土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol. 73, No. 4（地震工学論文集第36巻），I_107-I_121, 2017.

堤体の地震応答を考慮に入れた 均質な道路盛土の地震時安全性簡易評価手法

古川　愛子[1]・真辺　寛人[2]・清野　純史[3]

[1]正会員　京都大学大学院准教授　地球環境学堂（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）
E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

[2]学生会員　京都大学大学院工学研究科修士課程（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）
E-mail: manabe.hiroto.66e@st.kyoto-u.ac.jp

[3]正会員　京都大学大学院教授　地球環境学堂（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）
E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

盛土の地震時安全性は，円弧すべりを仮定したNewmark法により照査するのが一般的である．道路盛土の設計要領には，堤体の地震応答を考慮する方法として，有限要素解析により円弧の応答加速度を求め，応答加速度の質量による重み付き平均（等価加速度）をNewmark法に入力する方法が明記されている．本研究では，有限要素法による等価加速度を，等価な1自由度モデルの応答加速度で表現することを考え，等価1自由度モデルの固有周期および減衰定数の推定式を提案する．提案手法により，堤体の地震応答を考慮したNewmark法による滑動量を簡易に推定することが可能となる．さらに，堤体の減衰定数と降伏震度を凡例とし，様々な堤体の固有周期に対する滑動量を地震動毎に図化した滑動量スペクトルを提案する．

Key Words : *embankment, sliding displacement, simple evaluation method, Newmark method, amplification, SDOF system, FEM*

1. はじめに

道路盛土のような線状構造物の場合，1 箇所の損傷が路線全体の性能に影響を及ぼす可能性があるため，路線全体に対して地震時安全性を照査する必要がある．したがって，照査対象となる盛土の箇所数が膨大となるため，簡易な方法によって安全性の十分でない箇所を抽出するスクリーニングを行い，抽出された箇所に対して詳細な検討を実施するのが効率的であると考えられる．

さらに，古い時代に造成された盛土などでは，照査に必要な土質定数が不明な場合も多く，どの盛土から優先的に土質調査をすればよいかを決定するためのスクリーニングも必要となってくる．

盛土の地震時安全性の照査には，円弧すべりを仮定した Newmark 法 [1]が一般的に用いられており，Newmark 法によって得られた滑動量が，要求性能に応じた許容値以内に収まるかどうかで安全性が照査されている．堤体の地震応答を考慮しない Newmark 法が一般的である．

筆者らはこれまで，堤体の地震応答を考慮しない場合を対象として，Newmark 法の滑動量を簡易に評価する手法に関する研究を行ってきた．水平で堅固な基礎地盤上に築かれた，台形で均質な盛土を対象とし，Newmark 法における滑動量の運動方程式を構築する 2 つの変数（滑動係数と降伏震度）の推定式を提案した [2].

しかし，堤体の地震応答の影響が大きい場合は，これを考慮することが重要となる．道路の設計要領 [3]や鉄道の設計標準等 [4]には，堤体の地震応答を考慮した Newmark 法が明記されている．設計要領 [3]には，有限要素解析によってすべり土塊上の各節点の応答加速度を求め，質量による重み付き平均をとることによって照査用加速度（等価加速度）を算出し，等価加速度を Newmark 法に入力して滑動量を算定する方法が記載されている．この方法では，有限要素解析が必要であるため，全国の盛土を照査をするには膨大な計算時間が必要になる．

以上のことから，等価加速度を簡易に算出することが可能となれば，大変有用であると考えられる．本研究では，有限要素解析により算定される等価加速度を，等価な 1 自由度モデルの応答加速度によって表現する方法を提案する．具体的には，水平で堅固な基礎地盤上に築かれた，台形で均質な盛土を対象とし，等価 1 自由度モデルの固有周期と減衰定数の推定式を提案する．これと，Newmark 法における滑動量の運動方程式を構築する滑動

係数と降伏係数の推定式 [2]を組み合わせることで，堤体の地震応答を考慮した Newmark 法による滑動量を簡易に推定することが可能となる．

等価加速度を簡易に評価する手法に関する既往の研究としては，有限要素法によりすべり土塊の重心位置における応答加速度を求め，これを Newmark 法に入力する手法 [5]が提案されている．堤体内で応答加速度の重み付き平均を計算する手間が省けるため，設計要領で規定されている手法よりは簡便であるが，有限要素解析の実施が必要である．

有限要素法と Newmark 法の解析を行わずに，堤体の地震応答を考慮した滑動量を評価する手法としては，堤体を増幅特性が等価な 1 自由度モデルで表現し，すべり土塊を平面すべりを仮定した完全弾塑性 1 自由度モデルで表現する方法がある [6]が，有限要素法と Newmark 法を組み合わせた解析手法との精緻な一致を目的としたものではない．本研究は，設計要領 [3]に規定されている有限要素法と Newmark 法を組み合わせた解析手法による滑動量と等価な滑動量を算定することに主眼を置いており，有限要素解析による等価加速度と 1 自由度モデルの応答加速度が等価となるような等価 1 自由度モデルを構築し，円弧すべりを仮定した Newmark 法と等価な運動方程式ですべり土塊をモデル化する点において，既往研究と異なる．

既往研究としては他に，すべり破壊でなく，基礎地盤の液状化に起因する地盤変形を扱ったもの [7]がある．本研究では，液状化の可能性のある地盤上の盛土は，スクリーニングをせずに優先的に詳細検討をする必要があると考え，滑動変形に限定して検討を行うこととする．また，「道路震災対策便覧（震前対策編）」[8]では，集水地形など基礎地盤が軟弱である場合を考慮した耐震調査法例が挙げられており，このような場合も耐震性が低いと考える必要がある．このことから，堅固な基礎地盤上に築かれた盛土を対象として手法の構築を行った．

最後に，設計地震動など照査によく用いられる地震動に対しては，地震動毎に滑動量を整理しておくと有用であると考える．加速度応答スペクトルから，構造物の固有周期毎の最大応答加速度を読み取れるように，堤体の固有周期毎または降伏震度毎に滑動量を読み取れる滑動量スペクトルを提案する．堤体と等価な 1 自由度モデルを構築する固有周期と減衰定数，Newmark 法の運動方程式を構築する滑動係数と降伏震度，以上の計 4 つのパラメータで滑動量が決まることから，これら 4 変数を横軸，縦軸，および媒介変数として，滑動量を表すものである．滑動量スペクトルも，堤体の地震応答を考慮した Newmark 法による滑動量を簡易に推定することに主眼を置いたものである．

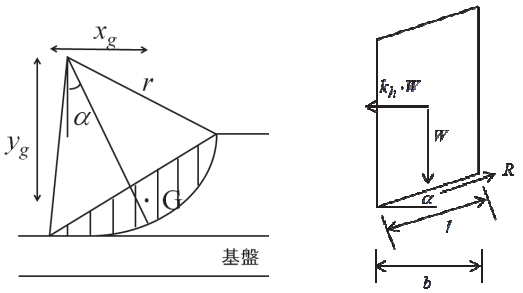


図-1 円弧すべりを仮定したすべり土塊モデル（左）と土塊の分割片に作用する力（右）

2. 現行の道路盛土の地震時安全性照査手法

(1) 概要

道路土工の盛土工指針 [9]によると，現行の盛土の地震時安全性の照査方法は，レベル 1 地震動，レベル 2 地震動ともに，以下に述べる 2 段階の照査となっている．

第 1 段階は震度法による照査である．円弧すべり面を仮定した安定解析によって，設計水平震度に対する安全率を算定し，安全率が 1.0 以上であれば安全性を満たすと判断する．安全率が 1.0 を下回る場合は，第 2 段階の照査を行う．第 2 段階は滑動量による照査である．円弧すべりを仮定した Newmark 法に基づき盛土の滑動量を算定する．得られた滑動量が要求性能に応じた変形量の許容値以内に収まるかどうかで照査を行う．

(2) 現行の道路盛土の地震時安全性照査手法

a) 第1段階の照査：震度法による安定解析

震度法を用いた安定計算は，**図-1** 左に示すような円弧すべり面を仮定した簡便分割法を用いて行う．r はすべり円の半径，G は各分割片の重心，x_g は各分割片の重心とすべり円の中心との水平距離，y_g は各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離，α は各分割片で切り取られたすべり面の中点とすべり円弧の中心を結ぶ直線と鉛直方向とのなす角である．

すべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し，各分割片の重心に自重 W と地震力 k_hW（k_hは水平震度）を静的に作用させ，また円弧すべり面上に滑動に抵抗する向きにせん断抵抗力 R を与える．土塊の分割片に作用する力を**図-1** 右に示す．l は分割片で切り取られたすべり面の弧長，b は分割片の幅である．また，c を粘着力，ϕ をせん断抵抗角，u は間隙水圧とすると，土塊に作用する円弧中心まわりのモーメントは次式のように表される．

$$M_{DW} = \sum W x_g,\quad M_{DK} = \sum W y_g,\quad M_{RC} = r\sum cl$$
$$M_{RW} = r\tan\phi\sum(W - ub)\cos\alpha,\quad M_{RK} = r\tan\phi\sum W\sin\alpha \tag{1}$$

ここで，M_{DW} は自重による滑動モーメント，M_{DK} は震度

$1g$ による地震慣性力が作用した場合の滑動モーメント，M_{RC} は粘着力による抵抗モーメント，M_{RW} は自重による抵抗モーメント，M_{RK} は震度 $1g$ による地震慣性力が作用した場合の抵抗モーメント，g は重力加速度である．

すべり安全率 F_S は，すべての分割片に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントの比である．

$$Fs = (M_{RW} + M_{RC} - k_h M_{RK})/(M_{DW} + k_h M_{DK}) \quad (2)$$

土塊が滑動する直前で釣り合っているとすれば，F_S=1，k_h=k_y（降伏震度）として式(2)より次式が得られる．

$$k_y = (M_{RW} + M_{RC} - M_{DW})/(M_{RK} + M_{DK}) \quad (3)$$

安全率が 1.0 を下回るかどうかの判定は，照査用地震動の最大地動加速度 PGA を重力加速度 g で除した震度が降伏震度 k_y を上回るかどうかを判定することと等価である．第 1 段階の照査で安全率が 1.0 以下の場合は，第 2 段階の照査へと進む．

b) 第2段階の照査：Newmark法による滑動量解析

土塊に作用する時間 t における加速度を $a(t)$，これを震度に換算したものを $k_h(t)$=$a(t)/g$ とする．円弧の角運動量に対する運動方程式を立てると，次のようになる．

$$\ddot{\varphi}(t) = (k_h(t) - k_y)(M_{RK} + M_{DK})/J \quad (4)$$

ここで，$\ddot{\varphi}(t)$ は時間 t における円弧の中心角の角加速度，J は土塊の慣性モーメントである．角加速度を積分して角速度 $\dot{\varphi}(t)$ を算出し，土塊が斜面を登らないという仮定から，角速度が 0 を上回る時間帯だけ積分して回転角 $\varphi(t)$ を算定する．最後に，回転角に円弧の半径 r を乗じることで滑動量 $\delta(t)$が得られる[3]．

$$\delta(t) = r \cdot \varphi(t) \quad (5)$$

以上のようにして算出される滑動量が許容値以内に収まるかどうかで地震時安全性を照査する．

(3) 土塊に入力する加速度について

a) 概要

Newmark法では，すべり土塊の慣性力を考慮するため，すべり土塊の応答加速度を入力するのが厳密である．しかし，不整形地盤上の盛土や高盛土など特殊なケースを除いて，Newmark法を行うために地震応答解析を実施し盛土の応答加速度を算出することは，Newmark法の計算が比較的簡便であるという利点を失うことになり，必ずしも実務的な方法とは言えないとされている[3]．

道路盛土の設計要領[3]では，高さ30m程度までの盛土の残留変位量は，地表面波形を用いたときと応答加速度を用いた場合とが同等であることが試算により確認されたため，地表面加速度を入力してよい，としている．高さ30m程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土などにおいては，盛土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，法肩や法尻で応答加速度が大きく異なる場合があるため，盛土底面に地表面波形を入力した地震応答解析を行い，または，耐震設計上の基盤面に基盤波を入力した地震応答解析を行い，盛土各部の応答加速度を読み取り等価加速度を算出し，これをNewmark法の入力とする方法が明記されている．

b) 等価加速度の算定手法

設計要領[3]によると，等価加速度は次の手順に従って算定することとなっている．

まず，盛土底面に地表面波形を入力した地震応答解析，または，耐震設計上の基盤面に基盤波を入力した地震応答解析を行い，すべり土塊に含まれる節点での応答加速度を抽出する．次に，抽出した応答加速度を時刻毎に次式に代入し，等価加速度 $a_{eq}(t)$を算出する．

$$a_{eq}(t) = \sum(M_i \times Acc_i(t))/\sum M_i \quad (6)$$

ここで M_iはすべり土塊に含まれる節点 i の質量，$Acc_i(t)$ はすべり土塊に含まれる節点 i の応答加速度である．質量による応答加速度の重み付き平均となっている．

c) 堤体における地震応答の影響

前述のように，設計要領[3]では，高さ30m程度までの盛土であれば，堤体の地震応答の影響を無視してよいことになっている．しかし，4章で述べるように，高さ30m程度までの盛土であっても，地表面加速度を入力した場合と，堤体の地震応答を考慮に入れた等価加速度を入力した場合とで，滑動量に大きな差が生じることを確認した．従って，地震応答を考慮に入れた評価が望ましいと考えられる．等価加速度を簡易に算定する手法を提案できれば，Newmark法が簡便であるという利点を失わずに済むので，大変有用であると考える．

3. Newmark法による滑動量の簡易推定手法

(1) Newmark法の運動方程式

Newmark 法による滑動量の運動方程式は，式(4)，(5)より，次のように書くことができる．

$$\ddot{\delta}(t) = p \cdot (k_h(t) - k_y) \quad (7)$$

ここで，$\ddot{\delta}(t)$ は滑動量の加速度，$k_h(t)$は時間 t における入力加速度を震度に換算したもの，k_y は降伏震度で式(3)より得られ，p は次式より得られ，滑動係数と定義する．

$$p = r \cdot (M_{RK} + M_{DK})/J \quad (8)$$

以上より，Newmark 法の運動方程式は．

1) 降伏震度 k_y（式(3)）
2) 滑動係数 p（式(8)）
3) 入力加速度を震度に換算した $k_h(t)$（堤体の地震応答を考慮する場合は等価加速度を震度に換算）

によって構築されることがわかる．この 3 つのパラメータを簡易に推定することができれば，式(7)に示す微分方程式を解くだけで滑動量を推定することができる．

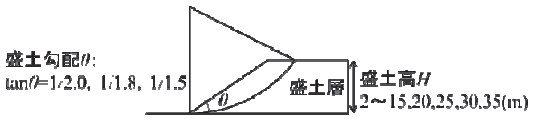


図-2　Newmark法の解析モデル

表-1　盛土の諸元

土質区分	単位体積重量 γ(kN/m³)	せん断抵抗角 ϕ(°)	粘着力 c(kN/m²)
土質1	20	40	0,3,5,10,15
土質2	20	35	0,3,5,10,15
土質3	19	30	0,3,5,10,15
土質4	19	25	0,3,5,10,15
土質5	18	20	0,3,5,10,15
土質6	18	15	0,3,5,10,15

筆者らは，次項で述べるように，1)降伏震度k_yと2)滑動係数pについて，盛土の諸元を変数とした推定式を提案している[2]．堤体の地震応答を考慮した3)等価加速度の簡易推定手法を提案することが，本研究の目的である．

(2)　降伏震度と滑動係数の推定手法[2]

a)　解析条件

推定式の構築にあたっては，水平で堅固な基礎地盤上に築かれた，台形で均質な盛土を対象とした．盛土の諸元は，道路盛土の設計要領[3]に基づき，広範な盛土をカバーできるように設定した．**図-2** に示すように，盛土高は2-35mの間の18通り，盛土勾配は1:1.5, 1:1.8, 1:2.0の3通りとした．盛土の物性値は**表-1** に示す通りとし，計1620通りのモデルに対して降伏震度 k_y と滑動係数 p を算出した．地下水位の影響は考慮していない．

表層付近のすべりを無視して，車道に影響を与える円弧すべり面を用いるのがよいと考え，法肩を含む臨界すべり面を採用した．臨界すべり面とは，最小の震度に対して安全率が1.0となる円弧すべり面のことである．

各モデルに対して，式(3), (8)より降伏震度 k_y と滑動係数 p を計算した．盛土高を H，盛土勾配を θ，せん断抵抗角をϕ，粘着力を c とし，これらの関数として表した．

b)　降伏震度と滑動係数の推定式

降伏震度 k_yの推定式は次式の通り提案した．

$$\begin{aligned} k_y &= 0.823\tan\phi - 0.652\tan\theta - 0.0761 \\ &+ (0.153\tan\phi - 0.241)c/H^2 \\ &+ (0.00705\tan\phi - 0.00907)c^2/H \\ &+ (-0.193\tan\phi + 0.403)c/H \\ &+ (-0.000197\tan\phi + 0.000251)c^2 \end{aligned} \tag{9}$$

滑動係数 p の推定式は次式の通り提案した．

$$\begin{aligned} p &= 6.79\tan\theta\tan\phi + 1.09\tan\phi - 3.18\tan\theta \\ &+ 10.5 + (0.135\tan\theta/\tan\phi - 0.0567)c/H \end{aligned} \tag{10}$$

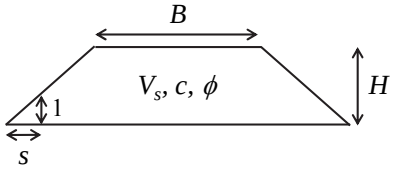


図-3　有限要素法の解析モデル

4.　1自由度モデルを用いた等価加速度の簡易推定手法の提案

(1)　概要

本研究では，有限要素解析によって求まる等価加速度を，等価な1自由度モデルの応答加速度によって表現する．1自由度モデルを構築する固有周囲と減衰定数の推定式を提案する．多数の盛土モデル及び入力地震動の組み合わせに対して，有限要素解析により等価加速度を算定する．1自由度モデルの応答加速度が等価加速度に一致する固有周期と減衰定数を，最小二乗法により決定する．最後に，固有周期と減衰定数の推定式を提案する．

(2)　有限要素解析の概要

a)　盛土のモデルケース

解析モデルは，**図-3** に示すように堤体のみをモデル化し，底面を固定とした．四角形の平面ひずみ要素とし，要素の1辺が約1mとなるように要素分割を行った．

盛土のモデル一覧を**表-2** に示す．せん断波速度 V_s は50, 100, 150, 200, 250m/sの5通り，天端幅 B は12, 18, 24, 30mの4通り，盛土高 H は5, 10, 15, 20, 25, 30mの6通り，盛土勾配 s は1.5, 1.8, 2.0の3通り，粘着力 c は0, 10, 15kN/m²の3通り，せん断抵抗角ϕは25, 30, 40°の3通りとし，単位体積重量17kN/m³とポアソン比0.333は各モデルで同じとした．いずれも，盛土高が30m以下のモデルである．減衰は，モデル毎に固有値解析を実施し，水平方向の振動が卓越する1次と3次モードの減衰定数が10%となるRayleigh減衰とした．これら計19通りのモデルに対して有限要素解析により等価加速度を算定した．

なお，簡易手法の構築を目的としているため，地盤の非線形性はモデル化していない．線形解析ではあるが，軟化による剛性低下および減衰増加を考慮した物性値を入力することを想定している．非線形性を考慮に入れた物性値の設定方法は，今後の検討課題としたい．

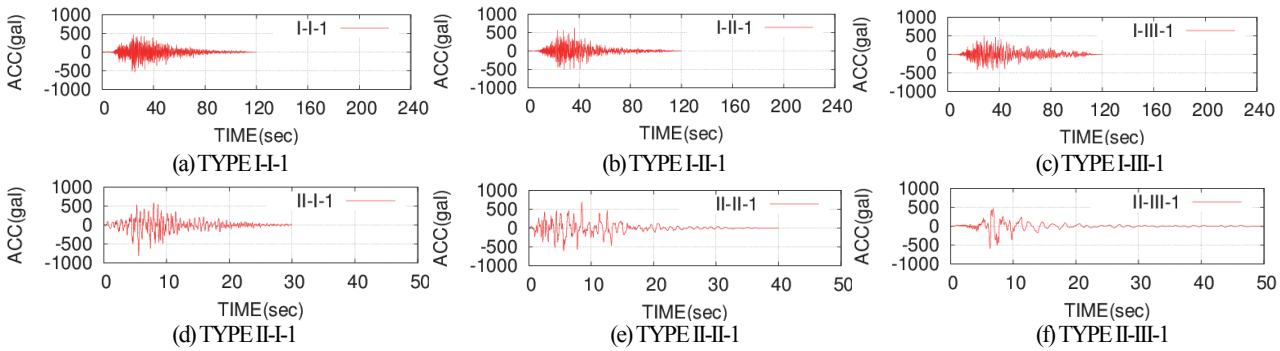
計算時間間隔は0.001secとした．

b)　入力地震動

入力地震動は，道路橋示方書・耐震設計編[10]のレベル2地震動から，TYPE I-I-1, I-II-1, I-III-1, II-I-1, II-II-1, II-III-1の6波形を用いた（**図-4**）．本研究では，これらを地表面加速度と呼び，等価加速度と区別する．

表-2　盛土のモデル覧

ケース	せん断波速度 Vs(m/s)	天端幅 B(m)	盛土高 H(m)	盛土勾配 1:s	粘着力 c(kN/m²)	せん断抵抗角 Φ(°)	備考
1	150	24	10	1:1.8	10	30	基本ケース
2	50	24	10	1:1.8	10	30	剛性変化
3	100	24	10	1:1.8	10	30	
4	200	24	10	1:1.8	10	30	
5	250	24	10	1:1.8	10	30	
6	150	12	10	1:1.8	10	30	天端幅変化
7	150	18	10	1:1.8	10	30	
8	150	30	10	1:1.8	10	30	
9	150	24	5	1:1.8	10	30	盛土高変化
10	150	24	15	1:1.8	10	30	
11	150	24	20	1:1.8	10	30	
12	150	24	25	1:1.8	10	30	
13	150	24	30	1:1.8	10	30	
14	150	24	10	1:1.5	10	30	勾配変化
15	150	24	10	1:2.0	10	30	
16	150	24	10	1:1.8	0	30	粘着力変化
17	150	24	10	1:1.8	15	30	
18	150	24	10	1:1.8	10	25	せん断抵抗角変化
19	150	24	10	1:1.8	10	40	



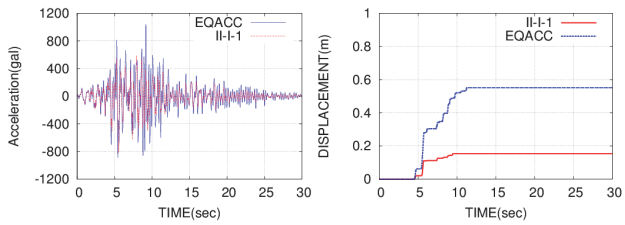
(a) TYPE I-I-1　(b) TYPE I-II-1　(c) TYPE I-III-1
(d) TYPE II-I-1　(e) TYPE II-II-1　(f) TYPE II-III-1

図-4　道路橋示方書のレベル2地震動の加速度波形

(3) 堤体の地震応答の考慮の有無が滑動量に及ぼす影響

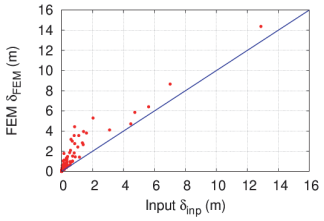
地表面加速度（TYPE II-I-1）をケース 1 の解析モデルに入力したときの等価加速度（EQACC）の算定結果を図-5(a)に示す．比較のため，地表面加速度（II-I-1）の時刻歴も併せて示す．堤体での地震応答を考慮することによって，地表面より振幅が大きくなっていることが確認できる．図は省略するが，フーリエスペクトルの比較から，解析モデルの固有振動数付近で増幅しているのが確認できた．また，等価加速度と地表面加速度を Newmark 法に入力したときの滑動量の時刻歴を図-5(b)に示す．等価加速度と地表面加速度を入力したときの滑動量は約 40cm 程度の差（3.7 倍）となり，盛土高が 10m であっても増幅の影響が無視できないことがわかる．

最後に，全ての解析モデルと入力地震動の組み合わせ（19×6=114 ケース）に対して，横軸に地表面加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{inp}，縦軸に等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{FEM} をプロットしたものを図-6 に示す．残留滑動量とは，地震動の入力が終了したときの滑動量のことである．滑動量の許容値を 1m と仮定した場合，許容値を超えるのは地表面加速度を入力した場合は 14 ケースであるが，等価加速度を入力する場合は 36 ケースとなった．また，すべてのケースで等価加速度を入力した方が滑動量が大きくなっており，盛土高が 30m 以下でも，堤体の地震応答を考慮する場合としない場合とで滑動量の推定値が大きく異なり，増幅の影響が無視できないことがわかる．



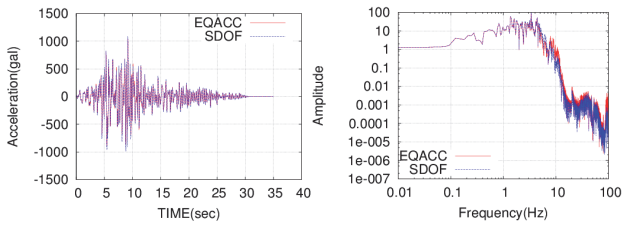
(a)加速度時刻歴　　(b)滑動量時刻歴

図-5　等価加速度（EQACC）と地表面加速度（II-I-1）の比較（ケース1）

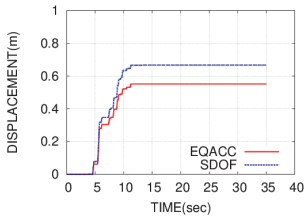


(横軸：地表面加速度入力時，縦軸：等価加速度入力時)

図-6　Newmark法による残留滑動量の比較



(a)加速度時刻歴　　(b)加速度フーリエスペクトル



(c)滑動量時刻歴

図-7　有限要素解析による等価加速度および滑動量（EQACC）と等価1自由度モデルによる等価加速度および滑動量（SDOF）の比較（解析ケース1，入力地震動II-I-1の場合）

(4)　等価1自由度モデルの推定手法

本研究では，堤体の地震応答を考慮した Newmark 法に入力する等価加速度を，1 自由度モデルの応答加速度として表現し，等価な 1 自由度モデルの固有周期と減衰定数を推定する．

固有周期が T，減衰定数が h である 1 自由度モデルの運動方程式は次式で表される．

$$\ddot{x}(t,T,h)+2h(2\pi/T)\cdot\dot{x}(t,T,h)+(2\pi/T)^2\cdot x(t,T,h)=-\ddot{z}(t) \tag{11}$$

ここで，t は時間，$\ddot{z}(t)$ は入力加速度である．$\ddot{x}(t,T,h)$ は相対応答加速度，$\dot{x}(t,T,h)$ は相対応答速度，$x(t,T,h)$ は相対応答変位であり，固有周期 T と減衰定数 h の関数であることを明示している．

1 自由度モデルの絶対応答加速度 $\ddot{x}_{obs}(t,T,h)$ は，

$$\ddot{x}_{obs}(t,T,h)=\ddot{x}(t,T,h)+\ddot{z}(t) \tag{12}$$

となる．有限要素解析により得られた等価加速度 $\ddot{x}_{eq}(t)$ と，1 自由度モデルの絶対応答加速度 $\ddot{x}_{obs}(t,T,h)$ との残差平方和を最小とする 1 自由度モデルの固有周期 T 及び減衰定数 h を，非線形最小二乗法によって推定し，それぞれ等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} と定義する．

(5)　等価1自由度モデルの適用性検証

推定された等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} により構築される等価 1 自由度モデルの応答加速度（等価 1 自由度モデルによる等価加速度）と有限要素解析による等価加速度を比較することで，等価 1 自由度モデルの適用性を検証する．

ケース 1 の盛土モデル（有限要素解析による 1 次固有周期 0.239 秒，減衰 0.1）に入力地震動 TYPE II-I-1 を入力した際の等価加速度を，1 自由度モデルで近似したところ，推定された等価固有周期 T_{eq} は 0.239 秒，等価減衰定数 h_{eq} は 0.153 となった．等価固有周期は有限要素モデルの 1 次モードの固有周期に一致し，等価減衰定数は有限要素モデルの 1 次の減衰定数より大きな値となった．等価減衰定数が 有限要素モデルの減衰定数より大きな値となった理由は，後述する．

まず，有限要素解析による等価加速度（EQACC）と等価 1 自由度モデルによる等価加速度（SDOF）の加速度時刻歴の比較を**図-7**(a)に示す．相関係数は 0.988 であり，良好な精度で一致していることを確認した．フーリエスペクトルの比較（**図-7**(b)）より，等価 1 自由度モデルによる等価加速度は，1 次の固有振動数（4.18Hz）の付近では僅かに過大評価となることが確認される．

次に，等価 1 自由度モデルと有限要素解析による等価加速度をそれぞれ Newmark 法に入力したときの滑動量時刻歴を**図-7**(c)に示す．残留滑動量は，等価 1 自由度モデルによる等価加速度（SDOF）を入力したときが 66.6cm，有限要素解析による等価加速度（EQACC）を入力したときが 55.2cm となった．1 次固有振動数における振幅は，等価 1 自由度モデルの方が僅かに大きいので，等価 1 自由度モデルの方が滑動量も大きな値となり，等価 1 自由度モデルは滑動量を安全側に評価することがわかった．

図-8 は，全ての盛土モデルと地震動の組み合わせに対して，横軸に有限要素解析による残留滑動量 δ_{FEM} を，縦軸に等価 1 自由度モデルによる残留滑動量 δ_{eq} をプロットしたものである．δ_{FEM} と δ_{eq} の相関係数は 0.998 であった．青線は，両者が一致するときの直線である．

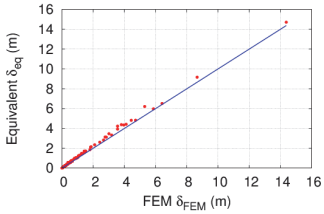


図-8　有限要素解析による残留滑動量 δ_{FEM} と 1 自由度モデルによる残留滑動量 δ_{eq} の比較

青線より上側にある点は，等価1自由度モデルによる滑動量が有限要素解析による滑動量より大きく，安全側の照査となる点である．本研究において検討した範囲では，全てのケースに対して，等価1自由度モデルによる滑動量が有限要素解析による滑動量を上回る結果となったが，その比は最大で1.17倍であり，過大評価し過ぎていることもなく，良好な精度で一致している．

以上のことから，等価1自由度モデルにより，有限要素解析による等価加速度および滑動量を良好な精度で推定であることがわかり，等価1自由度モデルの適用性を検証することができた．

(6)　盛土の剛性および形状が等価固有周期及び等価減衰定数に及ぼす影響

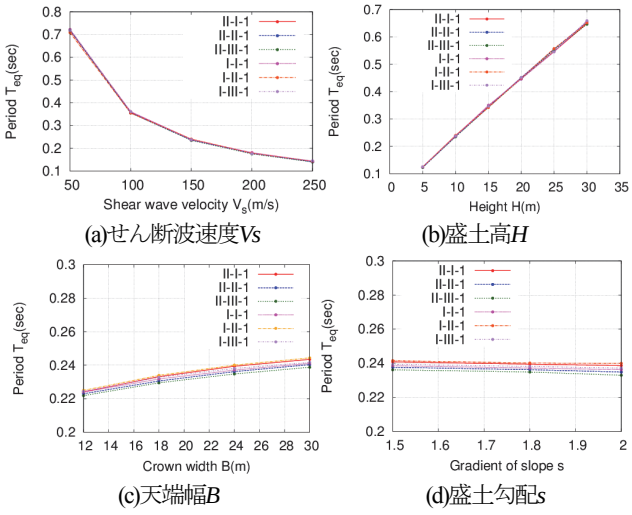
a)　概要

等価 1 自由度モデルの等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} と，盛土の剛性および形状の関係を調べる．

b)　等価固有周期と盛土の剛性および形状の関係

等価固有周期 T_{eq} と盛土の剛性および形状を表す諸元（せん断波速度 V_s，盛土高 H，天端幅 B，盛土勾配 s）の関係を**図-9** に示す．同図 (a)より，せん断波速度 V_s の増加に対して等価固有周期は反比例的に減少していることから，V_s に反比例した項を含んだ式で近似できると考えられる．同図 (b)より，盛土高 H の増加に対して等価固有周期は比例的に増加していることから，H に比例した項を含んだ式で近似できると考えられる．また，同図 (c)(d)より，天端幅 B 及び盛土勾配 s に対して等価固有周期の変動は小さいことから，推定式の変数から除外できると考えた．また，いずれの入力地震動に対しても等価固有周期 T_{eq} は概ね同じ値をとることから，推定式は入力地震動によらず同一の式で構築できると考えられる．

次に，横軸に有限要素法の固有値解析から得られる 1 次モードの固有周期 T_{eig}，縦軸に等価固有周期 T_{eq} をプロットしたものを**図-10** に示す．青線は，両者が一致するときの直線である．相関係数は 0.99986 と，良好な精度で一致している．最も誤差が大きいケースでさえ，T_{eig} が 0.6492 秒に対して T_{eq} が 0.6598 秒であり，僅か 0.0106 秒の差である．



(a)せん断波速度Vs　(b)盛土高H

(c)天端幅B　(d)盛土勾配s

図-9 盛土の剛性・形状と等価固有周期T_{eq}の関係

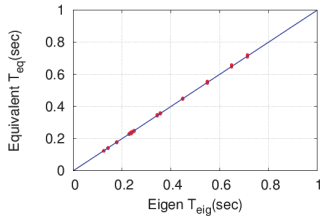
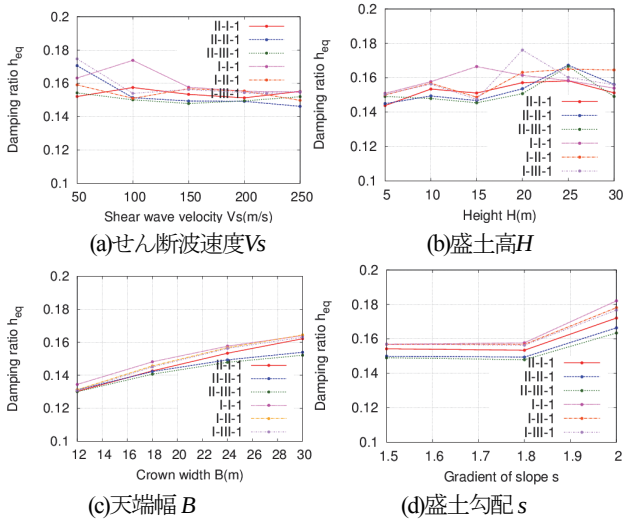


図-10 有限要素モデルの1次固有周期T_{eig}と等価固有周期T_{eq}の関係



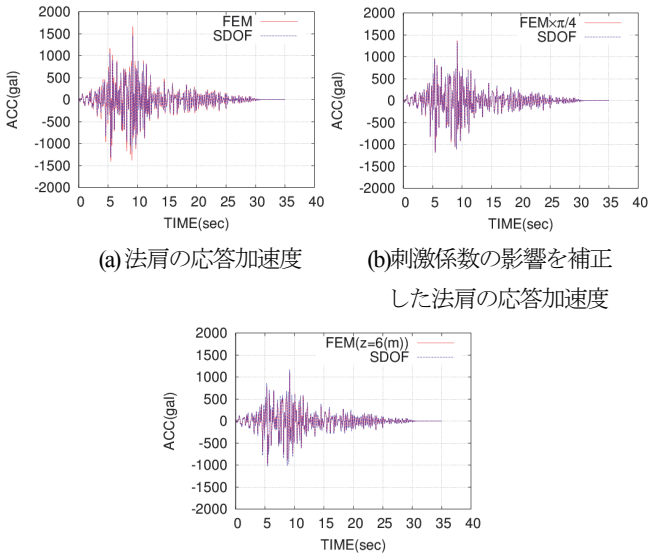
(a)せん断波速度Vs　(b)盛土高H

(c)天端幅 B　(d)盛土勾配 s

図-11 盛土の剛性・形状と等価減衰定数 h_{eq} の関係

c)　等価減衰定数と盛土の剛性および形状の関係

有限要素解析では，水平方向の応答が卓越する 1 次と 3 次の減衰定数を 0.1 とする Rayleigh 減衰を設定した．このときの等価減衰定数 h_{eq} と盛土の剛性および形状を表す諸元（せん断波速度 V_s，盛土高 H，天端幅 B，盛土勾配 s）の関係を**図-11** に示す．天端幅 B の小さいほうが法肩の応答加速度が大きく，等価減衰定数が小さく評価された．また地震動によってもばらつくこともわかった．盛土の剛性および形状を表す諸元に対して等価減衰定数の変化は小さいことから，等価減衰定数の推定式は，剛性や形状に依存しない式として構築することとした．



(a) 法肩の応答加速度　(b)刺激係数の影響を補正した法肩の応答加速度

(c) 深さ方向に振幅が減少する影響を補正した応答加速度（法肩からの深さ6mの場合）

図-12　刺激係数と深さ方向の補正が応答加速度に及ぼす影響

また，いずれの入力地震動に対しても等価減衰定数 h_{eq} は概ね同じ値をとることから，推定式は入力地震動にもよらず同一の式で構築できると考えられる．なお，有限要素解析において 1 次と 3 次の減衰定数を 0.1 とする Rayleigh 減衰を設定した場合の等価減衰定数の平均値は 0.157 となった．

(7)　等価減衰定数が有限要素モデルの減衰定数より大きな値となった理由

有限要素解析において1次と3次の減衰定数を0.1とするRayleigh減衰を設定した場合の等価減衰定数の平均値は0.157となり，設定値より大きな値となった．この理由を，ケース1の盛土モデルに地震動TYPE II-I-1を入力したケースを例にとって説明する．

まず，法肩の応答加速度を 1 自由度モデルで近似した結果を**図-12**(a)に示す．等価固有周期 T_{eq} は 0.239 秒と解析モデルの固有周期に一致した．これに対し，等価減衰定数 h_{eq} は 0.0767 と推定され，仮定した減衰定数 0.1 より小さい値となった．この理由は，モードの寄与率（刺激係数）を考慮していないためである．刺激係数とは，各モードが系全体の応答に及ぼす寄与率のことである．

一般に，地盤変位は 1 次の振動モードが卓越すると考えることができ，一様な水平成層地盤の深さ方向の最大地盤変位分布の算定式は次式で表される [11]．

$$u(z) = \frac{4}{\pi} S_D(T,h) \cos\frac{\pi z}{2H} \tag{13}$$

ここで，$S_D(T, h)$は固有周期 T，減衰定数 h における変位応答スペクトル，z は地表面からの深さ(m)，H は表層地盤の厚さ(m)である．$4/\pi$ は 1 次モードの刺激係数である．式(13)は相対変位に関する式であるが，相対加速度についても同様で，1 次モードの場合は深さ方向に減少する．

地表面（ここでは法肩に相当する）における地震時地盤変位の最大値は，z=0 を代入することで得られる．

$$u(0) = \frac{4}{\pi} S_D(T,h) \tag{14}$$

まず，式(14)に従い，法肩の相対応答加速度を $4/\pi$ で除して刺激係数の影響を補正した上で，入力加速度を加えて絶対応答加速度求め，これに対して 1 自由度モデルで近似した結果を**図-12**(b)に示す．等価固有周期 T_{eq} は 0.239 秒，等価減衰定数 h_{eq} は 0.0973 と推定され，減衰定数の設定値 0.1 と概ね一致する結果となった．以上のことから，法肩の応答加速度から推定された等価減衰定数が，減衰定数の設定値 0.1 よりも小さく算出された理由は，モードの寄与率を考慮していないためであるとわかる．1 次モードの応答に刺激係数を乗じれば，有限要素解析の減衰定数 0.1 と同じ値で法肩の応答加速度を推定できる．

等価加速度は式(6)より算定され，法肩以深の応答加速度の重み付き平均となるため，法肩の加速度より等価加速度の方が小さくなる．そこで，法肩から 6m 下側の位置を仮定して，法肩の相対応答加速度に $\cos(6\pi/2H)$を乗じて深さ方向の補正を施した上で，入力加速度を加えて絶対応答加速度を求めて，これに対して，1 自由度モデルで近似した結果を**図-12**(c)に示す．深さを 6m と仮定した場合，等価固有周期 T_{eq} は 0.239 秒，等価減衰定数 h_{eq} は 0.1332 と推定された．このことから，等価加速度が法肩の応答加速度よりも振幅の小さいことが，減衰定数の過大評価として表れたものと考えられる．

以上より，1 自由度モデルで近似する場合は，刺激係数の影響を考慮しないことが減衰定数の過小評価につながるが，それ以上に，深さ方向に振幅が小さくなることが減衰の過大評価として強く表れ，結果として有限要素モデルの減衰定数 0.1 よりも等価固有周期が 1.57 倍の 0.157 になったものと考えられる．また，等価固有周期の値は，いずれのケースでも影響を受けず有限要素モデルの 1 次固有周期に一致することが確認された．

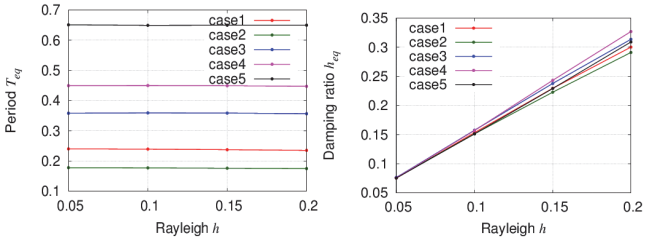
(8)　有限要素モデルの減衰定数の設定値が等価固有周期及び等価減衰定数に及ぼす影響

a)　概要

これまでは，有限要素モデルの 1 次および 3 次の減衰定数を 0.1 の 1 通りで検討を行ってきた．次に，有限要素モデルの 1 次と 3 次の減衰定数を 0.05，0.1，0.15，0.2 の 4 通りでばらつかせ，減衰定数の設定値が等価固有周期 T_{eq}及び等価減衰定数 h_{eq}に及ぼす影響を調べた．

表-3　盛土のモデル一覧（減衰定数の影響の検討用）

ケース	せん断波速度 Vs(m/s)	天端幅 B(m)	盛土高 H(m)	盛土勾配 1:s	粘着力 c(kN/m²)	せん断抵抗角 Φ(°)	備考
1	150	24	10	1:1.8	10	30	基本ケース
2	100	24	10	1:1.8	10	30	剛性変化
3	200	24	10	1:1.8	10	30	
4	150	24	20	1:1.8	10	30	盛土高変化
5	150	24	30	1:1.8	10	30	



(a)等価固有周期　　(b)等価減衰定数

図-13　有限要素モデルの減衰定数と等価固有周期および等価減衰定数の関係（入力地震動 TYPE II-I-1 の場合）

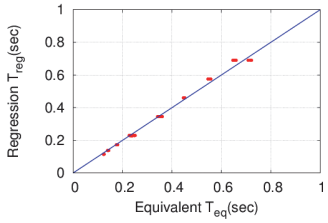


図-14 等価固有周期T_{eq}と推定等価固有周期T_{reg}の関係

b)　解析条件

盛土モデルのケース一覧を表-3 に示す．前述の検討において，等価固有周期に影響を及ぼすことがわかったせん断波速度と盛土高を変動させることとし，せん断波速度 V_sは 100，150，200m/s の 3 通り，盛土高 Hは 10，20，30m の 3 通りの計 5 ケースとした．単位体積重量 17kN/m³とポアソン比 0.333 は各モデルで同じとした．

以上の 5 つの盛土モデルに対して，4 通りの減衰定数（0.05, 0.1, 0.15, 0.2）を考慮し，入力地震動は TYPE II-I-1, TYPE II-II-1，TYPE II-III-1 の 3 波形を用いて等価加速度を算定した．そして，有限要素解析による等価加速度と 1 自由度モデルの応答加速度の最小二乗誤差が最も小さくなるような等価 1 自由度モデルの固有周期と減衰定数を算定した．

c)　有限要素モデルの減衰定数と等価固有周期および等価減衰定数の関係

有限要素モデルの減衰定数と，等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq}の関係を図-13 に示す．

同図(a)より，有限要素モデルの減衰定数に関係なく，等価固有周期 T_{eq} は一定であることが確認される．以上から，等価固有周期の推定式の構築において，減衰定数の影響は考慮しないでよいことがわかる．

同図(b)より，有限要素モデルの減衰定数の増加に対して，等価減衰定数は比例的に増加し，減衰定数が大きいほど推定値のばらつきは大きくなる傾向が見てとれる．

(9)　等価固有周期および等価減衰定数の推定式

a)　概要

本節では，等価固有周期 T_{eq}及び等価減衰定数 h_{eq}の推定式を構築する．これまでの検討から，等価固有周期 T_{eq}はせん断波速度 V_s及び盛土高 H に対して変化し，有限要素モデルの 1 次固有周期に位置することが確認された．また，等価減衰定数 h_{eq} は有限要素モデルの減衰定数と概ね比例関係にあることが確認された．これらの検討結果を踏まえて，等価固有周期及び等価減衰定数の推定式を構築する．

b)　等価固有周期の推定式

まず，等価固有周期の推定式を構築する．図-9(a)(b)より，等価固有周期 T_{eq}はせん断波速度 V_sに対して反比例的，盛土高 H に対して比例的に変化することから，等価固有周期 T_{eq}の推定式を次式の形で提案する．

$$T_{reg} = \alpha \cdot H / V_s \tag{15}$$

ここで，T_{reg} は推定式から算出される等価固有周期であり，推定等価固有周期と呼ぶこととする．H は盛土高，V_s はせん断波速度，α は係数である．最小二乗法による近似を行った結果，α=3.451 となり，推定式として次式が得られた．

$$T_{reg} = 3.451H / V_s \tag{16}$$

成層地盤の固有周期の算定に用いられる 4 分の 1 波長則（$T=4H/V_s$）に比べて係数が小さく，剛性と深さ（高さ）が同じ一様な成層地盤よりも固有周期が短いことがわかる．この理由は，盛土は高いほど幅が狭くなり，質量が減少する影響が表れているものと考えられる．

次に，等価固有周期の推定式の精度について検討する．横軸に等価固有周期 T_{eq}，縦軸に推定等価固有周期 T_{reg}をプロットしたものを図-14 に示す．相関係数は 0.9969 となった．青線は，両者が一致するときの直線である．全体的に良好な精度で一致している．最大誤差は，T_{eq} が 0.6462 秒に対して T_{reg}が 0.6902 秒と，僅か 0.044 秒である．

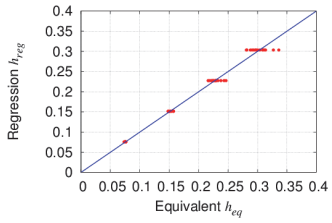


図-15 等価減衰定数h_{eq}と推定等価減衰定数h_{reg}の関係

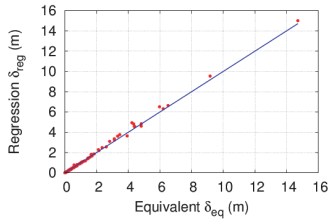


図-16 等価1自由度モデルによる等価加速度をNewmark法に入力したときの残留滑動量δ_{eq}と推定等価1自由度モデルによる等価加速度をNewmark法に入力したときの残留滑動量δ_{reg}の関係

c) 等価減衰定数の推定式

続いて，等価減衰定数の推定式を構築する．有限要素解析モデルの減衰定数と等価減衰定数は概ね比例関係にあることから，等価減衰定数の推定式を次式の形で表す．

$$h_{reg} = \beta \cdot h_{FEM} \tag{17}$$

ここで，h_{reg} は推定式から算出される等価減衰定数であり，推定等価減衰定数と呼ぶこととする．h_{FEM} は有限要素モデルの減衰定数，β は係数である．最小二乗法による近似を行った結果，β=1.52 となり，等価減衰定数の推定式として次式が得られた．

$$h_{reg} = 1.52 \cdot h_{FEM} \tag{18}$$

有限要素モデルの減衰定数が 0.1 のときの等価減衰定数の平均値は 0.157 で，この場合は係数が 1.57 となるが，減衰定数の範囲を広げることで係数は 1.52 となった．

次に，等価減衰定数の推定式の精度について検討する．横軸に等価減衰定数 h_{eq}，縦軸に推定等価減衰定数 h_{reg} をプロットしたものを**図-15** に示す．青線は，両者が一致するときの直線である．有限要素モデルの減衰定数が 0.05 のときはばらつきは小さく，推定式により良好な精度で推定できている．有限要素モデルの減衰定数が大きくなるにつれて，推定等価減衰定数のばらつきも大きくなる．減衰定数が小さいほど応答加速度は大きく，滑動量も大きくなるため，滑動量が大きくなるケースの減衰定数のばらつきが小さいのは，良い傾向だと考えられる．

推定等価減衰定数 h_{reg} が等価減衰定数 h_{eq} を過大評価する場合，盛土の滑動量を過小評価することになるので，危険側の照査となる．本研究において検討した範囲では，最大で 0.02 程度，等価減衰定数 h_{eq} を過大評価するケースがあることがわかった．

(10) 推定等価1自由度モデルの適用性検証

有限要素解析による等価加速度と，1 自由度モデルの応答加速度の最小二乗誤差が最小となるように求めた 1 自由度モデルを等価 1 自由度モデル（等価固有周期，等価減衰定数）と呼ぶのに対して，式(16), (18)の推定式から求めた推定等価固有周期，推定等価減衰定数によって構築される 1 自由度モデルを，推定等価 1 自由度モデルと呼ぶこととする．

本節では，等価 1 自由度モデルによる等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量と，推定等価 1 自由度モデルによる等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量を比較することで，推定等価 1 自由度モデルの適用性を検証する．

図-16 は，横軸に等価 1 自由度モデルによる等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{eq}，縦軸に推定等価 1 自由度モデルによる等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{reg} をプロットしたものである．**表-2** に示す盛土モデルと**図-4** に示す地震動に対する結果をプロットしている．相関係数は 0.9987 となった．青線より下側にある点は危険側の照査となる．全体的に良好な精度で一致しているが，滑動量が大きいほど誤差が大きい傾向がみられる．最も危険側の照査を与えるのは，等価 1 自由度モデルによる滑動量 δ_{eq} が 3.932m のときで，推定等価 1 自由度モデルによる滑動量 δ_{reg} が 3.641m となり，0.291m の過小評価となった．しかし，このケースは過小評価であるが，滑動量が十分に大きいため見落とされることはないと考えられる．

滑動量の許容値は構造物の重要度に応じて決定されるが，滑動量が 1m 程度までなら，土嚢を積むことなどにより 1 次的に車両を通せる状況に復旧することが可能であると考えられる．したがって，滑動量の許容値を 1m に設定できると仮定すると，1m 程度までの範囲では，ほぼ青線上に載っており，非常に良好な精度で一致していると考えられる．

5. 提案する堤体の地震応答を考慮した盛土の地震時安全性簡易評価手法

(1) 概要

3 章で述べたように，Newmark 法の運動方程式(式(7))に必要なパラメータは以下の 3 つである．

1) 降伏震度 k_y（式(3)により推定できる）
2) 滑動係数 p（式(8)により推定できる）
3) 入力加速度を震度に換算した $k_h(t)$

このうち 3)は，式(16), (18)から推定等価 1 自由度モデル構築し，地震動を入力したときの応答加速度を等価加

速度と見なし，等価加速度を重力加速度で除したものを等価震度 $k_h(t)$として用いることとする．

(2) 地震時安全性評価手順

本研究が提案する，堤体の地震応答を考慮した盛土の地震時安全性簡易評価手法の手順は，以下の通りである．

手順 1：式(16)，(18)から，推定等価固有周期 T_{reg}，推定等価減衰定数 h_{reg} を算出し，推定等価 1 自由度モデルを構築する．地表面地震動に対する応答加速度を算出し，等価加速度を推定する．等価加速度を重力加速度で除すことで，等価震度 $k_h(t)$を推定する．

手順 2：式(3)から降伏震度 k_y を算出する．等価震度 $k_h(t)$ の最大値が降伏震度 k_y を下回るとき，安全であると照査する．降伏震度 k_y を上回るとき，滑動量を推定する．

手順 3：式(8)から滑動係数 p を算出する．k_y と p と $k_h(t)$ を式(7)で表される Newmark 法の運動方程式に適用して，滑動量を算定する．残留滑動量が許容値以内であるとき，安全であると照査する．許容値を上回るときは，さらに詳細な検討を行う．

提案手法を用いれば，有限要素解析も，Newmark法の滑動量解析も行わずに，1自由度モデルの運動方程式とNewmark法の運動方程式の2つの2階微分方程式を解くだけで，有限要素解析とNewmark法を組み合わせた手法によって求まる滑動量を推定することが可能となる．

(3) 提案手法の適用性検証

図-17の横軸に設計要領の照査手順による滑動量（有限要素解析による等価加速度をNewmark法に入力したときの残留滑動量δ_{FEM}）を，縦軸に提案手法による滑動量δ_{pro}をプロットしたものを示す．相関係数は0.9967となった．ほとんどのケースにおいて，安全側の照査となっている．この理由は，**図-8**において，有限要素解析による滑動量よりも，等価1自由度モデルによる滑動量の方が大きいことに対応している．

前述の通り，滑動量の許容値は構造物の重要度に応じて決定されるが，滑動量が1m程度までなら，土嚢を積むことなどにより1次的に車両を通せる状況に復旧できると考えられる．滑動量が1m程度までの範囲では，ほぼ青線上に載っており，非常に良好な精度で一致していると考えられる．設計要領に基づく本来の照査手順による滑動量と提案手法による滑動量の差が大きいのは，滑動量が大きいケースであり，滑動量1m以下のケースでは良好な精度で一致していることが見てとれ，提案した推定等価1自由度モデルにより良好な精度で堤体の地震応答を考慮に入れた滑動量が推定できていることがわかる．

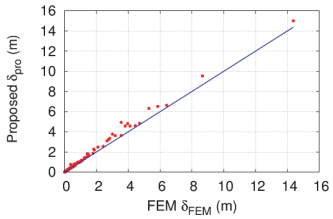


図-17 有限要素解析による等価加速度をNewmark法に入力したときの残留滑動量δ_{FEM}と提案手法による残留滑動量δ_{pro}の関係

6. 滑動量スペクトルの提案

(1) 概要

応答スペクトルは，地震動の特徴を表現する方法のひとつであり，加速度，速度，変位応答スペクトルがある．地震動を 1 自由度モデルに作用させたときの加速度，速度，変位等の応答の最大値を縦軸に，固有周期を横軸に，減衰定数を凡例として図化したものである．構造物の固有周期に対する縦軸の値を読み取るだけで，解析を行わずに，最大応答を推定することができる．盛土の地震安全性照査において重要となるのは滑動量であることから，本研究では，地震動が盛土の滑動量に及ぼす影響を表現する指標として，滑動量スペクトル提案する．

(2) 滑動量スペクトルの定義

滑動量スペクトルは，地震動毎に盛土の滑動量を表したものである．本研究においては，Newmark 法によって求まる滑動量を用いることとする．

Newmark 法における滑動量の運動方程式（式(7)）を変形することで次式が得られる．

$$\frac{\ddot{\delta}(t,T,h)}{p} = k_h(t,T,h) - k_y \tag{19}$$

等価加速度を重力加速度で除することで得られる等価震度は，堤体の固有周期および減衰定数の関数であることから，$k_h(t,T,h)$と表記している．

地震後の残留滑動量を δ_r と定義すると，ある地震動に対する残留滑動量 δ_rは，堤体の固有周期 T，堤体の減衰定数 h，降伏震度 k_y，滑動係数 p の 4 つのパラメータよって決定されることがわかる．

本研究では，堤体の固有周期 T を横軸に，堤体の減衰定数 h と降伏震度 k_y を凡例に，滑動量 δ_r を滑動係数 p で割った δ_r/p を縦軸にプロットしたものを，滑動量スペクトルと定義することとする．広範な盛土をカバーできるよう，盛土高は 2-35m の間の 18 通りで盛土勾配は 1:1.5, 1:1.8, 1:2.0 の 3 通り（図-2），盛土の物性値は**表-1** に示す通りとし，計 1620 通りのモデルに対して滑動係数 p を

算出したところ，滑動係数 p の範囲は 9.9～13.2 となった．したがって，滑動量スペクトルを 9.9～13.2 倍したものが滑動量(m)となる．滑動量スペクトルの縦軸については，照査において重要となる滑動量の範囲だけを図示することも考えられるが，本研究では，横軸の等価固有周期 T および凡例に示した減衰定数 h と降伏震度 k_y の影響を見やすくするために，縦軸を対数表記とした．

(3) 滑動量スペクトルの算出

a) 概要

ある地震動を，様々な固有周期 T と減衰定数 h を有する 1 自由度モデルに入力して，等価震度 $k_h(t, T, h)$ を算出する．等価震度 $k_h(t, T, h)$ と，様々な降伏震度 k_y の組み合わせ毎に式(19)を解き，δ_r/p を算出する．算出された δ_r/p を，滑動量スペクトルの定義に従ってプロットし，入力地震動毎に整理する．

固有周期 T は，0.1～10 秒の範囲を，対数スケール表示したときに等間隔となるように 50 分割した．減衰定数 h は 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 の 4 通り，降伏震度 k_y は 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 の 4 通りとした．

b) 入力地震動

入力地震動として，道路橋示方書・耐震設計編 [10]のレベル 2 地震動から，TYPE I-I-1, I-II-1, I-II-2, I-II-3, I-III-1 の 5 波形に対して滑動量スペクトルを図化した．

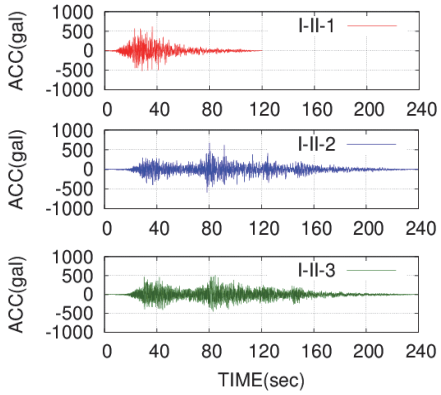
TYPE I-II-1, I-II-2, I-II-3 の 3 つは，加速度応答スペクトルは同程度であるが，継続時間の異なる波であり，継続時間の違いが滑動量スペクトルにどのように表れるかを見るために比較する．**図-18** に加速度波形および加速度応答スペクトルの比較を示す．

TYPE I-I-1, I-II-1, I-III-1 のの 3 つは，継続時間は同程度であるが，加速度応答スペクトルの異なる波であり，周期特性の違いが滑動量スペクトルにどのように表れるかを見るために比較する．**図-19** に加速度波形および加速度応答スペクトルの比較を示す．

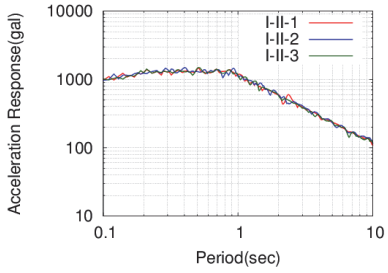
(4) 降伏震度による滑動量スペクトルの変化

TYPE I-I-1 の地震動を例にとり，減衰定数 h を 0.1 に固定したときの，降伏震度 k_y が 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 の 4 通りに対する滑動量スペクトルを**図-20** に示す．

TYPE I-I-1 に対する滑動量スペクトルは，固有周期の増加とともに大きくなり，固有周期が 0.6 秒付近において最大値を迎え，その後は固有周期の増加とともに急激に減少する傾向が見られる．これは，**図-19**(b)より，加速度応答スペクトルは固有周期 0.6 秒程度までほぼ一定で最大値をとり，0.6 秒以降は周期とともに減少すること，加速度が同じでも周期が長い方が変位は大きくなることから説明がつく．また，固有周期 0 秒は堤体の地震応答を考慮しない滑動量に相当する．**図-20** より，降伏震度 k_y が 0.5 の場合，固有周期が 0.1 秒のときの滑動量スペクトル δ/p は 0.0015 程度，固有周期が 0.6 秒のときの滑動量スペクトルは 0.066 と算出された．このことから，堤体の地震応答の違いにより滑動量が約 44 倍も変化することがわかる．

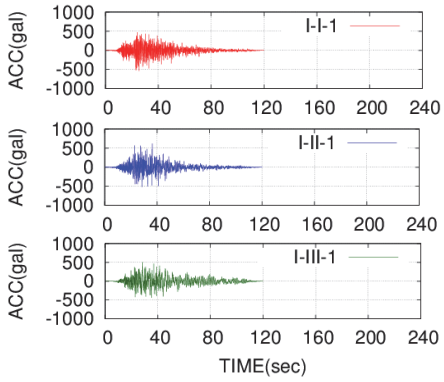


(a)加速度波形

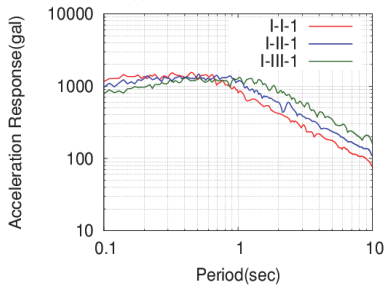


(b)加速度応答スペクトル

図-18 TYPE I-II-1, I-II-2, I-II-3 の比較



(a)加速度波形



(b)加速度応答スペクトル

図-19 TYPE I-I-1, I-II-1, I-III-1の比較

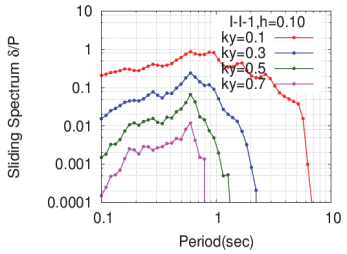


図-20　降伏震度毎の滑動量スペクトル

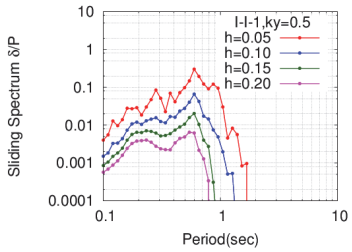
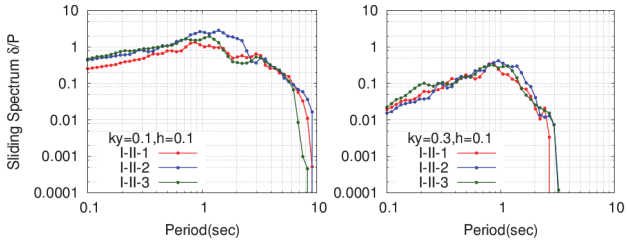
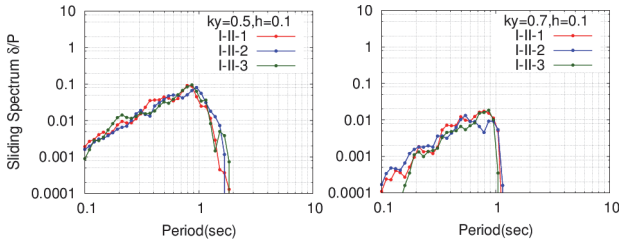


図-21　減衰定数毎の滑動量スペクトル

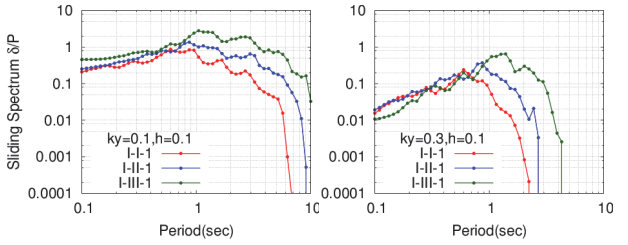


(a) k_y=0.1，h=0.1 の場合　　(b) k_y=0.3，h=0.1 の場合

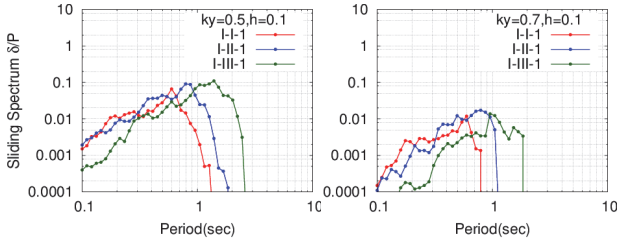


(c) k_y=0.5，h=0.1 の場合　　(d) k_y=0.7，h=0.1 の場合

図-22　地震動の継続時間による滑動量スペクトルの変化（TYPE I-II-1，I-II-2，I-II-3 の比較）



(a) k_y=0.1，h=0.1 の場合　　(b) k_y=0.3，h=0.1 の場合



(c) k_y=0.5，h=0.1 の場合　　(d) k_y=0.7，h=0.1 の場合

図-23　地震動の周期特性による滑動量スペクトルの変化（TYPE I-I-1，I-II-1，I-III-1 の比較）

(5)　減衰定数による滑動量スペクトルの変化

続いて，減衰定数による滑動量スペクトルの変化について検討する．TYPE I-I-1 の地震動を例にとり，降伏震度 k_y を 0.5 に固定したときの，減衰定数 h が 0.05, 0.1, 0.15, 0.2 の 4 通りに対する滑動量スペクトルを**図-21** に示す．

減衰定数の増加に対して滑動量スペクトルが減少すること，滑動量スペクトルが最大となる固有周期は，減衰定数によらず概ね一致することがわかる．

(6)　地震動の継続時間による滑動量スペクトルの変化

加速度応答スペクトルはほぼ同じで，継続時間の異なる TYPE I-II-1, I-II-2, I-II-3（**図-18**）に対して，降伏震度 k_y が 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 のときの滑動量スペクトルを算出した．減衰定数は 0.1 とした．結果を**図-22** に図示する．

滑動量スペクトルは，固有周期の増加とともに大きくなり，固有周期 0.9 秒付近で最大値となることがわかる．これは，加速度応答スペクトルが 0.9 秒程度までほぼ一定で最大値をとり，0.9 秒以降は減少するためである．加速度が同じでも周期が長い方が変位は大きいため，加速度応答スペクトルが最大となる周期のなかで，周期が最大となる 0.9 秒において滑動量スペクトルが卓越したものと考えられる．

また，加速度応答スペクトルが一致する 3 つの地震動に対して，滑動量スペクトルが最大となる固有周期は概ね一致することがわかる．また，同図(a)より，降伏震度 k_y が最小の 0.1 の場合，継続時間の長い TYPE I-II-2，I-II-3 の方が滑動量スペクトルは大きくなる傾向がみられる．これは，継続時間が長いほど，震度が降伏震度を超過する時間帯が長くなり，長く滑動するためである．一方で，同図(d)より，降伏震度 k_y が最大の 0.7 の場合，滑動量スペクトルは概ね一致する傾向が見られる．これは，降伏震度が大きいため，震度が降伏震度を超えるのは，加速度が最大となるごく限られた時間帯だけになるため，継続時間が延びても滑動量に影響があまり現れないものと考えられる．

(7)　地震動の周期特性による滑動量スペクトルの変化

継続時間はほぼ同じで，加速度応答スペクトルの異なる TYPE I-I-1，I-II-1，I-III-1（**図-19**）に対して，降伏震度 k_y が 0.1, 0.3, 0.5, 0.7 のときの滑動量スペクトルを算出した．減衰定数は 0.1 とした．結果を**図-23** に図示する．

堤体の固有周期が長いほど，長周期成分の卓越する TYPE I-III-1 に対する滑動量スペクトルが大きくなる傾向が見られる．また，滑動量スペクトルが卓越する固有周期は，長周期成分が卓越する地震動ほど（I-I-1 より I-II-1，I-II-1 より I-III-1）大きくなることがわかる．これは，加速度応答スペクトルにおける卓越周期と概ね一致する．

また，同図(a)より，降伏震度 k_y が最小の 0.1 の場合，長周期成分の卓越する TYPE I-III-1 に対する滑動量スペクトルが大きくなる傾向がある．一方で，同図(b)(c)より，固有周期 0.6 秒付近では，TYPE I-I-1 に対する滑動量スペクトルが，固有周期 0.9 秒付近では TYPE I-II-1 の地震動に対する滑動量スペクトルが，他の地震動に対する滑動量スペクトルに比べて大きくなることがわかる．これは，加速度応答スペクトルにおける卓越周期と概ね一致することから，堤体を表す 1 自由度モデルと地震動の共振により，大きな滑動量を生じたと考えられる．

(8) 滑動量スペクトルを用いた滑動量の算出法

a) 概要

滑動量スペクトルを用いて，盛土の滑動量を簡易に算定する方法を提案する．設計地震動などの耐震設計によく用いられる地震動に対して，滑動量スペクトルを算出しておくことで，堤体の固有周期 T，減衰定数 h，降伏震度 k_y，滑動係数 p から簡易に滑動量を求めることが出来る．

b) 滑動量の算出手順

滑動量スペクトルを用いた滑動量の算出法は，以下の手順で表される．

手順 1：設計地震動など耐震設計によく用いられる地震動に対して，滑動量スペクトルを算出しておく．

手順 2：滑動量を評価する盛土の固有周期 T，減衰定数 h，降伏震度 k_y と滑動係数 p を，推定式(16), (18), (3), (8)を用いて算出する．

手順 3：固有周期 T，減衰定数 h，降伏震度 k_y に対応する滑動量スペクトルの縦軸を読み取り，滑動係数 p を乗ずることで，滑動量 δ_r を算定する．

(9) 推定式の誤差が滑動量に及ぼす影響について

図-14, 15より，等価固有周期の推定式には0.02秒程度の誤差があること，等価減衰定数の推定式は最大で0.02程度の過大評価をすることがわかる．**図-20, 21**から，滑動量スペクトルの勾配が急となる等価固有周期において，等価固有周期および等価減衰定数の推定誤差が滑動量の推定精度に及ぼす影響が大きいことが見てとれる．同様に，降伏震度と滑動係数の推定式にも推定誤差があり，これらの推定誤差が滑動量の推定結果に及ぼす影響も滑動量スペクトルから読みとることができる．

このように，滑動量スペクトルにより主要なパラメータの推定誤差が滑動量の推定結果に及ぼす影響を視覚的に把握することも可能となる．

7. 結論

本研究では，水平で堅固な基礎地盤上に築かれた，台形で均質な堤体部分にのみ地震時に円弧状の滑りが発生する盛土を対象とし，堤体の地震応答を考慮に入れた盛土の地震時安全性簡易評価手法を提案した．

設計要領によれば，まず，堤体の地震応答を考慮するため有限要素解析を行い，すべり土塊に作用する等価加速度を算出する．次に，等価加速度を円弧すべりを仮定した Newmark 法に入力して滑動量を算定することとなっている．本研究の提案手法は，有限要素解析と Newmark 法を組み合わせた手法による滑動量を，有限要素解析も Newmark 法の解析も行わずに簡易に推定するものである．

本研究では，有限要素解析による等価加速度を，1 自由度モデルの応答加速度によって表現できることを示し，等価固有周期と等価減衰定数の推定式を提案した．等価固有周期は，有限要素モデルの 1 次固有周期に一致すること，盛土のせん断波速度と高さから推定できることがわかった．等価減衰定数は，有限要素モデルの減衰定数よりも大きな値となること，有限要素モデルの減衰定数に係数を乗じることで推定できることがわかった．推定式による 1 自由度モデルの地震応答解析を行い，応答加速度を Newmark 法に入力して得られた残留滑動量は，設計要領に明記されている有限要素解析と Newmark 法を組み合わせた手法による残留滑動量と良好な精度で一致することを確認した．

さらに，地震動が盛土の滑動量に及ぼす影響を表現する指標として，滑動量スペクトルを提案した．堤体の固有周期を横軸に，減衰定数と降伏震度を凡例として，縦軸の値を読み取る．縦軸の値に滑動係数を乗じることで，残留滑動量を簡易に推定することができる．滑動量スペクトルが，減衰定数や降伏震度，地震動の継続時間や周期特性の影響によってどのように変化するかについても検討を行った．

今後の課題として，本研究では 1 自由度モデルの応答加速度で等価加速度を近似したために，等価固有周期と等価減衰定数が同じであれば，盛土の諸元が大きく異なっても等価加速度が同じとなる．そこで，等価固有周期と等価減衰定数が同じでも盛土諸元が大きく異なるケースに対して等価加速度にどの程度のばらつきがあるかを検討したい．また，降伏震度と滑動係数が同じでも盛土諸元が大きく異なるケースに対しても，滑動量にどの程度のばらつきがあるかを検討したい．

また，本研究では堅固な基礎地盤を想定したが，基盤面における地震動の増幅の影響も考慮に入れた地震時安全性簡易手法を検討したい．

参考文献

1) Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp. 139-159, 1965.
2) 古川愛子，真辺寛人，清野純史，水平で堅固な基礎地盤上に築かれた均質な盛土構造物の地震時滑動量の簡易評価手法に関する研究，土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol. 70, No. 2 (応用力学論文集 Vol. 17), pp. I_659-I_669, 2014.
3) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第一集 土工編，2013.
4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物，2013.
5) 吉川登代子，湊文博，秦吉弥，山田孝弘，常田賢一，飛田哲男：各種 Newmark 法に基づく鉄道盛土の耐震性評価―南海トラフ巨大地震における大阪市街地を例として―，地域安全学会梗概集，No. 36, 2015.
6) 澤田純男，土岐憲三，村川史朗：片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法，第 10 回日本地震工学シンポジウム，1998.
7) 林 宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：盛土底部の液状化による地震時沈下の簡易予測と補強技術，寒地土木研究所月報，No. 688, 2010.
8) 日本道路協会：道路震災対策便覧 震前対策編，2006.
9) 日本道路協会：道路土工―盛土工指針，2010.
10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
11) 大塚久哲：最新 地中・基礎構造の耐震設計[改訂増補版]，九州大学出版会，2006.

(2016. 11. 1 受付, 2017. 1. 8 修正, 2017. 2. 18 受理)

SIMPLE EVALUATION METHOD OF SEISMIC SAFETY OF ROAD EMBANKMENT CONSIDERING SEISMIC RESPONSE OF EMBANKMENT

Aiko FURUKAWA, Hiroto MANABE and Junji KIYONO

In the current seismic design, the safety of the road embankments is confirmed by comparing the analyzed sliding displacement with the allowable displacement. The sliding displacement is practically analyzed by the Newmark method. When the seismic response of the embankment is negligible, FEA is necessary to obtain the input acceleration (equivalent acceleration) to the sliding blocks. This study proposes a simple evaluation method of equivalent acceleration without conducting FEA, but with the simple analysis of SDOF model. The estimation method of equivalent SDOF system was proposed. With the proposed method, the sliding displacement which has the equivalent accuracy with the current seismic design can be estimated easily. Furthermore, the sliding displacement spectrum is proposed which express the effect of natural period, damping factor, yield coefficient and sliding coefficient of the embankment on the sliding displacement. Simple evaluation method of sliding displacement using the sliding spectra is also proposed.