和での含水率は盛土の自然含水率から10%程度低下させた値とした。三軸圧縮試験結果から、盛土内の飽和度を下げることにより、盛土のり面のせん断抵抗が増大し、盛土の安定性および耐震性が向上することが推察される。

b) 地盤定数

詳細調査結果より設定した各盛土の地盤定数を表-3に示す。各層の単位体積重量はボーリングコアより推定

した。なお、 ϕ_{cu} は等方応力状態における試験結果であるため、「排水し難い材料」である盛土 A については、原位置における異方応力状態を反映した ϕ_{cu}^* に補正する必要がある。 ϕ_{cu} 、 ϕ_{cu}^* を用いて異方応力状態のせん断強さ τ^* を求めると、式(2)で表される。

$$\tau^* = \sigma \tan \phi_{cu}^* = \sigma \left\{ \frac{(1 + 2K_0)}{3} \right\} \tan \phi_{cu} \quad (2)$$

式(2)より ϕ_{cu}^* は以下のとおりである。

$$\phi_{cu}^* = \tan^{-1} \left[\left\{ \frac{(1 + 2K_0)}{3} \right\} \tan \phi_{cu} \right] \quad (3)$$

ここで、 K_0 ：静止土圧係数 (=0.5)

c) 地震応答解析モデル

盛土 B および盛土 C は、傾斜地盤など不整形地盤上の盛土のため、地震応答解析により等価加速度波形を算定する。両盛土の地震応答解析モデル図を図-5～図-6 にそれぞれ示す。各層のせん断速度 V_s は PS 検層結果に基づ

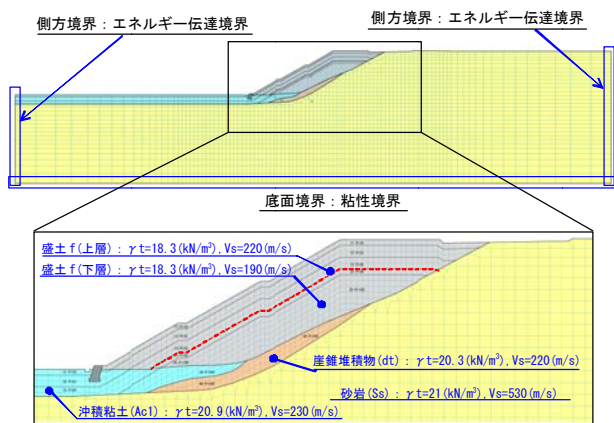


図-5 地震応答解析モデル（盛土 B）

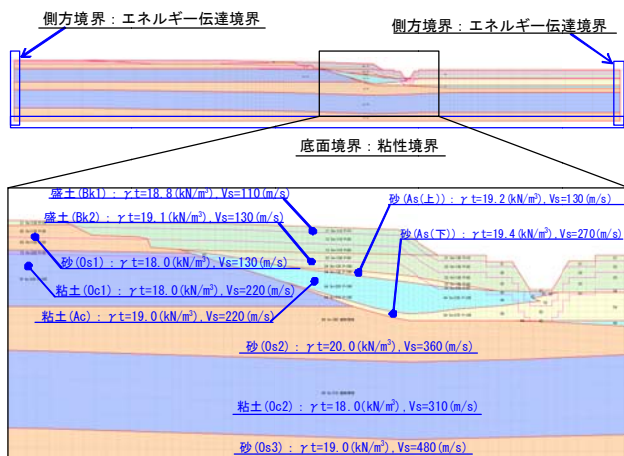
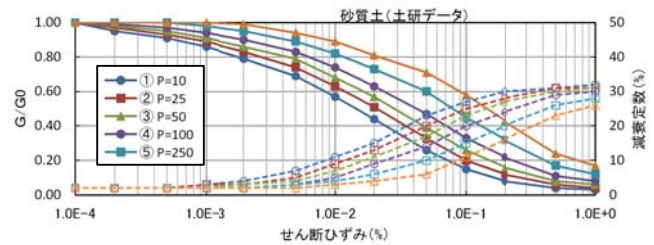


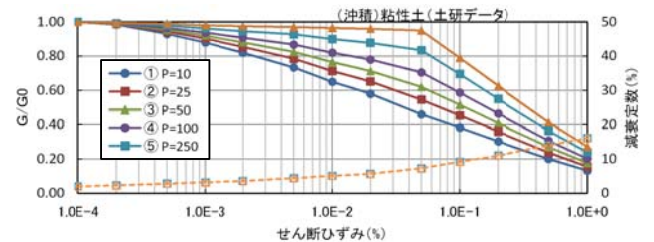
図-6 地震応答解析モデル（盛土 C）

き設定した。なお、盛土 A は平坦な地形上に造成された盛土高さが約 22m の盛土のため、地震応答解析を実施していない。

地震応答解析は等価線形化法とし、各層の変形特性は「土木研究所資料」^{17), 18)}を参考に図-7 に示すように設定した。初期せん断変形係数 G_0 の算出は、盛土および盛土直下の地盤部においては二次元 FEM による自重解析で算出した各要素の拘束圧より、原地盤部についてはせん断速度により求めた¹⁹⁾。地震応答解析に用いる入力地震動は、道路橋示方書にあるレベル 2 地震動（タイプ I）およびレベル 2 地震動（タイプ II）の I 種地盤地震動²⁰⁾とし、モデル底面水平方向に入力した。地震応答解析に用いる入力地震動波形の一覧を表-4 に、入力地震動波形の一例を図-8 に示す。



(a) 砂質土



(b) 粘性土

※P は平均有効主応力 (kN/m²) を示す。
塗潰しは G/G_0 、白抜きは h 曲線に対応する。

図-7 地震応答解析変形特性図

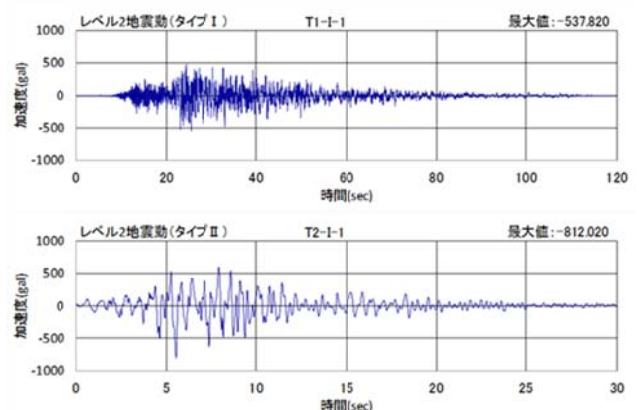


図-8 地震応答解析に用いる入力地震動波形の一例

4. 解析結果

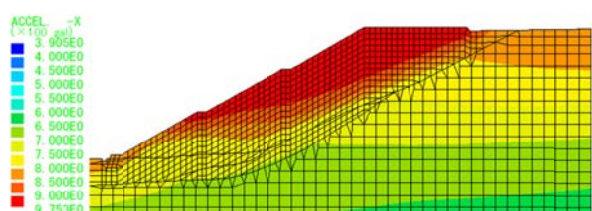
(1) 地震応答解析結果

等価加速度波形を求めるために地震応答解析を行った盛土 B および盛土 C の解析結果を以下に述べる。

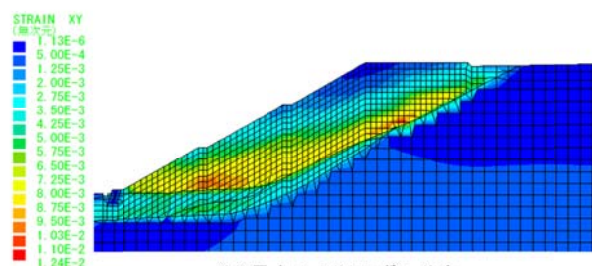
a) 盛土 B

盛土 B の地震応答解析の 1 例として、レベル 2 地震動 (タイプ II) の II-I-1 地震動における各要素の最大水平加速度分布と最大せん断ひずみ分布を図-9 に示す。また、このケースでの各すべり円弧の等価加速度波形を図-10 に示す。

各要素の最大値は地震動時刻歴の同一時間とは限ら



(a) 最大水平加速度分布図



(b) 最大せん断ひずみ分布

図-9 地震応答解析結果 (盛土 B)

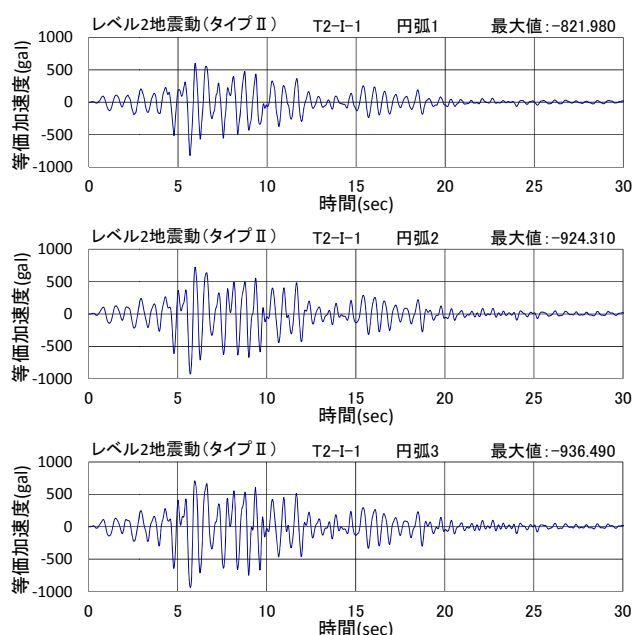


図-10 II-I-1 等価加速度波形 (盛土 B)

ない。最大水平加速度分布からは、のり肩や小段に大きな加速度が発生していることがわかる。最大せん断ひずみ分布からは、地山に接する盛土下部に大きなひずみが発生していることがわかる。

すべり円弧の加重平均から求めた等価加速度波形は、大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高い円弧 3 で応答加速度の最大値が得られている。

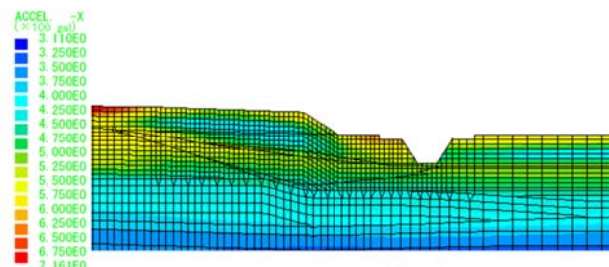
b) 盛土 C

盛土 C の地震応答解析の 1 例として、レベル 2 地震動 (タイプ I) の I-I-1 地震動における最大水平加速度分布と最大せん断ひずみ分布を図-11 に示す。また、このケースでの等価加速度波形を図-12 に示す。

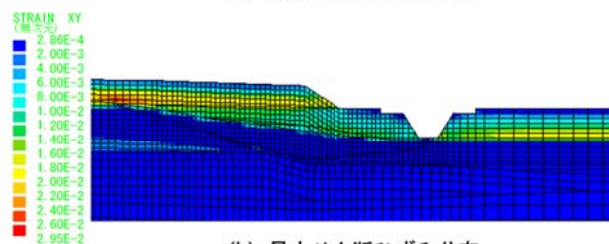
最大水平加速度分布からは、のり肩や小段に大きな加速度が発生していることがわかる。また、地層が凸状の最上部で比較的大きな加速度が発生している。最大せん断ひずみ分布からは、新しい盛土下部の層境付近に大きなひずみが発生していることがわかる。

(2) 等価加速度波形の加速度応答スペクトル

ニューマーク法による残留変位量の算定には、盛土 A では I 種地盤の地表面波形を、盛土 B および盛土 C では地震応答解析で求めた等価加速度波形を用いる。ニューマーク法に用いた入力地震動の加速度応答スペクトルを



(a) 最大水平加速度分布図



(b) 最大せん断ひずみ分布

図-11 地震応答解析結果 (盛土 C)

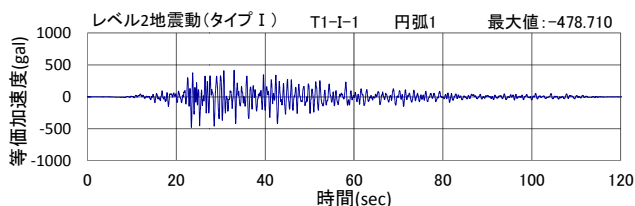


図-12 I-I-1 等価加速度波形 (盛土 C)

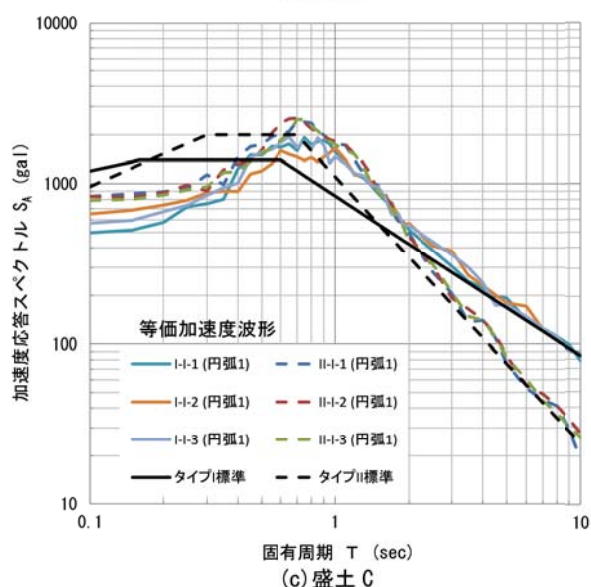
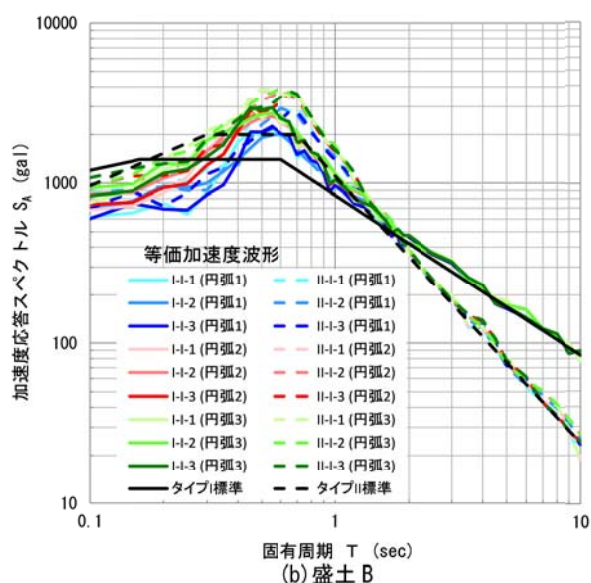
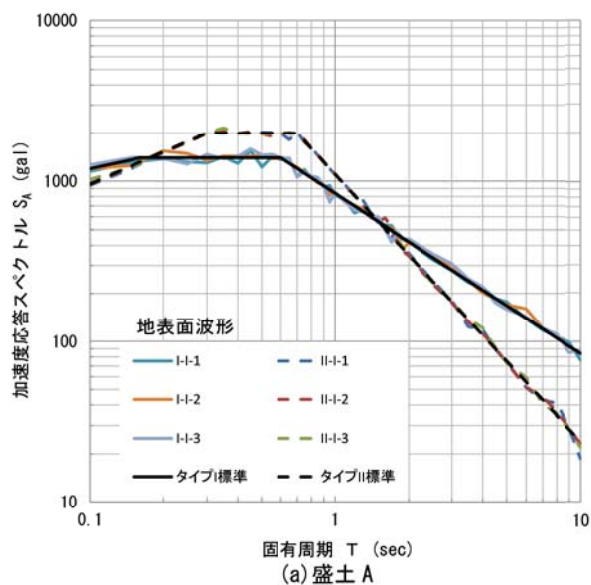


図-13 入力地震動の加速度応答スペクトル

図-13 に示す。図には道路橋示方書にあるレベル 2 地震動 (タイプ I) およびレベル 2 地震動 (タイプ II) の I 種地盤地震動の標準加速度応答スペクトルも併記している。図中の凡例ではタイプ I 標準またはタイプ II 標準としている。また地震動を示す記号は、表-4 に示した呼び名に対応している。

盛土 A における入力地震動は標準加速度波形なので、標準加速度応答スペクトルと合致する。盛土 B および盛土 C は、地震応答解析により求めた等価加速度波形であるため、以下に述べる特徴がみられる。等価加速度波形は、固有周期 T が $0.3 \sim 4 \text{ sec}$ の加速度応答スペクトルが増幅され、標準加速度応答スペクトルを超えている。 T が 0.3 sec より短い周期の加速度応答スペクトルは標準加速度応答スペクトルより小さく、 4 sec より長い長周期では標準加速度応答スペクトルと変わらない。

盛土 B の加速度応答スペクトルからは、円弧 $3 \cdot 2 \cdot 1$ の順に応答加速度が増幅されている。大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高いのり肩付近の小さいすべり円弧ほど応答加速度の増幅率が高い。

(3) 残留変位量算定結果

高さ 30 m 程度以上の高盛土や盛土 B および盛土 C のような傾斜地盤など不整形地盤上の盛土は、応答加速度が局部的に増幅する場合がある。図-13 の加速度応答スペクトルからも応答加速度の増幅が確認された。そのため、ニューマーク法により残留変位量を算定する際には、地震応答解析により求めた等価加速度波形を入力地震動として用いる。一方で、高さ 30 m 程度までの盛土の残留変位量は、地表面波形を用いた場合と等価加速度波形を用いた場合とが同等であることが確認されており¹⁾、盛土 A はこのケースに当る。

残留変位量算定結果を表-5 に示す。タイプ I の地震動の 3 波およびタイプ II の地震動の 3 波についてニューマ

表-5 残留変位量算定結果一覧

	円弧	Sr (%)	降伏震度 k_y	残留変位量 (cm)	
				タイプ I	タイプ II
盛土 A	1	100	0.038	481.5	250.5
		87	0.474	1.0	2.3
	2	100	0.248	16.1	24.3
		87	1.223	0.0	0.0
盛土 B	1	100	0.195	53.6	75.6
		65	0.221	40.0	62.4
	2	100	0.178	114.3	144.7
		65	0.303	32.4	68.5
	3	100	0.257	58.3	100.8
		65	0.412	14.9	42.7
盛土 C	1	100	0.134	166.2	135.7
		50	0.268	36.1	50.7

残留変位量は 3 波の平均

ーク法によるすべり円弧解析を行い、それぞれ3波の平均により残留変位量を求めた。

a) 盛土Aの耐震性

飽和状態では、円弧1はタイプIの地震動による残留変位量が大きく算出され、円弧2はタイプIIの地震動による残留変位量が大きく算出された。なお、円弧1は、いずれの地震動においても許容変位量を大きく超過している。円弧1は飽和状態での降伏震度が0.038と小さく、タイプIの地震動のように継続時間が長い地震動では、すべり変位量が累積され、残留変位量がタイプIIの地震動より大きくなったと考えられる。

円弧1の飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると、飽和度の差が小さいにも関わらず、残留変位量の差が大きい。これは、飽和度が下がると c_{cu} が増大することに起因する。 c_{cu} の増大は、すべり面における飽和度が下がった部分の強度が一様に増加することを示している。その結果、降伏震度が0.038から0.474に増大し、時刻毎におけるすべり変位量が小さくなったと考えられる。円弧2についても同様である。

b) 盛土Bの耐震性

円弧1の残留変位量は、飽和状態および不飽和状態においても地震動のタイプにかかわらず許容変位量を下回った。本盛土の降伏震度は、飽和状態で0.195、不飽和状態で0.221であり、残留変位量は飽和・不飽和ともにタイプIIの地震動がタイプIの地震動より大きく算定された。飽和状態での降伏震度0.195は盛土Aの飽和状態での降伏震度ほど小さくないことから、タイプIの地震動の時刻毎におけるすべり変位量が小さくなり、タイプIの地震動の継続時間の影響が表れなかったと考えられる。

円弧2では、円弧1より飽和状態での降伏震度が小さく、また等価加速度波形の増幅する割合が高いことから、残留変位量はタイプIおよびタイプIIともに許容変位量を超過している。また、残留変位量は飽和・不飽和ともにタイプIIの地震動がタイプIの地震動より大きく算定された。

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると、飽和度による残留変位量の差は、盛土Aに比べて小さい。 c' は飽和度の影響が小さく、 ϕ' は飽和度が下がれば大きくなる。 ϕ' に対して、すべり面の強度の増加は土被り圧に依存するため、 c' の影響に比べて ϕ' の影響は小さい。このことが、飽和度による残留変位量の差が小さい理由と考えられる。

c) 盛土Cの耐震性

盛土Cの残留変位量は、飽和状態ではタイプIの地震動がタイプIIの地震動より大きく、どちらも許容変位量を超過していた。このときの降伏震度は0.134と、盛土Aよりは大きい、盛土Bよりは小さい。

不飽和状態では、降伏震度は0.268となり、残留変位

量は許容変位量を下回った。地震動タイプの比較では、タイプIIの地震動がタイプIの地震動より、残留変位量は大きく算定された。飽和状態での降伏震度0.134は盛土Aの飽和状態での降伏震度より大きく、盛土Bの飽和状態での降伏震度より小さいことから、タイプIの地震動の継続時間の影響は、盛土Aほど大きくないが、盛土Bより影響が見られる。このため、飽和状態での残留変位量は、タイプIIの地震動よりタイプIの地震動の方が大きく算定されたと推察される。

飽和状態と不飽和状態での残留変位量を比較すると、飽和度による残留変位量の差は、盛土Aに比べて小さいが、盛土Bに比べて大きい。飽和度による $c' \cdot \phi'$ の影響は、盛土Bと同様の傾向が見られる。飽和状態と不飽和状態での降伏震度の差が盛土Bに比べて大きいことが、飽和度による残留変位量の差がやや大きくなった要因と考えられる。

5. 残留変位量と影響素因との相関

残留変位量 δ に与える影響素因の一つとして、盛土の強度・構造条件等に依存する降伏震度 k_y を挙げ、その相関性についてこれまで検討してきた⁹⁾。ここでは、各盛土の小段ごとに算出したすべり円弧の残留変位量を加え、再評価を行った。

図-14に降伏震度 k_y と残留変位量 δ 、および許容変位量との関係を示す。許容変位量は今回設定した100.0cmとさらに小さい値の事例²¹⁾として50.0cmを示した。タイプIの地震動とタイプIIの地震動による残留変位量が同じになる降伏震度と残留変位量をそれぞれ k_{yc} 、 δ_{yc} と定義し、盛土の要求性能として設定する許容変位量と δ_{yc} の大小関係から、タイプIとタイプIIの地震動の適

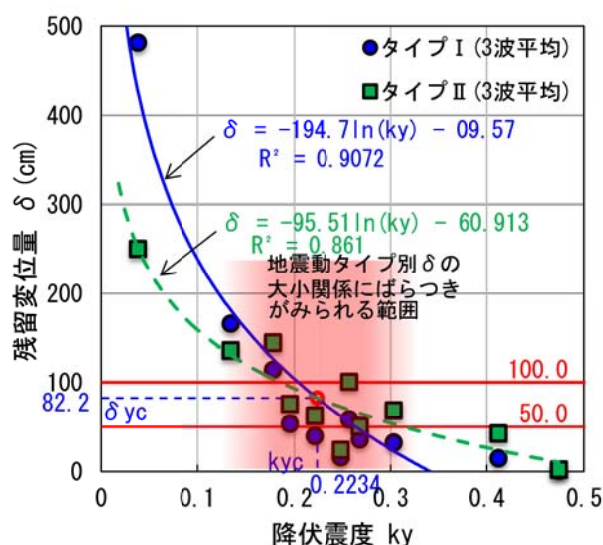


図-14 降伏震度と残留変位量の関係

用の要否について以下に述べる。

降伏震度 k_y と残留変位量 δ との相関性について地震動のタイプ別に近似曲線を示し、近似曲線の交点から k_{yc} と δ_{yc} を求めた。本検討では k_{yc} は 0.2234, δ_{yc} は 82.2cm と推定され、許容変位量の値によっては適用した地震動のタイプが危険側となる場合も想定される。ただし、近似曲線の交点付近(図中の着色範囲)は、地震動のタイプ別残留変位量の大小関係にばらつきがある。このために境界値は明確ではないが、降伏震度が小さい範囲ではタイプⅠの地震動による残留変位量が、降伏震度が大きい範囲ではタイプⅡの地震動による残留変位量が大きくなる傾向は認められた。タイプⅠとタイプⅡの地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は幅をもった範囲となり、一意的には決定できない。よって、この範囲ではタイプⅠとタイプⅡの地震動による残留変位の比較が必要である。

地震動のタイプによる残留変位量 δ の大小関係のばらつきの要因として、等価加速度波形の増幅率の違いが考えられる。等価加速度波形を算出した円弧ごとに等価加速度の増幅率が異なることは、図-10や図-13に示すとおりである。降伏震度が大きくなると残留変位量は小さくなる傾向に対して、円弧によっては降伏震度が大きい場合でも残留変位量が大きく算定されることがある。

地表面波形を用いた場合には、等価加速度の増幅は考慮しないため、降伏震度 k_y と残留変位量 δ のばらつきの下限値と考えられる。そのため、地表面波を用いた降伏震度 k_y と残留変位量 δ は、相関性が強くなることが期待できる。

6. 簡易推定法の検討

(1) 擬似盛土モデルを用いた相関化

盛土の要求性能に対する耐震性評価には、ニューマーク法をはじめとする残留変形解析手法により直接的に土工構造物の残留変位量を求めている。ここではニューマーク法によらず予備的に残留変位量を推定する簡易評価法について述べる。

降伏震度 k_y と残留変位量 δ には相関が見られ、降伏震度 k_y の値によりタイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動での残留変位量の大小関係が逆転することを前項で示した。この相関性の検証に、擬似盛土モデルを用いて地表面波における降伏震度 k_y と残留変位量 δ の相関付けを行った。擬似盛土モデルは図-15に示すように一般的な道路盛土の形状²²⁾とし、擬似盛土S(盛土高10m)・擬似盛土M(盛土高20m)・擬似盛土L(盛土高27m)の3形状について解析を行った。擬似盛土Lは地震応答解析が必要な高盛土とならないように盛土高を27mとした。解析条件は γ

$=19\text{kN/m}^3$, せん断定数を $c=5, 10, 20, 30\text{kN/m}^2$, $\phi=20, 25, 30^\circ$ の組合せとした。

降伏震度と残留変位量の相関性を図-16に示す。実盛土の耐震性評価結果については、等価加速度波形を用いた盛土と地表面波形を用いた盛土に分けてプロットしている。地表面波形を用いた擬似盛土モデルの傾向は、同じ地表面波形を用いた盛土Aと近似している。盛土Aと擬似盛土を合わせた地震動タイプ別の近似式では、 $R^2=0.9889\sim0.9964$ となり、盛土の構造条件に関わらず降伏震度 k_y と残留変位量 δ に強い相関が見られる。このことは、降伏震度 k_y から残留変位量 δ を推定できる可能性を示している。なお、図-14とは異なった関数となっており、等価加速度波形の増幅率の違いによるばらつきの影響が近似式の算定にも見られる。

等価加速度波形を用いた盛土Bと盛土Cについては、等価加速度が増幅していることから、地表面波形を用い

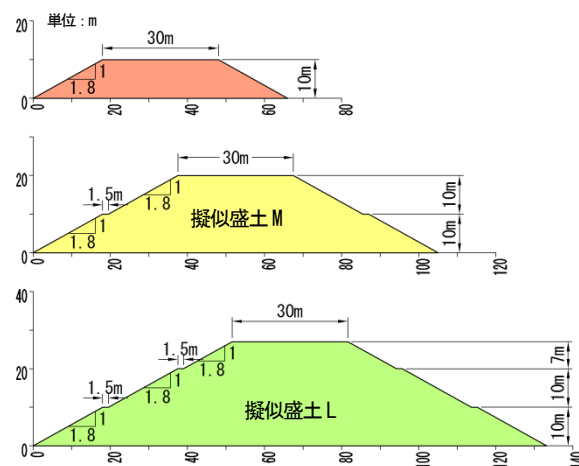


図-15 擬似盛土モデル

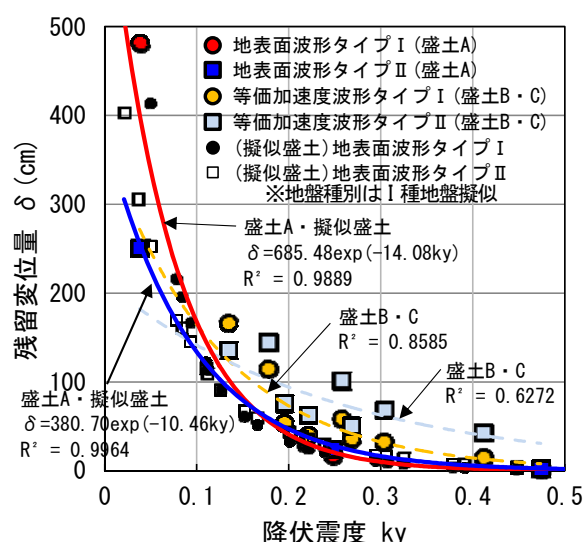
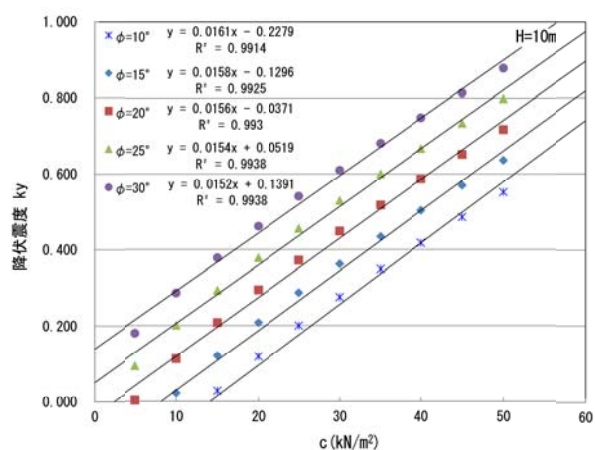


図-16 降伏震度と残留変位量の相関性

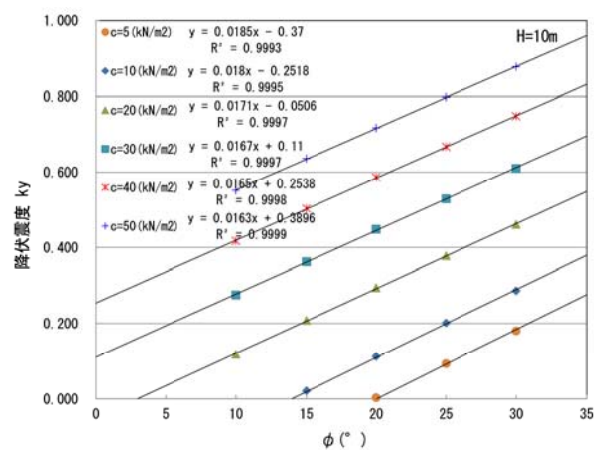
た場合より残留変位量が大きく算定された。等価加速度波形を用いた場合も弱いながら相関は見られるため（前述 $R^2=0.6272\sim0.8585$ ），降伏震度 k_y からの推定は可能については，等価加速度の増幅率が対象すべり円弧ごとに異なるため，簡易推定法では危険側の評価になる場合もあり，評価の信頼性は低くなる。

(2) 降伏震度の推定

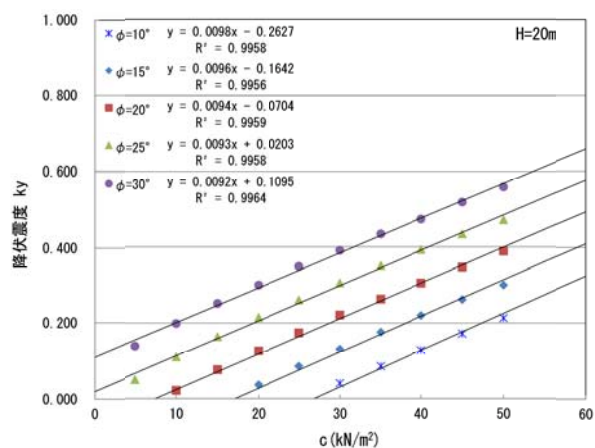
降伏震度 k_y と残留変位量 δ の相関性を利用して残留変位量を推定するため，降伏震度 k_y を簡便に得られることが求められる。降伏震度はすべり円弧計算により安全率 $F_s=1.0$ となる震度として算出されるが，すべり円弧計算を経ることで簡便性が失われる。そこで，予め盛土の強



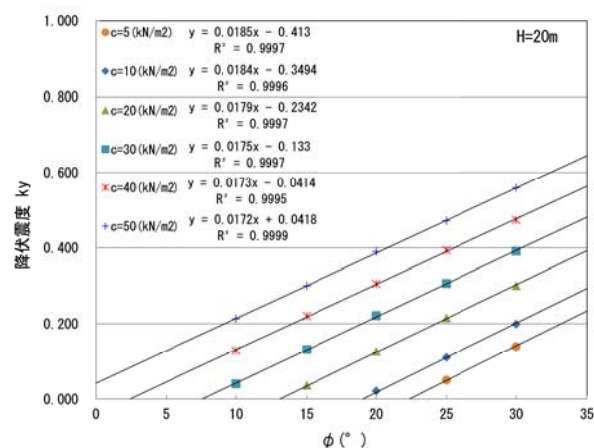
擬似盛土 S



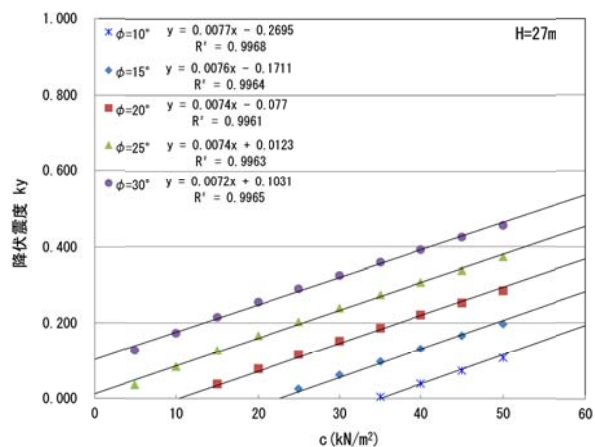
擬似盛土 S



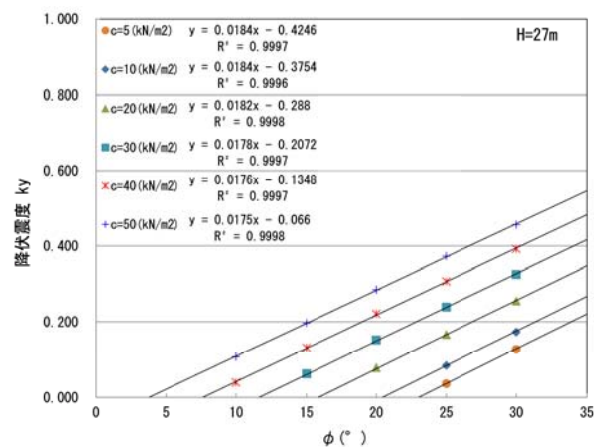
擬似盛土 M



擬似盛土 M



擬似盛土 L



擬似盛土 L

図-17 c と降伏震度の関係

図-18 ϕ と降伏震度の関係

度・構造形式に応じた降伏震度を算出しておくことで、降伏震度の簡易推定が可能と考える。

降伏震度と残留変位量の相関付けに用いた擬似盛土モデル(図-15)により降伏震度を算出する。解析条件は、 $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、せん断定数を $c=5\sim 50\text{kN/m}^2$ (ピッチ 5kN/m^2)、 $\phi=10\sim 30^\circ$ (ピッチ 5°) の組合せとした。

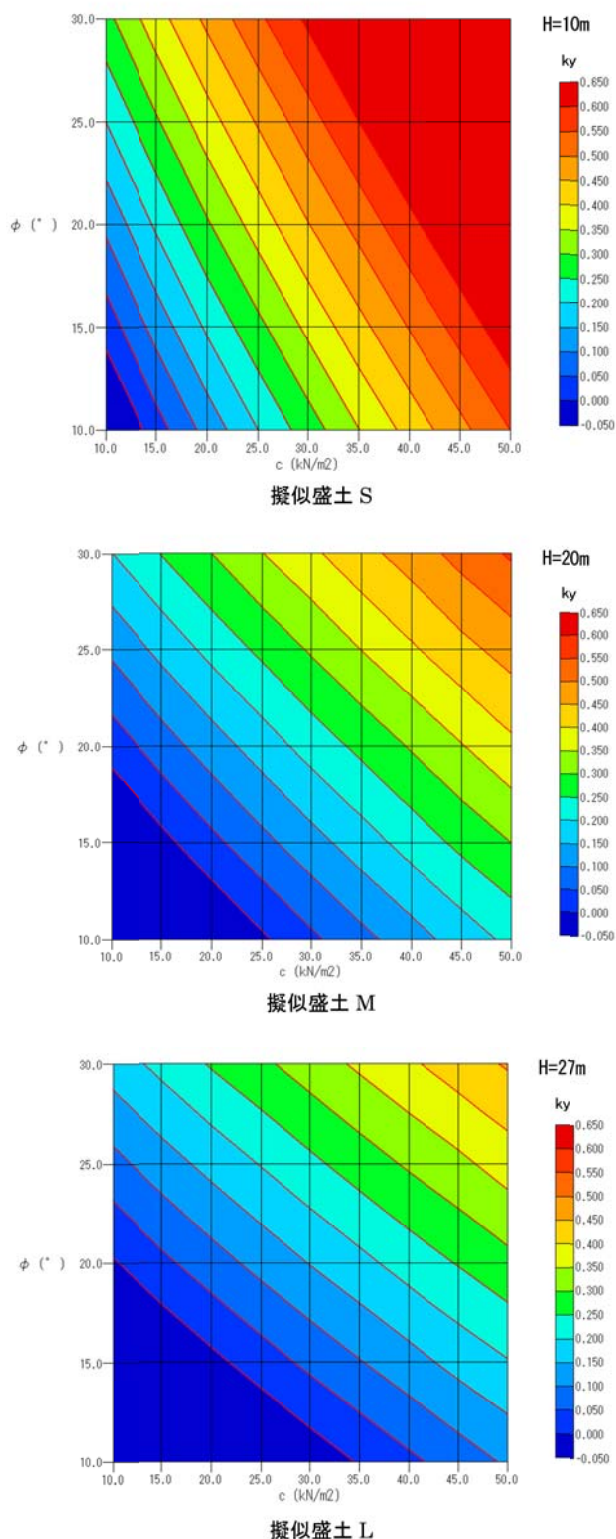


図-19 $c \cdot \phi$ と降伏震度

各擬似盛土モデルにおける ϕ を一定としたときの c と降伏震度の関係を図-17 に、 c を一定としたときの ϕ と降伏震度の関係を図-18 に示す。図中にある近似線はすべて $R^2>0.99$ であり、強い相関性が見られる。これらの $c \cdot \phi$ と降伏震度の関係から、等高線図として表したものが図-19 である。盛土高と $c \cdot \phi$ が決まれば、図-19 より降伏震度を求め、降伏震度と残留変位量の相関より残留変位量 δ を推定することが可能である。

7. まとめ

駿河湾地震 (2009 年) を受けて実施した盛土のり面緊急点検から抽出された危険な盛土のり面と重要拠点のある盛土のり面について、耐震性の評価を行った。「設計要領第一集 土工編」では、レベル 2 地震動 (タイプ II) が設計地震動として用いられている。しかし、道路橋示方書の改訂により、レベル 2 地震動 (タイプ I) の標準加速度波形が見直され、残留変位量がタイプ II の地震動を用いる場合よりも大きくなることが懸念された。

そこで、タイプ I とタイプ II の地震動を用いて耐震性評価を行い、降伏震度 k_y の値により残留変位量の大小関係がタイプ I とタイプ II で逆転すること、盛土の要求性能として設定する許容変位量と δ_{yc} の大小関係がタイプ I とタイプ II の地震動の適用の可否に関係することをこれまで示している。

本検討では、同じ盛土内での異なるすべり円弧により残留変位量を算定し、降伏震度と残留変位量の相関について精査するとともに擬似盛土モデルを用いて地表面波における降伏震度 k_y と残留変位量 δ の相関付けを行い、以下の知見が得られた。

- 1) 傾斜地盤など不整形地盤上の盛土においては、ニューマーク法の入力地震動として地震応答解析により求めたすべり土塊の等価加速度波形を適用した。地表面の入力地震動である標準加速度波形の加速度応答スペクトルを比較すると、固有周期 T が 0.3sec より短い周期では小さく、 4sec より長い長周期では変わらなかったが、 $0.3\sim 4\text{sec}$ では増幅されて大きくなった。特に大きな水平加速度が発生している範囲の円弧内に占める割合が高いのり肩付近の小さいすべり円弧ほど応答加速度が増幅する率が高い。
- 2) 降伏震度が小さい範囲ではタイプ I の地震動による残留変位量が、降伏震度が大きい範囲ではタイプ II の地震動による残留変位量が大きくなる傾向は、これまでの検討と同様に認められた。
- 3) タイプ I の地震動とタイプ II の地震動による残留変位量が同じになる降伏震度を k_{yc} 、残留変位量を δ_{yc} と定義すると、 k_{yc} と δ_{yc} は一意的ではなく、タイプ I

とタイプⅡの地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は幅をもった範囲となる。盛土の要求性能として設定する許容変位量と δ_{yc} の大小関係は、タイプⅠとタイプⅡの地震動の適用の可否に関係するため、図-14 の着色範囲では設計地震動の適用に注意が必要である。特に、等価加速度波形を用いる場合は、盛土の構造条件により応答加速度の増幅が異なるため、残留変位量 δ の大小関係のばらつきが大きくなる。

5) 降伏震度 k_y と残留変位量 δ の関係では、地表面波形を用いた場合には強い相関が見られ、降伏震度 k_y からニューマーク法によらず残留変位量 δ を推定できる可能性を示した。また、降伏震度についても、 $c \cdot \phi$ との相関性は強く、盛土の高さ別に求めた $c \cdot \phi$ と降伏震度の関係から降伏震度を得ることが可能である。

以上の結果から、タイプⅡのみならず、タイプⅠの地震動による耐震性評価の必要性を明らかにした。特に、タイプⅠとタイプⅡの地震動による残留変位量の大小関係が逆転する境界は、幅をもった範囲となり、注意を要する。

また、地表面波形を用いる場合は、ニューマーク法によらず残留変位量 δ を簡便に推定する手法を示した。ただし、等価加速度波形を用いる場合は、盛土の構造条件によって加速度応答スペクトルの増幅率に差があるため、参考程度に止め、他の手法^(例えば23)に譲りたい。

謝辞：本研究の実施に際し、実盛土の各種データを提供頂いた西日本高速道路株式会社 関西支社の関係者の皆様には、多大なるご協力を頂きました。ここに関係各位に感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 中日本高速道路(株)：東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告，2009。
- 2) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領 第一集 土工編，p.210，2012。
- 3) (社)日本道路協会：道路土工—盛土工指針，p.120，2010。
- 4) Newmark, N. M. : Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965。

- 5) 堀井克己，館山勝，内田吉彦，古閑潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測，第32回地盤工学研究発表会，No.946，pp.1895-1896，1997。
- 6) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999。
- 7) 水上輝，古川愛子，清野純史：Newmark法を基礎とした道路盛土構造物の地震時安全性簡易評価手法，土木学会第68回年次学術講演会，I-043，pp.85-86，2013。
- 8) 坂井公俊，室野剛隆，京野光男：鉄道盛土の地震被害簡易推定手法の提案，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.3，pp.542-552，2012。
- 9) 三好忠和，常田賢一：盛土の地震時残留変位に及ぼす地震動の影響に関する一考察，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.70，No.4(地震工学論文集 Vol.33)，pp.I. 1018-I. 1031，2014。
- 10) 秋田剛，常田賢一：既設道路盛土の安定性向上のための排水パイプの適用性の検証，平成24年度近畿地方整備局研究発表会，防災・安全部門，No.22，2012。
- 11) 文献2)の pp.623-625
- 12) 文献3)の p.90
- 13) 日本道路公団北陸支社：関越自動車道及び北陸自動車道における新潟県中越地震災害応急復旧事業，月刊建設 Vol.49-8月，p.30，2005。
- 14) 金田和男，長尾和之，横田聖哉：高速道路における地震災害の復旧事例，地盤工学会誌 Vol.59-No.11，pp.14-17，2011。
- 15) 文献2)の p.622
- 16) 魚谷真基，常田賢一，村上考輝，小西貴士：一面せん断試験による飽和度と排水せん断強度の関係，第48回地盤工学研究発表会，No.428，pp.855-856，2013。
- 17) 建設省土木研究所：土木研究所所報 153号 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)—広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性—，1980。
- 18) 建設省土木研究所：土木研究所資料 1504号 沖積粘性土の動的変形特性—せん断剛性率のヒズミ依存性—，1979。
- 19) 文献2)の p.参61-参68
- 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.110-117，2012。
- 21) 常田賢一，小田和広，中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発，新道路技術会議，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート No.17-4，2008。
- 22) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領 第一集 土工編，pp.25-26，2015。
- 23) 魚谷真基，常田賢一，吉川登代子，上出定幸，三好忠和：道路盛土のすべり変形評価における改良 O 型 Newmark 法の適用性の検証，第50回地盤工学研究発表会，No.563，2015。

EFFECTS OF SEISMIC GROUND MOTION AND SIMPLE ESTIMATION METHOD ON SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF ROAD EMBANKMENTS

Tadakazu MIYOSHI, Ken-ichi TOKIDA

Based on the investigation results on the reasons relating to the 2009 Suruga Bay Earthquake, the urgent inspections and seismic assessments on the highway embankments have been conducted. Because the seismic design ground motions were revised newly in the 2011 Off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, the above seismic assessments were necessary in detail to investigate the effects of the former and newly revised seismic

ground motions. Then the seismic assessments at 3 different road embankments from the view of the performance-based design were conducted to estimate the sliding residual displacements induced by the 6 different seismic ground motions with use of Newmark Sliding Block Method. As the results, the effects on the sliding residual displacements induced by the different type of seismic ground motions are discussed.

Newly adds the case of different structural condition in this paper were scrutinized for the magnitude of amount of sliding residual displacement due to the difference in the type of seismic ground motion. In addition, from the correlation of the yield seismic intensity and the sliding residual displacement, the simple estimation method of the sliding residual displacement in level 2 ground motion was proposed for.