

地震時における盛土の降伏加速度の変化 に関する実験的研究

秦 吉弥¹・一井 康二²・加納 誠二³・土田 孝⁴・李 黎明⁵

¹日本工営㈱中央研究所 研究員
(〒300-1259 茨城県つくば市稻荷原2304)

E-mail:hata-ys@n-koei.jp

²広島大学大学院工学研究科 准教授 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:ichiikoji@hiroshima-u.ac.jp

³広島大学大学院工学研究科 助教 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:skano@hiroshima-u.ac.jp

⁴広島大学大学院工学研究科 教授 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:ttuchida@hiroshima-u.ac.jp

⁵コロンビア大学工学部 マネージャー (500 West 120th street, New York 10027-6623, U.S.A.)

E-mail: liming@civil.columbia.edu

Newmark法が有している問題点の1つとして、地震時において降伏加速度を一定と仮定していることが挙げられる。しかしながら強震動を受ける盛土は、強い非線形性を示すことなどを勘案すれば、地震時において盛土の降伏加速度は変化しているものと考えられる。そこで本研究では、盛土の動的遠心実験を実施し、地震時における盛土の降伏加速度の変化について検討を行った。その結果、地震時における盛土の降伏加速度は、低下する傾向にあることを示した。さらに降伏加速度の変化を推定する方法ならびに降伏加速度の変化を考慮したNewmark法の改良方法について提案を行った。

Key Words :Earthquake, embankment, threshold acceleration, Newmark method, centrifuge model test

1. はじめに

道路や鉄道などに用いられる一般的な盛土では、耐震設計が行われる場合でもレベル1地震動程度を想定した震度法に円弧すべり面法を組み合わせる計算法がほとんどであった¹⁾。1995年兵庫県南部地震以降、道路および鉄道などの線状構造物では、1ヶ所の崩壊がシステム全体の機能不全につながるため、盛土といえども従来の設計レベルを超える耐震性を確保する必要があることが指摘された²⁾。しかしながらレベル2地震動に対して震度法による安定計算を行った場合には安定性を確保することには無理が生じる。したがって、安全率によらず直接、盛土の変形ならびに変位量を照査する設計法が求められており^{3),4)}、その評価手法の1つとしてNewmark法^{5),6)}がある。Newmark法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力-ひずみ関係を剛塑性と仮定して地震時におけるすべり土塊の滑動変位量を計算する方法であり、概念の理解が容易なことなどから、設計実務上は有効な方法の一つである。しかしながらNewmark法では、幾つかの問題点を有している。その問題点の1つとして、Newmark法では、すべり

土塊が滑動を開始または停止する基準となる加速度、すなわちすべり安全率が1.0となる場合の水平加速度(以下、降伏加速度とよぶ)を地震時において一定と仮定している。しかしながら強震動を受ける盛土では、繰返し載荷に伴う変形の累積および強度低下など強い非線形性を示すことから、地震時において盛土の降伏加速度が変化しているものと考えられる。そこで本研究では、盛土の動的遠心実験を実施し、地震時における盛土の降伏加速度の変化について検討を行った。さらに降伏加速度の変化を考慮したNewmark法の改良方法について提案を行った。

2. 動的遠心実験

表-1に実験ケースを示す。実験模型は、盛土高さ10mもしくは20m、傾斜基盤角度0度(水平基盤)もしくは10度、標準法勾配1:1.8(一定)を持つ盛土断面を検討対象とし、半断面に対して縮尺1/25および1/50でモデル化した(図-1、写真-1、写真-2、写真-3参照)。盛土材料は砂質土もしくは粘性土とし、模型盛土の密度は締固め度90%および100%として設定

した。入力地震動としては、神戸海洋気象台波およびポートアイランド波(ともに1995年兵庫県南部地震)のNS成分を採用した。そして最大加速度振幅を遠心実験の加振装置の能力等を考慮して460galもしくは700galに調整した。

模型は、内寸法：幅1060mm×高さ400mm×奥行295mmのアルミ合金製の剛土層(ただし片側の側面はガラス張り)に、縦方向の仕上がり層厚が4cm毎に密度管理しながら、締め固めて作成した。

模型底面の水平基盤面および傾斜基盤面は、剛土層底面に固定し、表面にはサンドペーパーを貼付することで粗な基盤面条件とした。盛土中央側の土槽との境界面では、剛土槽壁面の影響を抑えるため、緩衝材として厚さ30mmのシリコンゴムを挿入した。

模型盛土材料は、砂質土の場合、材料物性の再現性を考慮して、豊浦砂とカオリン粘土の混合物を最適含水比で加水調整したもの(乾燥重量比9:1)を用いた。粘性土の場合、高速道路盛土で採取した愛鷹ロームを使用した。

表-2および表-3に、模型盛土材料(砂質土および粘性土)の基本物性値を示す。図-2には、三軸CD試験から得られた模型盛土材料の応力-ひずみ関係を示す。ここで、試験条件は次の2種類を考えた。1つは、通常の条件下(単調載荷)での三軸CD試験である(Normal condition)。もう一方は、正弦波(固有振動数10Hz・20波)での繰返し載荷(繰返し載荷応力比は0.2)を実施し、その後に単調載荷による三軸CD試験を実施するものである(Loaded condition)。同図によれば、繰返し載荷の影響によりせん断強度が低下していること、特に内部摩擦角の低下が顕著で表れていることが読み取れる。

振動実験では、まず、模型を25G(Case 3)もしくは50G(Case 1, 2, 4, 5, 6)の遠心場に置き、自重圧密させることで地震前の静的状態を再現した。次に、各入力地震動(神戸海洋気象台波もしくはポートアイランド波・最大加速度はともに460gal)による加振を行った。計測は、剛土層底面における加速度のほかに、盛土法肩における水平および鉛直方向の変位をレーザー変位計により計測した。最後に、メッシュ上の標点により盛土の加振終了後の残留変形の

計測を遠心装置を停止させた1G重力場において計測した。

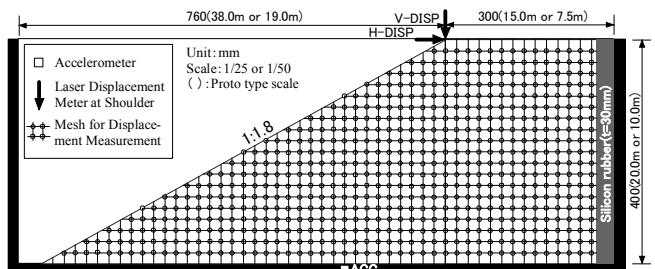


図-1 盛土実験モデル(Case 1, 2, 3, 4)

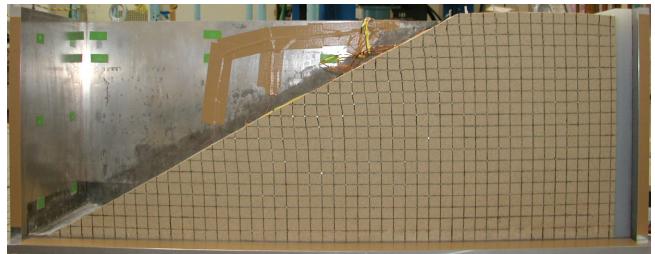


写真-1 盛土実験モデル(Case 1, 2, 3, 4)

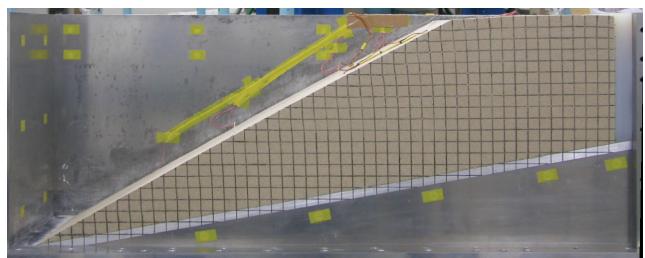


写真-2 盛土実験モデル(Case 5)



写真-3 盛土実験モデル(Case 6)

表-1 実験ケース

Case No.	Input earthquake motion		Soil type	Height (m)	Compaction degree (%)	Tilted base (deg.)
	Seismic wave	Peak Acc. (gal)				
Case 1	Kobe JMA	460	Sand	20	90	0
Case 2	Port Island	460	Sand	20	90	0
Case 3	Kobe JMA	460	Sand	10	90	0
Case 4	Kobe JMA	460	Sand	20	100	0
Case 5	Kobe JMA	460	Sand	20	90	10
Case 6	Kobe JMA	700	Loam	10	90	0

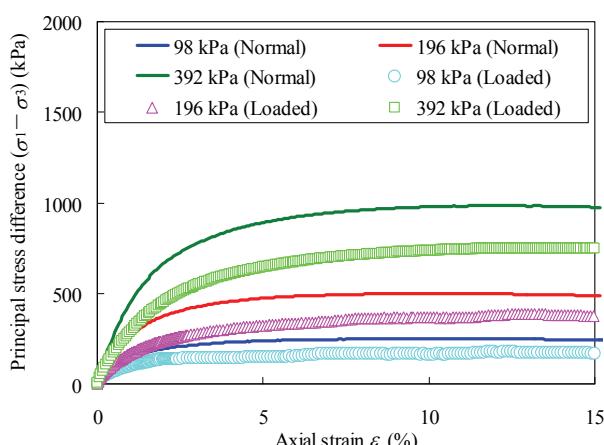
表-2 土質諸元一覧 (砂質土)

Soil particle density (Specific gravity)	G_s	2.647	-
	Sand comp.	90.0	%
Gradation characteristics	Silt comp.	4.0	%
	Clay comp.	6.0	%
	Maximum grain size	0.425	mm
Compaction characteristics	Maximum dry density	$\rho_{d\max}$	t/m ³
	Optimum moisture content	w_{opt}	%
	Wet density	ρ_t	t/m ³
	Cohesion	c_d	kPa
Compaction degree	Internal friction angle	ϕ_d	deg.
$D_c=90\%$	Cohesion	$c_{d,\text{cyc}}$	kPa
	Internal friction angle	$\phi_{d,\text{cyc}}$	deg.
	Shear modulus*	G_0	16,695+327.63 σ_c' kPa
	Damping coefficient*	h	$31.75+0.0202\sigma_c'$ %
	Wet density	ρ_t	1.934 t/m ³
	Cohesion	c_d	16.91 kPa
Compaction degree	Internal friction angle	ϕ_d	38.9 deg.
$D_c=100\%$	Cohesion	$c_{d,\text{cyc}}$	11.04 kPa
	Internal friction angle	$\phi_{d,\text{cyc}}$	36.8 deg.
	Shear modulus*	G_0	20,035+428.97 σ_c' kPa
	Damping coefficient*	h	$33.40+0.0001\sigma_c'$ %

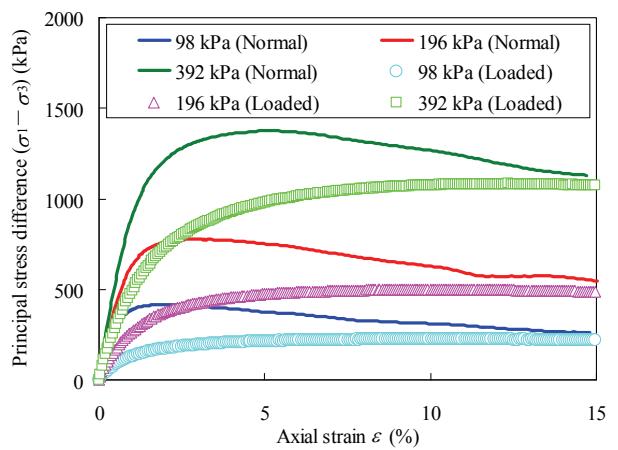
*The approximation curve was calculated based on the results of dynamic deformation

表-3 土質諸元一覧 (粘性土)

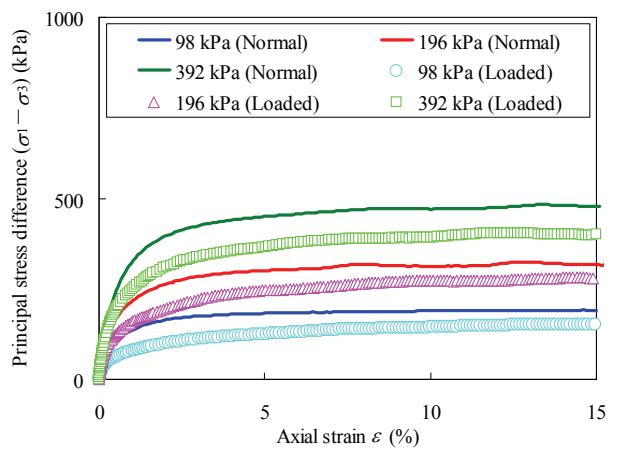
Soil particle density (Specific gravity)	G_s	2.828	-
	Sand comp.	19.7	%
Gradation characteristics	Silt comp.	42.3	%
	Clay comp.	38.0	%
	Maximum grain size	2.0	mm
Compaction characteristics	Maximum dry density	$\rho_{d\max}$	t/m ³
	Optimum moisture content	w_{opt}	122.5 %
	Liquid limit	w_L	198.7 %
Cosistency characteristics	Plastic limit	w_P	102.7 %
	Plasticity index	I_P	-
	Wet density	ρ_t	1.208 t/m ³
	Cohesion	c_{CU}	2.7 kPa
Compaction degree	Internal friction angle	ϕ_{CU}	17.0 deg.
$D_c=90\%$	Cohesion	c'	2.0 kPa
	Internal friction angle	ϕ'	31.3 deg.
	Cohesion	c'_{cyc}	2.4 kPa
	Internal friction angle	ϕ'_{cyc}	25.5 deg.
	Shear modulus	G_0	7,860 kPa
	Damping coefficient	h	16.9 %



(a) 砂質土(締固め度90%)
図-2 三軸CD試験による応力-ひずみ関係



(b) 砂質土(締固め度100%)



(c) 粘性土(締固め度90%)
図-2 三軸CD試験による応力-ひずみ関係

3. 降伏加速度の推定

(1) 推定方法

Newmark法では、加振中において降伏加速度は一定であると仮定している。すなわち滑動変位が発生している時間断面における入力地震加速度の最小値が降伏加速度となる。図-3はCase 1における法肩の鉛直変位の増加に対応する時間の加速度をプロットしたものである。この図より、定義した加速度が負の値を示しているなど、降伏加速度を推定するのは非常に困難であることがわかる。

そこで本研究では、動的遠心実験結果より降伏加速度を推定する新たな方法を提案する。図-4に提案する降伏加速度の推定方法の概念を示す。

まず、法肩における鉛直変位の時刻歴を滑動変位の時刻歴と定義する。そして滑動変位の時刻歴を4mm以上の単純増加のみを考慮した滑動変位の時刻歴に補正する。ここで4mmとは、加振前の静的状態におけるノイズレベルの最大値である。

次に、補正滑動変位の時刻歴より滑動速度の時刻歴を計算する。ここで実験の計測条件から、0.02sec毎に速度を算定した。そしてそれぞれの滑動速度のパルスに対応する入力加速度のパルスを算定する。

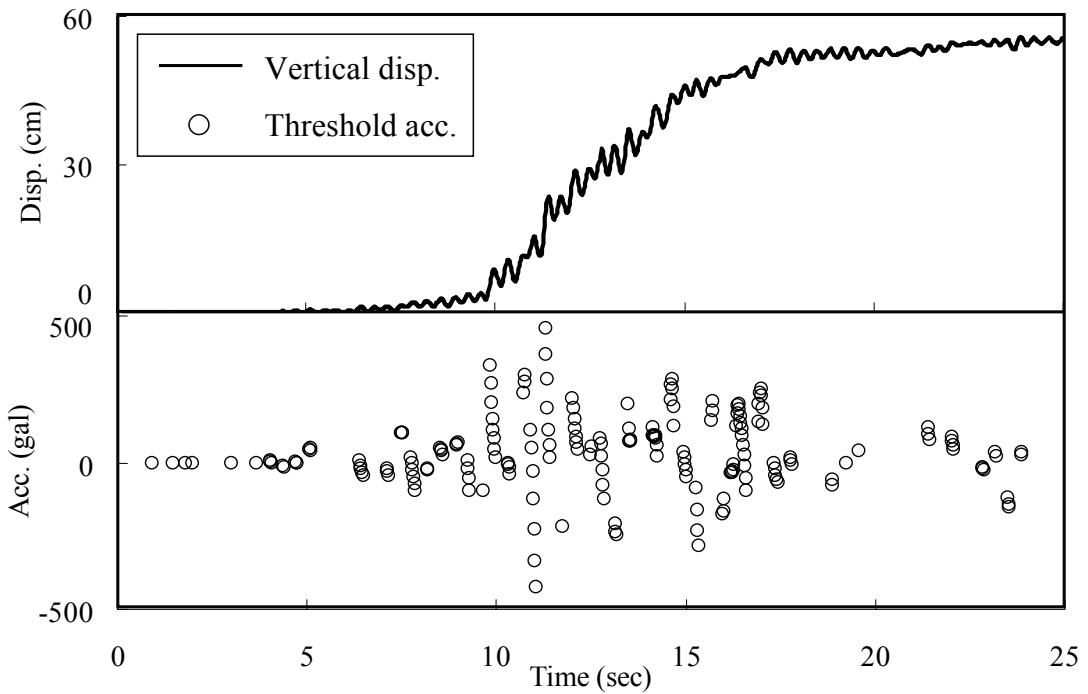


図-3 法肩の鉛直変位の増加に対応する時間の加速度の分布(Case 1)

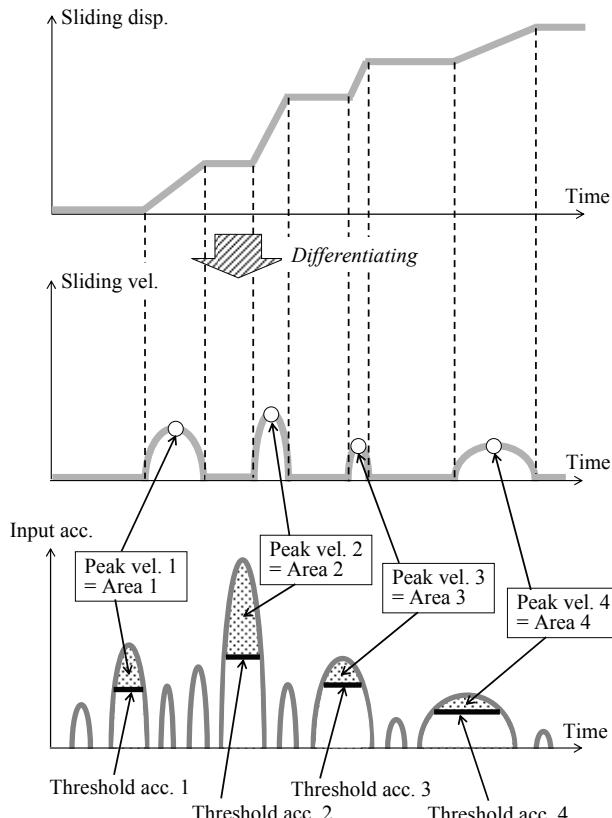


図-4 降伏加速度の算定に関する提案手法のイメージ

最後に、各滑動速度パルスのピーク値と等しくなるように、対応する入力加速度パルスによる面積を調整計算したときの下限加速度を降伏加速度と定義する。

図-5には、Case 1における法肩における鉛直変位の時刻歴より補正した滑動速度を計算した例を示す。

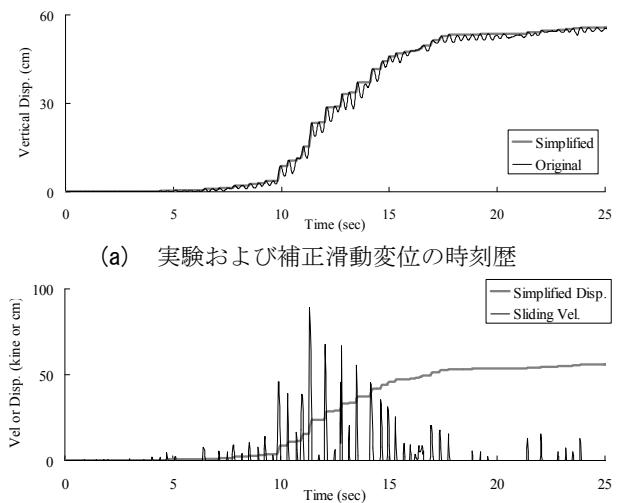


図-5 提案手法による補正滑動速度の算定例(Case 1)

(2) 推定結果

提案手法を用いて推定した降伏加速度の分布を各実験ケースについて図-6に示す。同図中における等価降伏加速度とは、推定した降伏加速度が一定と仮定した時、その値を超過する面積の総和が等値である場合の等価加速度である。この図によれば、推定した降伏加速度は、マクロ的に見れば、入力地震動による加振に伴って低下する傾向にあることがわかる。この傾向は、入力地震動、盛土高さ、盛土の締固め度、傾斜基盤角度、土質材料を変化させたケースについても概ね同様の傾向を有している。なお、地震動の作用により盛土の降伏加速度が低下する可能性があることは、既往の研究成果^{7),8),9),10)}においても指摘されている。

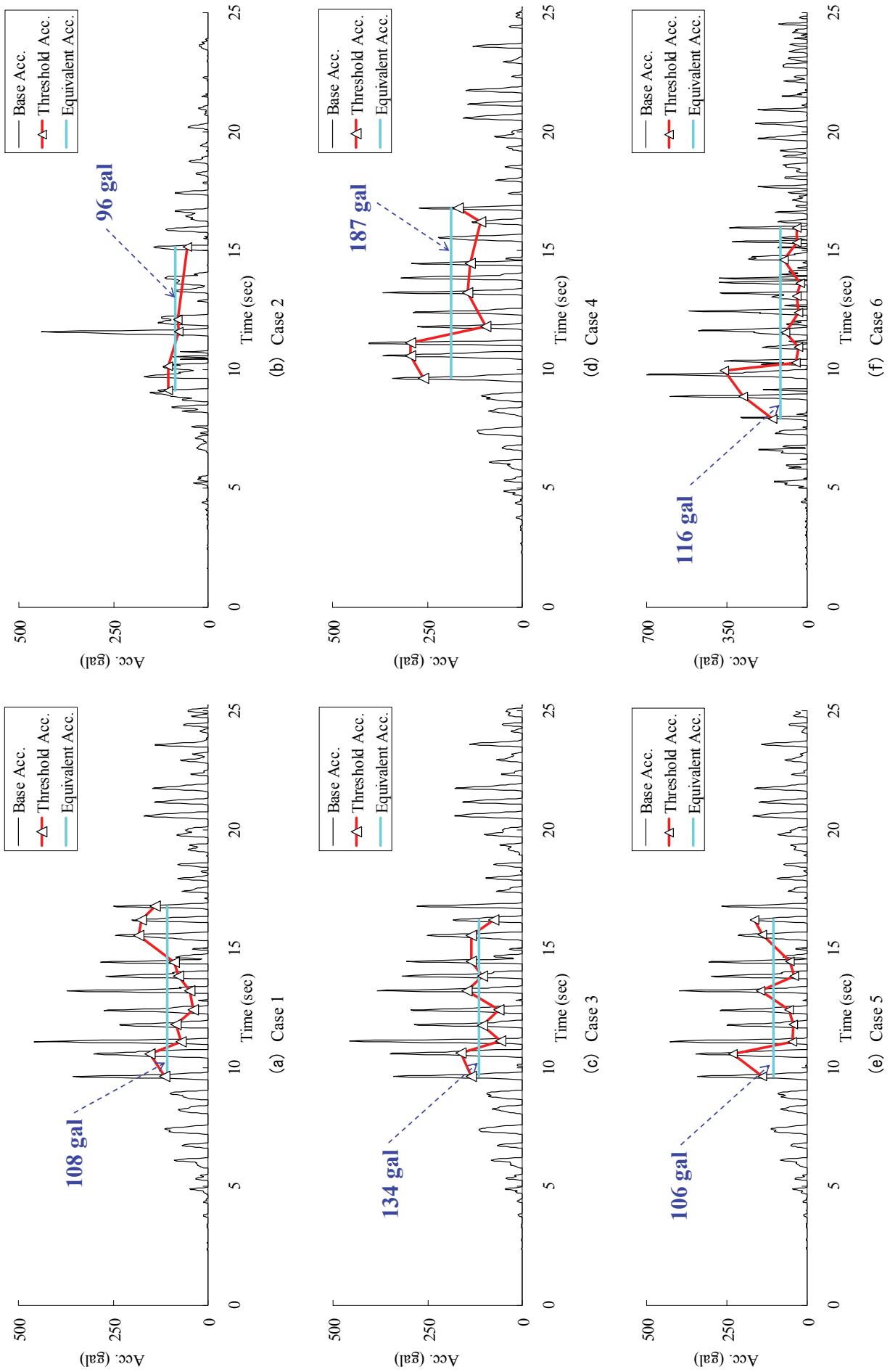


図-6 各実験ケースにおける降伏加速度の算定結果

降伏加速度が低下する傾向は、土質材料の締固め度 D_c を高くしたCase 4 ($D_c=100\%$)において顕著に表れている。したがって締固め度が比較的高い土を材料とする盛土を対象としてNewmark法を用いる場合には、降伏加速度の低下の影響を考慮することが重要となる可能性がある。

4. 降伏加速度に関する補正

降伏加速度の低下を評価するため、降伏加速度の設定について、いくつかの方法を検討した。

表-4に各種手法(手法A, 手法B, 手法C, 手法D)を用いて推定した降伏加速度の一覧を示す。

手法Aは、加振の影響を考慮していないせん断強度定数(表-2および表-3参照)を用いて通常の斜面安定解析を実施して降伏加速度を推定する方法である。よって土質材料や盛土形状が同じである(入力地震動の条件のみが異なる)Case 1およびCase 2では手法Aを用いた降伏加速度は等しくなる。

手法Bは、実験結果から求めた等価降伏加速度(図-4および図-6参照)である。

手法Cは、加振の影響を考慮したせん断強度定数(表-2および表-3参照)を用いて通常の斜面安定解析を実施して降伏加速度を推定する方法である。よって手法Aと同様にCase 1およびCase 2では、手法Cを用いた降伏加速度は等しくなる。

手法Dは、動的遠心実験によって得られた法肩における残留変位量がNewmark法により得られる残留変位量と等しくなるように、試行錯誤の結果、降伏加速度を逆算推定したものである。

表-4によれば、手法B, 手法C, 手法Dを用いて推定された降伏加速度は、手法Aを用いて推定された降伏加速度と比較して小さくなっている。この原因の1つとしては、ひずみ軟化の影響⁷⁾などによる地震時における盛土の降伏加速度の低下である考えられる。さらに手法B, 手法C, 手法Dを用いて推定された降伏加速度は、比較的同程度の加速度レベルとなっている。すなわちこの傾向は、加振の影響を考慮した三軸試験を実施して得られた残留せん断強度定数を入力してNewmark法に基づいた滑動変形計算を実施すれば、降伏加速度の低下の影響が考慮された残留変位量と同程度の残留変形量が比較的容易に得られる可能性が高いことを示唆している。

表-4 各種手法による降伏加速度の推定結果

	手法 A (gal)	手法 B (gal)	手法 C (gal)	手法 D (gal)
Case 1	238	108	118	115
Case 2	238	96	118	103
Case 3	290	134	149	139
Case 4	283	187	201	201
Case 5	217	106	105	111
Case 6	272	116	133	125

5. まとめ

本研究では、盛土の動的遠心実験を実施し、地震時における盛土の降伏加速度の変化について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 盛土の動的遠心実験結果に基づいて、地震時における盛土の降伏加速度の変化を推定する方法を提案した。
- (2) 地震時における盛土の降伏加速度は、入力地震動の種類、盛土高さ、盛土材料の締固め度、傾斜基盤角度、土質材料の種類に関わらず低下する傾向にある。
- (3) 降伏加速度の低下の影響が含まれた盛土の残留変位量は、加振の影響を考慮した三軸試験により得られるせん断強度定数を入力したNewmark法による残留変位量算定結果と比較的近い値を示す可能性が高い。

なお、上記で示した知見は、限られたケースの動的遠心実験の結果に基づいているため、より詳細な検討が今後は必要である。

参考文献

- 1) たとえば佐々木康：土構造物の耐震設計・その2、土木技術資料、No.26-2, pp.33-40, 1984.
- 2) (社)土木学会：土木構造物に関する第3次提言と解説、第8章、土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会、pp.29-34, 2000.
- 3) 日本地震工学会：性能規定型耐震設計法－性能目標と限界状態はいかにあるべきかー、平成16年度報告書、性能規定型耐震設計法に関する研究委員会、pp.101-108, 2005.
- 4) 秦吉弥、一井康二、土田孝、李黎明、加納誠二、山下典彦：地震時の斜面の変形量評価における解析手法および入力地震動の選定、地すべり(日本地すべり学会誌), Vol.45, No.1, pp.64-71, 2008.
- 5) Newmark, N. M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Fifth Rankin Lecture, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 6) 館山勝、龍岡文夫、古閑潤一、堀井克己：盛土の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告、Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998.
- 7) 佐藤信光、播田一雄、堀井克己、龍岡文夫、古閑潤一：ひずみ軟化と粒径特性を考慮したNewmark法による土構造物の地震時残留変形解析、第36回地盤工学研究発表会発表講演集、No.679, pp.1337-1338, 2001.
- 8) 大塙克己、浜崎智洋、北村佳則、稻垣太浩、佐伯宗大、濱野雅裕、龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その1)～盛土材のせん断強度の検討～、第39回地盤工学研究発表会発表講演集、No.881, pp.1759-1760, 2004.
- 9) 大塙克己、浜崎智洋、北村佳則、稻垣太浩、濱野雅裕、佐伯宗大、龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その2)～変位量による耐震性能評価法の検討～、第39回地盤工学研究発表会発表講演集、No.882, pp.1761-1762, 2004.
- 10)(社)地盤工学会：設計用地盤定数の決め方～土質編～、丸善、242p., 2007.

VARIATIONS IN THRESHOLD ACCELERATION FOR SEISMIC INDUCED DEFORMATIONS OF EMBANKMENTS

Yoshiya HATA, Koji ICHII, Seiji KANO, Takashi TSUCHIDA and Liming LI

At present, the Newmark Sliding Block Method is adopted as a seismic evaluation method of embankments in Japan. The threshold acceleration during shaking is supposed to be a constant in the Newmark Sliding Block Method. However, threshold acceleration can be varied during strong earthquake motions. In this study, several dynamic centrifuge model tests were carried out to investigate the threshold acceleration of embankments during the shaking. The compensation in the Newmark Sliding Block Method was proposed considering variations in threshold acceleration. The test data indicate that the threshold acceleration of the embankments has a tendency to decrease during an earthquake.