

# 自然斜面における耐震治山工法の開発について

兵庫県農林水産部治山課	非会員	村上 晴茂
兵庫県六甲治山事務所	非会員	金子 哲朗
株式会社ダイヤコンサルタント	正会員	荒木 繁幸
株式会社ダイヤコンサルタント	正会員	木村 裕之
株式会社ダイヤコンサルタント	正会員	鏡原 聖史

## 1. はじめに

兵庫県南部地震を契機に、兵庫県は「森林土木効率化等技術開発モデル事業」の中で自然斜面における耐震治山工法の開発を進めてきた。その工法は、ロープネット・ロックボルト併用工法（以下 対策工）で樹木を伐採しないで施工できるものである(図 1)。この工法には変形を許容しながら安定効果を発揮するという特徴があるため、新たな考え方を導入する必要があった。



図 1 現地施工例

開発に当っては、六甲山系を対象にマサ土を用いた模型斜面を作成し、振動台実験を実施し、本対策工の耐震効果メカニズムを解明してきた。実験結果から、対策工の構成としてロックボルト、ロープネットと支圧板の組み合わせが有効であることがわかった。また、模型斜面の変形量(あるいはせん断ひずみ)に応じた、破壊形態が存在することがわかった。そのため、変形量を安定性の評価する指標とすることを考え、簡易に変形量を算出する設計式を提案した。また本対策工を現場斜面に適用するため、設計法は、地震時に危険となる斜面の箇所を特定し、危険箇所に対して必要な範囲を決め、変形量を基に斜面の安定性を評価する流れを持つ。本論文は、この設計法の考え方について紹介する。

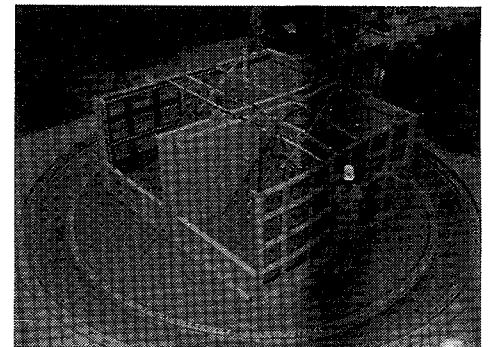


図 2 小型振動台実験全景

## 2. 模型実験の概要とその結果

本対策工の最適な配置、補強メカニズムを把握することを目的に振動台実験を実施した。実験は、小型振動台実験(1/10 スケール)と大型振動台実験(1/5 スケール)で対策工の効果、スケール効果等の検討を実施した。ここでは、小型振動台実験の結果のみ記述する。

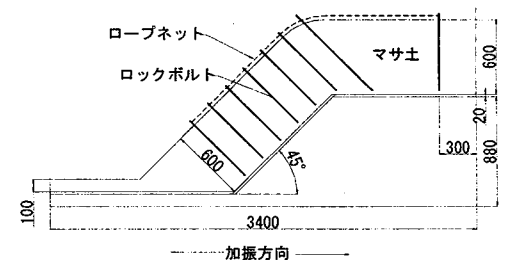


図 3 小型振動台実験概要

### (1) 模型実験概要

小型振動台実験は、独立行政法人港湾技術研究所における 3 次元水中振動台で行った。模型スケールは 1/10、斜面傾斜 45 度、幅 1.50m、高さ 1.50m、奥行き 3.4m である(図 2、3 参照)。地盤材料は自然含水状態のマサ土を湿潤密度で  $15.7\text{kN/m}^3$  に締め固めて使用した。加振方法は、

1 回に周波数 5Hz で一定の加速度レベルで水平方向の正弦波を 50 波与えた。段階的に加速度レベルを 1 回の加振毎に 100gal から 50gal 刻みで大きくしながら、模型斜面が破壊するまで実験を行った。実験ケースは、対策の有無と

Development of anti-seismic remedy for natural slope

Harushige Murakami, Hyogo Prefecture  
Tetsuro Kaneko, Hyogo Prefecture  
Sigeyuki Araki, DIA Consultants Co., Ltd.  
Hiroyuki Kimura, DIA Consultants Co., Ltd.  
Satoshi Kagamihara, DIA Consultants Co., Ltd.

その配置方法を変えて 40 ケース実施した。

(2) 実験結果

実験の結果、対策工の有無に関係なく破壊形態は、図 4 に示すようであった。その破壊形態を表 1 のように定義した。またこれらの破壊形態が発生する際のせん断ひずみは、ほぼ同じ値を示すことが実験からの知見として得られた。破壊現象とせん断ひずみが密接に関連することがわかったため、亀裂発生および局所破壊に至る限界値として、「ある破壊形態が発生した時点の斜面表層における最大せん断ひずみ量」を限界ひずみ量と定義した。また模型と現地の相似比を考慮し現地の限界ひずみ量を定義した。

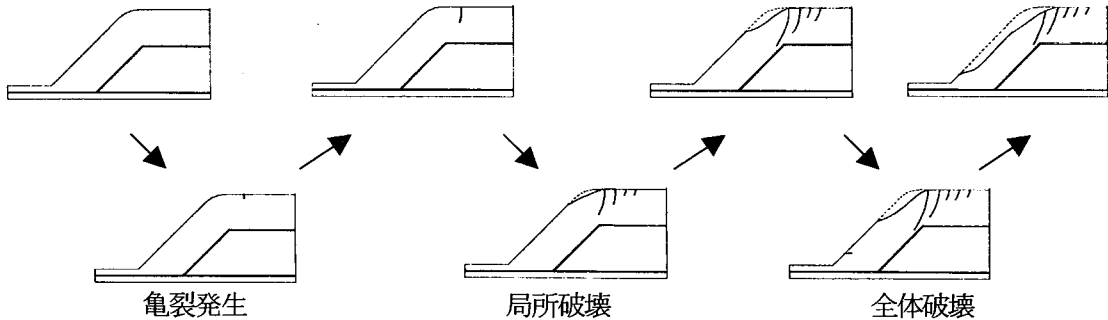


図 4 破壊形態

表 1 破壊形態の定義

破壊状態	破壊レベル	定義	限界ひずみ量 模型スケール	限界ひずみ量 現地スケール
亀裂発生	小	擬弾性状態を超えて一次亀裂が発生した状態	$5 \times 10^3$	1%
局所破壊	中	局所的な崩落を含む天端沈下、のり尻隆起などの永久変形を生じる破壊	$2 \times 10^2$	5%
全体破壊	大	連続した破壊面がのり尻を含む斜面の大部分を占める破壊	—	—

各段階における模型斜面の挙動を以下にまとめた。

- ① 初期段階での加振では、変形は肉眼で確認できず亀裂の発生や破壊はない。
- ② 加振レベルを増加した段階で、地震時の斜面の破壊過程は対策工の有無に関わらず、まず斜面天端付近に亀裂が発生する。(亀裂発生)
- ③ さらに加振を加えると無対策斜面では天端付近が崩壊するが、同レベルで対策斜面は崩壊しない。(局所破壊)
- ④ 引き続き加振を加えると無対策斜面では全体的に大きく崩壊するが、対策斜面では小崩壊を引き起こす程度にとどまる。(全体破壊)

対策工には、亀裂発生以降、大規模な崩壊を起こさせない働きがあることがわかった。また最終的に崩壊に至っても、ある程度ネットが土塊を受止めることがわかった。図 5、6 に全体破壊時の無対策斜面、対策斜面の状況を示す。



図 5 無対策時の全体破壊状況

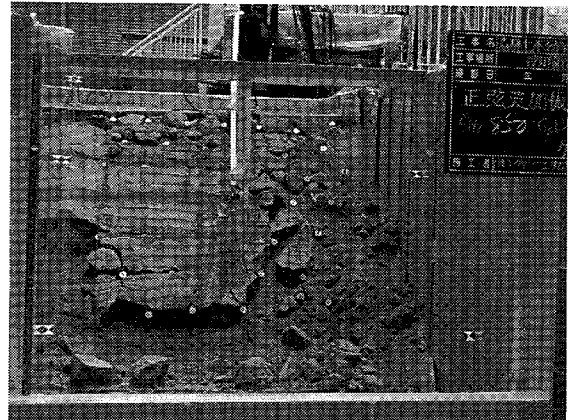


図 6 対策時の全体破壊状況

対策工の最適な配置は、実験の結果より表2で示す配置がもっとも耐震性が高かった配置である。

表2 対策工の最適な配置(現地サイズ)

ロックボルト	配置：2.0m 間隔千鳥 鉄筋径：D22 長さ：崩壊土層厚の2倍
ロープネット	ネット径：φ8 メッシュ間隔：0.50m
支圧版	形状：円形 サイズ：φ300

対策工の耐震効果メカニズムは、地盤が変形することによりロックボルト、ロープネットの順で効果を発揮する。支圧板は、初期の段階から地盤変形の抑止効果を示しているものと推測される。加速度と地盤変形とロックボルト軸力、ロープネット張力の関係を図7に示す。

図7より加振時から局所破壊までの地盤変形、ロックボルト軸力、ロープネット張力の増加をそれぞれ見てみると以下の傾向があることがわかる。

- ・ 地盤変形：亀裂発生以降急激増加
- ・ ロックボルト軸力：局所破壊までほぼ線形的に増加
- ・ ロープネット張力：亀裂発生から局所破壊にかけて増加

これらの結果より、対策工の補強メカニズムは、地盤の変形量の増加に伴いロックボルト、ロープネットの順で効果を発揮する。支圧板は、初期の段階から地盤変形の抑止効果を示しているものと推測される。

以上の振動台実験の結果から地盤変形に伴い対策工の効果が発揮されることが判明したため、本対策工の設計には、地盤の変形量を基にして地震時の斜面の安定性を評価する考え方を新しく取り入れ、より合理的な設計式を開発することとした。

### 3. 変形を基にした設計式の開発

振動台実験の結果より対策工に囲まれたブロックが平行四辺形に変形するモデルを考えた(直接変形算出法<sup>2)</sup>)。計算モデルを図8に示す。地震力、ロープネット張力の外力仕事、ロックボルトのひび、土のせん断変形による内力仕事を等値としてせん断ひずみを求めると式1のようになる

$$\gamma^3 + 4 \tan \nu \cdot \gamma^2 + \left[ \frac{4GBL}{EA_{RB}} + 4 \tan^2 \nu \right] \cdot \gamma - \frac{(4k_e W - 8T_{RN})}{EA_{RB}} = 0 \quad \text{式1}$$

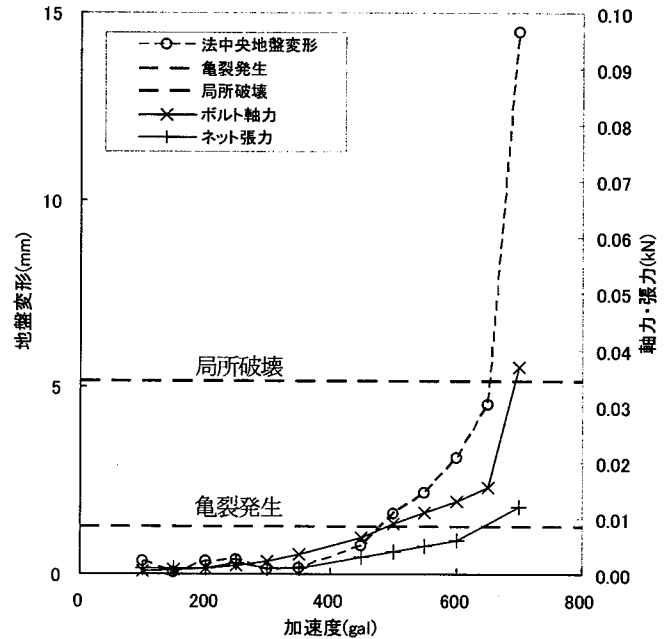


図7 加速度と地盤変形・ロックボルト軸力・ネット張力

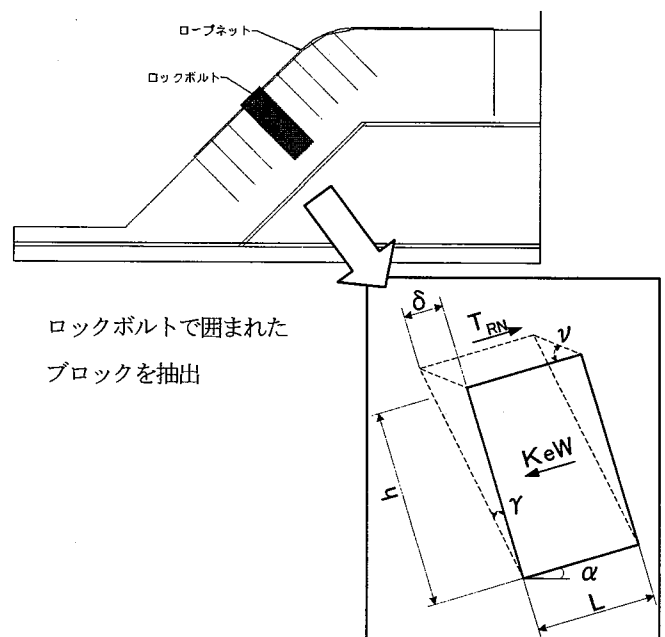


図8 直接変形算出法モデル

ここで、 $\gamma$ はせん断ひずみ、 $W$ は土ブロック重量(kN)、 $B$ 、 $L$ は土ブロックの幅と奥行き(m)、 $G$ は土のせん断弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $k_e$ はせん断方向における震度、 $\nu$ はダイレタンシー角、 $E$ はロックボルトの弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)、 $A_{RB}$ はロックボルトの断面積(m<sup>2</sup>)、 $T_{RN}$ はロープネット張力(kN)である。

本計算式の特徴は、せん断弾性係数  $G$  がせん断ひずみ  $\gamma$  の大きさによって変化するせん断弾性係数の非線形性を考慮し、変形量を求めることにある。計算過程は、次のとおりである。

- ①式 1 のせん断弾性係数  $G$  に初期せん断弾性係数  $G_0$  を代入しせん断ひずみを計算する。
- ②計算したせん断ひずみからせん断ひずみとせん断剛性率の関係をを用いせん断弾性係数  $G$  を新たに求め式 1 に代入しせん断ひずみを計算する。
- ③ $n-1$  回目のせん断ひずみと  $n$  回目のせん断ひずみの差が 0.00001 となるまで②の計算を繰り返す。

設計式の妥当性を確認するため振動台実験と比較を実施した。計算条件を表 3、せん断ひずみとせん断剛性の関係を図 9 に示す。

表 3 計算条件

項目	値
単位体積重量	$\gamma_t$ 16.0 kN/m <sup>3</sup>
土ブロック高さ	$h$ 0.4 m
ロックボルトの間隔	$B$ 0.2 m
土ブロックの奥行き	$L$ 0.2 m
ダイレタンシー角	$\nu$ 12.0 Degree
斜面傾斜角	$\alpha$ 45.0 Degree
ボルトの弾性係数	$E$ $7.00 \times 10^7$ kN/m <sup>2</sup>
ボルトの断面積	$A_{RB}$ $7.07 \times 10^{-6}$ m <sup>2</sup>
初期せん断弾性係数	$G_0$ 14,556 kN/m <sup>2</sup>

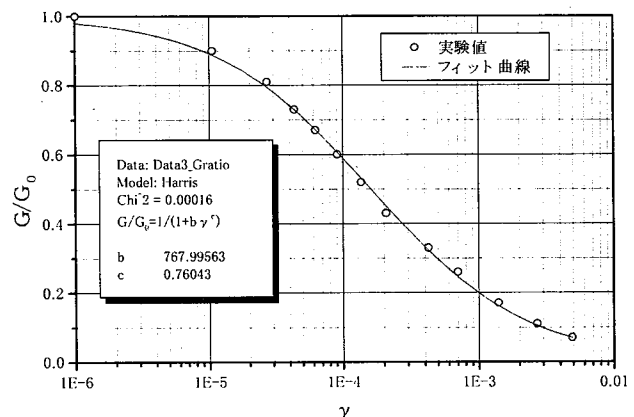


図 9 せん断ひずみとせん断剛性の関係

振動台実験結果の地盤変形量、計算で求められた地盤変形量と三次元非線形解析(DYNAFLOW)により求めた地盤変形量<sup>3)</sup>を比較したものを図 10 に示す。

図 10 より振動台実験結果とほぼ同様の地盤変形量が計算されたことから動的解析法および本設計式が妥当であると判断した。従って、この動的解析法、設計式を用いることにより、本対策工を施した現地自然斜面の地震時の変形量を予測することが可能となった。

#### 4. 設計法

地震時の斜面对策工の開発を目的に振動台実験、動的解析、設計式の開発を実施してきた。これらの検討結果を踏まえて、現地で耐震補強する場所の特定方法、特定した場所に対して本対策工を施したときの変形量とその安定性の判定方法について提案する。以下に調査法、設計法について記述する。

##### (1) 調査法

地震時に不安定となる箇所を特定する調査方法として、簡易貫入試験を主体とした調査を採用した。簡易貫入試験は、質量 5kg のハンマーを 50cm の高さから自由落下させコーンを 10cm 貫入させるのに要する打撃回数  $N_c$  で整理する方法である。沖村ら<sup>4)</sup>によると六甲山系において発生した過去の崩壊より  $N_c < 12$  で崩壊が多いことを指摘している。また、 $N_c < 12$  の層を潜在崩土層と名

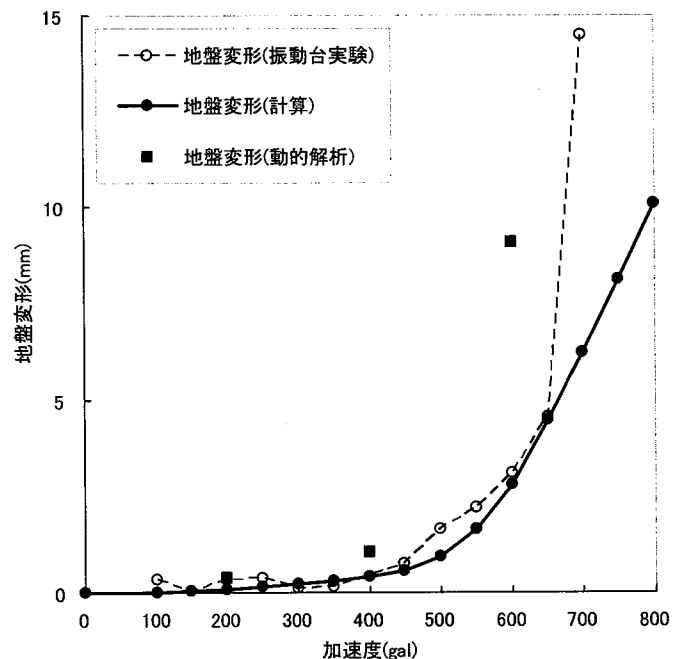


図 10 加速度と地盤変形量の関係

づけている。また、兵庫県南部地震で多数発生した表層崩壊は、この潜在崩土層が崩壊したものである。よって斜面の潜在崩土層の分布を把握するために簡易貫入試験を実施する。

設計に用いる地盤の物性値、強度特性、変形特性は、潜在崩土層内の試料を用いた試験によって定める。表4に設計に用いる物性値とその重要度を示す。

表4 設計に用いる物性値とその重要度

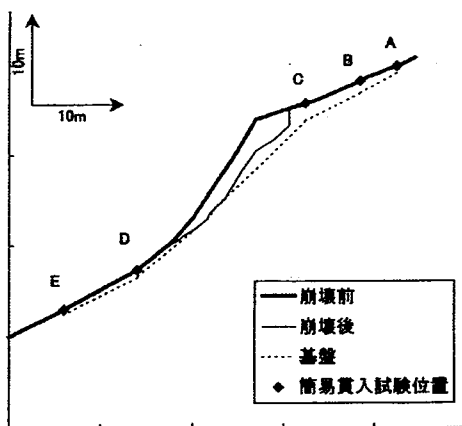
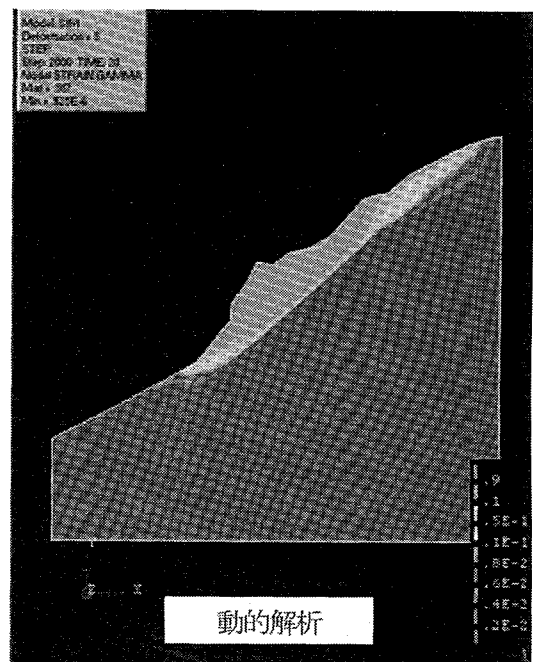
調査・試験	設計に必要な物性値	重要度
湿潤密度試験	単位体積重量( $\gamma_d$ )	◎
三軸圧縮試験	粘着力(c)、内部摩擦角( $\phi$ )	◎
孔内水平載荷試験	弾性係数( $E_m$ )	○
PS 検層	せん断弾性係数( $G_0$ )	○
繰り返し三軸試験	せん断弾性係数のひずみ依存性( $G/G_0$ )	○

(2) 設計法

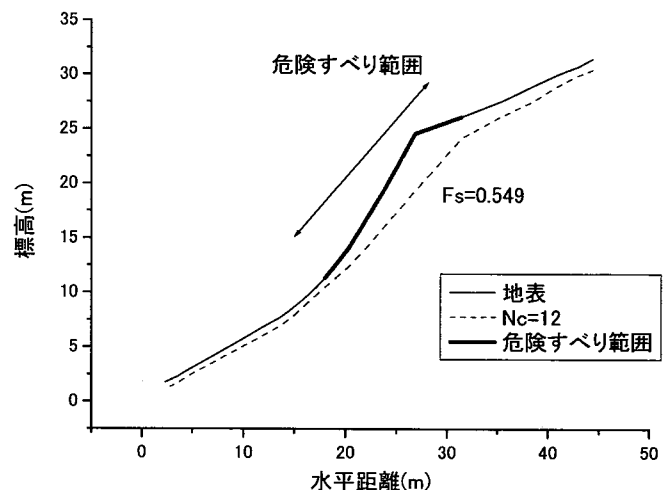
設計法は、現地調査で実施した簡易貫入試験、室内試験結果をもとに地震時に危険となる場所の特定、さらに特定した場所に対して本対策工を施したときの変形量とその安定性の判定をする。

地震時に危険となる場所の特定は、地形形状、潜在崩土層の分布よりいくつかのすべりブロックを仮定し、3個以上のすべりブロックの力のつり合いにより斜面の中で不安定となる場所を特定する多平面安定解析手法<sup>9)</sup>を取り入れた。地震力は、水平震度として考慮した。

地震時に崩壊したいくつかの事例<sup>10)</sup>に対して事例解析を実施し危険範囲の特定方法の妥当性を確認した。事例解析の結果を図11に示す。ここで水平震度は、0.45とした。図11より動的解析結果のせん断ひずみが大きくなる箇所、多平面安定解析結果の最小安全率を示す箇所が崩壊事例と一致することがわかる。



崩壊事例



多平面安定解析

図11 事例解析結果

つぎに、地震時に危険となる範囲に対して本対策工を設置し、地震時の変形量を直接変形算出法により算出する。こ

ここで安定性の指標には、振動台実験結果の破壊形態と保全対象の重要度にあわせ基準変形量を設定した。基準変形量を表5に示す。

表5 基準変形量

保全対象の重要度	破壊状態	限界ひずみ量	基準変形量
高い	亀裂発生	1%	潜在崩土層×1%
通常	局所破壊	5%	潜在崩土層×5%

想定地震時の変形量が許容値(亀裂発生あるいは局所破壊となる変形量)以内であるかどうかによって、本対策工の適用性を照査し、採用するかどうかを判定する。採用できない場合は、他の工法を採用する。本対策工の配置、構成を変更することはしない。変形量を算出した例を表6、図12に示す。本例では想定震度0.45の時の地盤変形は、亀裂発生(潜在崩土層厚1%)以下であるため保全対象の重要度の高い場所でも本対策工が適用可能となる。

表6 計算条件

項目	値
単位体積重量 $\gamma_t$	15.2 kN/m <sup>3</sup>
土ブロック高さ h	1.47 m
ロックボルトの間隔 B	2.0 m
土ブロックの奥行き L	2.0 m
ダイレタンシー角 $\nu$	10.0 Degree
斜面傾斜角 $\alpha$	39.7 Degree
ボルトの弾性係数 E	$2.0 \times 10^8$ kN/m <sup>2</sup>
ボルトの断面積 $A_{RB}$	$3.8 \times 10^{-4}$ m <sup>2</sup>
初期せん断弾性係数 $G_0$	33,000 kN/m <sup>3</sup>

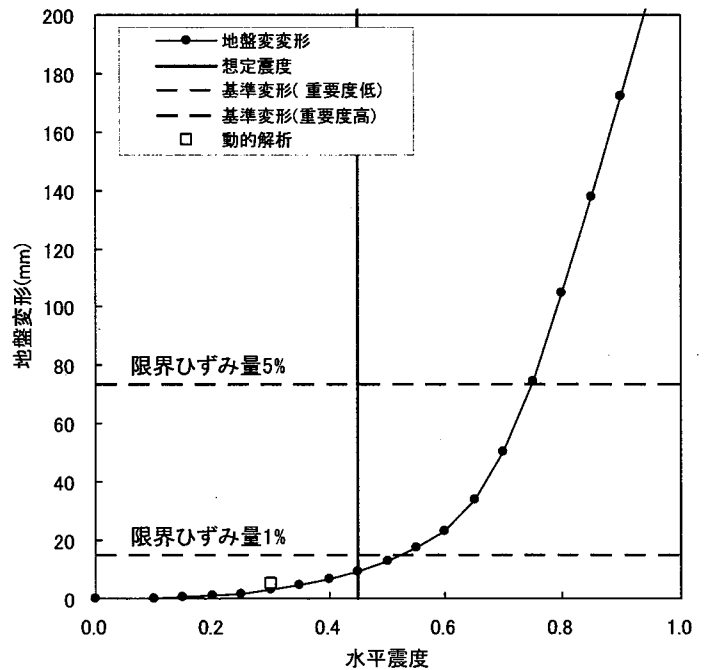


図12 震度と変形量の関係

5. まとめ

振動台実験、動的解析などの結果を踏まえ設計法の妥当性を確認してきたが、安定性の指標として、従来の手法とは異なり変形量(ひずみ量)を新たに取り上げている。現在、安定性の指標の妥当性をより確実にするため試験施工現場でのモニタリングを実施している。さらに、降雨の影響についても模型実験を実施しており、今後それらの結果を網羅した耐震設計法の検討を行う予定である。本事業を進めるに際して、アドバイザー会議の委員としてご指導いただいている神戸大学沖村先生、同大学田中先生、東京工業大学大町先生、関西大学楠見先生、防災科学研究所地震防災フロンティア研究センター後藤副センター長、森林総合研究所地すべり研究室松浦室長、港湾空港技術研究所構造振動研究室菅野室長の7名の先生方には多大なご教示をいただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 福政俊浩ほか：自然斜面の耐震工法に関する実験と解析(その1), 第36回地盤工学研究会発表会, 1172, 2001.
- 2) 村上晴茂ほか：地震時斜面安定のためのロックボルト・ロープネット併用工法に関する変形量を基にした設計法の提案, 第37回地盤工学研究会発表会, 1051, 2002
- 3) 福政俊浩ほか：自然斜面の耐震工法に関する実験と解析(その2), 第36回地盤工学研究会発表会, 1173, 2001.
- 4) 沖村孝ほか：一試験地における風化花こう岩斜面の土層構成と崩壊発生深さに関する研究, 新砂防, 116, pp.7~16, 1980
- 5) 沖村孝ほか：山腹表層崩壊発生位置の予知に関する一研究, 土木学会論文報告集, 第331号, pp.113~120, 1983
- 6) 鳥居宣之ほか：地震動が表土層に与えた影響について(その2), 建設工学研究所論文報告集, 第42-B号, pp.129~143, 2000