

上下動を考慮した簡便な盛土の地震応答解析手法の提案

秦 吉弥*・土田 孝**・加納誠二***・山下典彦****

A Proposal on the Simple and Easy Method of Seismic Response Calculation of Embankments Considering Vertical Seismic Motion

Yoshiya HATA, Takashi TSUCHIDA, Seiji KANO and Norihiko YAMASHITA

Since the UD direction ground motions of the Hyogoken-nambu and Niigataken-chuetsu earthquakes were very large, it suffered the seismic damage that earth structures was very enormous. However, the effects which vertical seismic motion exerts on the destruction of embankment aren't taken sufficiently into account in the seismic design of earth structures. So, in this study, the simple and easy calculation method of seismic response calculation that the vibration characteristics in the horizontal and vertical direction of embankments were taken into consideration at the same time is proposed. Then, the modified Newmark method that response characteristics in both directions of embankments were taken into consideration is proposed.

Key words : Embankment, horizontal and vertical seismic response, modified Newmark method.

1. はじめに

現在, 盛土などの土構造物では, 崩壊時の変形量が定量評価の指標となっており, その評価手法の1つとして Newmark 法¹⁾がある. Newmark 法¹⁾では, すべり土塊の加速度から地震時の作用力を算定しているが, その加速度には, 盛土の応答量ではなく地表面加速度などが設計などで用いられている. しかし, この考え方では盛土などの土構造物自体の増幅および減衰効果といった振動性状が考慮されていないという問題点がある²⁾ことから, 盛土を水平動応答すなわちせん断振動のみを考慮した1質点系の振動モデルでモデル化することにより盛土の振動性状を考慮した修正 Newmark 法が Razaghi ら³⁾および Kramer ら⁴⁾⁵⁾によって提案されている. また澤田ら⁶⁾は盛土の水平方向の地震応答特性を持つ1質点系の振動モデルの上に, 完全弾塑性である1質点系のすべり土塊が載っているモデル(1+1自由度モデル)を構築し, 片側必要強度スペクトルを用いた盛土のすべり変位量算定手法を提案している.

1995年兵庫県南部地震ならびに2004年新潟県中越地震の特徴の一つとして上下動が大きかったことが挙げられる. 最大加速度に着目すると, 特に2004年新潟県中越

地震における山古志村竹沢(気象庁)では水平動(721.8gal)を上回る上下動(1059.1gal)が観測されており, 山古志村では斜面崩壊を主とした甚大な地盤災害が発生した⁷⁾.

既往の被害地震において観測された水平動と上下動の地表面における最大加速度の関係によれば, 上下動は水平動の半分程度の最大加速度であることが知られており, 一部の耐震設計指針⁸⁾では, 水平最大加速度振幅の半分を鉛直震度として考慮されているもの実績が少なく, 盛土の耐震設計指針等⁹⁾においては, 鉛直地震動を考慮した耐震設計は含まれていない. また上下動が盛土の破壊に及ぼす影響に関する既往の研究は Idriss & Seed の研究¹⁰⁾を先駆けとして今日まで幾つかの研究が行われているものの, 上下動が盛土の崩壊に悪影響を及ぼすとする研究成果と殆ど影響を及ぼさないとする研究成果があり, 未解明な部分が非常に多いのが現状である^{11),12),13)}.

水平動と上下動が同時に入力した場合の質点系でモデル化された構造物の地震応答計算は, 水平動に対する応答計算と上下動に対する応答計算をそれぞれ個別に行い, これらの別々に計算された応答結果を重ね合わせることに より, 同時入力としての応答加速度を算定する手法が中川ら¹⁴⁾, 黒田¹⁵⁾および飯島ら¹⁶⁾によってこれまで提案さ

* 日本工営株式会社 中央研究所 地盤耐震グループ 研究員

** 広島大学 大学院工学研究科 社会環境システム専攻 教授

*** 広島大学 大学院工学研究科 社会環境システム専攻 助手

**** 神戸市立工業高等専門学校 都市工学科 助教授

れている。しかしながらこれらの手法では、水平応答が上下応答に寄与および上下応答が水平応答に寄与するといった水平応答と上下応答がそれぞれ相互に影響し合う現象(一般にパラメタ励振¹⁷⁾などと呼ばれ、構造物の水平および上下応答に起因する幾何学的非線形効果)が考慮されていない。

そこで本研究では、盛土の水平ならびに上下方向の応答特性を同時に考慮した簡便な質点系を用いた新たな地震応答解析手法を提案する。そして修正 Newmark 法を利用することで上下動が地震時における盛土のすべり変位量に及ぼす影響について検討を行った。

2. 盛土のモデル化

2.1 水平および上下応答独立モデル

ここでは、既往の研究における盛土の質点系モデルでのモデル化についてレビューする。Razaghi ら³⁾および Kramer ら⁴⁾は盛土を Fig.1(a)に示すような水平応答1質点系でモデル化している。その運動方程式は盛土の水平方向の固有周波数 f_H を用いて次のように表わされる。

$$\ddot{x} + 4\pi\xi_H f_H \dot{x} + 4\pi^2 f_H^2 x = -\ddot{X} \quad (1)$$

ここに、 ξ_H は水平応答に対する減衰定数、 x は水平応答変位および \ddot{X} は水平方向の入力地震加速度である。上式を応用すれば、Fig.1(b)に示す盛土モデルの上下方向の運動方程式は上下方向の固有周波数 f_V および上下応答に対する減衰定数 ξ_V を用いて次のように表わされる。

$$\ddot{y} + 4\pi\xi_V f_V \dot{y} + 4\pi^2 f_V^2 y = -\ddot{Y} \quad (2)$$

ここに、 y は水平応答変位および \ddot{Y} は上下方向の入力地震加速度である。(1)式および(2)式では、水平および上下方向の地震時応答をそれぞれ独立に取り扱っているため、水平応答が上下応答に寄与ならびに上下応答が水平応答に寄与する、すなわち水平応答と上下応答がそれぞれ相互に影響し合うといった現象¹⁷⁾を考慮することができない。

2.2 回転応答モデル

ここでは地震動の水平成分に加え、鉛直成分を同時に考慮することができるよう盛土本体を Fig.1(c)に示すような1自由度系でモデル化した。Fig.1(c)において盛土構造物が回転バネの位置を中心として回転運動をすると仮定すると、その位置におけるモーメントの釣り合いにより次の運動方程式が成立する。

$$-m_E(\ddot{x} + \ddot{X})H_E \cos \omega + m_E(\ddot{y} + \ddot{Y})H_E \sin \omega - c_R \dot{\omega} - k_R \omega = 0 \quad (3)$$

ここに、 ω は応答回転角、 m_E は盛土本体の等価質量、 g は重力加速度、 c_R は回転粘性減衰定数、 k_R は回転バネ定数、 H_E は盛土の等価高さである。微小変形を想定し幾何学的近似(すなわち $\cos \omega = 1, \sin \omega = \omega$)を施すと、水平ならびに上下方向の応答加速度 \ddot{x}, \ddot{y} はそれぞれ

$\ddot{x} = H\ddot{\omega}, \ddot{y} = 0$ となり、上式を整理すると次のようになる^{18),19)}。

$$\ddot{\omega} + \frac{c_R}{m_E H_E^2} \dot{\omega} + \frac{k_R}{m_E H_E^2} \omega = -\frac{\ddot{X}}{H_E} + \frac{\ddot{Y}}{H_E} \omega \quad (4)$$

ここに、回転粘性減衰定数 c_R および回転バネ定数 k_R は、それぞれ次のように表わされる²⁰⁾。

$$k_R = 4\pi^2 m_E H_E^2 f_H^2 \quad (5)$$

$$c_R = 4\pi\xi_H m_E H_E^2 f_H \quad (6)$$

しかしながらこの回転応答モデルでは、以下に示すような問題を含有している。

- ① 盛土内の水平成分の増幅のみを考慮して、それにより生じるロッキング成分を上下応答に加味している。すなわち盛土内の上下成分の増幅は考慮されていない。
- ② 水平応答に伴う上下応答は発生するものの、上下動のみを入力地震動とした場合には上下応答は発生しないことから、上下応答に伴う水平応答は発生しない。
- ③ 回転バネ定数 k_R は水平方向の固有振動数 f_H から算定しているが、上下方向の固有振動数 f_V は考慮されておらず、上下方向の地震応答特性を十分に評価できない。

そこで次節では、盛土を等価1質点系でモデル化を行い、盛土の水平ならびに上下方向の地震時応答特性を同時に考慮した簡便な地震応答解析手法を提案する。

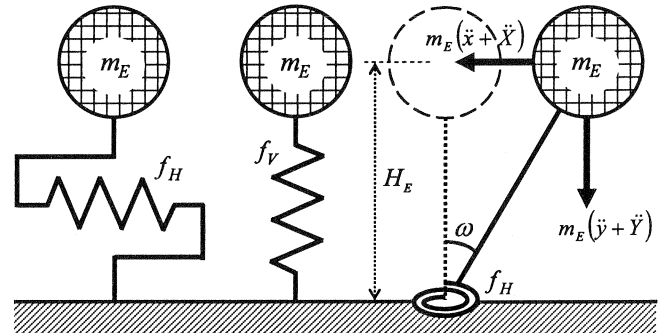


Fig.1 The previous response models of embankments

2.3 クロススプリングモデル

ここでは、Fig.2に示すような盛土を質点系振動モデルでモデル化を行う。なお、本モデルは質点が水平動バネならびに上下動バネに接続されており、地震時における盛土の水平変位と上下変位が振動的に相互に影響し合うモデル(以下、クロススプリングモデルと呼ぶ)となっている。

Fig.3に全体座標系を示す。Fig.2ならびにFig.3に示されている変数を以下のように定義する。

- ・ X : 地表面の水平変位
- ・ Y : 地表面の鉛直変位
- ・ x : 地震時における盛土の水平変位
- ・ y : 地震時における盛土の鉛直変位

- m_E : 水平ならびに上下応答に寄与する盛土の有効質量
- H_E : 静止状態における盛土の等価高さ
- k_H : 盛土の水平応答(せん断)に対するばね定数
- k_V : 盛土の上下応答(伸縮)に対するばね定数

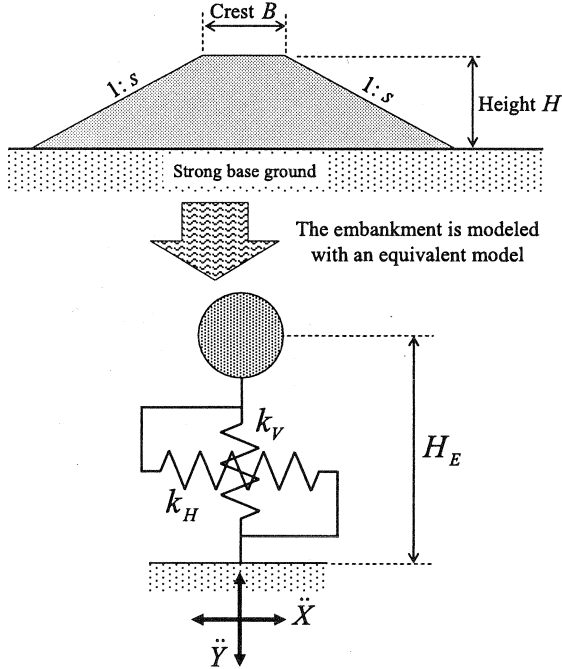


Fig.2 The cross spring model of embankments

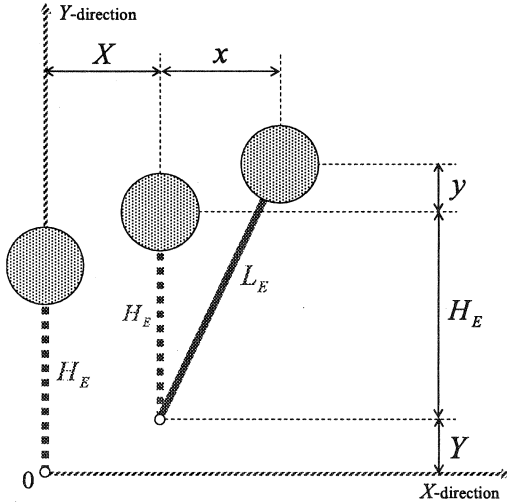


Fig.3 The response coordinate system in cross spring model

まず、質点の座標と盛土の伸長との関係を求める。

Fig.3 より盛土の地震時の質点の変位が水平変位と上下変位がベクトル的に合成されるとして、変形後の盛土の等価高さ L_E は三平方の定理を利用して次のように表される。

$$L_E = \sqrt{x^2 + (H_E + y)^2} \quad (8)$$

したがってテイラー展開を利用すれば、(8)式は次のように書き換えることができる(補遺参照)。

$$L_E = H_E + y + \frac{x^2}{2H_E} \quad (9)$$

(9)式より、盛土の伸長量 $L_E - H_E$ は次のようになる。

$$L_E - H_E = y + \frac{x^2}{2H_E} \quad (10)$$

次に、運動エネルギー T ならびにポテンシャルエネルギー U を求める。系全体の運動エネルギー T は次のように表される。

$$T = \frac{1}{2} m_E (\dot{x} + \dot{X} + \dot{y} + \dot{Y})^2 \quad (11)$$

盛土の水平応答(せん断)ばね k_H に対するポテンシャルエネルギー U^H は、次のように表される。

$$U^H = \frac{1}{2} k_H x^2 \quad (12)$$

盛土の上下応答(伸縮)ばね k_V に対するポテンシャルエネルギー U^V は、(10)式を用いて次のように表される。

$$U^V = \frac{1}{2} k_V \left(y + \frac{x^2}{2H_E} \right)^2 \quad (13)$$

よって、系全体のポテンシャルエネルギー U は(12)式と(13)式を足し合わせることで求められる。

$$U = U^H + U^V \quad (14)$$

最後に、運動方程式を定式化する。通常、運動方程式は、一般化座標 \dot{q}, q を使い、Lagrangian $L = T - U$ とすることによって求められる²¹⁾。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{q}} \right) - \frac{\partial L}{\partial q} = 0 \quad (15)$$

しかしながら、ここでは運動エネルギー T の式の中に q が、ポテンシャルエネルギー U の式の中に \dot{q} がそれぞれ含まれていないので、次式によって運動方程式は求められる²¹⁾。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}} \right) - \frac{\partial U}{\partial q} = 0 \quad (16)$$

ここに、 q は x, y を意味しているので、(16)式に代入すべき微分を以下のように実行する。運動エネルギー T に対する速度 \dot{x}, \dot{y} による1階微分は次のようになる。

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{x}} = m_E (\dot{x} + \dot{X}) \quad (17)$$

$$\frac{\partial T}{\partial \dot{y}} = m_E (\dot{y} + \dot{Y}) \quad (18)$$

同様に、ポテンシャルエネルギー U に対する変位 x, y による1階微分は次のようになる。

$$\frac{\partial U}{\partial x} = k_H x + k_V \alpha \quad (19)$$

$$\frac{\partial U}{\partial y} = k_V y + k_V \beta \quad (20)$$

ここに、(19)式および(20)式における係数(応答変位) α 、 β はそれぞれ次のように表される。

$$\alpha = \frac{x}{H_E} \left(y + \frac{x^2}{2H_E} \right) \quad (21)$$

$$\beta = \frac{x^2}{2H_E} \quad (22)$$

(17)式～(22)式を(16)式に代入すると次のような振動方程式が盛土の地震時水平応答ならびに上下応答それぞれについて得られる。

$$m_E \ddot{x} + k_H x = -m_E \ddot{X} - k_V \alpha \quad (23)$$

$$m_E \ddot{y} + k_V y = -m_E \ddot{Y} - k_V \beta \quad (24)$$

(23)式および(24)式における α 、 β は従来の1質点系の運動方程式にはなかった変数であり、地震時における盛土の水平変位と上下変位が振動的に相互に作用する現象すなわちパラメタ励振¹⁵⁾としての特性を表しているものと考えられる。よって、ここでは以下、 α 、 β をパラメタ係数と呼ぶ。また(23)式および(24)式において減衰を考慮した場合、幾何学的に次のようになる。

$$m_E \ddot{x} + c_H \dot{x} + k_H x = -m_E \ddot{X} - k_V \alpha \quad (25)$$

$$m_E \ddot{y} + c_V \dot{y} + k_V y = -m_E \ddot{Y} - k_V \beta \quad (26)$$

ここに、 c_H 、 c_V は水平応答および上下応答に対する粘性減衰定数でありそれぞれ次のように表される。

$$c_H = 2\xi_H \sqrt{m_E k_H} \quad (27)$$

$$c_V = 2\xi_V \sqrt{m_E k_V} \quad (28)$$

ここに、 ξ_H 、 ξ_V は水平応答および上下応答に対する減衰定数である。(25)～(28)式における水平応答および上下応答に対するばね定数 k_H 、 k_V は次のように表される。

$$k_H = 4\pi^2 f_H^2 m_E \quad (29)$$

$$k_V = 4\pi^2 f_V^2 m_E \quad (30)$$

(27)～(30)式を(25)式ならびに(26)式にそれぞれ代入することにより次式を得る。

$$\ddot{x} + 4\pi\xi_H f_H \dot{x} + 4\pi^2 f_H^2 x = -\ddot{X} - 4\pi^2 f_H^2 \alpha \quad (31)$$

$$\ddot{y} + 4\pi\xi_V f_V \dot{y} + 4\pi^2 f_V^2 y = -\ddot{Y} - 4\pi^2 f_V^2 \beta \quad (32)$$

(31)式および(32)式より、パラメタ係数 α 、 β をともに考慮しない場合、全く独立した2つの振動方程式になることは自明であり、従来の1質点系の振動方程式である(1)

式および(2)式とそれぞれ一致することがわかる。パラメタ係数 α 、 β に含まれる盛土の等価高さ H_E はGhannadら²²⁾および石山ら²³⁾を参考に固有値解析モード(ここでは1次モード逆三角形を仮定)と質量の関係から次式のように表される。

$$H_E = \frac{\sum_{j=1}^n (m_{Ej} \cdot h_j^2)}{\sum_{j=1}^n (m_{Ej} \cdot h_j)} = \frac{I}{\sum_{j=1}^n (m_{Ej} \cdot h_j)} \quad (33)$$

ここに、 I は強固な支持地盤に対する盛土全体の慣性モーメント、 m_{Ej} は盛土を水平方向に分割した場合の各層の質量、 h_j は支持地盤から各土層までの鉛直距離である。検討対象とする盛土が、Fig.3のような左右対称の台形形状を有し、支持地盤が強固、かつ横断面内の密度が一樣であると仮定すると、盛土の等価高さ H_E は近似的に次式のような簡便な式で表すことができる。

$$H_E \approx \frac{9BH + 4sH^2}{18B + 12sH} \quad (34)$$

2.4 盛土の固有周波数

一般に、盛土高が一定であれば、天端幅が長くなるほど、あるいは法勾配が緩やかになるほど水平方向の盛土の固有周波数は高くなることが予想される。著者ら²⁴⁾はFig.3に示すような左右対称の台形形状を有する、すなわち盛土高 H 、天端幅 B 、法勾配 s を考慮した簡便な固有周波数算定式を提案し、その妥当性を検証している。ここで水平方向の盛土の固有振動数 f_H は次式で与えられる²⁴⁾。

$$f_H = 2\pi \sqrt{\frac{C_N}{C_D}} \quad (35)$$

ここに、 C_N および C_D はそれぞれ次のように表される。

$$C_N = C_1 H \ln|1 - BH| - \frac{C_1}{C_2} \ln|1 - BH| - C_1 H + \frac{1}{2} C_3 H^2 - \frac{1}{3} C_4 H^3 \quad (36)$$

$$C_D = C_1^2 \left\{ \left(H - \frac{1}{B} \right) (\ln|1 - BH|)^2 - 2 \left(H - \frac{1}{B} \right) \ln|1 - BH| + 2H \right\} + C_1 C_3 \left\{ \frac{1}{2} H^2 \ln|1 - BH| - \frac{1}{2B^2} \ln|1 - BH| - \frac{H^2}{4} - \frac{H}{2B} \right\} - C_1 C_4 \left\{ \frac{1}{3} H^3 \ln|1 - BH| - \frac{1}{3B^2} \ln|1 - BH| - \frac{H^3}{9} - \frac{H^2}{6B} - \frac{H}{3B^2} \right\} + \frac{1}{5} C_4^2 H^5 - \frac{1}{2} C_3 C_4 H^4 + \frac{1}{3} C_3^2 H^3 \quad (37)$$

ここに、 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 はそれぞれ次のように表される。

$$C_1 = \frac{(B + 2Hs)^2}{8s^2V_s^2} - \frac{BH + sH^2}{2sV_s^2} \quad (38)$$

$$C_2 = \frac{2s}{B + 2Hs} \quad (39)$$

$$C_3 = \frac{B + 2Hs}{4sV_s^2} \quad (40)$$

$$C_4 = \frac{1}{4V_s^2} \quad (41)$$

著者ら²⁴⁾は、盛土形状すなわち盛土高 H 、天端幅 B 、法勾配 s を考慮した上下方向の盛土の固有周波数算定式についても同様に定式化し、その妥当性を検証している。水平方向の盛土の固有振動数 f_H と上下方向の盛土の固有振動数 f_V との間には次のような関係が成立する²⁴⁾。

$$f_V \approx 1.4 \cdot f_H \quad (42)$$

よって、(35)式～(41)式を用いて盛土形状を考慮した水平方向の盛土の固有振動数 f_H を簡便に算定することができる。そして求めた水平方向の盛土の固有円振動数 f_H を利用することで(42)式より上下方向の盛土の固有振動数 f_V についても簡便に算定することができる。

3. 数値解析例

3.1 解析フロー

ここでは、上下動を考慮した修正 Newmark 法の解析フローについて概説する。Newmark 法¹⁾による滑動変位量の計算はすべり面形状をくさび形と仮定した直線すべりに対する適用であるため、本検討では、すべり面形状を円弧と仮定した円弧すべりに対して適用される Newmark 法(鉄道総研法)²⁵⁾について上下動の影響を考慮できるように改良を行った。すべり面形状決定手法としては上下動の影響を考慮した館山ら²⁶⁾のすべり安全率算定式を用い、最小安全率を与える円弧をすべり面形状として採用した。

まず盛土本体の水平および上下方向の固有振動数を(35)式および(42)式から算定する。次に算定した固有振動数を持つ1質点系(水平および上下応答独立モデル、回転応答モデル、クロススプリングモデル)の水平および上下方向の入力地震加速度 \ddot{x} , \ddot{y} に対する水平および上下方向の盛土の応答加速度 \ddot{x} , \ddot{y} を計算し、次式を用いてすべり土塊に作用させる水平および上下方向の絶対応答加速度 $a_x(t)$, $a_y(t)$ をそれぞれ算定する。

$$a_x(t) = \ddot{x} + \ddot{X} \quad (43)$$

$$a_y(t) = \ddot{y} + \ddot{Y} \quad (44)$$

そして最後に、これらの加速度をすべり土塊に作用させることにより、盛土のすべり角加速度を計算し、線形加速度法を用いた数値積分から得られる盛土のすべり角 θ を求めることで、Fig.4 示すように地震時におけるすべり変位量 ($\delta = R \cdot \theta$) を算定した。

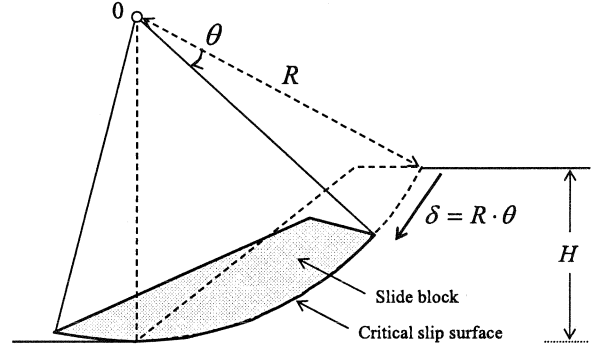


Fig.4 The concept in the Newmark method

3.2 解析モデル

Table 1 は採用した盛土の解析モデルパラメータの一覧である。Okamoto²⁷⁾によれば、盛土の水平方向の固有周波数は2.0～4.3Hzの範囲内にあるとしている。よって、ここでは(35)式によって算定される水平方向の盛土の固有周波数 f_H をその平均をとって3.15Hzと仮定し、せん断波速度 V_s を100m/sec、天端幅 B を8m、法勾配を1:1.8と設定して(35)式より対応する盛土高さ H を9mと逆算した。また(42)式から上下方向の盛土の固有周波数 f_V を4.41Hzとした。減衰定数 ξ についてはRazaghiらの研究³⁾を参考に水平および上下方向ともに5%とした。入力地震動については、1995年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台において観測されたNSおよびUD成分をそれぞれ採用した。

Table 1 Material parameters of embankments

Width of crest B (m)	8	
Height of embankment H (m)	9	
Gradient s (-)	1:1.8	
Unit of weight γ (kN/m ³)	18	
Cohesion c (kPa)	10	
Internal friction angle ϕ (deg.)	30	
Shear wave propagation velocity V_s (m/sec)	100	
The equivalent height of embankment H_E (m)	3.64	
Natural frequency f (Hz)	Horizontal f_H	3.15
	Vertical f_V	4.41
Damping coefficient ξ (%)	Horizontal f_H	5.0
	Vertical f_V	5.0

Table 2 は解析ケース一覧である。水平および上下応答独立モデル、回転応答モデル、クロススプリングモデルそれぞれについて入力地震動を①水平動のみ、②上下動のみ、③水平動+上下動とした場合の計8ケースを対象とした。なお、水平および上下応答独立モデルでは、水平応答と上下応答をそれぞれ独立に取り扱っているため、水平動+上下動同時入力の解析ケースは存在しない。

Table 2 Analytic case

Case No.	The response model of embankments	The condition of input earthquake motion
Case 1	Horizontal SDOF model	Horizontal earthq. motion
Case 2	Vertical SDOF model	Vertical earthq. motion
Case 3	Rocking SDOF model	Horizontal earthq. motion
Case 4	Rocking SDOF model	Vertical earthq. motion
Case 5	Rocking SDOF model	Horizontal and Vertical earthq. motion
Case 6	Cross spring model	Horizontal earthq. motion
Case 7	Cross spring model	Vertical earthq. motion
Case 8	Cross spring model	Horizontal and Vertical earthq. motion

3.2 水平および上下方向の加速度時刻歴

Fig.5 は水平および上下方向の絶対応答加速度 $a_x(t)$, $a_y(t)$ の時刻歴を各解析ケースについて示したものである。ここでは、従来の質点系モデルの解析結果である Case1, 2を基準に最大加速度に着目して考察を行う。Case3 では、水平方向の最大加速度は同程度であり、ロッキング振動に伴う上下応答が 9gal 発生している。Case4, 5 では上下方向の応答特性が全く考慮されていないため、入力地震動の UD 成分の時刻歴がほぼそのまま算定されており、基準(Case2 : 1179gal)を大きく下回る最大加速度となっている。また Case4 では水平動が全く発生していないのに対し、Case5 では基準(Case1 : 2115gal)を 503gal 上回る最大加速度が算定されている。Case6 では水平動が上下動に寄与することによって発生した上下動が 45gal, Case7 では上下動が水平動に寄与することによって発生した水平動が 2gal それぞれ発生しており、水平動が上下動に寄与することで発生する振動のほうが大きくなっている。また Case6 の水平動ならびに Case7 の上下動は基準最大加速度とそれぞれ同程度となっている。Case8 では水平動は基準(Case1)とほぼ同程度の最大加速度となっているのに対し、上下動は水平動が上下動に寄与することで発生した振動の影響により、基準(Case2)を 24gal 上回る最大加速度となっている。よってクロススプリングモデルを採用したケースのみ、水平および上下方向地震時応答特性ならびにこれらの応答に起因する相互作用の影響を評価できていると考えられる。

3.3 上下動が残留変位量に及ぼす影響

Fig.6 は盛土の残留変位量を各解析ケースについて示したものである。質点モデルの種類に関わらず水平動と上下動を入力地震動としたケース(Case1+Case2・Case5・Case8)のほうが水平動のみを入力地震動としたケース(Case1・Case3・Case6)に比べ残留変位量が大きくなっており、ここでは残留変位量は採用する質点モデルにあまり依存していないことが読み取れる。また上下動のみを入力地震動としたケース(Case2・Case4・Case7)では、残留変位量はゼロまたは僅かな量となっており、この傾向は古賀ら²⁸⁾の鉛直振動のみを入力地震動とした盛土の振動台実験結果とほぼ一致する。

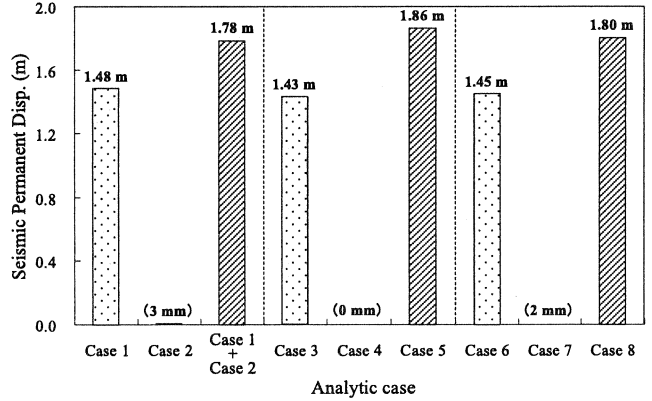


Fig.6 The comparison of the seismic permanent displacement

6. まとめ

本研究では、クロススプリングモデルの運動方程式を定式化し、このモデルで盛土をモデル化することにより盛土の水平ならびに上下方向の振動性状を同時に考慮した Newmark 法を提案した。以下に得られた結論を示す。クロススプリングモデルでは、水平応答と上下応答が互いに寄与し合うため、どちらか一方の入力地震動を加味しない場合でも水平および上下両方向に地震時応答が発生することから既往の提案モデルと比較して妥当性ならびに適用性が非常に高い。また本解析結果によれば、上下動を考慮することによって盛土の残留変位量が増加する可能性がある。今後は、動的遠心模型実験を実施し、その結果と比較することで本提案手法の妥当性について更に詳細な検討を行う予定である。

補遺

(8)式における右辺に対して n 変数(x, y)のテイラー展開を次のように適用すれば、次式が得られる。

$$f(x, y) = \left\{ x^2 + (H_E + y)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{(補遺-1)}$$

$$f(x, y) = f(0,0) + \left(x \frac{\partial}{\partial x} + y \frac{\partial}{\partial y} \right) \cdot f(0,0)$$

$$+ \frac{1}{2} \left(x^2 \frac{\partial^2}{\partial x^2} + y^2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} + 2xy \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \right) \cdot f(0,0) \quad \text{(補遺-2)}$$

(補遺-2)式の右辺第 1～3 項はそれぞれ次のようになる。

$$f(0,0) = H_E \quad \text{(補遺-3)}$$

$$\left(x \frac{\partial}{\partial x} + y \frac{\partial}{\partial y} \right) \cdot f(0,0) = y \quad \text{(補遺-4)}$$

$$\left(x^2 \frac{\partial^2}{\partial x^2} + y^2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} + 2xy \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \right) \cdot f(0,0) = \frac{x^2}{2H_E} \quad \text{(補遺-5)}$$

上下動を考慮した簡便な盛土の地震応答解析手法の提案

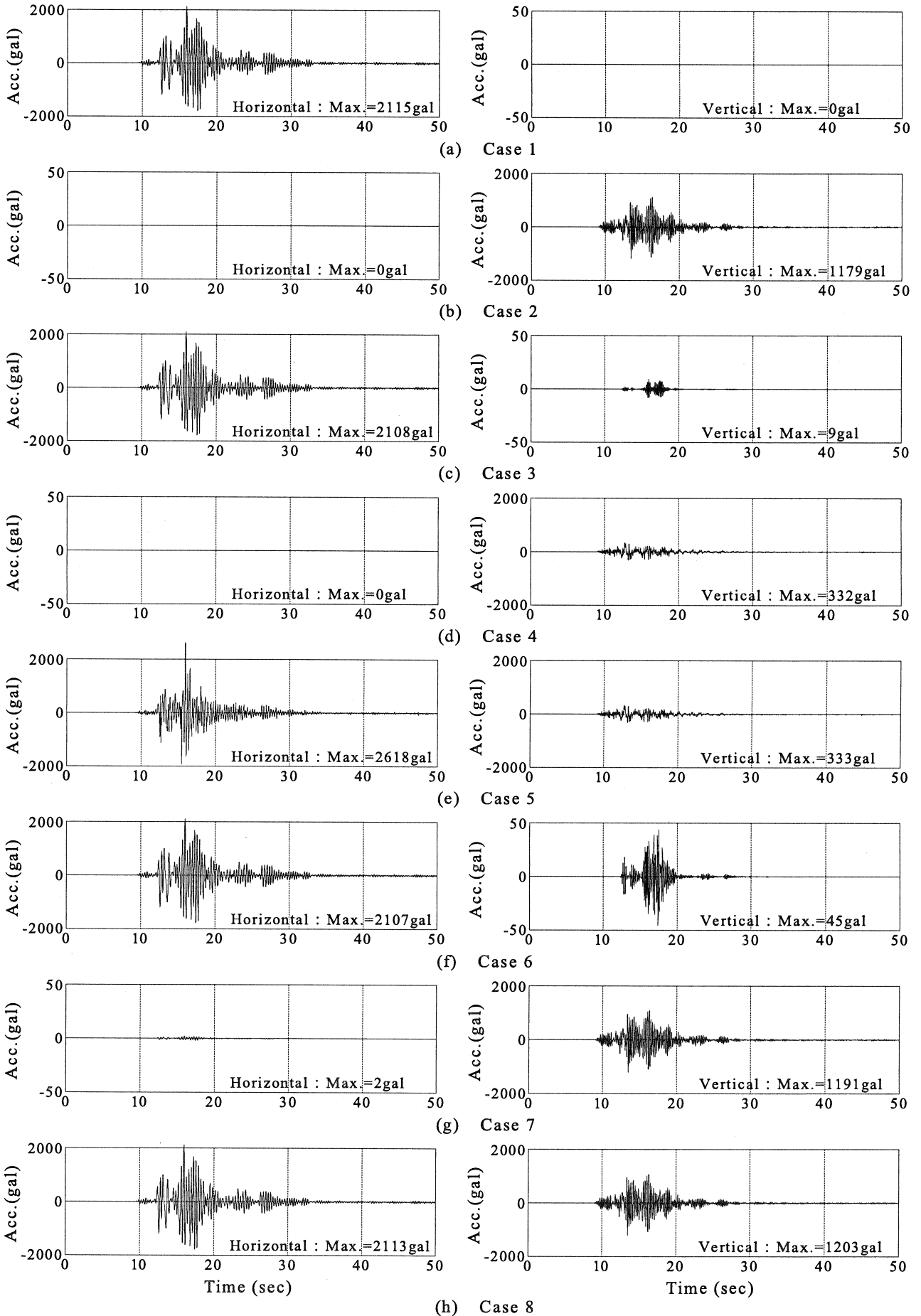


Fig.5 The time history of absolute seismic response acceleration in the horizontal and vertical direction

【Acceleration scale =2000(gal) or 50(gal)】

参考文献

- 1) N. M. Newmark : Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankin Lecture, *Geotechnique*, Vol.15 No.2, pp.139-160, 1965.
- 2) (社)地盤工学会 : 地盤・基礎構造物の耐震設計, 地盤工学・実務シリーズ 13, 493p., 2001.
- 3) H. R. Razaghi, E. Yanagisawa and M. Kazama : An Approach to Seismic Permanent Displacement of Slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, JSCE, No.659/III-52, pp.1-16, 2000.
- 4) S. L. Kramer and M. W. Smith : Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.123 No.7, pp.635-644, 1997.
- 5) S. L. Kramer and N. W. Lindwall : Dimensionality and Directionality Effects in Newmark Sliding Block Analyses, *Jour. of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.130, No.3, pp.303-315, 2004.
- 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限界状態設計法, レベル2地震動に対する土構造物の耐震設計シンポジウム, 地盤工学会, pp.341-346, 2000.
- 7) (社)土木学会新潟県中越地震被害調査特別委員会 : 平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告書(CD-ROM), 2006.
- 8) たとえば鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計, 丸善, pp.317-330, 1999.
- 9) 土木学会原子力土木委員会 : 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針, 2005.
- 10) I. M. Idriss and H. B. Seed : Response of earthbanks During Earthquakes, *Jour. of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.93, No. SM3, pp.61-82, 1967.
- 11) 安田進, 永瀬英生, 松尾憲親, 石川利明 : のり面安定性に与える上下動の影響に関する模型実験, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, III-98, pp.236-237, 1992.
- 12) 田村重四郎, 加藤勝行, 森田道比呂 : 水平・鉛直の 2 方向加振した場合のフィルダム模型の振動破壊について, 第 18 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.457-460, 1985.
- 13) 平田和太 : 地震動の上下成分が盛土斜面の安定に及ぼす影響, 第 40 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-296, pp.591-592, 1985.
- 14) 中川恭次, 渡辺清治, 角田智彦, 蔭山満 : 水平と鉛直地動の非同時性による双方最大応答値からの低減評価の検討, 第 6 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1129-1136, 1982.
- 15) 黒田克彦 : 地震時における上下動に関する基礎的検討, 第 6 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1137-1142, 1982.
- 16) 飯島唯司, 中川正紀 : 水平・上下地震動の相関を考慮した応答の重ね合せについて, 日本機械学会論文集(C編), 65 巻 629 号, pp.82-87, 1999.
- 17) たとえば徳岡辰雄 : ライブラリー工学基礎 3 - 工学基礎振動論一, サイエンス社, pp.153-158, 1990.
- 18) 秦吉弥, 山下典彦 : 鉛直地震動が盛土のすべり変位量に及ぼす影響に関する一考察, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.66, 2005.
- 19) Y. Hata and N. Yamashita : An Approach to Compute the Permanent Seismic Displacement of Embankments considering Vertical Seismic Motion and Heterogeneity of the Ground Strength, *Proc. of Geotechnical Earthq. Eng. Satellite Conference*, pp.271-278, 2005.
- 20) 山下典彦, 原田隆典 : P- Δ 効果が 1 自由度系の非線形応答に与える影響, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.27, No.151, 2003.
- 21) たとえば R. W. Clough, J. Penzien : Dynamics of Structures, McGRAW-HILL, 1975.
- 22) M. A. Ghannad, N. Fukuwa and R. Nishizaka : A Study on the Frequency and Damping of Soil-Structure Systems using a Simplified Model, 構造工学論文集, 日本建築学会, Vol.44B, pp.85-93, 1998.
- 23) 石山祐二, 麻里哲広, 井上圭一 : 構造特性係数の極値について - P- Δ 効果を考慮した 1 自由度モデルの解析 -, 日本建築学会構造系論文集, 第 520 号, pp.29-35, 1999.
- 24) 秦吉弥, 加納誠二, 土田孝, 山下典彦 : 盛土形状を考慮した水平および上下方向の固有周波数算定式, 第 41 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.1056, 2006.
- 25) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 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.
- 26) 館山勝, 堀井克己, 龍岡文夫, 古関潤一 : 鉛直動を加味した土構造物の地震時安定解析手法, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, III-494, pp.988-989, 1995.
- 27) S. Okamoto : Introduction to Earthquake Engineering, *University of Tokyo Press*, pp.427-490, 1973.
- 28) 古賀泰之, 沢田健吉, 間三男 : 盛土の鉛直振動に関する振動実験, 土木学会第 32 回年次学術講演会講演概要集, III-29, pp.54-55, 1977.

2006 年 8 月 28 日 原稿受付
2006 年 10 月 17 日 原稿受理