

添付資料-18 設計例（単層構造）

1. 概要

当資料は、実際設計を行う際の参考として単層構造における常時設計、地震時設計（4. 設計参照）の例を示したものである。

2. 単層構造の設計例

2. 1 常時の設計

図 101 に設計指針(案)の単層構造の常時設計の流れを示す。本設計例の対象は、神戸市須磨区高倉山地区 C 測線とした単層構造の地層における常時設計の計算例を以下に示す。なお、図 85 中にある①、②などは、次ページ以降で説明する①、②などに対応しており、本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。

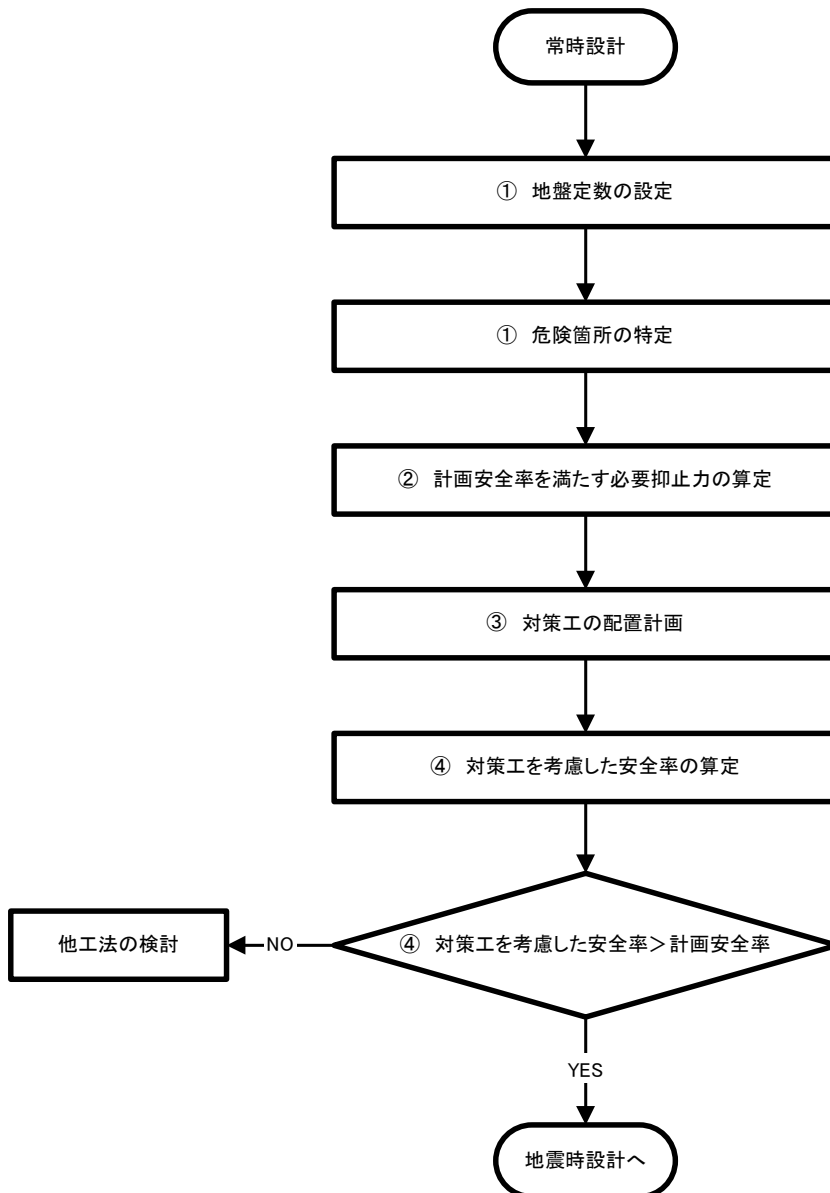


図 85 常時設計の流れ

①地盤定数の設定、危険箇所の特定

地盤定数は、現地調査結果ならび逆算法で求める方法などにより総合的に検討し決定する。

本例では、当該斜面の調査結果から地盤定数(添付資料-4,p.4-4 参照)を設定したが、**4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数(粘着力)**に記述しているように降雨時の強度低下を考慮して逆算法によって設定した。この場合、地盤定数の設定と危険箇所の特定は多平面安定解析による繰り返し計算によって求める。繰り返し計算の手順を図 86 に示す。

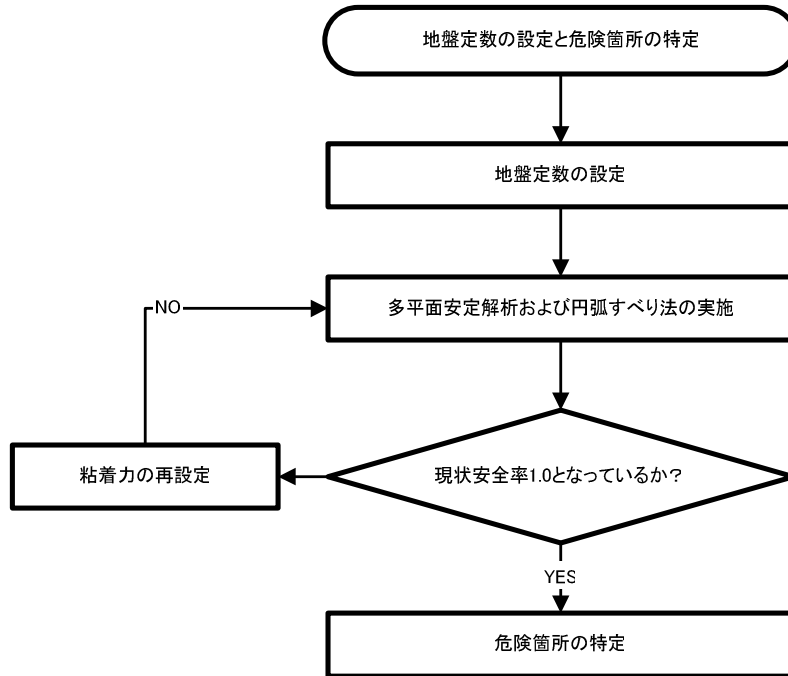


図 86 繰り返し計算の手順

多平面安定解析を用いて実施した結果、表 37 に示す地盤定数と危険箇所(図 87 : No.73~No.79 ブロック)が得られた。なお、多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する。

表 37 地盤定数の設定例(常時)

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-----------------|-------------------|------|-----------------------|
| 単位体積重量 γ | kN/m ³ | 15.2 | 室内試験結果(添付資料-4、表 7 参照) |
| 内部摩擦角 ϕ | 度 | 30 | 室内試験結果(添付資料-4、表 7 参照) |
| 粘着力 C | kN/m ² | 10 | 室内試験結果(添付資料-4、表 7 参照) |
| 粘着力 C | kN/m ² | 2.30 | 逆算法による |

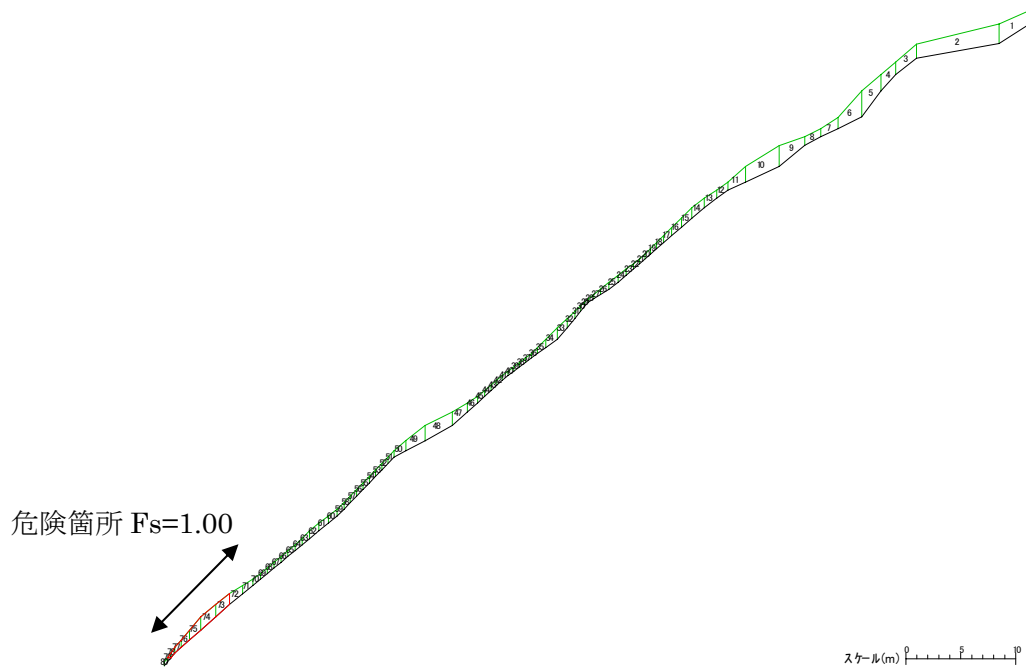


図 87 多平面安定解析モデルと常時の危険箇所

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

- 4.2.1 地盤定数の設定（常時）
- 4.2.2 危険箇所の特定（常時）
- 4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数（粘着力）

②常時の必要抑止力

常時の必要抑止力（計画安全率を満たす必要抑止力）は、**4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力**に従って実施する。なお本設計例では、危険箇所の特定に多平面安定解析を用いているため、従来から用いられている簡便法により算定する。その際、**添付資料-10**に従い多平面安定解析で得られたすべり面形状を、上部を円弧形状とした複合すべりのすべり面形状（図 88）に置き換える。また、地盤定数は①で得られた値を用いる。

簡便法による現状安全率が 1.0 を下回る場合は、**添付資料-10** 図 30 の手順で地盤定数を見直し、現状安全率が 1.0 となる必要抑止力を算定する。その際、見直した地盤定数を使った多平面安定解析の結果と当初の多平面安定解析の結果とで危険箇所が異なることを確認する必要がある。

本設計例では、①で得られた地盤定数を用いた簡便法による現状安全率が 1.0 以下となったため、簡便法による安全率が 1.0 となる粘着力を逆算し 2.31kN/m^2 を得た。また、この地盤定数で多平面安定解析を行ったが危険箇所は変わらなかった。

簡便法により求めた常時の必要抑止力は 11.362kN/m となった（表 38、式 4.2.10 参照）。

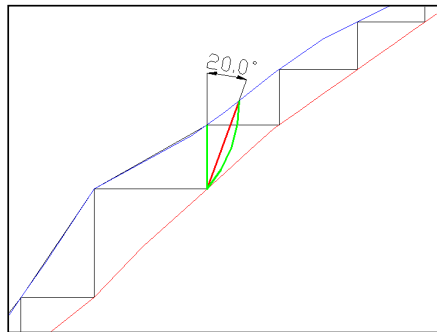


図 88 簡便法の上すべり面の形状

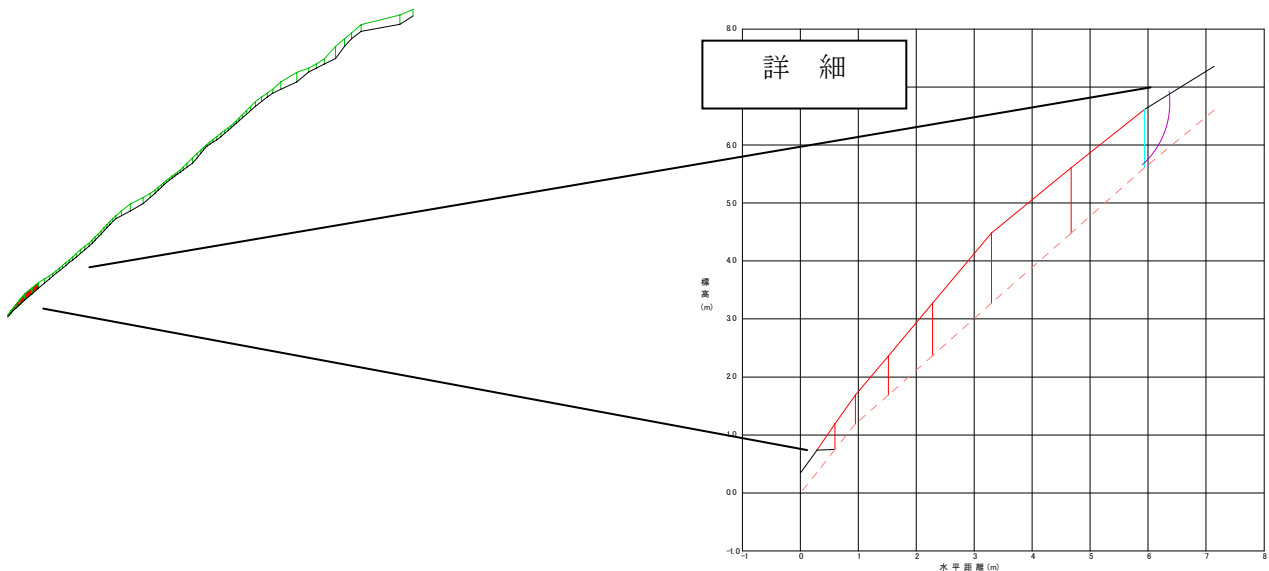


図 89 簡便法による計算モデル

表 38 必要抑止力の計算結果(ソフト出力例)

| スライス(ワック) NO(NO) | スライス幅 (m) | すべり長 (m) | α (度) | 重量 w (kN/m) | 間隙水圧 u (kN/m) | 抵抗力 s (kN/m) | すべり力 T (kN/m) | 法線分力 N (kN/m) | |
|---------------------|--------------|-------------|-----------------|------------------|--------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------|
| 1(79) | 直線 | 0.310 | 0.310 | 1.8 | 1.037 | 0.0 | 1.315 | 0.033 | 1.036 |
| 2(78) | 直線 | 0.350 | 0.562 | 51.5 | 2.500 | 0.0 | 2.197 | 1.957 | 1.557 |
| 3(77) | 直線 | 0.570 | 0.758 | 41.3 | 5.068 | 0.0 | 3.951 | 3.342 | 3.810 |
| 4(76) | 直線 | 0.760 | 1.020 | 41.8 | 9.068 | 0.0 | 6.258 | 6.047 | 6.758 |
| 5(75) | 直線 | 1.020 | 1.360 | 41.4 | 16.357 | 0.0 | 10.223 | 10.822 | 12.265 |
| 6(74) | 直線 | 1.370 | 1.828 | 41.5 | 24.364 | 0.0 | 14.765 | 16.129 | 18.261 |
| 7(73) | 直線 | 1.270 | 1.700 | 41.7 | 20.559 | 0.0 | 12.794 | 13.666 | 15.359 |
| 8 | 円弧 | 0.471 | 1.435 | 54.2 | 5.958 | 0.0 | 5.327 | 4.833 | 3.484 |
| 集 計 | | 6.121 | 8.974 | | 84.911 | 0.0 | 56.832 | 56.828 | 62.531 |

$$\begin{aligned}
 P_r &= F_{sp} \cdot \sum T_i - \left(\sum N_i \cdot \tan \phi_i + \sum c_i \cdot l_i \right) \quad \dots \text{式 4.2.10} \\
 &= 1.20 \cdot 56.828 - (62.531 \cdot \tan 30 + 2.31 \cdot 8.974) \\
 &= 68.194 - (36.102 + 20.730) \\
 &= 11.362 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここで、

- F_{sp} : 計画安全率(=1.20)
- P_r : 必要抑止力(kN/m)
- N_i : 分割片の重力による法線力($N = W_i \cdot \cos \alpha_i$) (kN/m)
- T_i : 分割片の重力による接線力($T = W_i \cdot \sin \alpha_i$) (kN/m)
- l_i : 分割片のすべり面長(m)
- ϕ_i : 移動土塊の内部摩擦角(°)
- c_i : 移動土塊の粘着力(kN/m²)

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力

③対策工の配置計画

常時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、**4.2.5 対策工の配置計画(常時)**に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の2倍以上とし、配置間隔は、2mの千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。

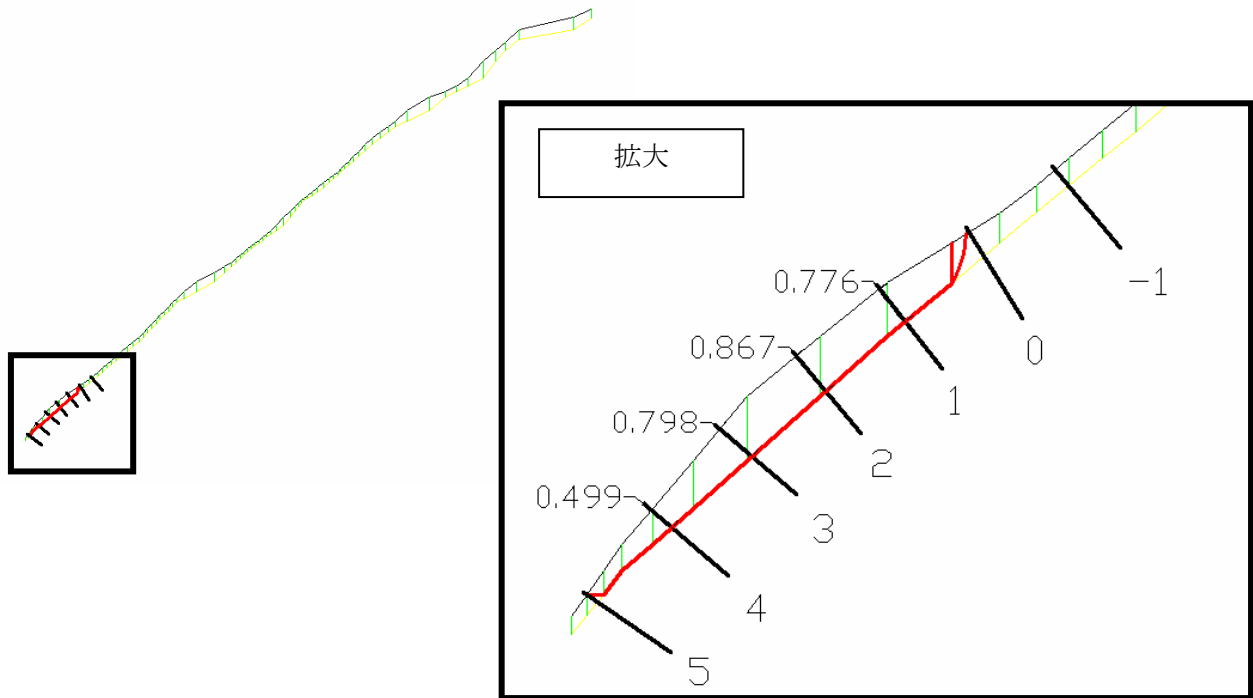


図 90 常時の危険箇所に対する対策工の配置例

常時の対策範囲の潜在崩土層厚は、常時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ (h) とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 39 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを1段追加設置(図 90 中、番号-1)することを標準とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

表 39 対策範囲(常時)の潜在崩土層厚の計算例

| ロックボルトの番号 | 厚さ (m) |
|---------------|--------|
| -1 | - |
| 0 | - |
| 1 | 0.776 |
| 2 | 0.867 |
| 3 | 0.798 |
| 4 | 0.499 |
| 5 | - |
| 平均 L_{ave} | 0.74 |
| 標準偏差 σ | 0.14 |

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

$$\begin{aligned} h &= l_{ave} + \sigma && \dots \text{式 4.2.13} \\ &= 0.74 + 0.14 \\ &= 0.88\text{m} \end{aligned}$$

ここで、 h : 基準となる潜在崩土層厚

l_{ave} : すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ : 標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m 括約する。その際、余長 0.1m を考慮する。

$$\begin{aligned} L_{RB} &= 2 \cdot h && \dots \text{式 4.2.14} \\ &= 2 \times 0.88\text{m} \\ &= 1.76\text{m} \end{aligned}$$

ロックボルトの長さ = 1.76m + 余長 0.1m = 1.86m = 2.0m(0.5m括約)

ここで、 L_{RB} : ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.0m(余長含む)、ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.2.5 対策工の配置計画（常時）

④対策工を考慮した安全率、対策工の適用性の判定

前述の③**対策工の配置計画**に沿って対策工を配置した場合の安全率を算定し、その安全率（対策工を考慮した常時の安全率）が計画安全率（=1.2）を満足するかを確認する。計画安全率を下回る場合には、本工法は適用できないため、他工法を検討することとなる。

本設計例での入力条件を表 40 に、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 41 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、**添付資料-11**に従って計算する。また、本計算も付属の計算プログラムを使用する。

本計算例では、対策工を考慮した安全率は 1.260 となり、計画安全率（=1.2）を満足するため、常時の対策工として本対策工が適用できるという判定となる。

表 40 入力条件

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|------------------------------|-------------------|------|---|
| ロックボルトの許容引張応力度 σ_{sa} | N/mm ² | 200 | 添付資料-12 参照 SD345 |
| ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ_c | N/mm ² | 1.6 | 添付資料-12 参照 $\Sigma ck=24$ (N/mm ²) |
| 極限周面摩擦抵抗値 τ_p | N/mm ² | 0.11 | 添付資料-5 参照 |
| | | 0.20 | 添付資料-12 参照 基盤部_砂礫 N 値 30 |
| 極限周面摩擦抵抗の安全率 F_{sa} | | 2.0 | 添付資料-12 参照 |
| 変形許容型のり面工低減係数 μ | | 0.7 | 添付資料-11 参照 |
| ロックボルトの引張力の低減係数 λ | | 0.7 | |
| ロックボルト径 | mm | 22 | |
| 削孔径 | mm | 50 | |

・ロックボルト No.1 の計算例

a)1 本あたりの許容補強材力の算定

添付資料-11 に示したようにロックボルトの許容補強材力 T_{pa} は、以下の 3 つの中で最も小さいものとする。ここでは、ロックボルト No.1 を例に以下の計算を実施した例を示す。

・移動土塊から受ける引抜き抵抗力： T_{1pa} (kN/本)

・不動地山から受ける引抜き抵抗力： T_{2pa} (kN/本)

・ロックボルトの許容引張力： T_{sa} (kN/本)

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] = \min[22.346, 17.656, 70.6] = 17.656 \quad (\text{kN/本})$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a = 1.124 \cdot 15.708 = 17.656 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[15.708, 106.563] = 15.708 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa} = (200 \cdot \pi \cdot 0.05) / 2.0 = 15.708 \quad (\text{kN/本})$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d = 1600 \cdot \pi \cdot 0.0212 = 106.563 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m²)

- τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
- D : 削孔径 (m)
- F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率
- τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力 (kN/m)
- τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力 (kN/m²)
- d : ロックボルト径 (m)
- L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{1pa} = \{1/(1-\mu')\} \cdot L_1 \cdot t_a = \{1/(1-0.7)\} \cdot 0.776 \cdot 8.639 = 22.346 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[8.639, 106.563] = 8.639 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa} = (110 \cdot \pi \cdot 0.05) / 2.0 = 8.639 \quad (\text{kN/本})$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d = 1600 \cdot \pi \cdot 0.0212 = 106.563 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

μ' : 変形許容型のり面工低減係数

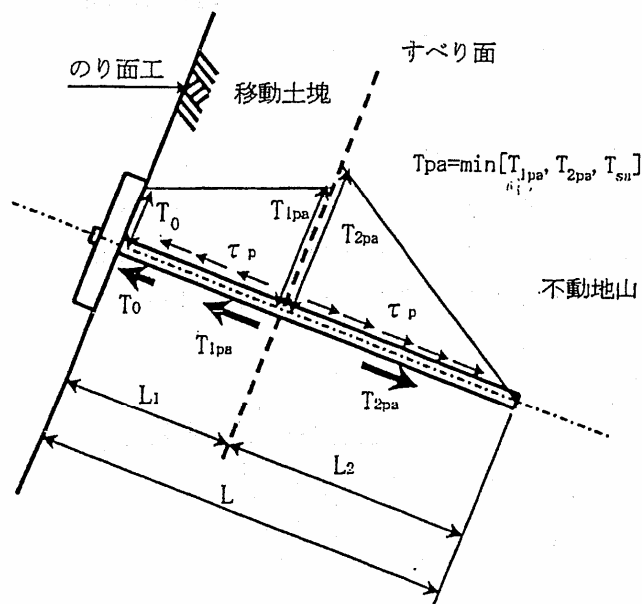
L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 200000 \cdot 0.000353 = 70.6 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : ロックボルトの断面積 (m²)



ここで、ロックボルト No. 1 の挿入長 $L=1.90\text{m}$ 、 $L_1=0.776\text{m}$ 、 $L_2=1.124\text{m}$

図 91 ロックボルトの引張耐力⁵⁸⁾

58) 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針, p.39, 2002年7月

b) ロックボルトの設計引張力の算定

$$T_m = T_d / SH = 12.359 / 2.0 = 6.180 \text{ kN/m} \quad \dots \text{式 4.2.20}$$

$$T_d = \lambda \cdot T_{pa} = 0.7 \times 17.656 = 12.359 \text{ kN/本}$$

ここで、

- T_d : ロックボルトの設計引張力 (kN/本)
- λ : ロックボルトの引張り力の低減係数 (=0.7)
- T_{pa} : ロックボルトの引張り力 (kN/本)
- SH : ロックボルトの水平方向打設間隔 (m)

c) ロックボルトの引止め力と締め付け力の算定

ロックボルトの引止め力

$$S_2 = T_m \cdot \cos \beta = 6.180 \cdot \cos 91.306 = -0.141 \text{ kN/m} \quad \dots \text{式 4.2.18}$$

引き止め力がマイナスのため、設計では 0kN/m とする。

ここで、

- T_m : ロックボルトの設計引張り力 (kN/m)
- β : ロックボルトとすべり面のなす角度 (°)

ロックボルトの締め付け力

$$S_3 = T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi = 6.180 \cdot \sin 91.306 \cdot \tan 30 = 3.567 \text{ kN/m} \quad \dots \text{式 4.2.19}$$

ここで、

- T_m : ロックボルトの設計引張り力 (kN/m)
- β : ロックボルトとすべり面のなす角度 (°)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

以上の計算をすべてのロックボルトに対して実施した結果、表 41 のように整理できる。表中の $S_2+S_3=1.592+13.183=14.775 \text{ kN/m} > 11.362 \text{ kN/m}$ (②の手順で求めた必要抑止力) となり、必要抑止力を満足する結果となる。

表 41 ロックボルトによる抵抗力一覧(ソフト出力例)

| 補強材 | β | T_{1pa} | T_{2pa} | T_{sa} | T_{pa} | T_d | T_m | S_2 | S_3 |
|-----|---------|-----------|-----------|----------|----------|--------|-------|-------|--------|
| No | (°) | kN/本 | kN/本 | kN/本 | kN/本 | kN/本 | kN/m | kN/m | kN/m |
| 2 | 91.306 | 22.346 | 17.656 | 70.600 | 17.656 | 12.359 | 6.180 | 0.000 | 3.567 |
| 3 | 92.145 | 24.955 | 16.234 | 70.600 | 16.234 | 11.363 | 5.682 | 0.000 | 3.278 |
| 4 | 81.581 | 22.973 | 17.315 | 70.600 | 17.315 | 12.120 | 6.060 | 0.887 | 3.461 |
| 5 | 81.949 | 14.379 | 22.002 | 70.600 | 14.379 | 10.065 | 5.033 | 0.705 | 2.877 |
| 計 | | | | | | | | 1.592 | 13.183 |

・対策工を考慮した安全率の算定

Q 、 $S1$ は、②常時の必要抑止力の手順で用いた数値から、次のようになる。

$$Q = W \cdot \sin \theta = T = 56.828 \quad \dots \text{式 4.2.16}$$

ここで、

W : 単位幅あたりの移動土塊重量(kN/m)

θ : すべり面の水平方向となす角度($^{\circ}$)

$$\begin{aligned} S1 &= c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \quad \dots \text{式 4.2.17} \\ &= c \cdot l + N \cdot \tan \phi = 2.31 \cdot 8.974 + 62.531 \cdot \tan 30 = 56.832 \end{aligned}$$

ここで、

c : 土の粘着力(kN/m²)

l : 各分割片できられたすべり面の長さ(m)

ϕ : 土の内部摩擦角($^{\circ}$)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{S1 + S2 + S3}{Q} \geq F_{sp} \quad \dots \text{式 4.2.15} \\ &= \frac{56.832 + 1.592 + 13.183}{56.828} = 1.260 \geq 1.20 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

ここで、

F_s : 対策工を考慮した安全率

Q : すべり力(kN/m)

$S1$: 土塊の崩壊抵抗抗力(kN/m)

$S2$: ロックボルトの引止め力(kN/m)

$S3$: ロックボルトの締め付け力(kN/m)

F_{sp} : 計画安全率

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.6 対策工を考慮した安全率

4.2.7 対策工の適用性の判定

2. 2 地震時設計(単層構造の例)

図 92 に設計指針(案)の単層構造の地震時設計の流れを示す。検討対象は、常時設計例と同様高倉山地区 C 測線としている。単層構造の地層における地震時設計の計算例を以下に示す。なお、図 92 中にある⑤、⑥などは、次ページ以降で説明する⑤、⑥などに対応しており、常時設計から継続した番号である。また本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。

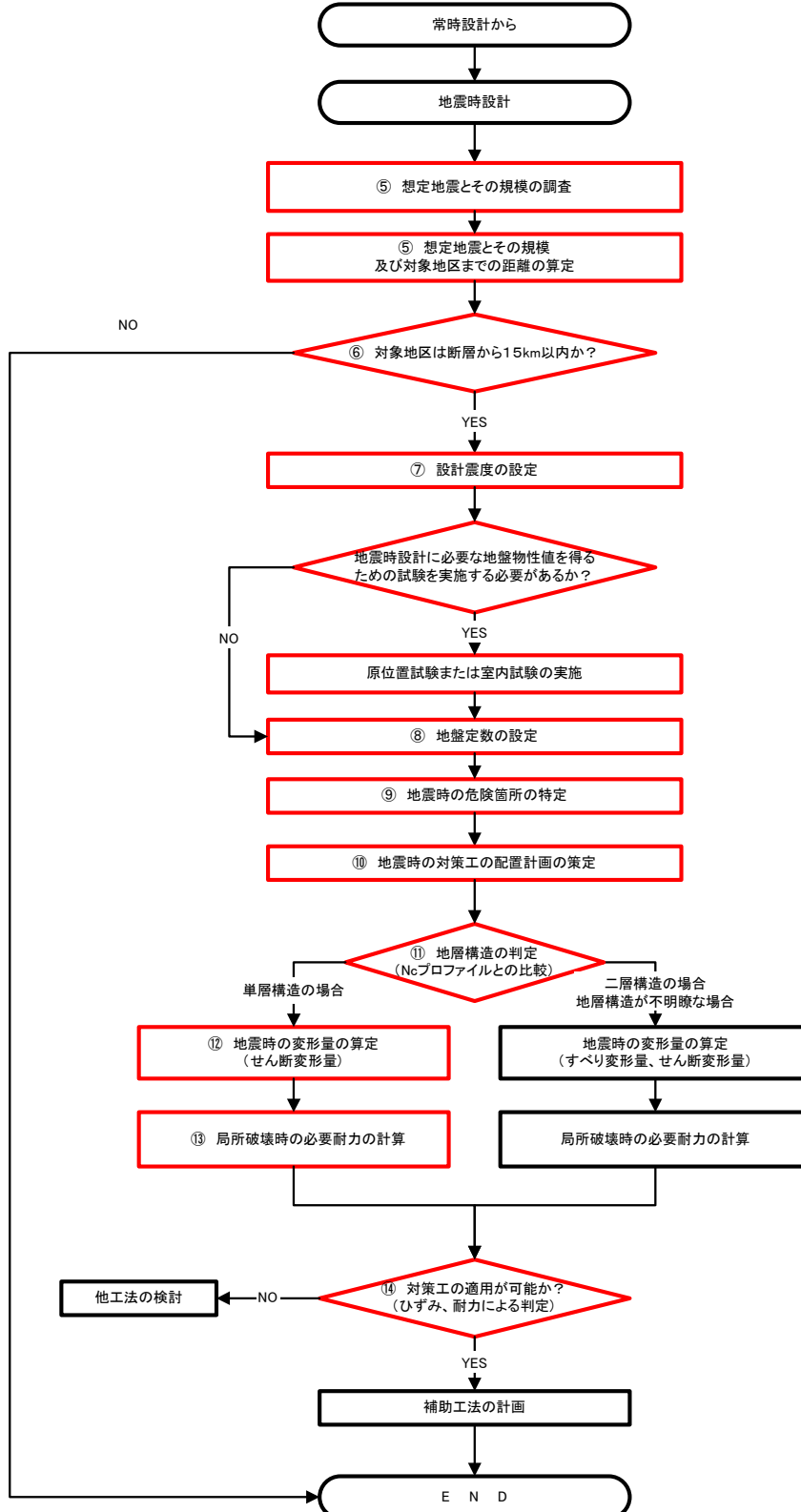


図 92 地震時設計の流れ(単層構造の場合は赤枠の流れ)

⑤想定地震とその規模および対象地区から活断層までの距離

兵庫県の地域防災計画で想定されている活断層とその想定規模を調べる。その結果、対象地区付近には六甲―淡路断層帯が近接しており、想定規模は M(マグニチュード)7.7 となる。次に、対象地区から活断層までの距離を算定する。算定に用いた図面は、日本の活断層⁵⁹⁾である。その結果、対象地区から活断層（須磨断層）までの距離が 0.1km となる。

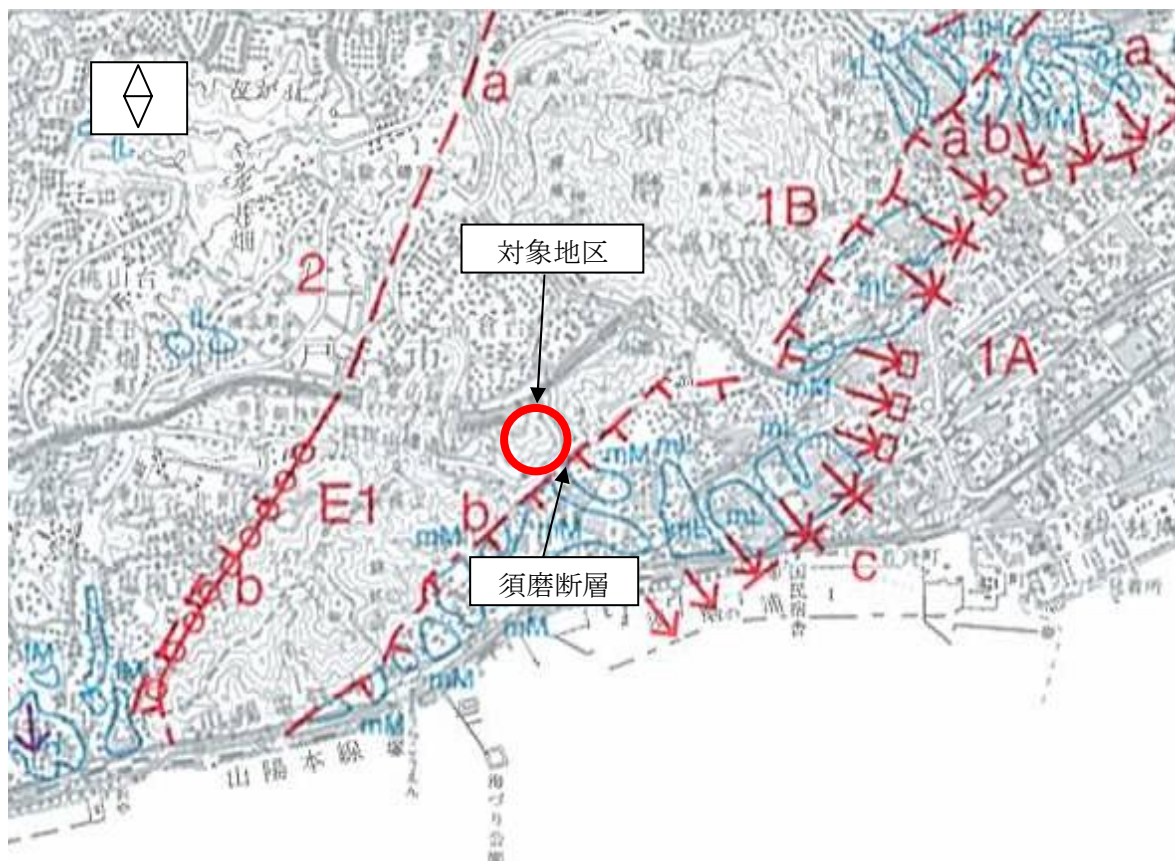


図 93 対象地区から活断層までの距離の例

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.1 対象地区から活断層までの距離

4.3.3 想定地震とその規模の調査

⑥地震時設計の必要性判断

対象地区は、活断層までの距離が 0.1km であり、活断層までの距離が 15km 以内となるため、地震時設計の適用対象となる。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.2 地震時設計の必要性判定

⁵⁹⁾ 東京大学出版協会：日本の活断層,1995.

⑦最大水平震度の算定

兵庫県地域防災計画（地震災害対策計画）では、有馬一高槻断層帯～六甲淡路断層帯を震源とする規模 M （マグニチュード）7.7 の地震が想定されている。この地震の規模は、気象庁マグニチュード (M_j) であるため、式 4.3.2 を使ってモーメントマグニチュード (M_w) へ変換する。

$$\begin{aligned} M_w &= 0.78M_j + 1.08 && \dots\dots\dots \text{式 4.3.2} \\ &= 0.78 \times 7.7 + 1.08 \\ &= 7.09 \end{aligned}$$

したがって、 $M_w = 7.09$ となる。

この地震の規模（7.09）と、前述の断層からの距離（0.1km）から、Joyner&Boore の距離減衰式（式 4.3.1）により、最大水平加速度(A)を算出する。

$$\log A = -1.02 + 0.249M_w - \log r - 0.00255r \quad \dots\dots\dots \text{式 4.3.1}$$

$$\begin{aligned} r &= (D^2 + 7.3^2)^{\frac{1}{2}} \\ &= -1.02 + 0.249M_w - \log(D^2 + 7.3^2)^{\frac{1}{2}} - 0.00255(D^2 + 7.3^2)^{\frac{1}{2}} \\ &= -1.02 + 0.249 \times 7.09 - \log(0.1^2 + 7.3^2)^{\frac{1}{2}} - 0.00255(0.1^2 + 7.3^2)^{\frac{1}{2}} \\ &= -0.14 \end{aligned}$$

ここで、 A ：最大水平加速度（G）、 M_w ：モーメントマグニチュード、 D ：断層からの距離(km)

したがって、

$$A = 10^{-0.14} = 0.72$$

ここから、最大水平加速度は 0.72（G）となる。

次に、求めた最大水平加速度（ A ）を 0.65 倍し、設計水平震度を算定すると、次式のように設計水平震度 kh は 0.47 となる。

$$kh = 0.65A = 0.65 \times 0.72 = 0.47$$

この設計水平震度は、⑨地震時の危険箇所の特定と⑩地震時の変形量で使用する。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.4 設計水平震度の設定

⑧地盤定数の設定

地盤定数は、常時設計の**手順①**で設定した地盤定数と室内試験結果から得られた初期せん断弾性係数を用いる（表 42）。せん断弾性係数のひずみ依存性は、振動三軸試験試験結果の近似曲線（図 94 のフィット曲線）を用いる。

表 42 地盤定数の設定例（地震時）

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-----------------|-------------------|--------|-----------------------|
| 単位体積重量 γ | kN/m ² | 15.2 | ①地盤定数の設定、危険箇所の特定 参照 |
| 内部摩擦角 ϕ | 度 | 30 | |
| 粘着力 C | kN/m ² | 2.30 | |
| 初期せん断弾性係数 G0 | kN/m ² | 26,000 | 室内試験結果（添付資料-4、表 7 参照） |

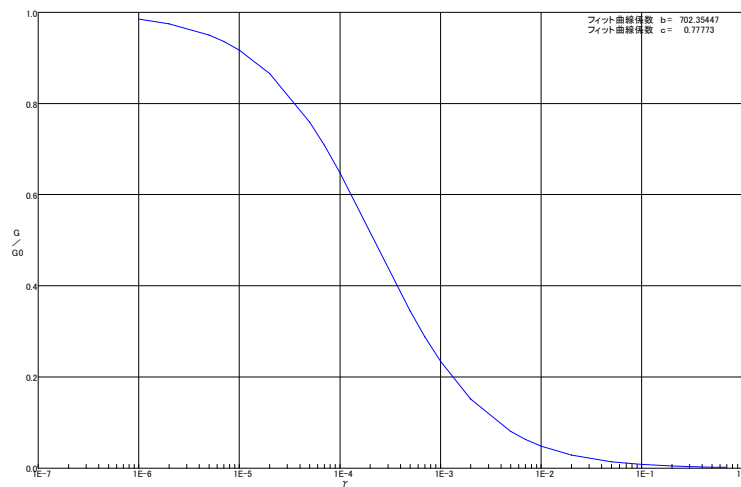


図 94 せん断弾性係数のひずみ依存性

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.5 地盤定数の設定（地震時）

⑨地震時の危険箇所の特定

地形効果震度法を考慮した多平面安定解析を用いて地震時の危険箇所を特定する。多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する。

このとき、

⑦の手順で求めた設計水平震度

⑧の手順で求めた地盤定数

を使用する。本設計例での多平面安定解析のブロック分けと危険箇所（No.3～No.8）を図 90 に示す。なお、地形効果震度法は、付属の計算プログラムの中で考慮されている。

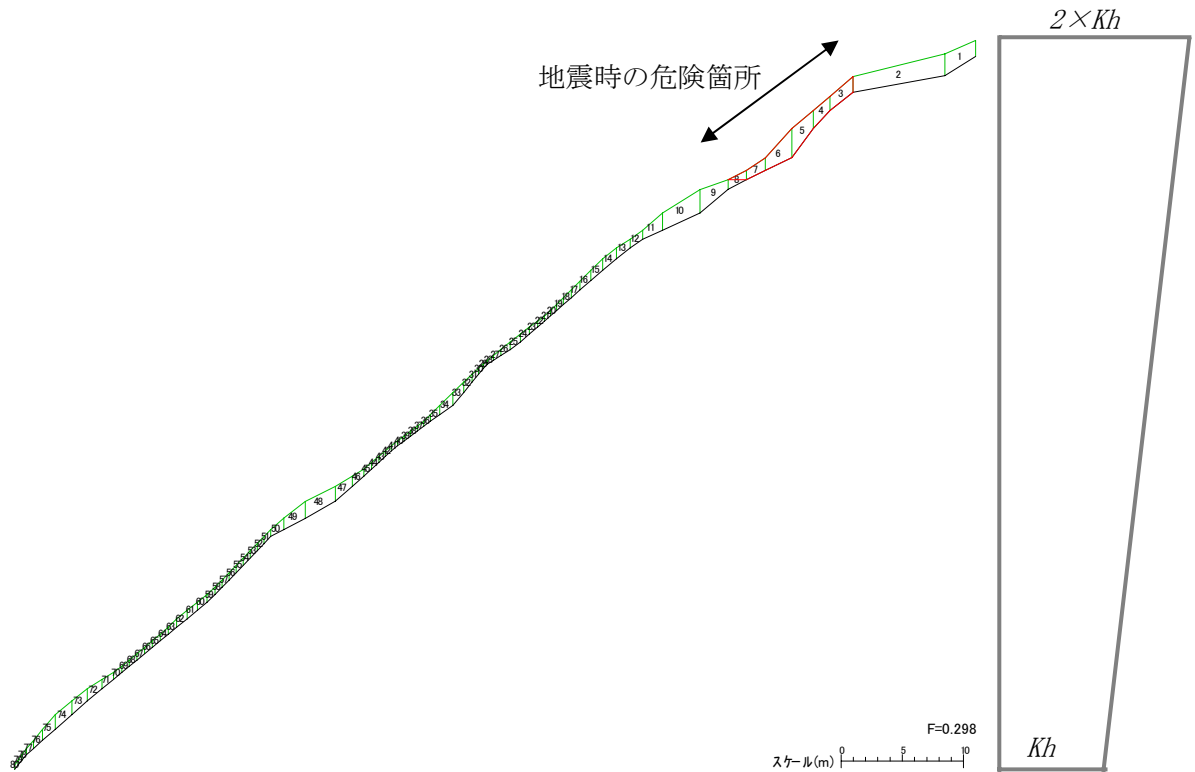


図 95 多平面安定解析のブロック分けと地震時の危険箇所

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.6 危険箇所の特定（地震時）

⑩地震時の対策工の配置計画策定

地震時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、**4.3.7 対策工の配置計画(地震時)**に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の2倍以上とし、配置間隔は、2mの千鳥配置とする。また、ロックボルトを斜面に直角方向に打設することを標準とする。

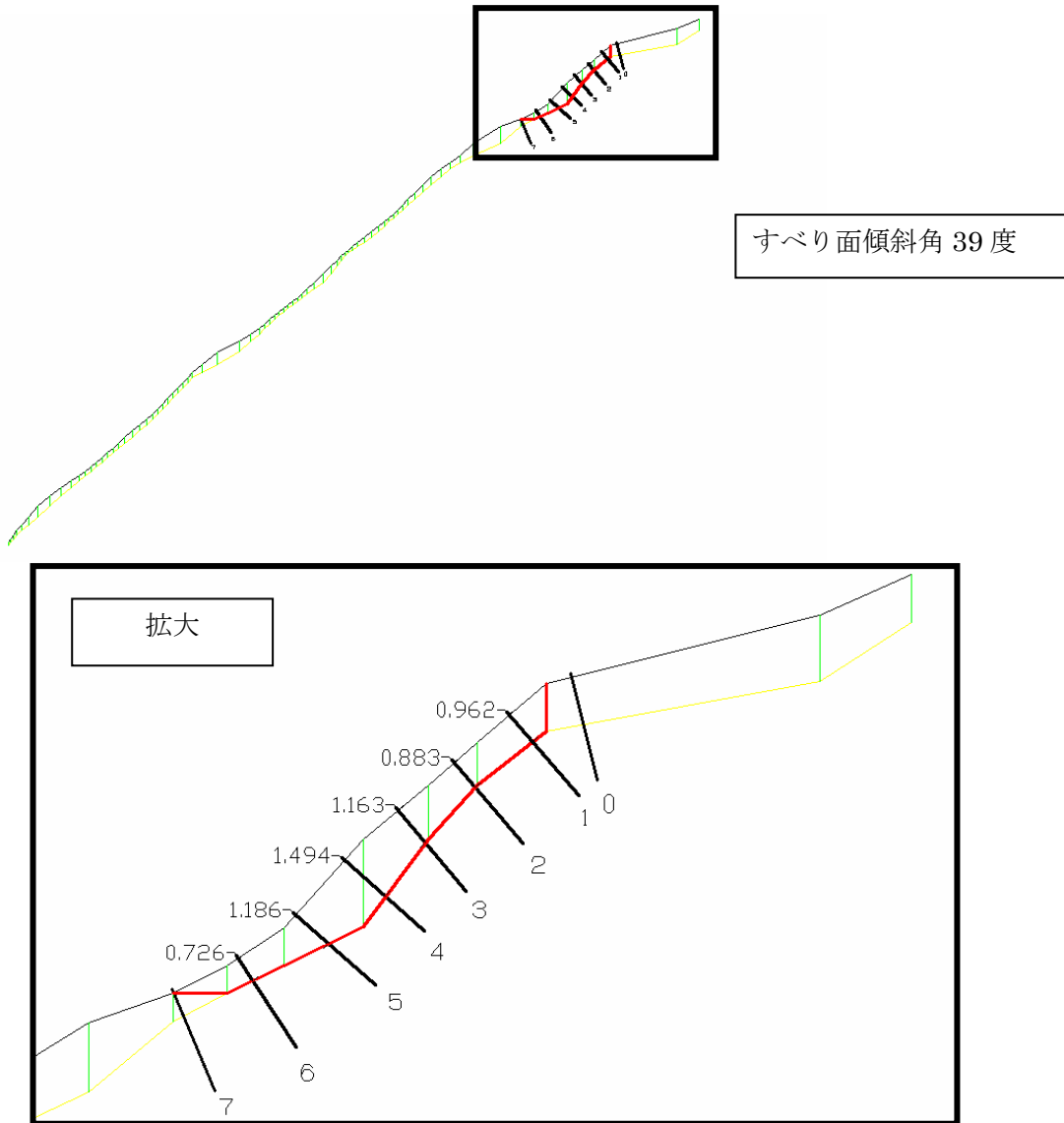


図 96 地震時の危険箇所に対する対策工の配置例

地震時の対策範囲の潜在崩土層厚は、地震時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ (h) とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 52 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを1段追加設置(図 96 中、番号 0)することを標準とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

表 43 対策範囲（地震時）の潜在崩土層厚の計算例

| ロックボルトの番号 | 厚さ (m) |
|---------------|--------|
| 1 | - |
| 2 | 0.962 |
| 3 | 0.883 |
| 4 | 1.163 |
| 5 | 1.494 |
| 6 | 1.186 |
| 7 | 0.726 |
| 8 | - |
| 平均 l_{ave} | 1.07 |
| 標準偏差 σ | 0.25 |

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

$$\begin{aligned}
 h &= l_{ave} + \sigma && \dots \text{式 4.2.13} \\
 &= 1.07 + 0.25 \\
 &= 1.32\text{m}
 \end{aligned}$$

ここで、 h : 基準となる潜在崩土層厚

l_{ave} : すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ : 標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m ラウンドする。その際、余長 0.1m を考慮する。

$$\begin{aligned}
 L_{RB} &= 2 \cdot h && \dots \text{式 4.2.14} \\
 &= 2 \times 1.32\text{m} \\
 &= 2.64\text{m}
 \end{aligned}$$

ロックボルトの長さ = 2.64m + 余長 0.1m = 2.74m = 3.0m(0.5m ラウンド)

ここで、 L_{RB} : ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 3.0m(余長含む)、ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.7 対策工の配置計画（地震時）

⑪地層構造の判定 (Nc プロファイルとの比較)

本設計例の側線における Nc 値プロファイル (添付資料-6 参照) の割合を図 97 に示す。この結果から A,B 型が C 型よりも比較的多いため、単層構造と判定する。なお、本設計例には、D 型というプロファイルが含まれているが、D 型は深度分布が複雑で地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、プロファイル上は、便宜的に C 型として取り扱う。

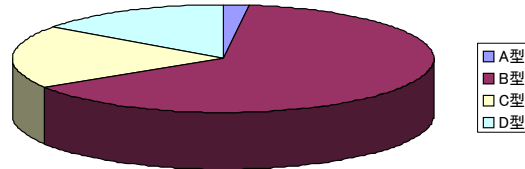


図 97 Nc 値プロファイルの割合

Nc プロファイルと地層構造との関係は、次のように考える。

単層構造：深度方向に Nc 値が漸移的に増加する地盤 (主に A 型、B 型)

二層構造：任意の深度において Nc 値が急増する地盤 (主に C 型)

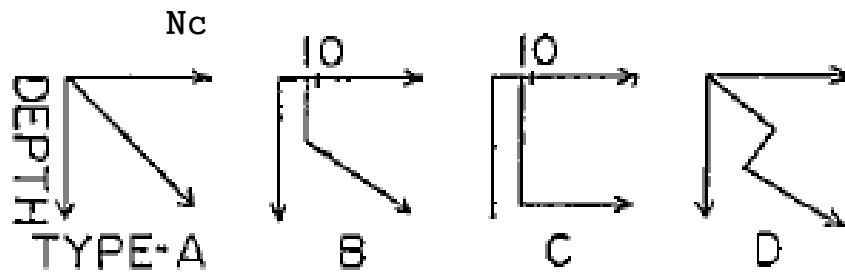


図 98 Nc 値のプロファイルの分類^{60)に一部加筆)}

【設計・施工指針 (案) の該当箇所】

4.3.8 地層構造の判定

⁶⁰⁾奥西一夫・飯田智之：愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)－斜面形,土層構造と山崩れについて－, 京都大学防災研究所年報,第 21 号,B-1,pp.297-311,1978.

⑫地震時の変形量

単層構造の場合における地震時の変形量は、**4.3.9 地震時の変形量(単層構造)**に従って、せん断変形量を算定する。

<せん断変形量の算定>

せん断変形量の算定は、直接変形算出法により算定する。この“せん断変形量”とは、対策工を施工した場合の地震時における地盤のせん断による変形量を意味する。

直接変形算出法(**添付資料-16**)は、付属の計算プログラムを使って計算する。すべり面勾配は、図115に示す危険箇所の下端ブロックと上端ブロックのすべり面平均勾配とする。

本計算例では、表44に示す入力条件を使用した。その結果、想定地震動におけるせん断変形量は25mmとなった(図99)。

表 44 入力条件

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|
| 潜在崩土層厚 | m | 1.32 | ⑩地震時の対策工の配置計画策定 参照 |
| すべり面勾配 | 度 | 39 | 危険箇所の平均勾配 (図 96 参照) |
| 単位体積重量 γ_t | kN/m ³ | 15.2 | ①地盤定数の設定 参照 |
| 土のせん断弾性係数 | kN/m ² | 26,000 | |
| ロックボルトの配置間隔 | m | 2.0 | ⑩地震時の対策工の配置計画策定 参照 |
| ブロックの奥行き | m | 2.0 | |
| 土の内部摩擦角(度) | 度 | 30 | ①地盤定数の設定 参照 |
| ロックボルトのヤング係数 | kN/m ² | 2.0×10^8 | |
| ロックボルト呼び径 | — | D22 | |
| 最大ロープネット張力 | kN | 2.39 | 定数値 |
| 設計水平震度 | — | 0.47 | ⑦最大水平震度の算定 参照 |

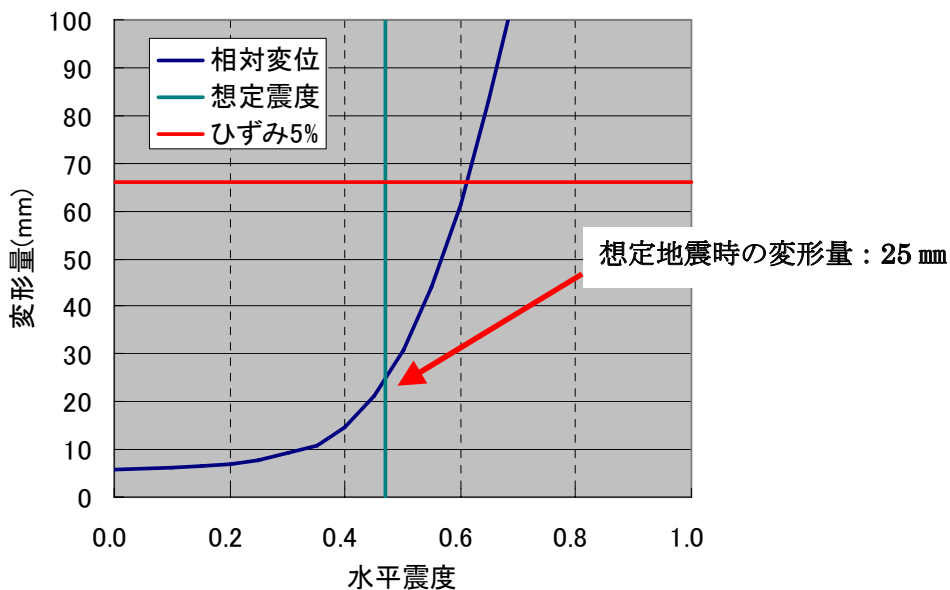


図 99 直接変形算出法による地震時のせん断変形量の算定(プログラム出力結果)

以上の計算により、当該斜面の地震時の変形量は次のようになる。この値は、地震時における対策工の適用性の判定に用いる（⑭対策工の適用判参照）。

せん断変形量 : 25 mm

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.9 地震時の変形量（単層構造）

⑬局所破壊時の必要耐力の算定

4.3.11 局所破壊時の必要耐力に従って、局所破壊時以降の土塊の移動力に対して必要とされるロックボルトおよびロープネットの作用力を算定する。

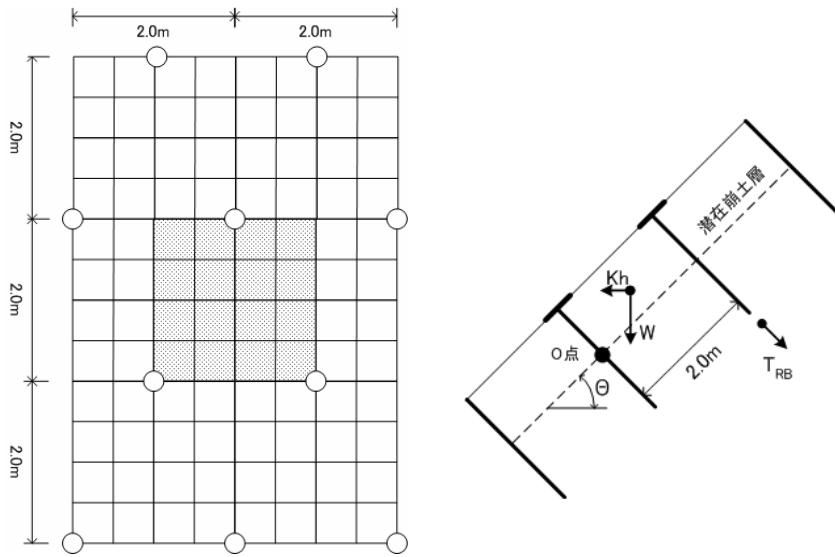


図 100 計算の概念図

・ロックボルトの極限耐力の算定

局所破壊時のロックボルトの引抜き力を次式に示す。

$$T_{RB} = \frac{W}{2} \cdot \left(-\cos \theta + kh_{\text{局所}} \cdot \sin \theta + \sin \theta \cdot \frac{h}{B} + kh_{\text{局所}} \cdot \cos \theta \cdot \frac{h}{B} \right) \quad \dots \text{式 4.3.16}$$

$$= \frac{80.25}{2} \cdot \left(-\cos 39 + 0.70 \cdot \sin 39 + \sin 39 \cdot \frac{1.32}{2} + 0.70 \cdot \cos 39 \cdot \frac{1.32}{2} \right) = 17.6 \text{ kN}$$

ここで、

- T_{RB} : ロックボルトの引抜き力(kN)
- $kh_{\text{局所}}$: 直接変形算出法の局所破壊時の水平震度
- W : ブロックの重量($\gamma t \cdot B \cdot L \cdot h$)(kN)
- h : 潜在崩土層厚さ(m)
- B, L : ロックボルトの間隔 2.0(m)
- θ : すべり面傾斜角(°)

なお、これらのデータは、付属のプログラム内で自動的に計算される。

・ロープネットの極限耐力の算定

ロープネット張力の算出は、落石対策工便覧⁶¹⁾に基づき次式により算定する。局所破壊時の土塊ブロックの荷重をロープネットが受けるものとする。

$$\begin{aligned} T_{RN} &= \frac{w \cdot l^2}{8 \cdot f} \times \frac{1}{n} && \dots \text{式 4.3.17} \\ &= \frac{T_{RB} / l \cdot l^2}{8 \cdot f} \times \frac{1}{n} \\ &= \frac{17.6/2 \times 2^2}{8 \times 2 \times 0.1} \times \frac{1}{3} \\ &= 7.3 \text{kN/本} \end{aligned}$$

ここで、

T_{RN} : ロープネット張力(kN/本)

l : ロックボルト間隔 2.0(m)

w : 局所破壊時に横ロープネットにかかる単位幅荷重(kN/m)(= T_{RB}/l)

f : たわみ量(m) ロックボルトの 10%と仮定

n : 土塊ブロック内の横方向ロープネット本数(本)(=3 本)

なお、これらのデータは、付属のプログラム内で自動的に計算される。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.11 局所破壊時の必要耐力

⁶¹⁾社団法人日本道路協会：落石対策便覧,p.135,2000.

⑭判定基準(地震時)

4.3.12 判定基準に従い、地震時における対策工の適用判定を行う。表 45 に判定基準を示す。単層構造の場合は、表中赤枠で囲んだ基準を全て満たす必要がある。

表 45 地震時設計における対策工の適用判定基準(単層構造の場合)

| 判定項目 | 判定基準 | |
|---------------|--|---|
| 地盤の変形量 | 単層構造の場合 | 対策斜面の地震時におけるせん断ひずみは5%以内でなければならない。 |
| | 二層構造の場合 | 対策斜面の地震時におけるすべりひずみが10%以内であり、かつ地震時のせん断ひずみが5%以内でなければならない。 |
| ロックボルトの引抜き抵抗力 | 局所破壊時のロックボルトの引抜き力は、引き抜き抵抗力以下でなければならない。 | |
| ロープネットの破断強度 | ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率は、ロープネットに作用する荷重に対して2.0以上とする。 | |

<地盤の変形量>

本計算例で対象とした斜面の潜在崩土層厚は 1.32m であるため (⑩地震時の対策工の配置計画策定参照)、その 5%のせん断変形量は、次式から 66 mmとなる。

$$0.05h = 0.05 \times 1.32 = 0.066(m) = 66(mm)$$

ここで、h：潜在崩土層厚 (m)

これに対し、想定地震時のせん断変形量は⑩の手順から 25 mmとなる。したがって、25mm < 66mm となり、地盤のせん断変形量は判定基準を満たす。

以上の結果から、対策工を施工した際の地震時の地盤の変形量は判定基準を満たす。

<ロックボルトの引抜き抵抗力>

ロックボルトの引抜き抵抗力は、切土補強土の考え方⁶²⁾に準拠し、次の 2 つの中で小さい方を採用する。

- ・不動地山（基盤）から受ける引抜き抵抗力
- ・ロックボルトの許容引張力

不動地山（基盤）から受ける引抜き抵抗力

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa}$$

$$= (200 \times \pi \times 0.05) / 1.5 = 20.9 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

$$= 1600 \times \pi \times 0.0212 = 106.5 \text{ kN/m}$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[20.9, 106.5] = 20.9 \text{ kN/m}$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a = 1.58 \times 20.9 \quad \dots \text{式 4.3.18}$$

$$= 33.0 \text{ kN/本}$$

ここで、

- t_a : 許容付着力 (kN/m)
- t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m²)
- τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

⁶²⁾ 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,p.39,2002.

- D : 削孔径 (m)
- F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率 (局所破壊時 1.5)
- τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力 (kN/m)
- τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力 (kN/m²)
- d : ロックボルト径 (m)
- L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

ロックボルトの許容引張力

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad \dots \text{式 4.3.20}$$

$$= 200000 \times 0.000387$$

$$= 77.4 \text{ kN/本}$$

- σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度 (kN/m²)
- A_s : ロックボルトの断面積 (m²)

$$T = \min[T_{2pa}, T_{sa}] \text{ (kN/本)} \quad \dots \text{式 4.3.19}$$

$$= \min[33.0, 77.4]$$

$$= 33.0 \text{ kN/本}$$

以上の計算から、ロックボルトの引抜き抵抗力は、33.0 (kN) となった。

これに対し、ロックボルトの極限耐力は**⑬の手順**から 17.6kN となる。したがって、17.6kN < 33.0kN となり、ロックボルトの引抜き抵抗力は判定基準を満たす。

<ロープネットの破断強度>

ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率はロープネットに作用する荷重に対して 2.0 以上とする。

本設計例では、ロープネットのジョイント部の破断強度が 20.0kN の材料を使用している。ロープネットの極限耐力は、**⑬の手順**から 7.3kN となっていることから、次式によりロープネットの安全率は 2.7 となり、ロープネットの破断強度は判定基準を満たす。

$$F_{S-RN} = \frac{T_{RNa}}{T_{RN}} = \frac{20.0}{7.3} = 2.7 > 2.0 \quad \dots \text{式 4.3.21}$$

ここで、

- F_{S-RN} : 安全率
- T_{RNa} : ロープネットの破断強度(kN)、
- T_{RN} : 土塊重量を考慮したロープネット張力(kN)

以上の結果から、想定地震を対象として設計した対策工は判定基準を全て満足するため、本斜面に適用することが可能と判断できる。

【設計・施工指針 (案) の該当箇所】

4.3.12 判定基準

添付資料-19 設計例（二層構造）

1. 概要

当資料は、実際設計を行う際の参考として二層構造における常時設計、地震時設計（4. 設計参照）の例を示したものである。

2. 二層構造の設計例

2. 1 常時の設計

図 101 に設計指針(案)の二層構造の常時設計の流れを示す。本設計例の対象は、安志地区 L1 測線とした二層構造の地層における常時設計の計算例を以下に示す。なお、図 101 にある①、②などは、次ページ以降で説明する①、②などに対応しており、本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。

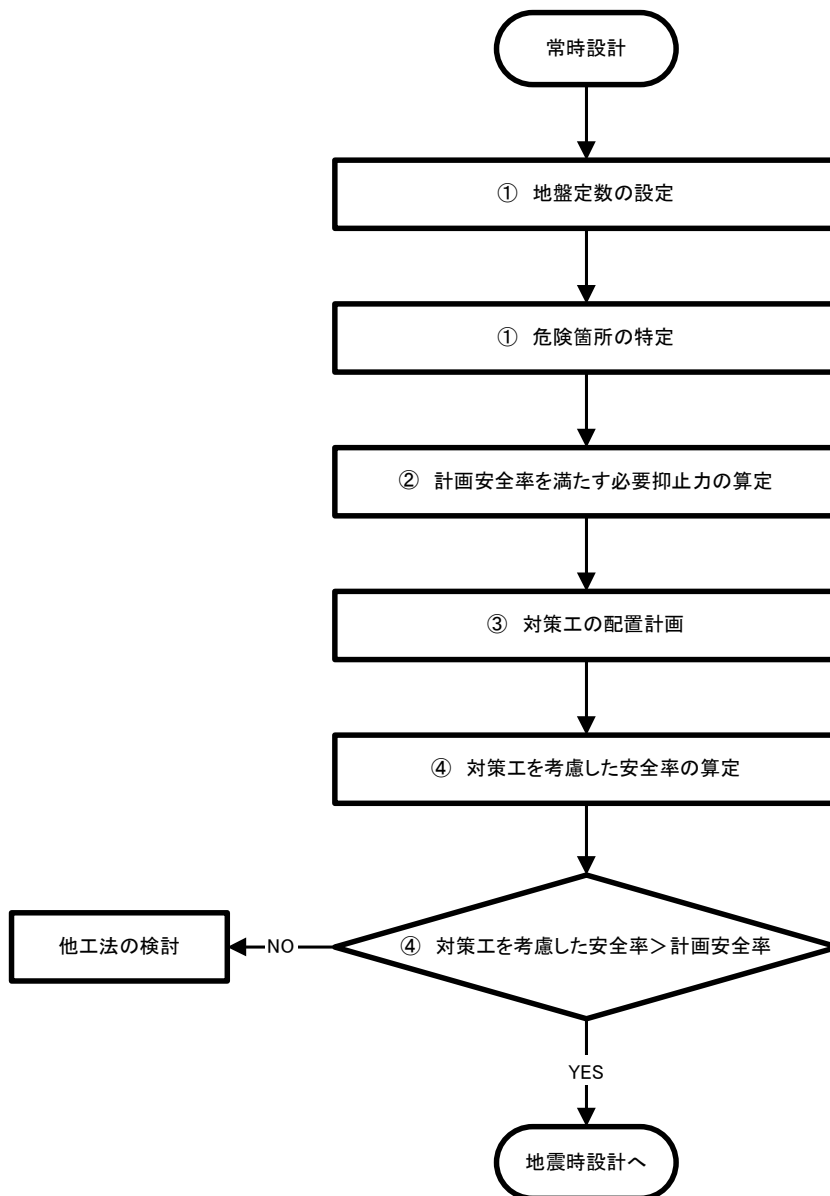


図 101 常時設計の流れ

①地盤定数の設定、危険箇所の特定

地盤定数は、現地調査結果ならびに逆算法で求める方法などにより総合的に検討し決定する。

本設計例では、当該斜面の調査結果から地盤定数(添付資料-4,p.4-4 参照)を設定したが、**4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数(粘着力)**に記述しているように降雨時の強度低下を考慮して逆算法によって設定した。この場合、地盤定数の設定と危険箇所の特定は多平面安定解析による繰り返し計算によって求める。繰り返し計算の手順を図 102 に示す。

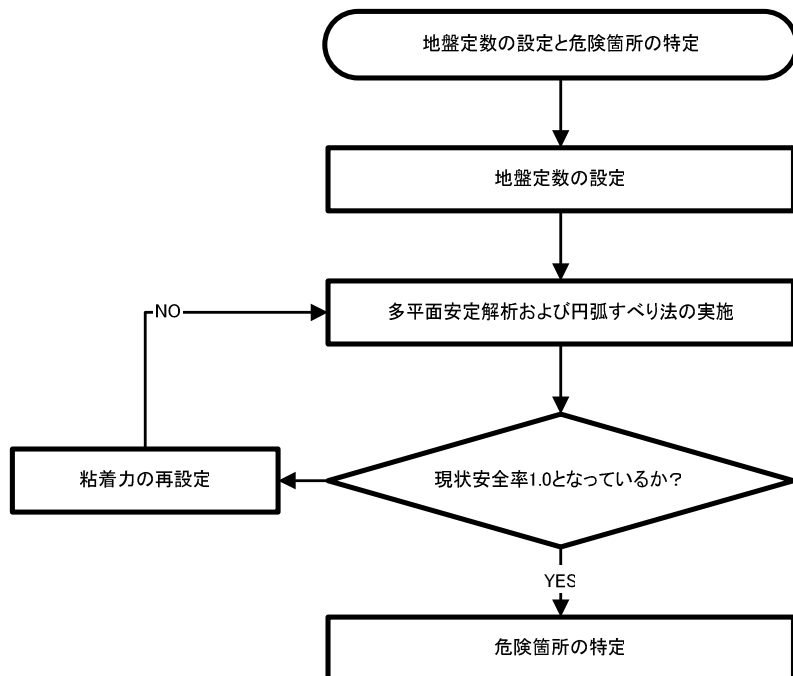


図 102 繰り返し計算の手順

多平面安定解析を用いて実施した結果、表 46 に示す地盤定数と危険箇所(図 103 : No.38～No.45 ブロック)が得られた。なお、多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する。

このとき、

①の手順で求めた地盤定数を使用する。

表 46 地盤定数の設定例(常時)

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-----------------|-------------------|------|----------------------|
| 単位体積重量 γ | kN/m ³ | 15.2 | 室内試験結果(添付資料-4、表7 参照) |
| 内部摩擦角 ϕ | 度 | 30 | 室内試験結果(添付資料-4、表7 参照) |
| 粘着力 C | kN/m ² | 17.6 | 室内試験結果(添付資料-4、表7 参照) |
| 粘着力 C | kN/m ² | 2.47 | 逆算法による |

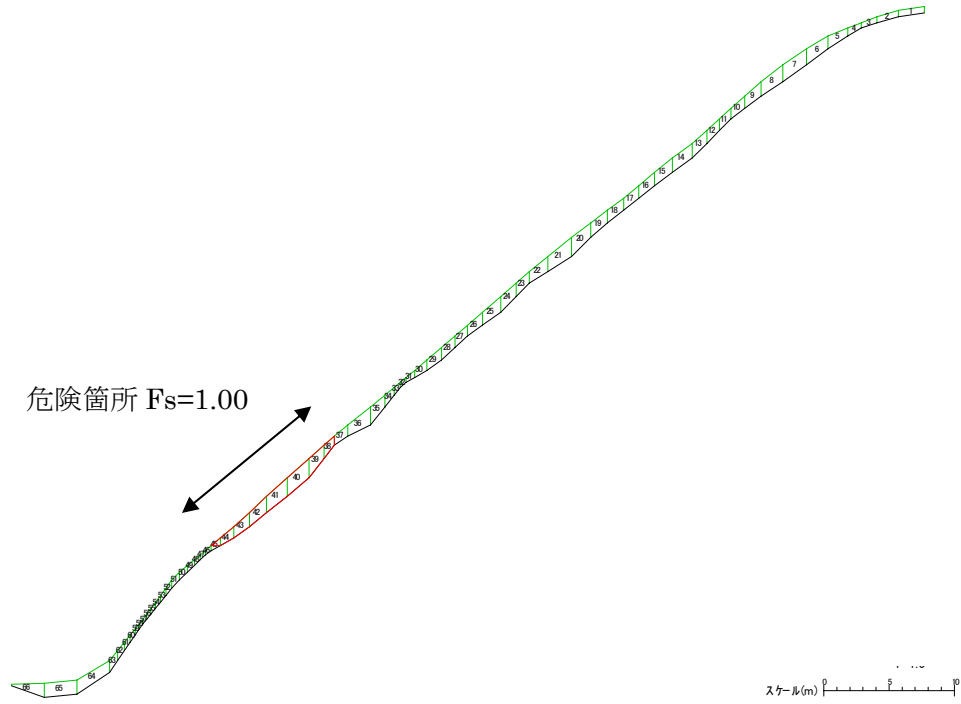


図 103 多平面安定解析モデルと常時の危険箇所

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

- 4.2.1 地盤定数の設定（常時）
- 4.2.2 危険箇所の特定（常時）
- 4.2.3 安全率 1.0 となる地盤定数（粘着力）

②常時の必要抑止力

常時の必要抑止力（計画安全率を満たす必要抑止力）は、**4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力**に従って実施する。なお本設計例では、危険箇所の特定に多平面安定解析を用いているため、従来から用いられている簡便法により算定する。その際、**添付資料-10**に従い多平面安定解析で得られたすべり面形状を、上部を円弧形状とした複合すべり面のすべり面形状（図 104）に置き換える。また、地盤定数は①で得られた値を用いる。

簡便法による現状安全率が 1.0 を下回る場合は、**添付資料-10** 図 30 の手順で地盤定数を見直し、現状安全率が 1.0 となる必要抑止力を算定する。その際、見直した地盤定数を使った多平面安定解析の結果と当初の多平面安定解析の結果とで危険箇所が異なることを確認する必要がある。

本設計例では、**①の手順**で得られた地盤定数を用いた簡便法による現状安全率が 1.0 以下となったため、簡便法による安全率が 1.0 となる粘着力を逆算し 2.49kN/m^2 を得た。また、この地盤定数で多平面安定解析を行ったが危険箇所は変わらなかった。

簡便法で求めた常時の必要抑止力は 20.521kN/m となった（表 47、式 4.2.10 参照）。

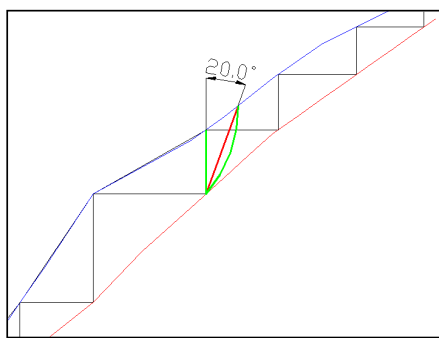


図 104 簡便法の上すべり面の形状

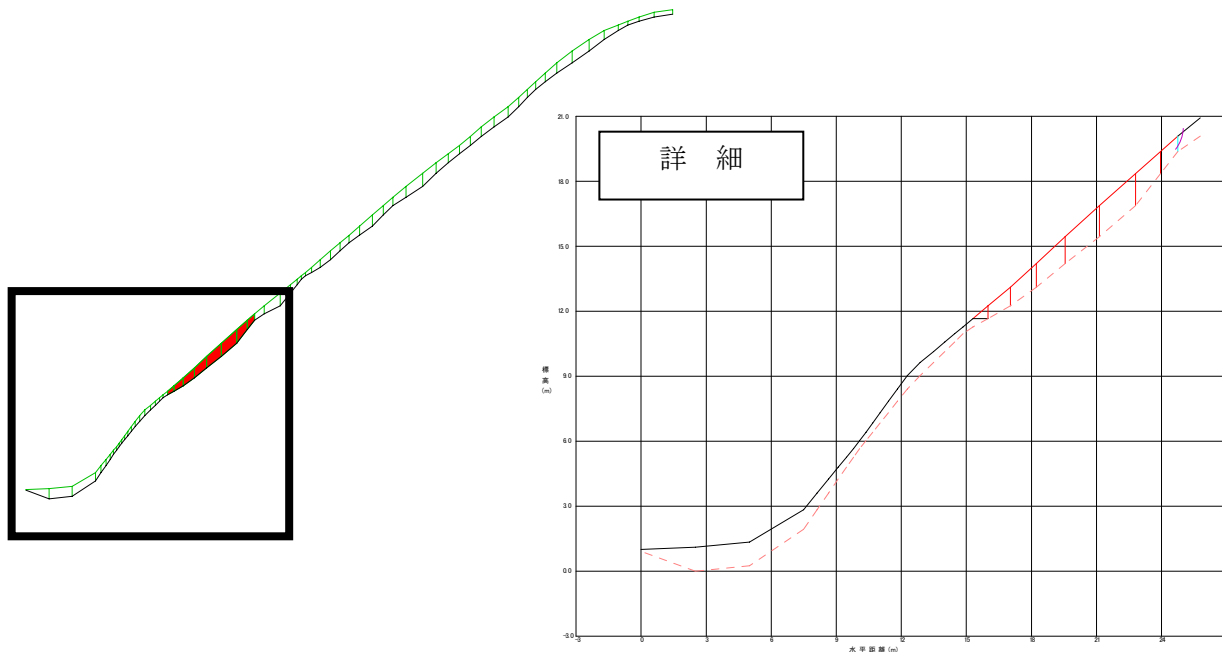


図 105 簡便法による計算モデル

表 47 必要抑止力の計算結果(ソフト出力例)

| 必要抑止力の計算結果 | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------|-------------|-----------------|---------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|---------|
| スライス(ブロック) NO(NO) | スライス幅 (m) | すべり長 (m) | α (度) | 重量w (kN/m) | 間隙水圧u (kN/m) | 抵抗力s (kN/m) | すべり力T (kN/m) | 法線分力N (kN/m) | |
| 1(45) | 直線 | 0.689 | 0.689 | 0.0 | 3.032 | 0.0 | 3.466 | 0.000 | 3.032 |
| 2(44) | 直線 | 1.033 | 1.184 | 29.3 | 11.352 | 0.0 | 8.666 | 5.551 | 9.903 |
| 3(43) | 直線 | 1.204 | 1.484 | 35.8 | 17.889 | 0.0 | 12.076 | 10.454 | 14.517 |
| 4(42) | 直線 | 1.321 | 1.711 | 39.5 | 23.442 | 0.0 | 14.709 | 14.904 | 18.095 |
| 5(41) | 直線 | 1.584 | 2.016 | 38.2 | 32.299 | 0.0 | 19.672 | 19.979 | 25.378 |
| 6(40) | 直線 | 1.662 | 2.196 | 40.8 | 36.833 | 0.0 | 21.560 | 24.081 | 27.870 |
| 7(39) | 直線 | 1.153 | 1.876 | 52.1 | 21.907 | 0.0 | 12.445 | 17.282 | 13.463 |
| 8(38) | 直線 | 0.794 | 1.293 | 52.1 | 10.385 | 0.0 | 6.902 | 8.195 | 6.379 |
| 9 | 円弧 | 0.364 | 1.081 | 61.1 | 2.820 | 0.0 | 3.479 | 2.468 | 1.364 |
| 集 計 | | 9.804 | 13.53 | | 159.960 | 0.0 | 102.974 | 102.912 | 120.002 |

安全率 必要安全率 必要抑止力 (kN/m)

$$\begin{aligned}
 P_r &= F_{sp} \cdot \sum T_i - \left(\sum N_i \cdot \tan \phi_i + \sum c_i \cdot l_i \right) \quad \dots \text{式 4.2.10} \\
 &= 1.20 \cdot 102.912 - (120.002 \cdot \tan 30 + 2.49 \cdot 13.53) \\
 &= 123.494 - (69.283 + 33.69) \\
 &= 20.521 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

ここで、

- F_{sp} : 計画安全率(=1.20)
- P_r : 必要抑止力(kN/m)
- N_i : 分割片の重力による法線力($N = W_i \cdot \cos \alpha_i$) (kN/m)
- T_i : 分割片の重力による接線力($T = W_i \cdot \sin \alpha_i$) (kN/m)
- l_i : 分割片のすべり面長(m)
- ϕ_i : 移動土塊の内部摩擦角(°)
- c_i : 移動土塊の粘着力(kN/m²)

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.4 計画安全率を満たす必要抑止力

③対策工の配置計画

常時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、**4.2.5 対策工の配置計画(常時)**に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の 2 倍以上とし、配置間隔は、2m の千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。

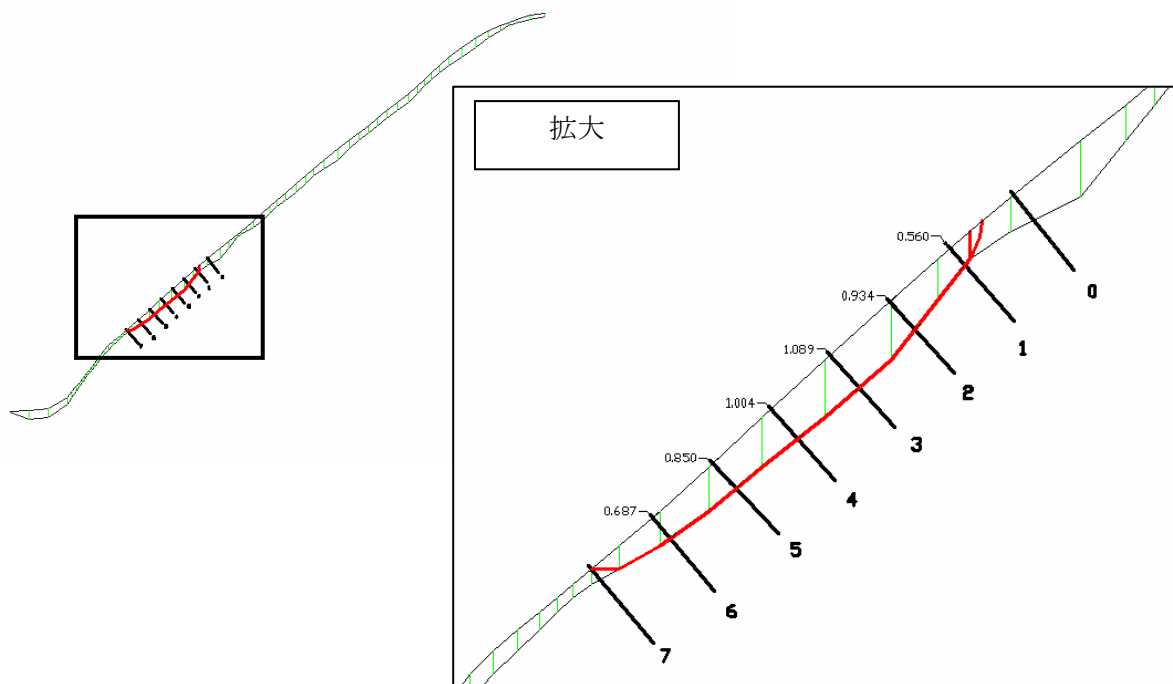


図 106 常時の危険箇所に対する対策工の配置例

常時の対策範囲の潜在崩土層厚は、常時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ (h) とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 48 に示す。なお、危険箇所の上部にロックボルトを 1 段追加設置 (図 106 中、番号 0)することを標準とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

表 48 対策範囲 (常時) の潜在崩土層厚の計算例

| ロックボルトの番号 | 厚さ(m) |
|---------------|-------|
| 0 | - |
| 1 | 0.560 |
| 2 | 0.934 |
| 3 | 1.089 |
| 4 | 1.004 |
| 5 | 0.850 |
| 6 | 0.687 |
| 7 | - |
| 平均値 I_{ave} | 0.85 |
| 標準偏差 σ | 0.18 |

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

$$\begin{aligned} h &= l_{ave} + \sigma && \dots \text{式 4.2.13} \\ &= 0.85 + 0.18 \\ &= 1.03\text{m} \end{aligned}$$

ここで、 h : 基準となる潜在崩土層厚

l_{ave} : すべり面内の潜在崩土層厚の平均値

σ : 標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m 括約とする。その際、余長 0.1m を考慮する。

$$\begin{aligned} L_{RB} &= 2 \cdot h && \dots \text{式 4.2.14} \\ &= 2 \times 1.03\text{m} \\ &= 2.06\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{ロックボルトの長さ} = 2.06\text{m} + \text{余長} 0.1\text{m} = 2.16\text{m} = 2.5\text{m}(0.5\text{m括約})$$

ここで、 L_{RB} : ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.5m(余長含む)、ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.2.5 対策工の配置計画（常時）

④対策工を考慮した安全率、対策工の適用性の判定

前述の③**対策工の配置計画**に沿って対策工を配置した場合の安全率を算定し、その安全率（対策工を考慮した常時の安全率）が計画安全率（=1.2）を満足するかを確認する。計画安全率を下回る場合には、本工法は適用できないため、他工法を検討することとなる。

本計算例での入力条件を表 49 に、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 50 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、**添付資料-11**に従って計算する。また、本計算も付属の計算プログラムを使用する。

本計算例では、対策工を考慮した安全率は 1.251 となり、計画安全率（=1.2）を満足するため、常時の対策工として本対策工が適用できるという判定となる。

表 49 入力条件

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|------------------------------|-------------------|-----|---|
| ロックボルトの許容引張応力度 σ_{sa} | N/mm ² | 200 | 添付資料-12 参照 SD345 |
| ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ_c | N/mm ² | 1.6 | 添付資料-12 参照 $\Sigma ck=24$ (N/mm ²) |
| 極限周面摩擦抵抗値 τ_p | N/mm ² | 0.1 | 添付資料-5 参照 |
| | | 0.2 | 添付資料-12 参照 基盤部_砂礫 N 値 30 |
| 極限周面摩擦抵抗の安全率 F_{sa} | | 2.0 | 添付資料-12 参照 |
| 変形許容型のり面工低減係数 μ' | | 0.7 | 添付資料-11 参照 |
| ロックボルトの引張力の低減係数 λ | | 0.7 | |
| ロックボルト径 | mm | 22 | |
| 削孔径 | mm | 50 | |

・ロックボルト No.1 の計算

a)1 本あたりの許容補強材力の算定

添付資料-11 に示したようにロックボルトの許容補強材力 T_{Pa} は、以下の 3 つの中で最も小さいものとする。ここでは、ロックボルト No.1 を例に以下の計算を実施した例を示す。

・移動土塊から受ける引抜き抵抗力： T_{1pa} (kN/本)

・不動地山から受ける引抜き抵抗力： T_{2pa} (kN/本)

・ロックボルトの許容引張力： T_{sa} (kN/本)

$$T_{pa} = \min[T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] = \min[14.660, 28.903, 70.6] = 14.660 \quad (\text{kN/本})$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a = 1.840 \cdot 15.708 = 28.903 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[15.708, 106.563] = 15.708 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa} = (200 \cdot \pi \cdot 0.05) / 2.0 = 15.708 \quad (\text{kN/本})$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d = 1600 \cdot \pi \cdot 0.0212 = 106.563 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m²)

- τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
- D : 削孔径 (m)
- F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率
- τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力 (kN/m)
- τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力 (kN/m²)
- d : ロックボルト径 (m)
- L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

$$T_{1pa} = \{1/(1-\mu)\} \cdot L_1 \cdot t_a = \{1/(1-0.7)\} \cdot 0.560 \cdot 7.854 = 14.660 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[7.854, 106.563] = 7.854 \quad (\text{kN/本})$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa} = (100 \cdot \pi \cdot 0.05) / 2.0 = 7.854 \quad (\text{kN/本})$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d = 1600 \cdot \pi \cdot 0.0212 = 106.563 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

μ' : 変形許容型のり面工低減係数

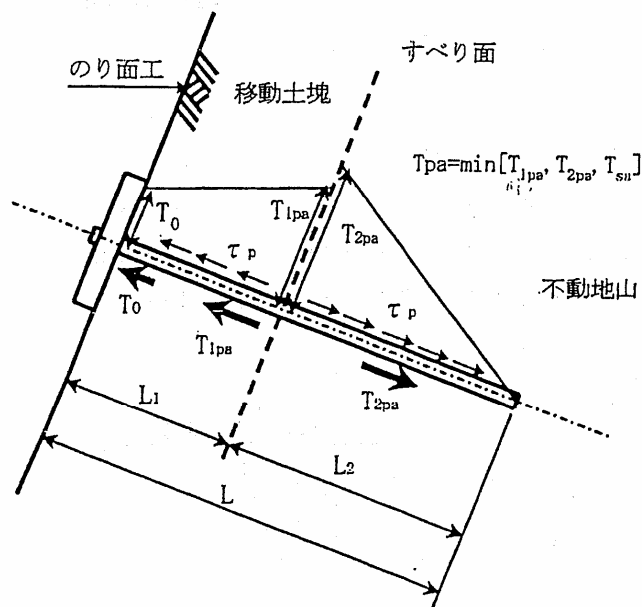
L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s = 200000 \cdot 0.000353 = 70.6 \quad (\text{kN/本})$$

ここで、

σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : ロックボルトの断面積 (m²)



ここで、ロックボルト No. 1 の挿入長 $L=2.40\text{m}$ 、 $L_1=0.560\text{m}$ 、 $L_2=1.840\text{m}$

図 107 ロックボルトの引張耐力⁶³⁾

63) 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針, p.39, 2002年7月

b) ロックボルトの設計引張力の算定

$$T_m = T_d / SH = 10.262 / 2.0 = 5.131 \text{ kN/m}$$

・・・式 4.2.20

$$T_d = \lambda \cdot T_{pa} = 0.7 \times 14.660 = 10.262 \text{ kN/本}$$

ここで、

T_d : ロックボルトの設計引張力 (kN/本)

λ : ロックボルトの引張り力の低減係数 (=0.7)

T_{pa} : ロックボルトの引張り力 (kN/本)

SH : ロックボルトの水平方向打設間隔 (m)

c) ロックボルトの引止め力と締め付け力の算定

ロックボルトの引止め力

$$S_2 = T_m \cdot \cos \beta = 5.131 \cdot \cos 100.661 = -0.949 \text{ kN/m}$$

・・・式 4.2.18

引き止め力がマイナスのため、設計では 0kN/m として考慮する。

ここで、

T_m : ロックボルトの設計引張り力 (kN/m)

β : ロックボルトとすべり面のなす角度 (°)

ロックボルトの締め付け力

$$S_3 = T_m \cdot \sin \beta \cdot \tan \phi = 5.131 \cdot \sin 100.66 \cdot \tan 30 = 2.911$$

・・・式 4.2.19

ここで、

T_m : ロックボルトの設計引張り力 (kN/m)

β : ロックボルトとすべり面のなす角度 (°)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

以上の計算をすべてのロックボルトに対して実施した結果、表 50 のように整理できる。表中の $S_2+S_3=1.633+24.180=25.813 \text{ kN/m} > 20.521 \text{ kN/m}$ (②の手順で求めた必要抑止力) となり、必要抑止力を満足する結果となる。

表 50 ロックボルトによる抵抗力一覧(ソフト出力例)

| ロックボルト No | β (°) | T_{1pa} (kN/本) | T_{2pa} (kN/本) | T_{sa} (kN/本) | T_{pa} (kN/本) | T_d (kN/本) | T_m (kN/m) | S_2 (kN/m) | S_3 (kN/m) |
|-----------|-------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 100.661 | 14.660 | 28.903 | 70.600 | 14.660 | 10.262 | 5.131 | 0.000 | 2.911 |
| 2 | 100.488 | 24.464 | 23.021 | 70.600 | 23.021 | 16.115 | 8.057 | 0.000 | 4.574 |
| 3 | 89.143 | 28.518 | 20.588 | 70.600 | 20.588 | 14.412 | 7.206 | 0.108 | 4.160 |
| 4 | 86.017 | 26.282 | 21.930 | 70.600 | 21.930 | 15.351 | 7.675 | 0.533 | 4.421 |
| 5 | 86.126 | 22.265 | 24.340 | 70.600 | 22.265 | 15.585 | 7.793 | 0.526 | 4.489 |
| 6 | 85.751 | 17.987 | 26.907 | 70.600 | 17.987 | 12.591 | 6.295 | 0.466 | 3.625 |
| 7 | 79.268 | 0.000 | 35.007 | 70.600 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 計 | | | | | | | | 1.633 | 24.180 |

・対策工を考慮した安全率の算定

Q 、 $S1$ は、②常時の必要抑止力の手順で用いた数値から、次のようになる。

$$Q = W \cdot \sin \theta = T = 102.912 \quad \dots \text{式 4.2.16}$$

ここで、

W : 単位幅あたりの移動土塊重量(kN/m)

θ : すべり面の水平方向となす角度(°)

$$\begin{aligned} S1 &= c \cdot l + W \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi && \dots \text{式 4.2.17} \\ &= c \cdot l + N \cdot \tan \phi = 2.49 \cdot 13.53 + 120.002 \cdot \tan 30 = 102.972 \end{aligned}$$

ここで、

c : 土の粘着力(kN/m²)

l : 各分割片できられたすべり面の長さ(m)

ϕ : 土の内部摩擦角(°)

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{S1 + S2 + S3}{Q} \geq F_{sp} && \dots \text{式 4.2.15} \\ &= \frac{102.972 + 1.633 + 24.180}{102.912} = 1.251 \geq 1.20 && \text{O.K.} \end{aligned}$$

ここで、

F_s : 対策工を考慮した安全率

Q : すべり力(kN/m)

$S1$: 土塊のすべり抵抗力(kN/m)

$S2$: ロックボルトの引止め力(kN/m)

$S3$: ロックボルトの締め付け力(kN/m)

F_{sp} : 計画安全率

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.2.6 対策工を考慮した安全率

4.2.7 対策工の適用性の判定

2. 2 地震時設計(二層構造の例)

図 108 に設計指針(案)の二層構造の地震時設計の流れを示す。検討対象は、常時設計例と同様の安志地区 L1 測線としている。二層構造の地層における地震時設計の計算例を以下に示す。なお、図 108 中にある⑤、⑥などは、次ページ以降で説明する⑤、⑥などと対応しており、常時設計から継続した番号である。また本設計例の中にある式番号は、設計・施工指針(案)の本文の式番号と対応している。

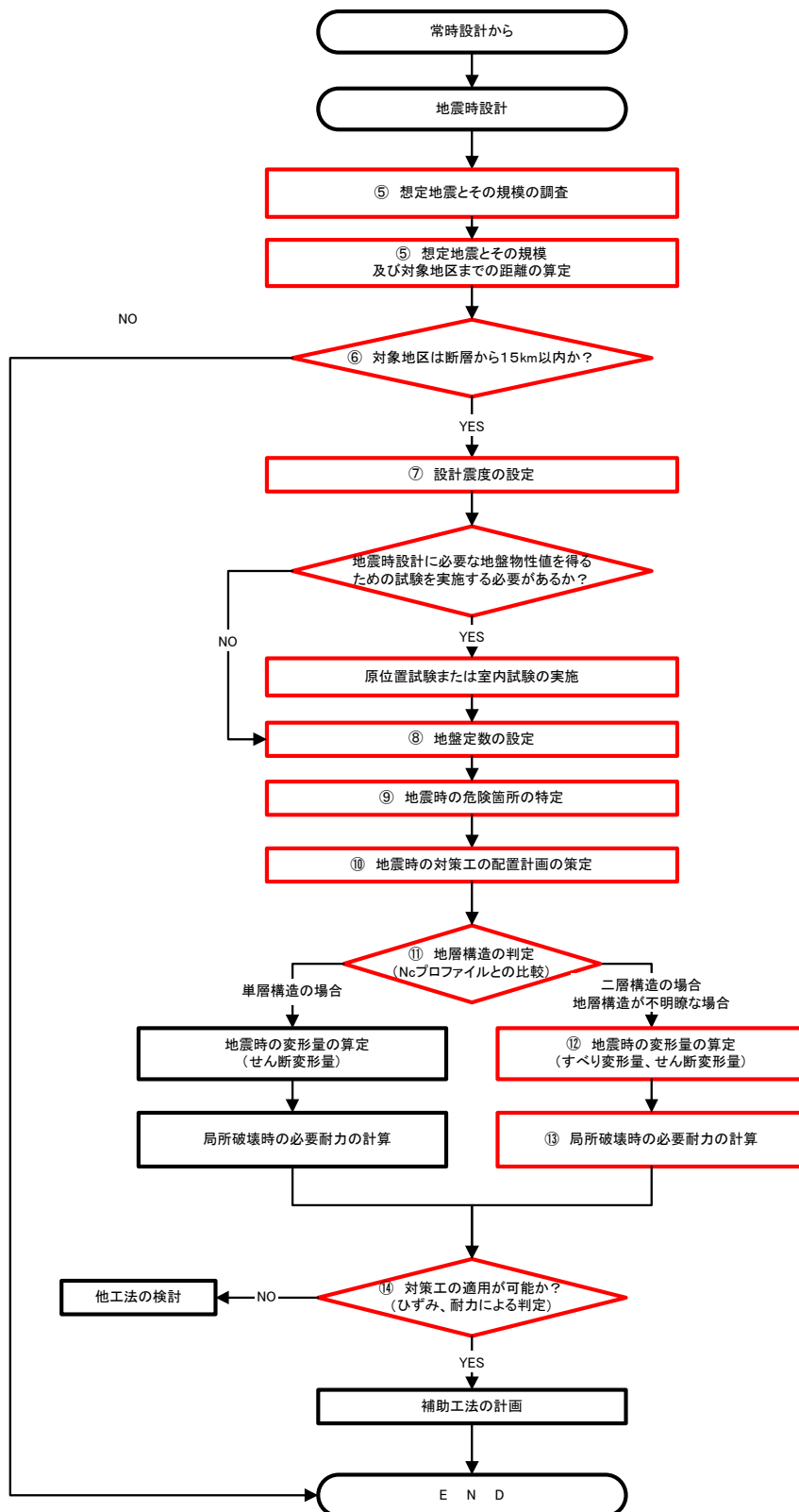


図 108 地震時設計の流れ (二層構造の場合は赤枠の流れ)

⑤想定地震とその規模および対象地区から活断層までの距離

兵庫県の地域防災計画で想定されている活断層とその想定規模を調べる。その結果、対象地区付近には山崎断層が近接しており、想定規模は M (マグニチュード)7.7 となる。次に、対象地区から活断層までの距離を算定する。算定に用いた図面は、日本の活断層⁶⁴⁾である。その結果、対象地区から活断層(山崎断層)までの距離が 0.5km となる。

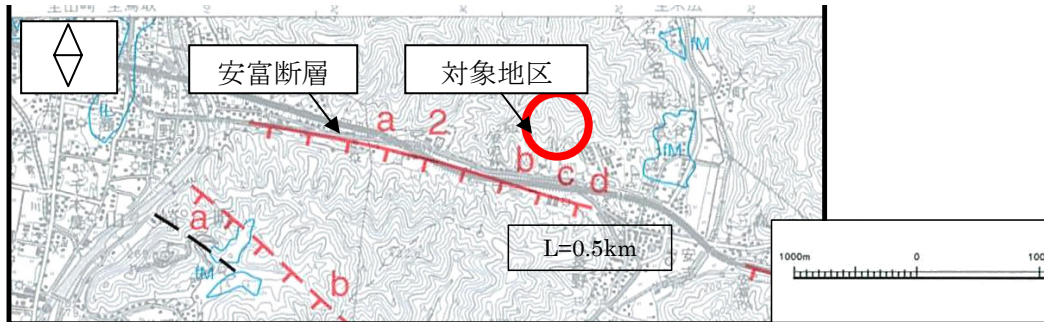


図 109 対象地区から活断層までの距離の例

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.1 対象地区から活断層までの距離

4.3.3 想定地震とその規模の調査

⑥地震時設計の必要性判断

対象地区は、活断層までの距離が 0.5km であり、活断層までの距離が 15km 以内となるため、地震時設計の適用対象となる。

【設計・施工指針(案)の該当箇所】

4.3.2 地震時設計の必要性判定

⑦最大水平震度の算定

兵庫県地域防災計画(地震災害対策計画)では、山崎断層帯を震源とする山崎断層帯地震として規模 M (マグニチュード)7.7の地震が想定されている。この地震の規模は、気象庁マグニチュード(M_j)であるため、式 4.3.2 を使ってモーメントマグニチュード(M_w)へ変換する。

$$\begin{aligned} M_w &= 0.78M_j + 1.08 \\ &= 0.78 \times 7.7 + 1.08 \\ &= 7.09 \end{aligned} \quad \dots \text{式 4.3.2}$$

したがって、 $M_w=7.09$ となる。

この地震の規模(7.09)と、前述の断層からの距離(0.5km)から、Joyner&Booreの距離減衰式(式 4.3.2)により、最大水平加速度(A)を算出する。

⁶⁴⁾ 東京大学出版協会：日本の活断層,1995.

$$\log A = -1.02 + 0.249M_w - \log r - 0.00255r \quad \dots \text{式 4.3.1}$$

$$r = (D^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

$$= -1.02 + 0.249M_w - \log(D^2 + 7.3^2)^{1/2} - 0.00255(D^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

$$= -1.02 + 0.249 \times 7.09 - \log(0.5^2 + 7.3^2)^{1/2} - 0.00255(0.5^2 + 7.3^2)^{1/2}$$

$$= -0.14$$

ここで、 A ：最大水平加速度（G）、 M_w ：モーメントマグニチュード、 D ：断層からの距離(km)したがって、

$$A = 10^{-0.14} = 0.72$$

ここから、最大水平加速度は 0.72（G）となる。

次に、求めた最大水平加速度（ A ）を 0.65 倍し、設計水平震度を算定すると、次式のように設計震度は 0.47 となる。

$$kh = 0.65A = 0.65 \times 0.72 = 0.47$$

この設計水平震度は、⑨地震時の危険箇所の特定と⑫地震時の変形量で使用する。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.4 設計水平震度の設定

⑧地盤定数の設定

地盤定数は、常時設計の手順①で設定した地盤定数と室内試験結果から得られた初期せん断弾性係数を用いる（表 51）。せん断弾性係数のひずみ依存性は、振動三軸試験試験結果の近似曲線（図 110 のフィット曲線）を用いる。

表 51 地盤定数の設定例（地震時）

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-----------------|-------------------|--------|-----------------------|
| 単位体積重量 γ | kN/m ³ | 15.2 | ①地盤定数の設定、危険箇所の特定 参照 |
| 内部摩擦角 ϕ | 度 | 30 | |
| 粘着力 C | kN/m ² | 2.47 | |
| 初期せん断弾性係数 G_0 | kN/m ² | 22,300 | 室内試験結果（添付資料-4、表 7 参照） |

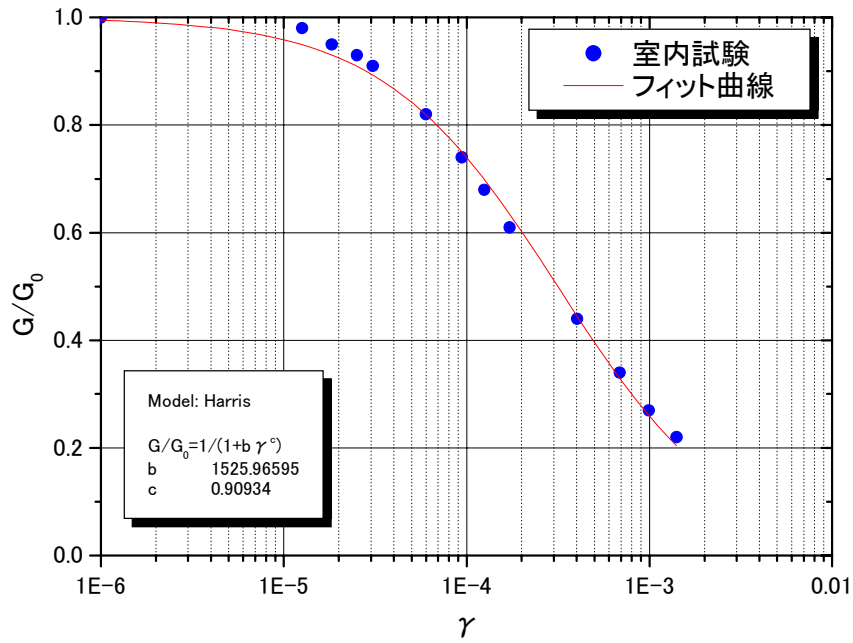


図 110 せん断弾性係数のひずみ依存性

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.5 地盤定数の設定（地震時）

⑨地震時の危険箇所の特定

地形効果震度法を考慮した多平面安定解析を用いて地震時の危険箇所を特定する。多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する。

このとき、

⑦の手順で求めた設計水平震度

⑧の手順で求めた地盤定数

を使用する。本設計例での多平面安定解析のブロック分けと危険箇所（No.6～No.32）を図 111 に示す。

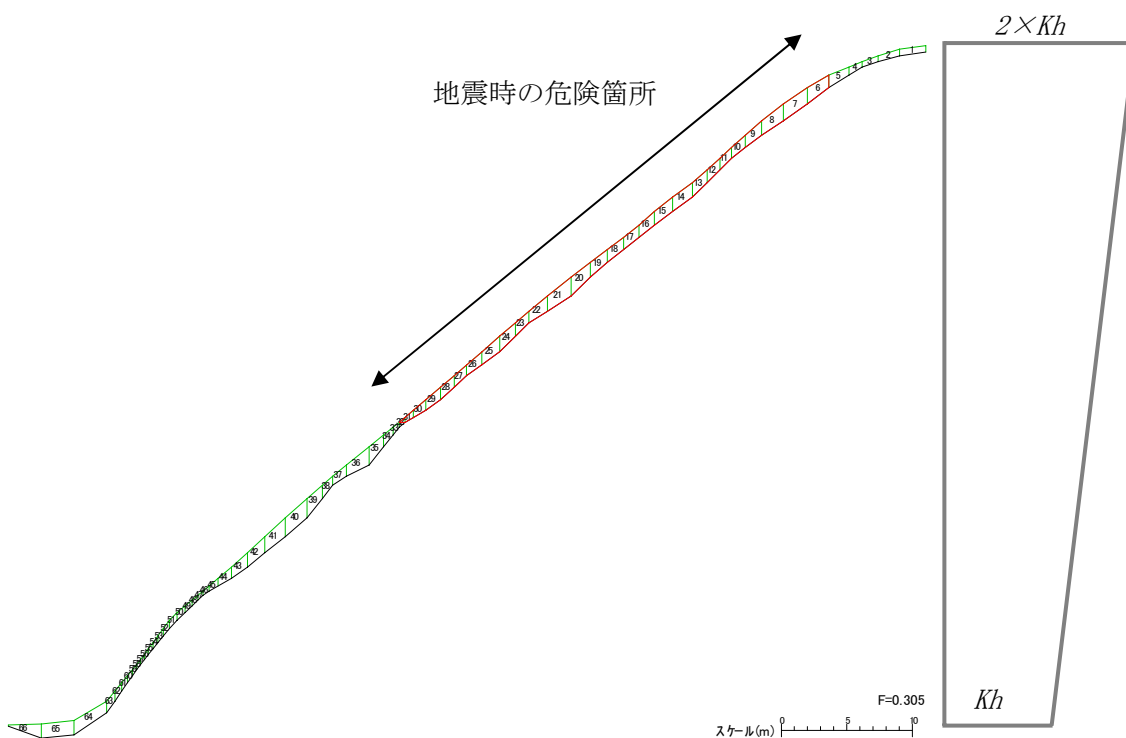


図 111 多平面安定解析のブロック分けと地震時の危険箇所

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.6 危険箇所の特定（地震時）

⑩地震時の対策工の配置計画策定

地震時の危険箇所として特定した範囲に対策工を配置する。対策工の配置計画は、**4.3.7 対策工の配置計画(地震時)**に従い、ロックボルトの長さを対策範囲の潜在崩土層厚の2倍以上とし、配置間隔は、2mの千鳥配置とする。ロックボルトは斜面に直角方向に打設することを標準とする。

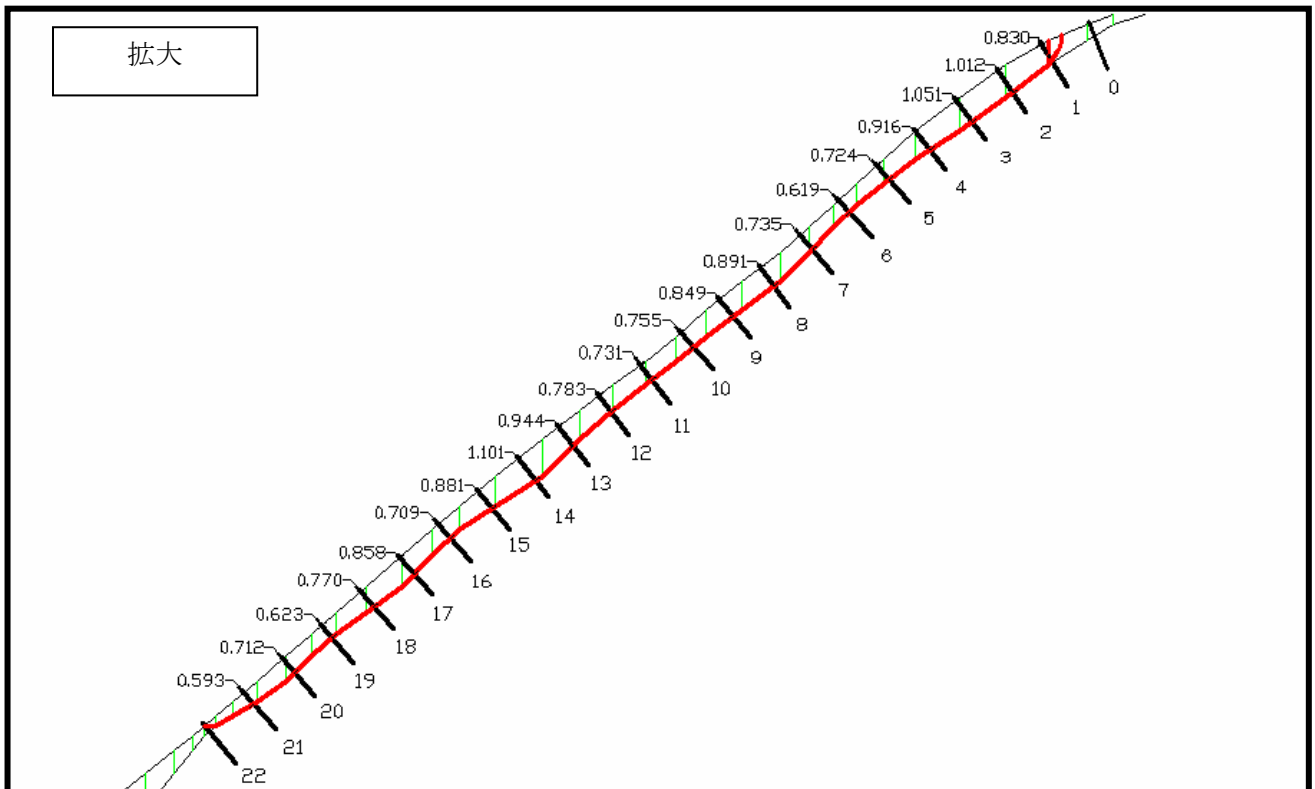
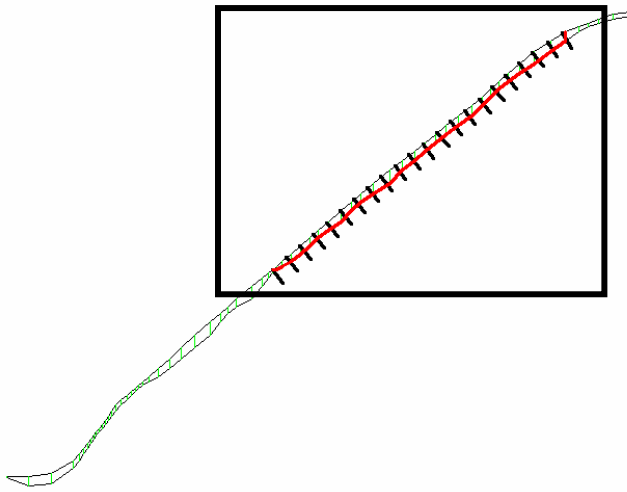


図 112 地震時の危険箇所に対する対策工の配置例

地震時の対策箇所の潜在崩土層厚は、地震時の危険箇所におけるロックボルト位置での潜在崩土層厚の平均値を算出し、標準偏差を加えた厚さ (h) とする。対策範囲の潜在崩土層厚の計算例を表 52 に示す。ロックボルトは、危険箇所の最下端から斜面上部に向けて配置し、危険箇所の上部にロックボルトを1段追加設置 (図 112 中、番号 0) することを標準とする。これは、土塊が移動した場合にロープネットの引止め効果を期待するからである。

表 52 対策範囲（地震時）の潜在崩土層厚の計算例

| ロックボルトの番号 | 厚さ(m) | ロックボルトの番号 | 厚さ(m) |
|---------------|-------|-----------|-------|
| 0 | - | 11 | 0.731 |
| 1 | 0.830 | 12 | 0.783 |
| 2 | 1.012 | 13 | 0.944 |
| 3 | 1.051 | 14 | 1.101 |
| 4 | 0.916 | 15 | 0.881 |
| 5 | 0.724 | 16 | 0.709 |
| 6 | 0.619 | 17 | 0.859 |
| 7 | 0.735 | 18 | 0.770 |
| 8 | 0.891 | 19 | 0.623 |
| 9 | 0.849 | 20 | 0.712 |
| 10 | 0.755 | 21 | 0.593 |
| 小 計 | 8.382 | 小 計 | 8.706 |
| 合 計 | | 17.088 | |
| 平均値 l_{ave} | | 0.81 | |
| 標準偏差 σ | | 0.14 | |

基準となる潜在崩土層厚は次式を用いて算出する。

$$\begin{aligned}
 h &= l_{ave} + \sigma && \dots \dots \text{式 4.2.13} \\
 &= 0.81 + 0.14 \\
 &= 0.95m
 \end{aligned}$$

ここで、 h : 基準となる潜在崩土層厚
 l_{ave} : すべり面内の潜在崩土層厚の平均値
 σ : 標準偏差

ロックボルトの長さは、基準となる潜在崩土層厚の 2 倍で、0.5m ラウンドする。その際、余長 0.1m を考慮する。

$$\begin{aligned}
 L_{RB} &= 2 \cdot h && \dots \dots \text{式 4.2.14} \\
 &= 2 \times 0.95m \\
 &= 1.90m
 \end{aligned}$$

ロックボルトの長さ = 1.90m + 余長 0.1m = 2.00m = 2.0m(0.5m ラウンド)

ここで、 L_{RB} : ロックボルトの長さ

以上の結果から、ロックボルトの配置間隔は 2m 千鳥、ロックボルトの長さは 2.0m(余長含む)、ロックボルトの打設角度は斜面に直角方向とした。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.7 対策工の配置計画（地震時）

⑪地層構造の判定 (Nc 値プロファイルとの比較)

本設計例の側線における Nc 値プロファイル (添付資料-6 参照) の割合を図 113 に示す。この結果から C 型が A,B 型よりも比較的多いため、二層構造と判定する。なお、本設計例には、D 型というプロファイルが含まれているが、D 型は深度分布が複雑で地層構造の判断が困難であるため、すべりひずみとせん断ひずみの両基準を適用する二層構造として取り扱うこととした。このため、プロファイル上は、便宜的に C 型として取り扱う。

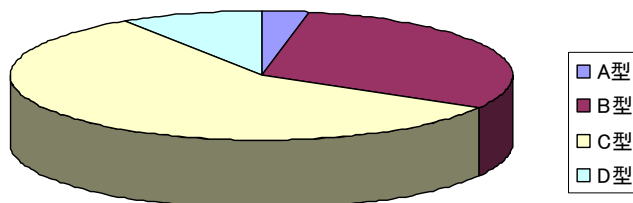


図 113 Nc 値プロファイルの割合

Nc プロファイルと地層構造との関係は、次のように考える。

単層構造：深度方向に Nc 値が漸移的に増加する地盤 (主に A 型、B 型)

二層構造：任意の深度において Nc 値が急増する地盤 (主に C 型)

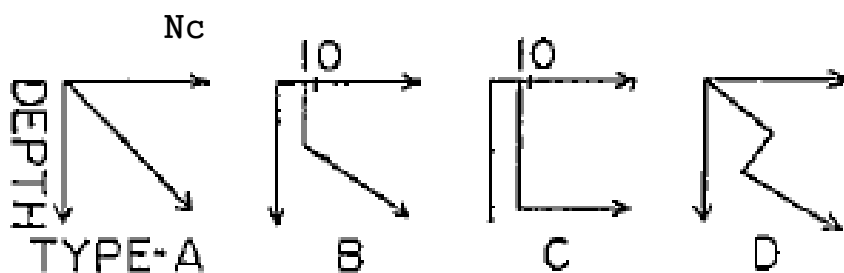


図 114 Nc 値のプロファイルの分類⁶⁵に一部加筆)

【設計・施工指針 (案) の該当箇所】

4.3.8 地層構造の判定

⁶⁵⁾ 奥西一夫・飯田智之：愛知県小原村周辺の山崩れについて(1)－斜面形、土層構造と山崩れについて－, 京都大学防災研究所年報, 第 21 号, B-1、pp.297-311, 1978.

⑫地震時の変形量

二層構造の場合における地震時の変形量は、**4.3.10 地震時の変形量(二層構造)**に従って、以下の2種類の変形量を算定する。

- ・すべり変形量
- ・せん断変形量

＜すべり変形量の算定＞

すべり変形量は、すべり変形算出法により相対安全率を用いて算定する(**添付資料-17** 参照)。この“すべり変形量”とは、対策工を施工した場合の地震時の地盤の滑動による変形量を意味する。

相対安全率は、多平面安定解析により求める(多平面安定解析は付属の計算プログラムを使用する)。その際、対策工の効果を見かけの粘着力に置き換え、すべり面の粘着力に考慮する。見かけの粘着力は次の手順で計算する。

対策工の効果は、**JH** の補強材力の考え方 (**添付資料-11** 参照) を基にロックボルトによる抵抗力(引止め効果+締め付け効果)として計算し、見かけの粘着力に置き換える。本計算例での入力条件を表 53、ロックボルトによる抵抗力一覧を表 54 に示す。なお、本ボルトの抵抗力の算定は、**添付資料-11** に従って計算する。また、本計算も付属の計算プログラムを使用する。計算の詳細な手順は、**④の手順**と同様であるため、ここでは詳細な記述をしていない。

表 53 入力条件

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|------------------------------|-------------------|------|---|
| ロックボルトの許容引張応力度 σ_{sa} | N/mm ² | 200 | 添付資料-12 参照 |
| ロックボルトと注入材の許容付着応力 τ_c | N/mm ² | 1.6 | 添付資料-12 参照 $\Sigma ck=24$ (N/mm ²) |
| 極限周面摩擦抵抗値 τ_p | N/mm ² | 0.10 | 添付資料-5 参照 |
| | | 0.20 | 添付資料-12 参照 基盤部_砂礫 N 値 30 |
| 極限周面摩擦抵抗の安全率 F_{sa} | | 2.0 | 添付資料-12 参照 |
| 変形許容型のり面工低減係数 μ' | | 0.7 | 添付資料-11 参照 |
| ロックボルトの引張力の低減係数 λ | | 0.7 | |
| ロックボルト径 | mm | 22 | SD345 |
| 削孔径 | mm | 50 | |

表 54 ロックボルトによる抵抗力一覧(ソフト出力例)

| ロックボルト No | β ($^{\circ}$) | T1pa kN/本 | T2pa kN/本 | Tsa kN/本 | Tpa kN/本 | Td kN/本 | Tm kN/m | S2 kN/m | S3 kN/m |
|--------------|---------------------------|--------------|--------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | 91.896 | 20.781 | 17.088 | 70.600 | 17.088 | 11.962 | 5.981 | 0.000 | 3.451 |
| 2 | 92.890 | 26.496 | 13.947 | 70.600 | 13.947 | 9.763 | 4.882 | 0.000 | 2.815 |
| 3 | 87.827 | 27.526 | 13.330 | 70.600 | 13.330 | 9.331 | 4.665 | 0.177 | 2.692 |
| 4 | 83.360 | 23.993 | 15.449 | 70.600 | 15.449 | 10.815 | 5.407 | 0.625 | 3.101 |
| 5 | 85.941 | 18.942 | 18.480 | 70.600 | 18.480 | 12.936 | 6.468 | 0.458 | 3.725 |
| 6 | 92.180 | 16.196 | 20.127 | 70.600 | 16.196 | 11.337 | 5.669 | 0.000 | 3.270 |
| 7 | 95.231 | 19.250 | 18.295 | 70.600 | 18.295 | 12.806 | 6.403 | 0.000 | 3.682 |
| 8 | 90.000 | 23.324 | 15.851 | 70.600 | 15.851 | 11.095 | 5.548 | 0.000 | 3.203 |
| 9 | 88.548 | 22.215 | 16.516 | 70.600 | 16.516 | 11.561 | 5.781 | 0.146 | 3.336 |
| 10 | 87.282 | 19.768 | 17.985 | 70.600 | 17.985 | 12.589 | 6.295 | 0.298 | 3.630 |
| 11 | 91.633 | 19.140 | 18.361 | 70.600 | 18.361 | 12.853 | 6.426 | 0.000 | 3.709 |
| 12 | 94.196 | 20.507 | 17.541 | 70.600 | 17.541 | 12.279 | 6.139 | 0.000 | 3.535 |
| 13 | 97.122 | 24.703 | 15.023 | 70.600 | 15.023 | 10.516 | 5.258 | 0.000 | 3.012 |
| 14 | 84.078 | 28.823 | 12.552 | 70.600 | 12.552 | 8.786 | 4.393 | 0.453 | 2.523 |
| 15 | 82.660 | 23.066 | 16.006 | 70.600 | 16.006 | 11.204 | 5.602 | 0.716 | 3.208 |
| 16 | 94.309 | 18.575 | 18.700 | 70.600 | 18.575 | 13.002 | 6.501 | 0.000 | 3.743 |
| 17 | 93.890 | 22.473 | 16.361 | 70.600 | 16.361 | 11.453 | 5.726 | 0.000 | 3.299 |
| 18 | 84.386 | 20.171 | 17.742 | 70.600 | 17.742 | 12.420 | 6.210 | 0.607 | 3.568 |
| 19 | 92.571 | 16.315 | 20.056 | 70.600 | 16.315 | 11.421 | 5.710 | 0.000 | 3.294 |
| 20 | 92.317 | 18.646 | 18.658 | 70.600 | 18.646 | 13.052 | 6.526 | 0.000 | 3.765 |
| 21 | 79.387 | 15.529 | 20.528 | 70.600 | 15.529 | 10.871 | 5.435 | 1.001 | 3.084 |
| 22 | 91.144 | 0.000 | 27.578 | 70.600 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 計 | | | | | | | | 4.482 | 69.644 |

引止め効果 : $S2=4.482$ kN/m

締め付け効果 : $S3=69.644$ kN/m

ロックボルトによる抵抗力 : $S2+S3=74.126$ kN/m

すべり面延長 (l) は、対策工を施工した範囲の斜面方向の長さとする (図 115)。表 55 に示すように集計を行うと、 $l=43.142m$ となる。

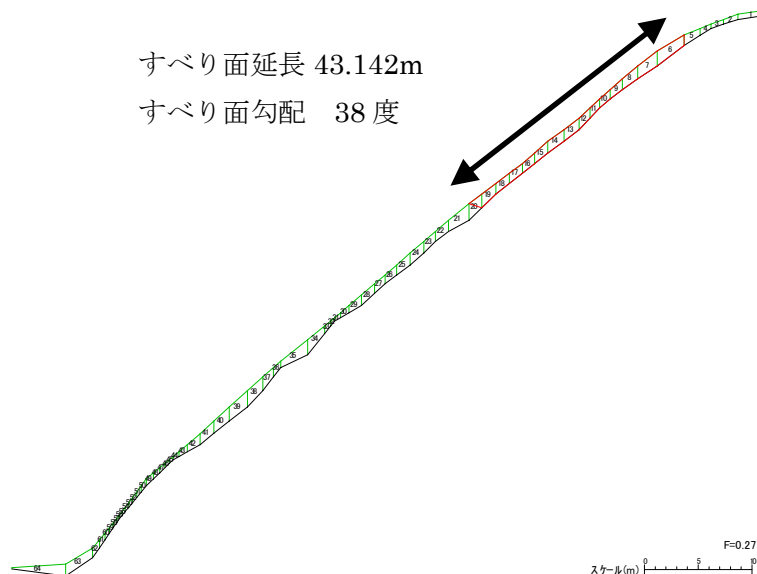


図 115 対策工の施工範囲 (地震時)

表 55 すべり面延長

| スライス (ブロック) No | スライス 幅 d(m) | すべり面 傾斜角 α (°) | すべり面 延長 l(m) |
|----------------------|-------------------|-----------------------------|--------------------|
| 1 (32) | 0.442 | 0 | 0.442 |
| 2 (31) | 0.641 | 30.128 | 0.741 |
| 3 (30) | 0.951 | 30.088 | 1.099 |
| 4 (29) | 1.125 | 36.021 | 1.391 |
| 5 (28) | 1.037 | 42.851 | 1.415 |
| 6 (27) | 0.947 | 42.867 | 1.292 |
| 7 (26) | 1.159 | 35.901 | 1.431 |
| 8 (25) | 1.383 | 35.596 | 1.701 |
| 9 (24) | 1.182 | 45.097 | 1.674 |
| 10 (23) | 1.03 | 45.139 | 1.46 |
| 11 (22) | 1.418 | 32.114 | 1.674 |
| 12 (21) | 1.813 | 32.769 | 2.156 |
| 13 (20) | 1.47 | 44.647 | 2.066 |
| 14 (19) | 1.288 | 41.236 | 1.713 |
| 15 (18) | 1.239 | 38.114 | 1.575 |
| 16 (17) | 1.168 | 38.317 | 1.489 |
| 17 (16) | 1.191 | 38.519 | 1.522 |
| 18 (15) | 1.373 | 37.249 | 1.725 |
| 19 (14) | 1.519 | 35.911 | 1.875 |
| 20 (13) | 1.142 | 43.927 | 1.586 |
| 21 (12) | 0.951 | 46.439 | 1.38 |
| 22 (11) | 0.887 | 44.968 | 1.254 |
| 23 (10) | 1.063 | 37.68 | 1.343 |
| 24 (9) | 1.228 | 37.668 | 1.551 |
| 25 (8) | 1.684 | 33.033 | 2.009 |
| 26 (7) | 1.823 | 35.451 | 2.238 |
| 27 (6) | 1.639 | 37.221 | 2.058 |
| 合計 | 33.208 | | 43.142 |

対策工の見かけの粘着力は、すべり面延長の単位長さ当りのロックボルトによる抵抗力として、次式のように計算する。

$$\begin{aligned} \Delta c &= (S2 + S3) / l && \dots \text{式 4.3.5} \\ &= (4.482 + 69.644) / 43.142 \\ &= 1.72 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

対策工の効果を考慮したすべり面の粘着力は、次式のように、**⑧の手順**で設定した地盤の粘着力 (2.47 kN/m²) に対策工による見かけの粘着力 (1.72kN/m²) を加えた値とする。

$$\text{対策工の効果を考慮したすべり面の粘着力 } c + \Delta c = 2.47 + 1.72 = 4.19 \text{ kN/m}^2$$

さらに、⑦の手順で算定した設計水平震度(0.47)を考慮して多平面安定解析により安全率(=相対安全率)を求める。その結果として得られる相対安全率は、0.42 となる。

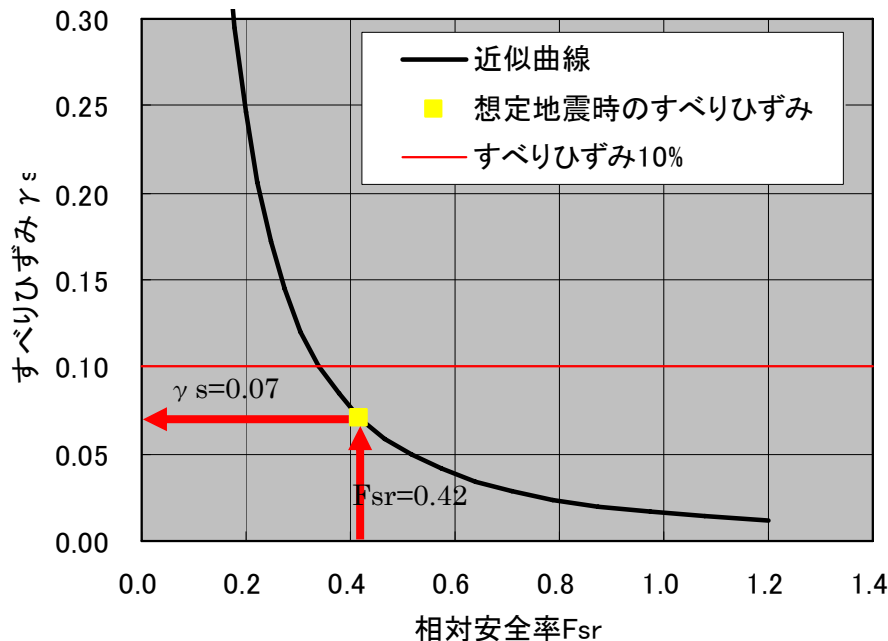


図 116 相対安全率とすべりひずみの関係

次に、相対安全率から次式によりすべりひずみ（滑動量を潜在崩土層厚で除して無次元化した値）を算定する。

$$\gamma_s = 0.016 F_{sr}^{-1.7} \quad \dots \text{式 4.3.6}$$

この結果、すべりひずみ量としては、0.07 という値が得られる。当該斜面での潜在崩土層厚の平均値は 0.95 (m) であるため、すべり変形量は次式から 67 (mm) となる。

$$0.95(\text{m}) \times 0.07 = 0.067(\text{m}) = 67 (\text{mm})$$

<せん断変形量の算定>

せん断変形量の算定は、単層構造の場合と同様に、直接変形算出法により算定する。この“せん断変形量”とは、対策工を施工した場合の地震時における地盤のせん断による変形量を意味する。

直接変形算出法(添付資料-16)は、付属の計算プログラムを使って計算する。すべり面勾配は、図 115 に示す危険箇所の下端ブロックと上端ブロックのすべり面平均勾配とする。

本計算例では、表 56 に示す入力条件を使用した。その結果、想定地震動におけるせん断変形量は 7.6 mm となった (図 117)。

表 56 入力条件

| 項目 | 単位 | 数値 | 備考 |
|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------|
| 潜在崩土層厚 | m | 0.95 | ⑩地震時の対策工の配置計画策定 参照 |
| すべり面勾配 | 度 | 38 | 危険箇所の平均勾配 (図 115 参照) |
| 単位体積重量 γ_t | kN/m ³ | 15.2 | ①地盤定数の設定 参照 |
| 土のせん断弾性係数 | kN/m ² | 22,300 | |
| ロックボルトの配置間隔 | m | 2.0 | ⑩地震時の対策工の配置計画策定 参照 |
| ブロックの奥行き | m | 2.0 | |
| 土の内部摩擦角 | 度 | 30 | ①地盤定数の設定 参照 |
| ロックボルトのヤング係数 | kN/m ² | 2.0×10^8 | |
| ロックボルト呼び径 | — | D22 | |
| 最大ロープネット張力 | kN | 2.39 | 定数値 |
| 設計水平震度 kh | — | 0.47 | ⑦最大水平震度の算定 参照 |

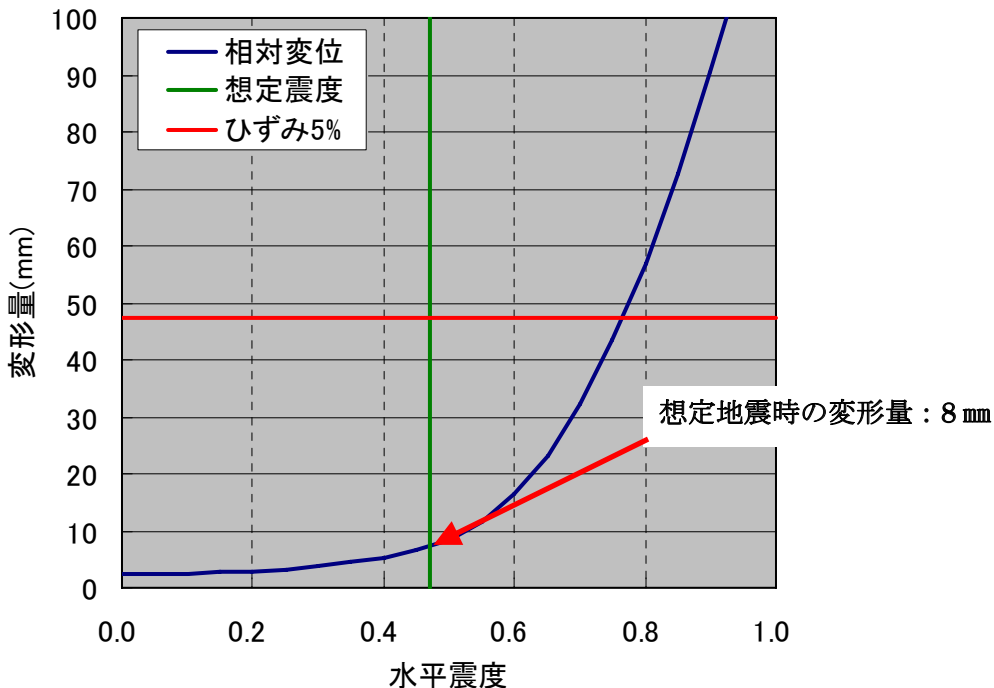


図 117 直接変形算出法による地震時のせん断変形量の算定(プログラム出力結果)

以上の計算により、当該斜面の地震時の変形量は次のようになる。この値は、地震時における対策工の適用性の判定に用いる（⑭対策工の適用判定参照）。

すべり変形量 : 67 mm

せん断変形量 : 8 mm

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.9 地震時の変形量（単層構造）

4.3.10 地震時の変形量（二層構造）

⑬ 局所破壊時の必要耐力の算定

4.3.11 局所破壊時の必要耐力に従って、局所破壊時以降の土塊の移動力に対して必要とされるロックボルトおよびロープネットの作用力を算定する。

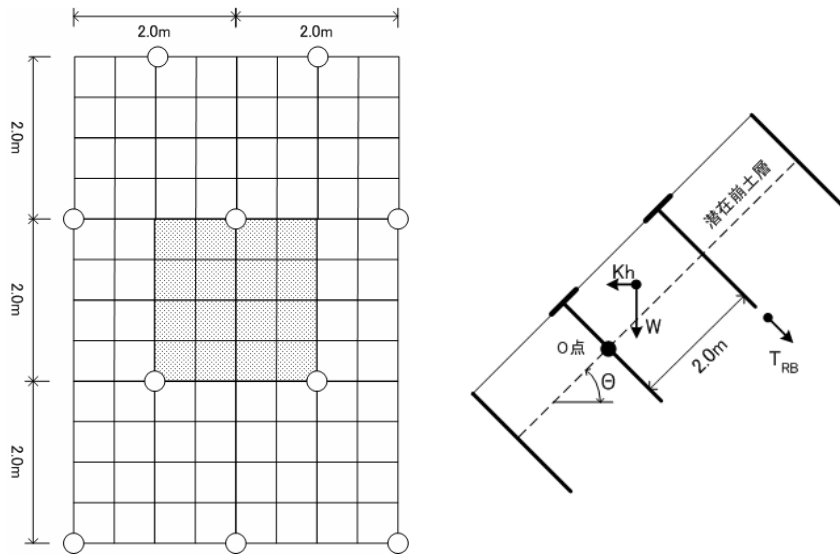


図 118 計算の概念図

・ロックボルトの極限耐力の算定

局所破壊時のロックボルトの引抜き力を次式に示す。

$$T_{RB} = \frac{W}{2} \cdot \left(-\cos \theta + kh_{\text{局所}} \cdot \sin \theta + \sin \theta \cdot \frac{h}{B} + kh_{\text{局所}} \cdot \cos \theta \cdot \frac{h}{B} \right) \quad \dots \text{式 4.3.16}$$

$$= \frac{57.76}{2} \cdot \left(-\cos 38 + 0.93 \cdot \sin 38 + \sin 38 \cdot \frac{0.95}{2} + 0.93 \cdot \cos 38 \cdot \frac{0.95}{2} \right) = 12.3 \text{ kN}$$

ここで、

- T_{RB} : ロックボルトの引抜き力(kN)
- $kh_{\text{局所}}$: 直接変形算出法の局所破壊時の水平震度
- W : ブロックの重量($\gamma t \cdot B \cdot L \cdot h$)(kN)
- h : 潜在崩土層厚(m)
- B, L : ロックボルトの間隔 2.0(m)
- θ : すべり面傾斜角(°)

なお、これらのデータは、付属のプログラム内で自動的に計算される。

・ロープネットの極限耐力の算定

ロープネット張力の算出は、落石対策工便覧⁶⁶⁾に基づき次式により算定する。局所破壊時の土塊ブロックの荷重をロープネットが受けるものとする。

$$\begin{aligned} T_{RN} &= \frac{w \cdot l^2}{8 \cdot f} \times \frac{1}{n} && \dots \text{式 4.3.17} \\ &= \frac{T_{RB} / l \cdot l^2}{8 \cdot f} \times \frac{1}{n} \\ &= \frac{12.3/2 \times 2^2}{8 \times 2 \times 0.1} \times \frac{1}{3} \\ &= 5.1\text{kN/本} \end{aligned}$$

ここで、

T_{RN} : ロープネット張力(kN/本)

l : ロックボルト間隔 2.0(m)

w : 局所破壊時に横ロープネットにかかる単位幅荷重(kN/m)(= T_{RB}/l)

f : たわみ量(m) ロックボルト間隔の 10%と仮定

n : 土塊ブロック内の横方向ロープネット本数(本)(=3 本)

なお、これらのデータは、付属のプログラム内で自動的に計算される。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.11 局所破壊時の必要耐力

⁶⁶⁾社団法人日本道路協会：落石対策便覧,p.135,2000.

⑭判定基準(地震時)

4.3.12 判定基準に従い、地震時における対策工の適用判定を行う。表 57 に判定基準を示す。二層構造の場合は、表中赤枠で囲んだ基準を全て満たす必要がある。

表 57 地震時設計における対策工の適用判定基準(二層構造の場合)

| 判定項目 | | 判定基準 |
|---------------|---------|---|
| 地盤の変形量 | 単層構造の場合 | 対策斜面の地震時におけるせん断ひずみは、5%以内でなければならない。 |
| | 二層構造の場合 | 対策斜面の地震時におけるすべりひずみが10%以内であり、かつ、せん断ひずみが5%以内でなければならない |
| ロックボルトの引抜き抵抗力 | | 局所破壊時のロックボルトの引抜き力は、引抜き抵抗力以下でなければならない。 |
| ロープネットの破断強度 | | ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率はロープネットに作用する荷重に対して2.0以上とする。 |

<地盤の変形量>

本計算例で対象とした斜面の潜在崩土層厚は 0.95m であるため (⑩地震時の対策工の配置計画策定参照)、その 10%の滑動量は、次式から 95 mmとなる。

$$0.10h = 0.10 \times 0.95 = 0.095(m) = 95(mm)$$

ここで、h：潜在崩土層厚 (m)

これに対し、想定地震時のすべり変形量は⑫の手順から 67 mmとなる。したがって、67 mm < 95 mm となり、地盤のすべり変形量は判定基準を満たす。

また、潜在崩土層厚 0.95m に対する 5%のせん断変形量は、次式から 47 mmとなる。

$$5\% \times h = 0.05 \times 0.95 = 0.047(m) = 47(mm)$$

ここで、h：潜在崩土層厚 (m)

これに対し、想定地震時のせん断変形量は⑫の手順から 8 mmとなる。したがって、8mm < 47mm となり、地盤のせん断変形量は判定基準を満たす。

以上の結果から、対策工を施工した際の地震時の地盤の変形量は判定基準を満たす。

<ロックボルトの引抜き抵抗力>

ロックボルトの引抜き抵抗力は、切土補強土の考え方⁶⁷⁾に準拠し、次の 2 つの中で小さい方を採用する。

- ・不動地山（基盤）から受ける引抜き抵抗力
- ・ロックボルトの許容引張力

不動地山（基盤）から受ける引抜き抵抗力

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa}$$

67) 日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,p.39,2002.

$$=(200 \times \pi \times 0.05) / 1.5 = 20.9 \text{ kN/m}$$

$$\tau_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

$$= 1600 \times \pi \times 0.0212 = 106.5 \text{ kN/m}$$

$$t_a = \min[t_{pa}, \tau_{ca}] = \min[20.9, 106.5] = 20.9 \text{ kN/m}$$

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a = 0.95 \times 20.9 \quad \dots \text{式 4.3.18}$$

$$= 19.8 \text{ kN/本}$$

ここで、

t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 地山と注入材の許容付着力 (kN/m²)

τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

D : 削孔径 (m)

F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率 (局所破壊時 1.5)

τ_{ca} : ロックボルトと注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_c : ロックボルトと注入材の許容付着応力 (kN/m²)

d : ロックボルト径 (m)

L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)

ロックボルトの許容引張力

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad \dots \text{式 4.3.20}$$

$$= 200000 \times 0.000387$$

$$= 77.4 \text{ kN/本}$$

σ_{sa} : ロックボルトの許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : ロックボルトの断面積 (m²)

$$T = \min[T_{2pa}, T_{sa}] \text{ (kN/本)} \quad \dots \text{式 4.3.19}$$

$$= \min[19.8, 77.4]$$

$$= 19.8 \text{ kN/本}$$

以上の計算から、ロックボルトの引抜き抵抗力は、19.8 (kN) となった。

これに対し、ロックボルトの極限耐力は⑬の手順から 12.3kN となる。したがって、12.3kN < 19.8kN となり、ロックボルトの引抜き抵抗力は判定基準を満たす。

<ロープネットの破断強度>

ロープネットは、局所破壊時の土塊重量を考慮した荷重に耐えなければならない。その安全率はロープネットに作用する荷重に対して 2.0 以上とする。

本設計例では、ロープネットのジョイント部の破断強度が 20.0kN であり、ロープネットの極限耐力は、⑬の手順から 5.1kN となっている。したがって、次式によりロープネットの安全率は 3.9 となり、ロープネットの破断強度は判定基準を満たす。

$$F_{S-RN} = \frac{T_{RNa}}{T_{RN}} = \frac{20.0}{5.1} = 3.9 > 2.0 \quad \dots \text{式 4.3.21}$$

ここで、

F_{S-RN} : 安全率、

T_{RNa} : ロープネットの破断強度(kN)、

T_{RN} : 土塊重量を考慮したロープネット張力(kN)

以上の結果から、想定地震を対象として設計した対策工は判定基準を全て満足するため、本斜面に適用することが可能と判断できる。

【設計・施工指針（案）の該当箇所】

4.3.12 判定基準

添付資料-20 補助工法の採択に関する直下の考え方について

1. 概要

当資料は、**4.3.13 補助工法の設定**に関して、直下の取り方について「土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令」の土砂災害警戒区域の設定を参考に斜面下端から 15m 以内に保全対象があれば、直下と解釈した。

2. 直下の設定

2.1 土砂災害警戒区域の設定

「土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令」の土砂災害警戒区域の設定を参考として、崩壊した土砂が堆積または移動に伴い建築物に作用すると想定される荷重を基準に設定した。

式(1)と式(6)から建築物に作用する力を想定し、著しい危害のおそれがある土地の区域に相当する斜面下端からの距離を求めた。建物の耐力は、式(7)により算定される。なお、式(1)～(7)までの詳細については、国土交通省告示第 332 号を参照されたい。

- (1) 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ

$$F_{sm} = \rho_n g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a} (1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin \theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \right. \quad \text{式(1)}$$

$$\left. \exp(-2aX/h_{sm}) + \frac{b_d}{a} (1 - \exp(-2aX/h_{sm})) \right]$$

$$b_u = \cos \theta_u \left\{ \tan \theta_u - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \quad \text{式(2)}$$

$$a = \frac{2}{(\sigma - 1)c + 1} f_b \quad \text{式(3)}$$

$$b_d = \cos \theta_d \left\{ \tan \theta_d - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \quad \text{式(5)}$$

- (2) 急傾斜地の崩壊に伴う土石の堆積により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ

$$F_{sa} = \frac{\gamma h \cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi / \cos \delta} \right\}^2} \quad \text{式(6)}$$

- (3) 通常の建築物が急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動に対して住民等の生命または身体に著しい危害を生ずるおそれのある損壊を生ずることなく堪えることのできる力の大きさ

$$P_1 = \frac{35.3}{H_1 (5.6 - H_1)} \quad \text{式(7)}$$

2. 2 著しい危害のおそれがある土地の区域の計算条件と結果

ここで計算は、本指針が対象としている斜面崩壊を考慮し、著しい危害のおそれがある土地の区域を算定した。入力条件を以下に示した。

表 58 入力条件

| 計算に使用するパラメータ | 数値 | 備考 |
|--|----------|-------------------------------------|
| 急傾斜地の高さ H(m) | 100 | 想定 |
| 急傾斜地の傾斜度 θu (度) | 35、55 | 対策工適用の範囲 |
| 土石等の内部摩擦角 ϕs (度) | 30 | 神戸市須磨区高倉山の試験結果 |
| 土石等の単位体積重量 γ (kN/m ³) | 15 | 神戸市須磨区高倉山の試験結果 |
| 崩壊に伴う土石等の移動高さ hsm(m) | 0.5、1.25 | 崩壊深さ 1.0m、2.5m を想定した場合 |
| 堆積勾配 θ (度) | 30 | |
| 下端に隣接する土地の傾斜角 θd (度) | 0 | |
| 土石等の内部摩擦角 ϕk (度) | 25 | $\tan^{-1}(0.8 \times \tan \phi s)$ |
| 建築物の壁面摩擦角 δ (度) | 20 | $2\phi/3$ |
| 土石等の密度、 ρ (t/m ³) | 1.8 | 兵庫県砂防課に準拠 |
| 崩壊に伴う土石等の比重 σ (t/m ³) | 2.6 | 兵庫県砂防課に準拠 |
| 土石等の容積濃度 c | 0.5 | 兵庫県砂防課に準拠 |
| 土石等の流体抵抗係数 fb | 0.025 | 兵庫県砂防課に準拠 |

計算条件を基に式(1)~(7)を用いて著しい危害のおそれがある土地の区域の算定結果を表 59 に示す。

表 59 計算結果

| 急傾斜地の傾斜度 θu (度) | 崩壊に伴う土石等の移動高さ hsm(m) | 著しい危害のおそれがある土地の区域 L(m) |
|-------------------------|----------------------|------------------------|
| 35 | 1.25 | 14.4 |
| 55 | 1.25 | 13.3 |
| 35 | 0.5 | 6.4 |
| 55 | 0.5 | 7.1 |

以上、著しい危害のおそれがある土地の区域は、急傾斜地の傾斜度 35 度で崩壊に伴う土石等の移動高さが 1.25m の時に最大距離 14.4m となる。よって斜面下端から 15m 以内に保全対象があれば直下にあるとする。

添付資料-21 動的解析の事例

1. 概要

本設計法では、多平面安定解析により地震時の危険箇所を特定し、直接変形算出法（単層構造の場合）や、すべり変形算出法（二層構造の場合）によって、危険箇所に対策工を施工した場合の地震時の変形量を求めることとしている。ただし、地形・地質条件や対策工の配置が複雑な場合や、送電鉄塔など他構造物の影響が懸念される場合には、動的解析も併せて実施し、総合的に判断することとしている（4.3 地震時設計参照）。

ここでは、動的解析による評価と、多平面安定解析とすべり変形算出法による評価とを比較した事例について紹介する。

2. 動的解析の事例

動的解析の事例として二層構造のモデル地区である安志地区の斜面を対象とした解析結果（無対策斜面と本工法による対策斜面の比較）を示す。解析コードは DYNAFLOW⁶⁸⁾を使用した。

解析モデルを図 119 に示し、代表的な地盤定数を表 60 に示す。斜面表層（DL）は、古生代堆積岩（砂岩・頁岩互層）の強風化層となっている。

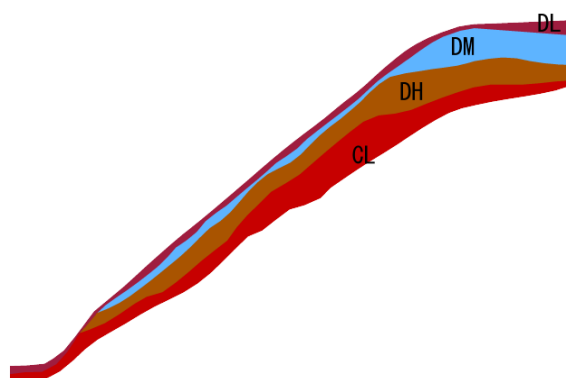


図 119 動的解析モデル(安志地区)

表 60 地盤定数(安志地区)

| | DL | DM | DH | CL |
|----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|
| 単位体積重量(kg/m ³) | 1.52×10 ³ | 1.80×10 ³ | 2.00×10 ³ | 2.20×10 ³ |
| ポアソン比 | 0.32 | 0.38 | 0.39 | 0.39 |
| 粘着力(N/m ²) | 6.5×10 ³ | 44.0×10 ³ | 67.0×10 ³ | 100.0×10 ³ |
| 内部摩擦角(°) | 32 | 35 | 39 | 39 |
| せん断弾性係数(N/m ²) | 3.0×10 ⁷ | 1.60×10 ⁸ | 6.17×10 ⁸ | 1.60×10 ⁹ |
| 体積弾性係数(N/m ²) | 7.33×10 ⁷ | 6.13×10 ⁸ | 2.60×10 ⁹ | 6.74×10 ⁹ |

⁶⁸⁾Prevost J. H. : Dyna1D, A computer program for nonlinear seismic site response analysis, Technical report NCEER-89-0025, Princeton University, Princeton, New Jersey,1989.

入力加速度としては、図 120 に示すような水平一方向の正弦波を与えた（図 120：周期 0.5 秒、継続時間 10 秒）とした。

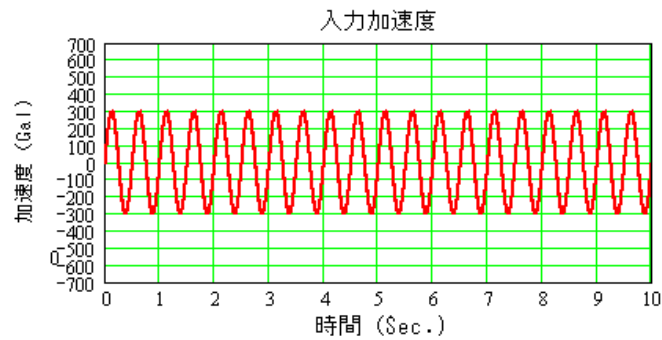


図 120 入力加速度（最大加速度 300Gal の例）

3. 対策工の効果

入力加速度 500Gal の場合のせん断ひずみ分布図を図 121 に示す。この図から、無対策斜面よりも対策斜面の方のせん断ひずみが減少していることが分かる。このことから、対策工による変形抑制効果が認められる。

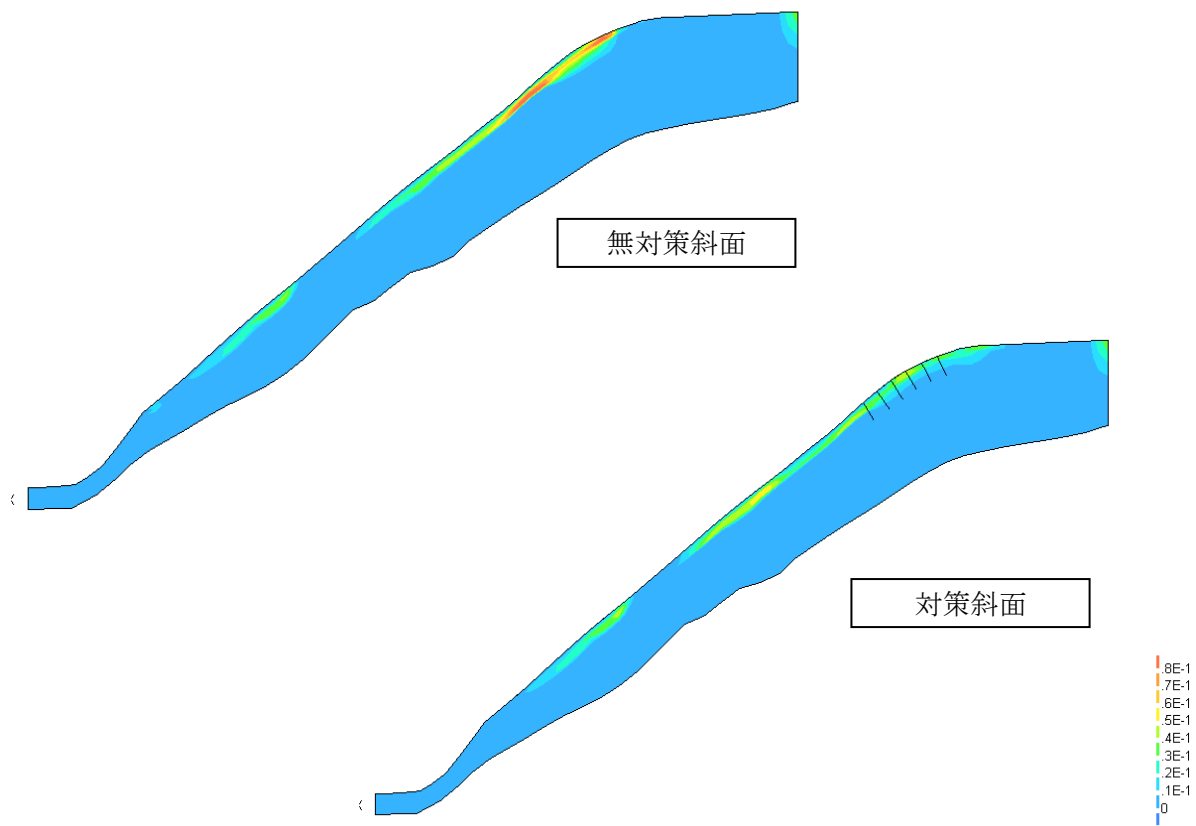


図 121 安志地区の動的解析の結果(せん断ひずみ分布、加速度：500Gal)

4. 地震時危険箇所

動的解析では、せん断ひずみの大きくなる範囲を地震時危険箇所と判断する。対象斜面（安志地区）では、動的解析結果によるせん断ひずみの大きくなる範囲（図 122）と、多平面安定解析の地震時危険箇所（図 123）とがほぼ一致している。

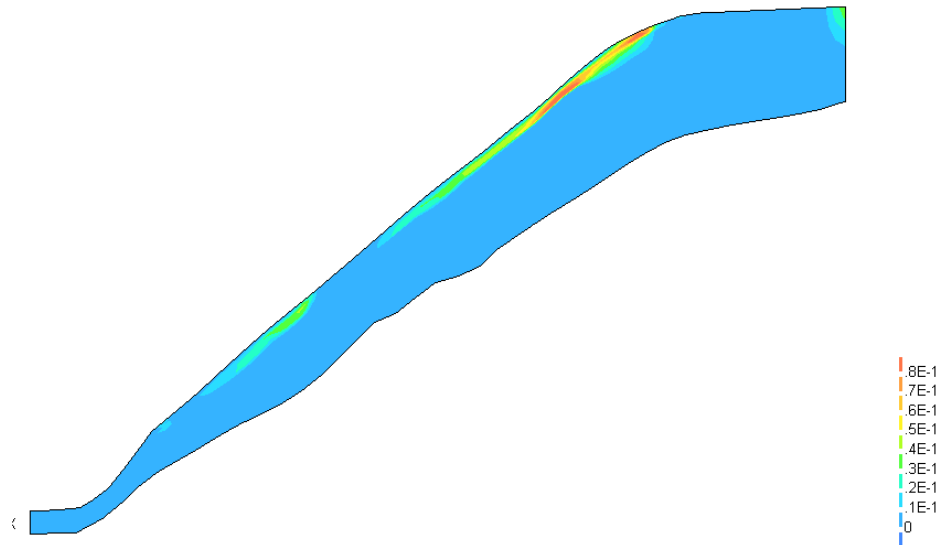


図 122 動的解析によるせん断ひずみ分布（無対策斜面、加速度：500Gal）

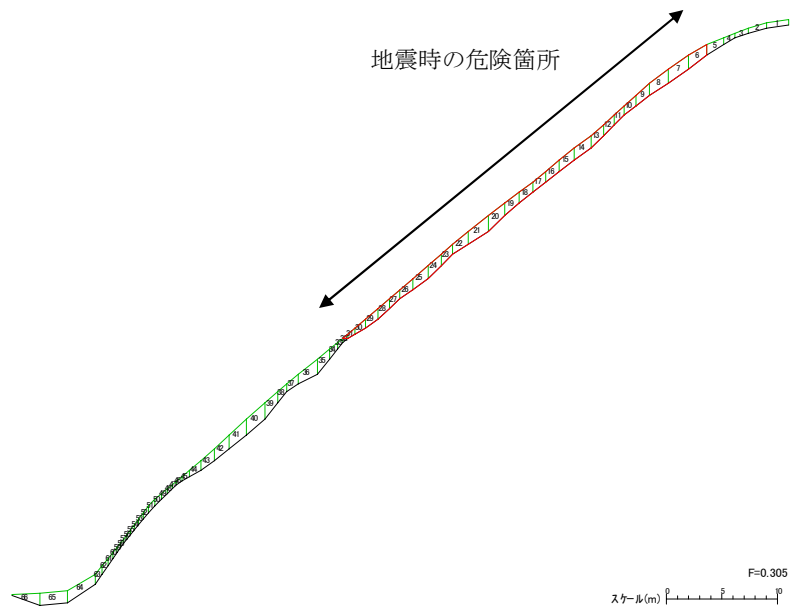


図 123 多平面安定解析による危険箇所（無対策斜面、加速度：500Gal）

5. 変形量の算出

対策斜面（図 124）を対象とした動的解析とすべり変形算出法（添付資料-19）との比較を図 125 に示す。この変形量は、対策工を施工した場合の地震時の変形量を意味する。すべり変形算出法による変形量の予測値が動的解析による変形量の予測値を上回っており、安全側の評価となっている（図 125）。

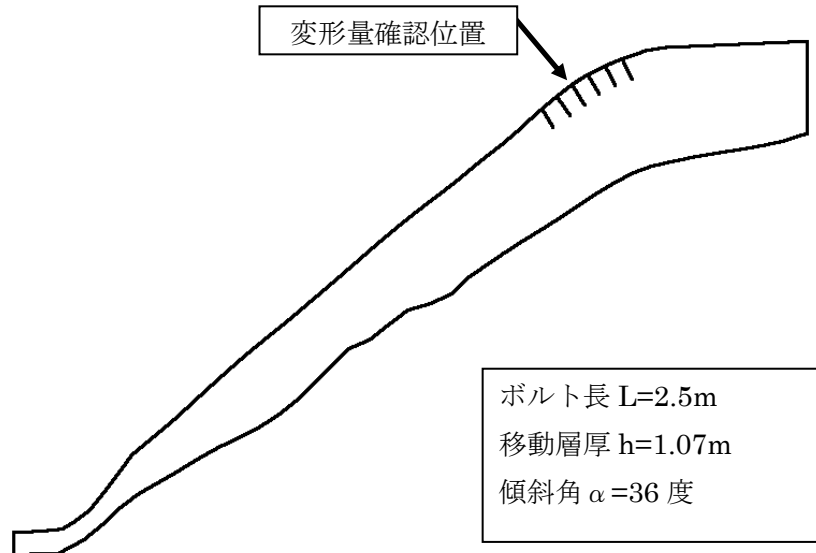


図 124 対策斜面の概要図

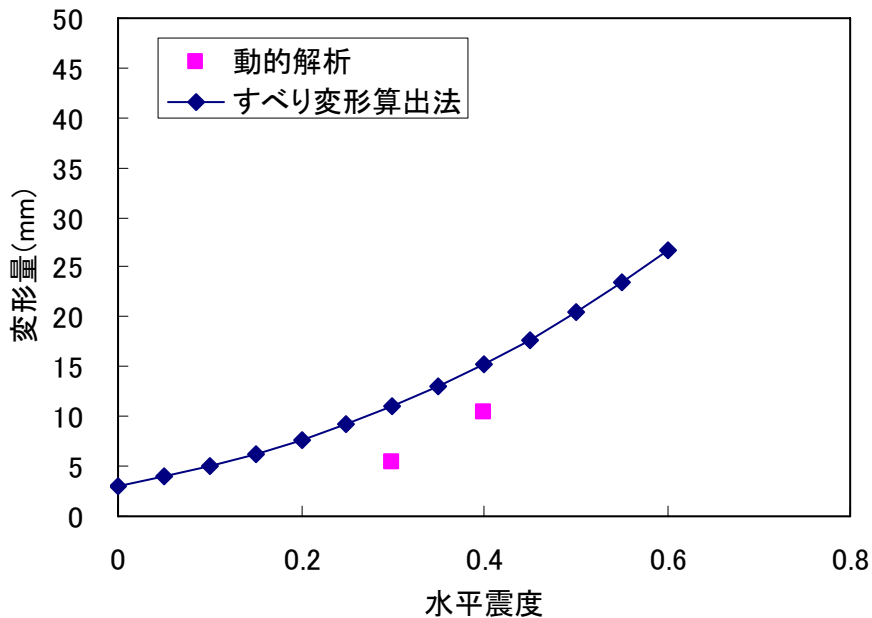


図 125 地盤変形量の比較（安志地区）

添付資料-22 振動台実験の概要

1. 概要

振動台実験は、地震時の斜面（地盤）の挙動の把握と本工法の諸元や適用限界（**1.2 適用**、**1.3 工法の概要**、**4.2.7 対策工の適用性の判定**、**4.3.2 判定基準**参照）等を検討することを目的として、平成10年度から平成18年度に渡って実施した。

2. 実験の経緯

実験の経緯を表61に示す。実験は約1/5スケール（大型振動台実験：写真2）1種類と約1/10スケール（小型振動台実験：写真3、写真4）2種類の計3種類の模型を用いて行った。前者は、独立行政法人防災科学技術研究所において2回（4ケース）実施し、後者は、独立行政法人港湾空港技術研究所において29回（58ケース）実施した。



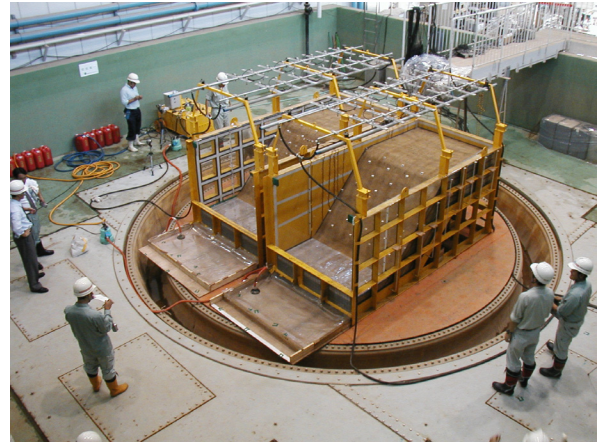
写真 2 大型振動台実験模型

幅12m×高さ3m×奥行5m（1/5スケールを想定）

独立行政法人防災科学技術研究所において実施：全2回（4ケース）



(a) 加振実験時



(b) 降雨実験を伴う加振実験時

写真 3 小型振動台実験模型(1)

幅 3.4m×高さ 1.5m×奥行き 1.5m (1 基、1/10 スケールを想定)、2 基同時に加振
独立行政法人港湾空港技術研究所において実施：全 23 回 (46 ケース)



(a) 加振実験時



(b) 降雨実験を伴う加振実験時

写真 4 小型振動台実験模型(2)

幅 3.4m×高さ 2.0m×奥行き 1.5m (1 基、1/10 スケールを想定)、2 基同時に加振
平成 17 年度 (粘性土斜面の実験) より使用
独立行政法人港湾空港技術研究所において実施：全 5 回 (10 ケース)

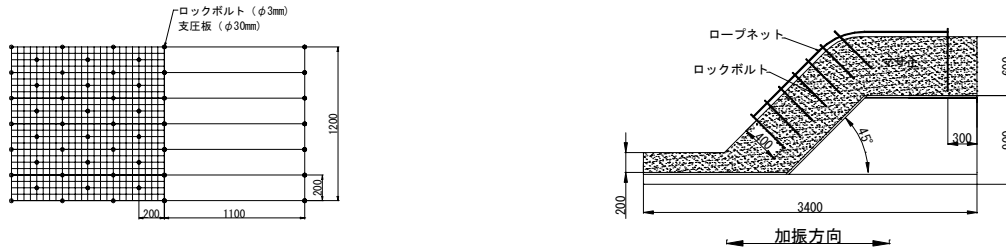
表 61 振動台実験の経緯

| 目的 | 対象斜面 | 実施概要 | 主な解明点 | 課題 |
|---|------------------------------------|---|--|---|
| 既存工法の耐震性の確認 新工法の耐震性の検討 実験におけるスケール効果の検討 | マサ土斜面 (単層構造) | 予行実験 小型振動台実験(14ケース) 大型振動台実験(4ケース) | 既存工法の有効性を確認 新工法の有効性を検証 スケール効果を検証 (以降は小型実験で検討することとした) | 破壊のメカニズムの検討 対策材料の有効な組み合わせの検討 各対策材料の効果の検討 |
| 破壊のメカニズムの検討 対策材料の有効な組み合わせの検討 各対策材料の効果の検討 | マサ土斜面 (単層構造) | 小型振動台実験(12ケース) | 破壊の進行範囲を推定 対策材料の有効な組み合わせの決定 (ロープネット+ロッキングボルト+支圧板) 各対策材料の効果の推定 | 施工内容の詳細(サイズ、配置間隔等)検討 加振方法による影響検討 |
| H11年に現地施工したロープネットの有効性検証 施工内容の詳細(サイズ、配置間隔等)検討 加振方法による影響検討 地盤強度の影響検討 | マサ土斜面 (単層構造) | 小型振動台実験(14ケース) | H11年に現地施工したロープネットの有効性を検証 対策工の詳細(サイズや設置間隔等)に対する指標作成 異なる加振方法による崩壊の違いを把握 地震による斜面差層崩壊のメカニズムを推定 対策工の効果を推定 | 振動台実験で検証できない事項の整理・検討 スケール効果に対する有効性の検討 降雨に対する有効性の検討 現地でのモニタリングによるデータの蓄積 |
| 降雨に対する本工法の有効性検討 地震後の降雨崩壊に対する検討 | マサ土斜面 (単層構造) | 降雨実験を伴う 小型振動台実験(6ケース) | 降雨に対する本工法の有効性を確認 地震後の降雨に対する本工法の有効性を確認 対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が期待できることを確認 | マサ土以外の斜面における効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積 |
| 粘性土斜面に対する本工法の有効性検討 粘性土斜面の地震後の降雨崩壊に対する検討 粘性土斜面の地震後の降雨崩壊に対する検討 | 粘性土斜面 (二層構造) | 小型振動台実験(6ケース) 降雨実験を伴う 小型振動台実験(2ケース) | 粘性土に対する本工法の有効性を確認 二層構造の場合には、滑動量が卓越することを確認 地震後の降雨に対する本工法の有効性を確認 対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が期待できることを確認 | 粘性土以外の二層構造斜面における効果の検討 長周期の地震動に対する対策効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積 |
| 長周期地震動に対する本工法の有効性検討 | マサ土斜面 (単層構造) 粘性土斜面 (二層構造) | 小型振動台実験(4ケース) | 短周期地震動に対する耐震対策により、長周期地震動に対する耐震性が期待できることを確認 | 粘性土以外の二層構造斜面における効果の検討 現地のモニタリングによるデータの蓄積 |

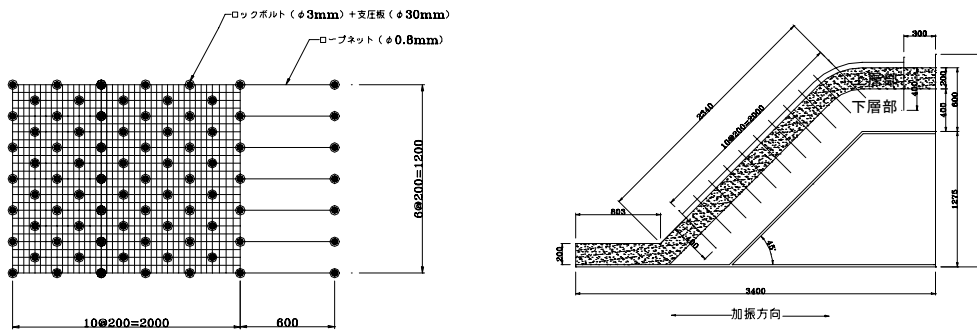
3. 模型の概要

3. 1 模型斜面

代表的な模型の概要図を図 126 に示す。斜面の傾斜角は 45° を対象とした。土質材料としてはモデル施工地区の土質であるマサ土と山崎断層周辺の粘性土を採用した。なお、現地斜面の調査結果から、簡易貫入試験のプロファイルの分類（添付資料-6 参照）として、マサ土斜面は A,B 型、山崎断層周辺の粘性土斜面は C 型と分類したことを受け、マサ土斜面は単層構造（地盤の密度を一定に設定：図 127(a)）、粘性土斜面は二層構造（上層部と下層部に分けて地盤の密度を設定：図 127(b)）の模型とした。

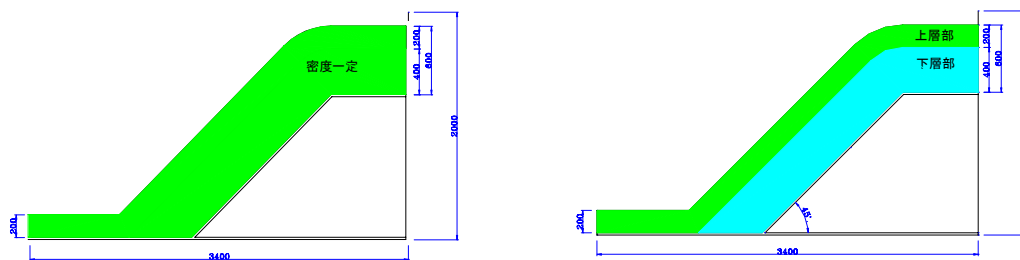


(a) 小型振動台実験模型(1)



(b) 小型振動台実験模型(2)

図 126 小型振動台実験模型の概要図



(a) 単層構造の模型

(b) 二層構造の模型

図 127 模型の地層構造

ロックボルトとしてはアルミ棒の周面に砂を付着させた材料を、支圧板としてはアルミ板を、ロープネットとしてはポリエステル製のロープをそれぞれ用いることにより対策工材料を模擬した（写真 5～6、表 62）。これらの材料を選定する際には、既往の相似則に関する研究^{69) 70)}を基に検討を行った。



写真 5 ロックボルト+支圧板



写真 6 ロープネット

表 62 実験材料の材質と寸法

| 名称 | 規格 | 1/10スケール | 1/5スケール |
|--------|-----------|------------|-------------|
| ロックボルト | 材質 | アルミ | |
| | 断面直径 (mm) | 3 | 5.7 |
| | 長さ (mm) | 600 (2本継手) | 1200 (3本継手) |
| 支圧板 | 材質 | アルミ | |
| | 直径 (mm) | 30 | - |
| | 厚さ (mm) | 2 | - |
| ロープネット | 材質 | ポリエステル | |
| | 断面直径 (mm) | 0.8 | 3 |

3. 2 入力波

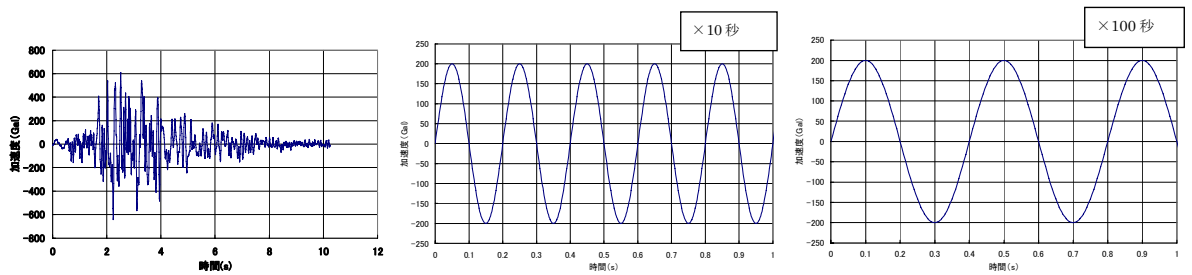
入力波としては、次の三種類を使った。

- (1) 実地震波：兵庫県南部地震において神戸大学で観測された記録（EW 成分）を参考に実験模型サイズに合わせた適合波を作成して（図 128 (a)）、水平方向にのみ与えた。
- (2) 正弦波(短周期・短継続時間)
直下型地震のモデル波形として使用。
周期 0.2 秒（実物で周期 1 秒を想定）、継続時間 10 秒（図 128 (b)）
- (3) 正弦波（長周期・長継続時間）
海溝型地震のモデル波形として使用。
周期 0.4 秒（実物で周期 2 秒を想定）、継続時間 100 秒（図 128 (c)）

なお、模型と実物の周期と周波数の関係を表 63 に示す。加振方法としては、入力加速度を約 50Gal 刻みで段階的に大きくしながら、模型斜面が破壊するまで加振を行う方法を用いることを基本とした。

69) 足立紀尚：模型試験とその限界,土と基礎,Vol.40,No.5,p.1~4,1992.

70) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則,土木学会論文報告集,第 275 号,p.69~77,1978.



(a)実地震波 (b)正弦波：短周期・短継続時間 (c)正弦波：長周期・長継続時間

図 128 振動台実験で用いた入力波の例

表 63 加振周期（模型と実物の縮尺）

| | 短周期・短時間 (直下型イメージ) | | 長周期・長時間 (海溝型イメージ) | |
|---------|----------------------|--------------|----------------------|--------------|
| | 実物 | 模型 (1/10) | 実物 | 模型 (1/10) |
| 周期(秒) | 1.0 | 0.2 | 2.0 | 0.4 |
| 周波数(Hz) | 1.0 | 5.0 | 0.5 | 2.5 |
| 継続時間(秒) | 10 | 10 | 100 | 100 |

3. 3 破壊状態の定義

実験結果を解釈する都合上、実験上での破壊形態を表 64 に示すように定義した。実験は、ここでいう「全体破壊」が発生するまで加振を行った（図 129 参照）。

表 64 振動台実験において用いた破壊形態の定義

| 破壊状態 | 破壊 レベル | 定義 | 限界ひずみ（現地スケール） | |
|------|-----------|----------------------------------|---------------|------|
| | | | 単層構造 | 二層構造 |
| 亀裂発生 | 小 | 亀裂が発生した状態 | 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 | 5% | 10% |
| 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 | — | — |

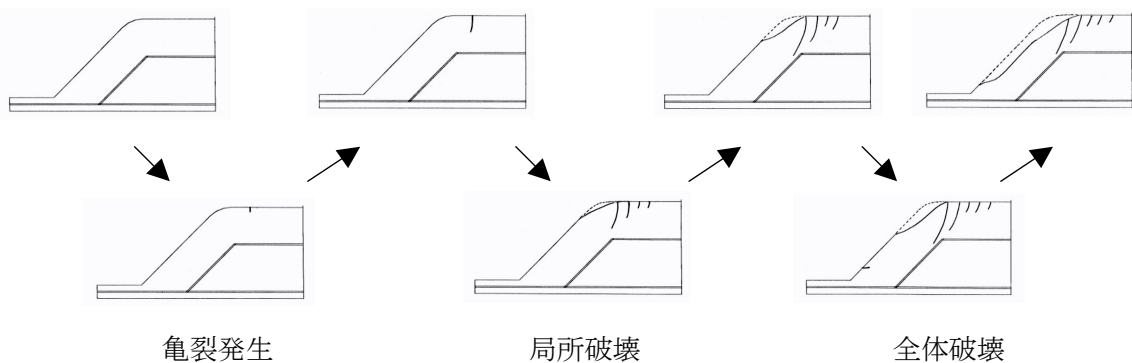


図 129 破壊形態のイメージ（単層構造の場合）

3. 4 実験ケース

実験の実施ケースの内容を表 65 から表 68 に示す。表 65 から表 67 は単層構造（マサ土）を対象とした実験を示し、表 68 は二層構造（粘性土）を対象とした実験と長周期地震動に対する実験（単層構造・二層構造）を示す。平成 14 年度までの小型振動台実験（表 66、表 67）では、小型振動台実験模型(1)の土槽（写真 3、図 126(a)）を使用し、平成 17 年度から平成 18 年度の小型振動台実験（表 68）では、小型振動台実験模型(2)の土槽（写真 4、図 126(b)）を使用した。対象地盤の含水比としては、マサ土が約 10%、粘性土が約 20%を目安に調整した。

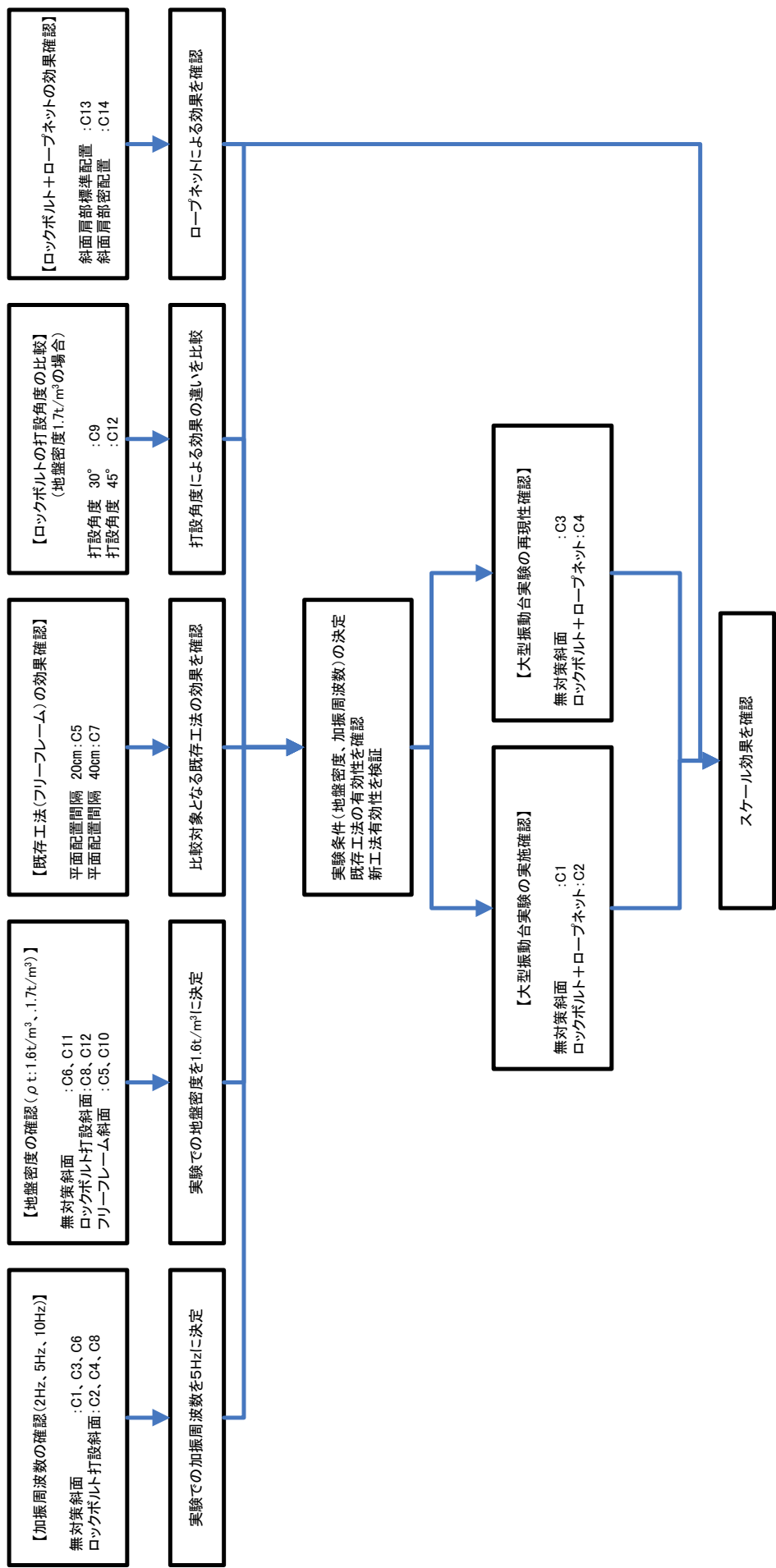
また、振動台実験による年度毎の検討の流れを図 130 から図 135 に示す。

表 65 大型振動台実験（平成 10 年度）

| 実験回数 | マサ土 | | ロープネット | | | ロックボルト | | | | | | 加振方法 | | | 破壊発生時加速度(Gal) | | | 備考 (実験の目的、特徴的な条件など) | | |
|------|---------------------------|--------|---------|-------------|-------------------|--------|------|---------|---------|---------------|----------|------|----------|-----|---------------|-------------|------|------------------------|------|-------------------|
| | 湿潤密度 (tf/m ³) | 法肩部の形状 | 直径 (mm) | メッシュ間隔 (mm) | 取付方法 天端側 / 斜面側 | 法層配置 | 配置形状 | 直径 (mm) | 長さ (cm) | 配置間隔 (cm) | 配置角度 (度) | 架台固定 | 支圧板 (cm) | 波形 | 周波数 (Hz) | 初回加振度 (Gal) | 亀裂発生 | | 局所破壊 | 全体破壊 |
| 1 | 1.7 | 急 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 正弦波 | 3 | 50 | 50 | - | 250 | 実験前のスイープ加振時に亀裂が発生 |
| | 1.7 | 急 | 3 | 10 | 架台 | 有り | 格子 | 5.7 | 120 | 40 (法層:20) | 45 | 有り | - | 正弦波 | 3 | 50 | 200 | - | 300 | 実験前のスイープ加振時に亀裂が発生 |
| 2 | 1.7 | 急 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 正弦波 | 3 | 50 | 150 | 250 | 300 | 1回目と同様の実験を再度実施 |
| | 1.7 | 急 | 3 | 10 | 架台 | 有り | 格子 | 5.7 | 120 | 40 (法層:20) | 45 | 有り | - | 正弦波 | 3 | 50 | 200 | 300 | 350 | 1回目と同様の実験を再度実施 |

表 68 小型振動台実験 (平成 17 年度～平成 18 年度)

| 実施年度 | 実験回数 | 実験ケース | 対象地盤 | | | ローネット | | | フリップルームの場合(アンカー) | | | | | 加振方法 | | | | 破壊発生時加速度(Gal) | | | 加振時間(分) | 備考 (実験の目的、特約的な条件など) | | | | | |
|------|------|-------|------|---------------------------------|---------------------------------|-------|--------|------------|------------------|------|------------|------|------|----------|--------|---------------|---------|---------------|---------|-----|---------|------------------------|---------|----------|------------|---|---------------------------------------|
| | | | 地質 | 液状化係数(γ/m ³) 上部部 | 液状化係数(γ/m ³) 下部部 | 法面形状 | 直径(mm) | メッシュ間隔(mm) | 天端側 | 取付方法 | 設置力(kgf/本) | 法面配置 | 配置形状 | 配置高さ(mm) | 長さ(cm) | 配置間隔(構×縦)(cm) | 配置角度(度) | 終台固定 | 支圧板(cm) | 波形 | | | 周波数(Hz) | 継続時間(s) | 初回加速度(Gal) | 電線発生 | 扇形破壊 |
| 17 | 1 | 1 | 粘性土 | 1.5 | 1.65 | 縦 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 700 | - | 1050 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(無対策斜面) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 2 | 2 | 粘性土 | 1.5 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 700 | 950 | 1150 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 3 | 3 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 350 | - | 500 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(無対策斜面:液状化係数の見直し) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 4 | 4 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 450 | 850 | 1000 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面:液状化係数の見直し) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 5 | 5 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 350 | 550 | 600 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面の配置間隔:横30cm×縦30cm) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 6 | 6 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 10 | 200 | 450 | 650 | 700 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面の配置間隔:横20cm×縦30cm) |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | 7 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 100 | 200 | 350 | - | - | - | 粘性土(二層構造)の地震後の降雨による崩壊実験(無対策斜面:350Galまで加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |
| 8 | 8 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 5 | 100 | 200 | 500 | - | - | - | 粘性土(二層構造)の地震後の降雨による崩壊実験(対策斜面:750Galまで加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |
| 1 | 1 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2.5 | 100 | 50 | 350 | - | 550 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(無対策斜面:長周期地震動による加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |
| 2 | 2 | 粘性土 | 1.3 | 1.65 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2.5 | 100 | 50 | 500 | 850 | 900 | - | 粘性土(二層構造)の加振実験(対策斜面:長周期地震動による加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |
| 3 | 3 | マサ | 1.6 | 1.6 | 縦 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2.5 | 100 | 50 | 350 | - | 600 | - | まさ土(単層構造)の加振実験(無対策斜面:長周期地震動による加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |
| 4 | 4 | マサ | 1.6 | 1.6 | 縦 | 0.8 | D/分枠 | D/分枠 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 2.5 | 100 | 50 | 350 | 650 | 900Gal以上 | - | まさ土(単層構造)の加振実験(対策斜面:長周期地震動による加振) | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 正弦波 |



【図中のCは実験ケースを意味する】

図 130 平成 10 年度の振動台実験による検討の流れ

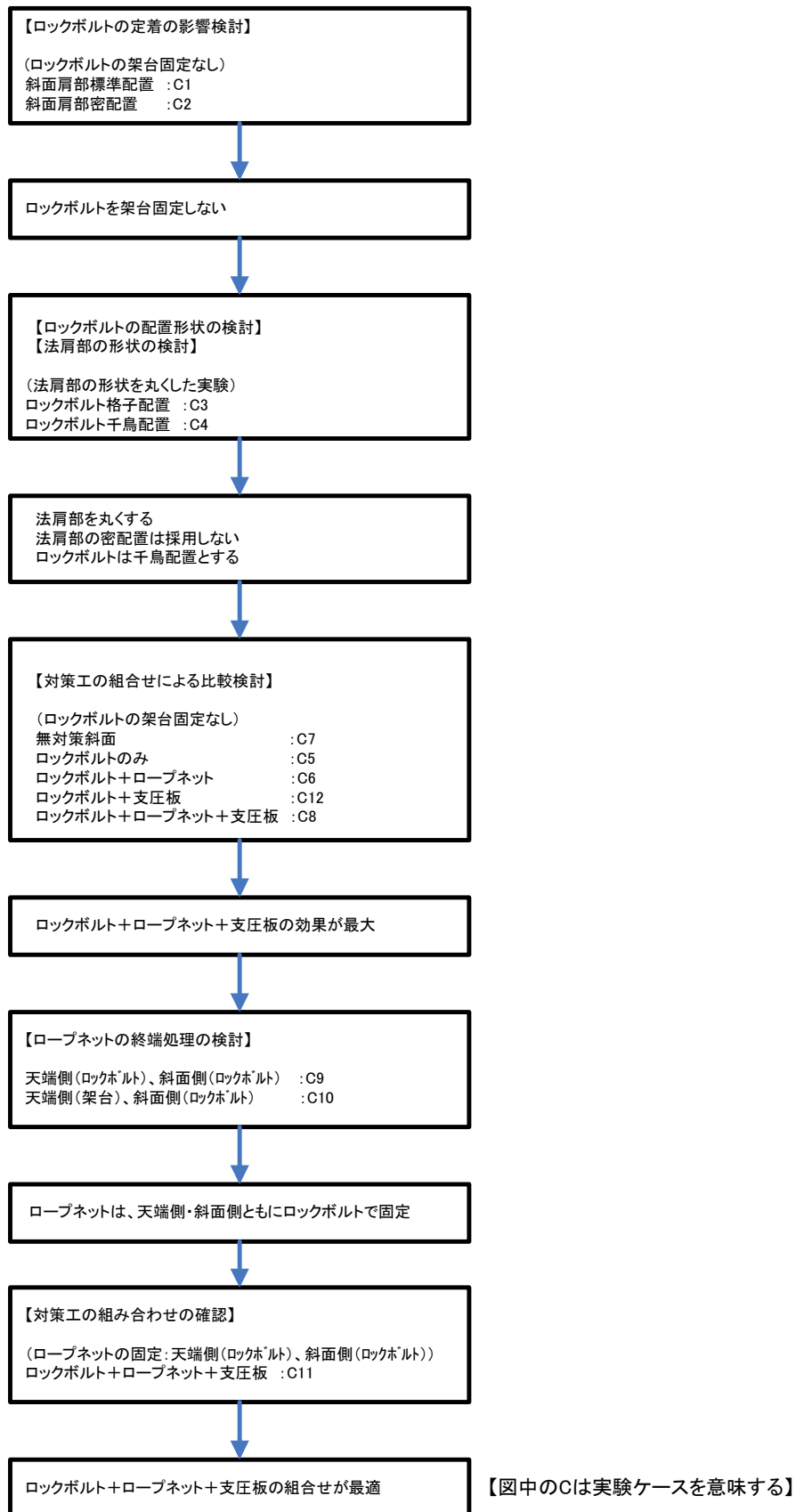
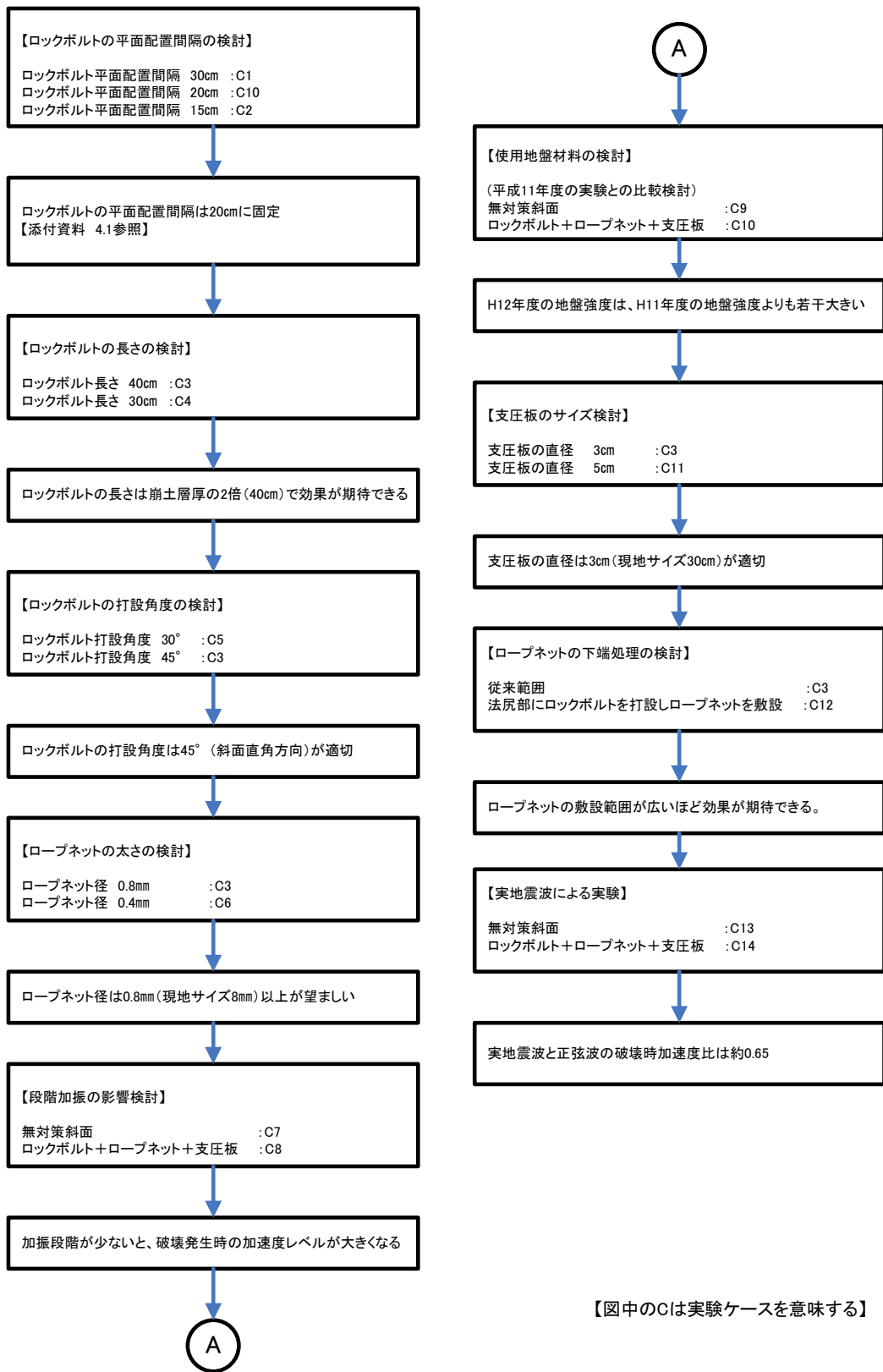
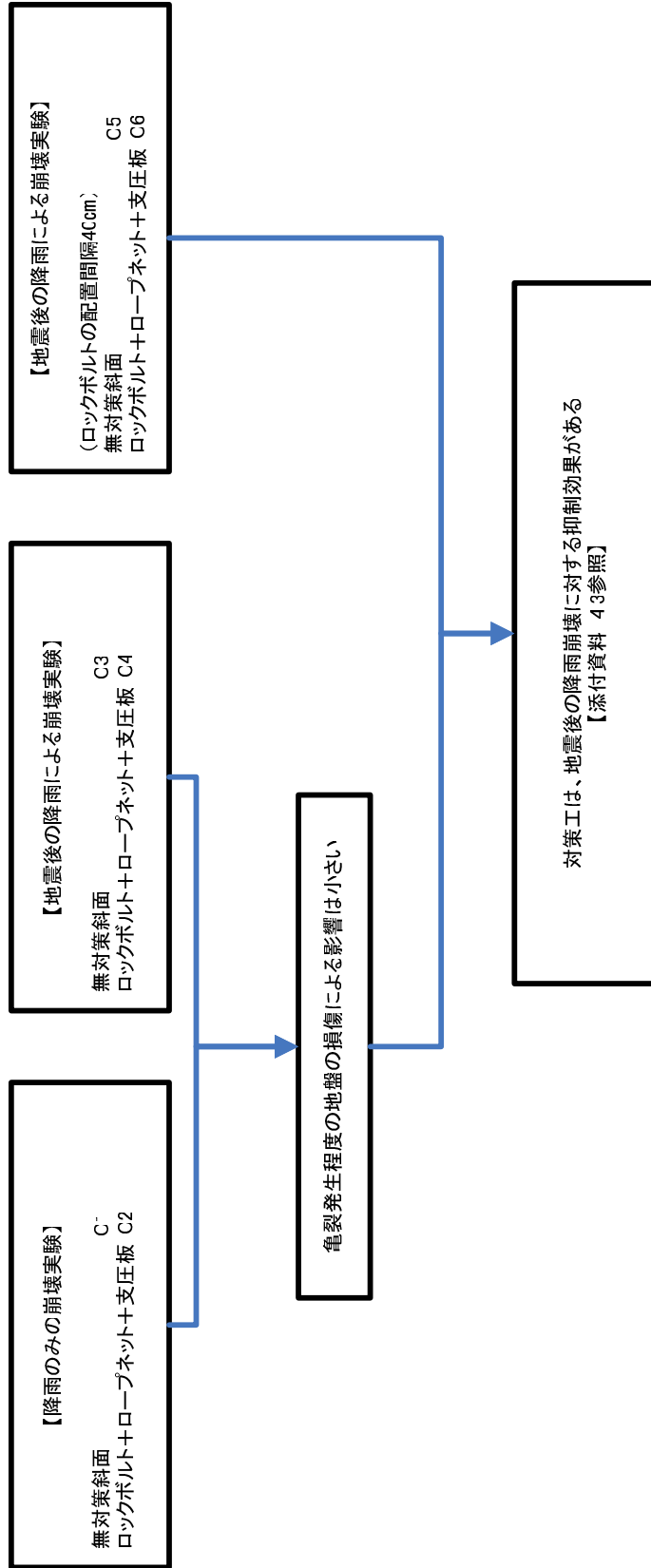


図 131 平成 11 年度の振動台実験による検討の流れ



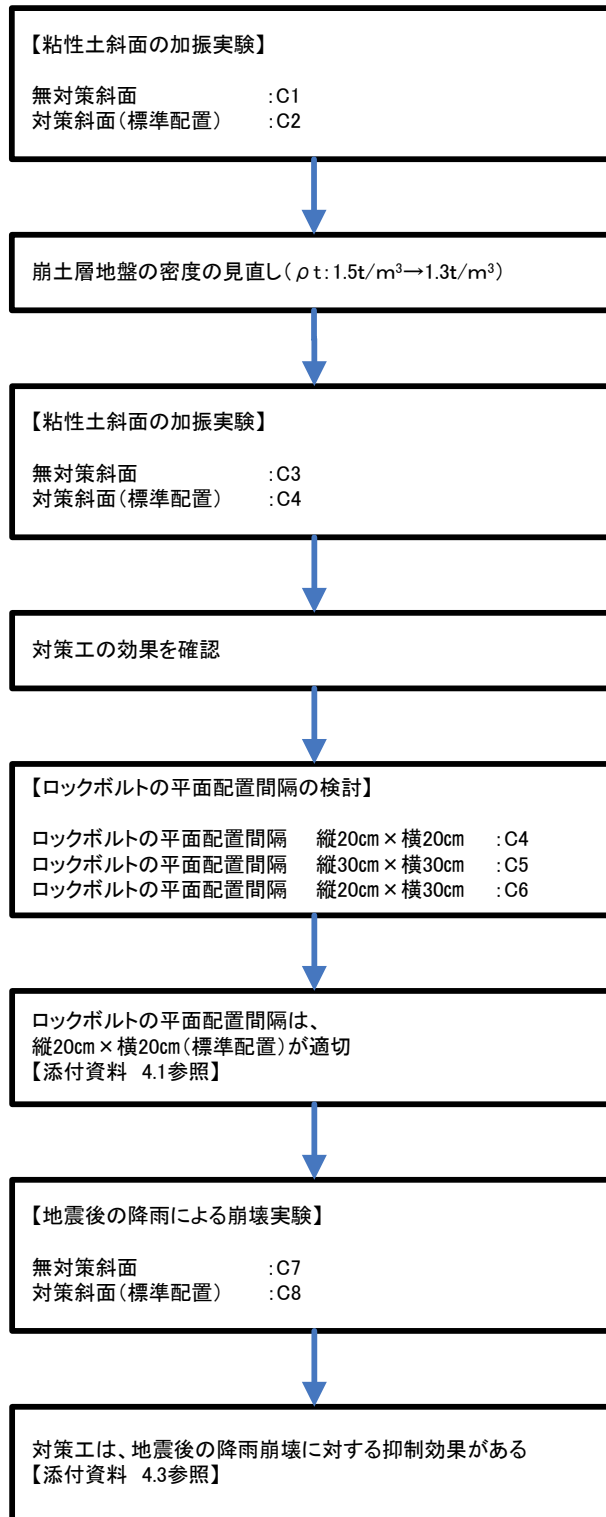
【図中のCは実験ケースを意味する】

図 132 平成 12 年度の振動台実験による検討の流れ



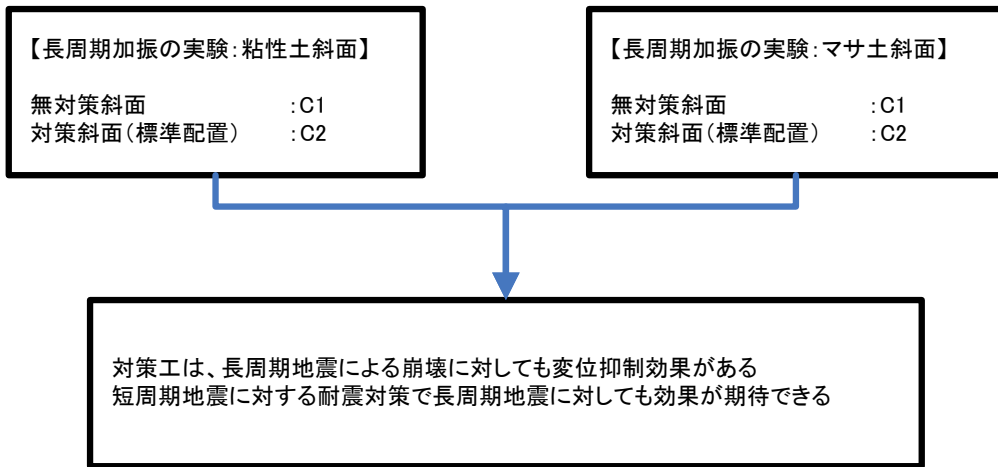
【図中のCは実験ケースを意味する】

図 133 平成 14 年度の振動台実験による検討の流れ



【図中のCは実験ケースを意味する】

図 134 平成 17 年度の振動台実験による検討の流れ



【図中のCは実験ケースを意味する】

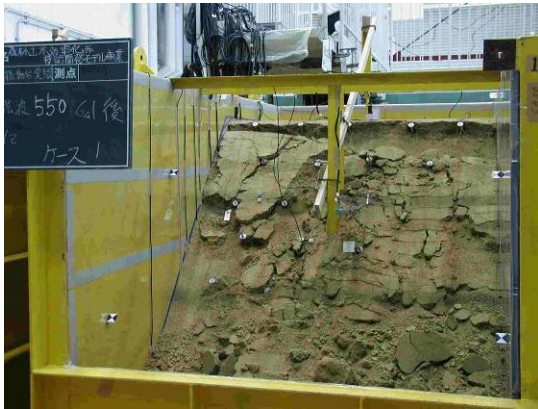
図 135 平成 18 年度の振動台実験による検討の流れ

4. 実験から得られた知見

4. 1 ロックボルトの平面配置間隔について

(1) マサ土斜面（単層構造）の場合

ロックボルトの平面配置間隔が広すぎると変位抑止効果が期待できないが（写真 7 (a)）、狭すぎると対策箇所と無対策箇所の地盤の剛性の差が大きくなり、加振した際に対策箇所と無対策箇所の境界部で崩壊が発生した（写真 7 (b)）。そのため、無対策箇所との剛性の差が大きくなりすぎない間隔としては、現地サイズで 2m（模型サイズ：20 cm）に固定することが望ましい（写真 7 (c)）という結論に達した。



(a) ロックボルトの平面配置間隔：30 cm×30 cm (H12 年度 CASE 1) (b) ロックボルトの平面配置間隔：15 cm×30 cm (H12 年度 CASE2)



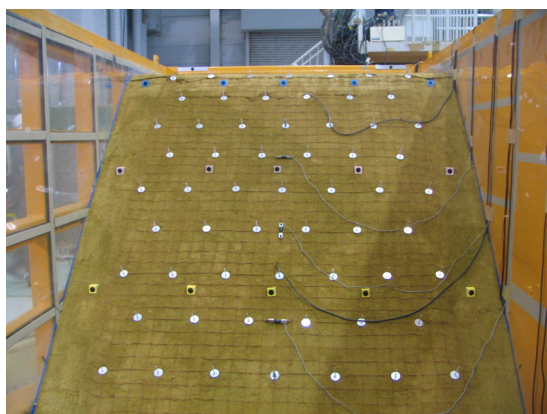
(c) ロックボルトの平面配置間隔：20 cm×20 cm (H12 年度 CASE10)

写真 7 550Gal 加振時の斜面の状況（単層構造の実験）

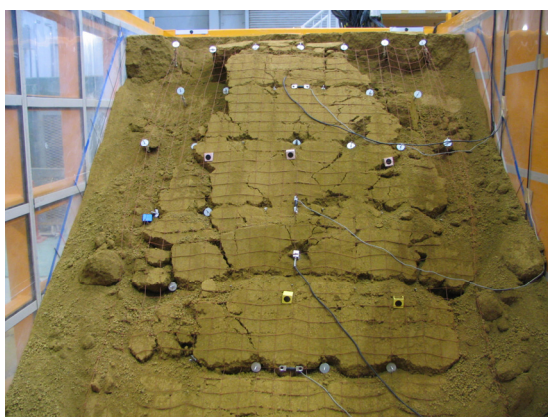
(2) 粘性土斜面（二層構造）の場合

粘性土斜面では、地盤の粘着力にある程度期待できるため、ロックボルトの平面配置間隔を広くする検討を実施した。

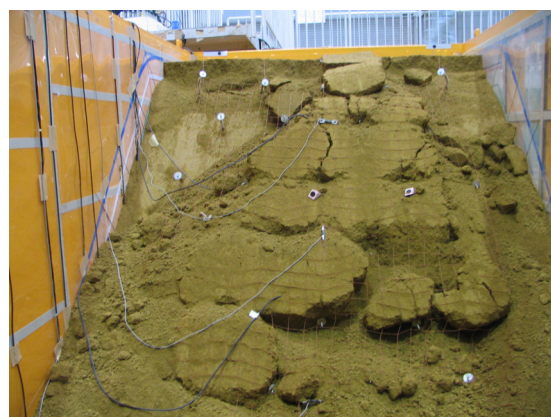
800Gal 加振後の斜面の状況を比較すると、ロックボルトの平面配置間隔が 20 cm×20 cmの斜面では、斜面内に損傷を受けていない状況であるが（写真 8 (a)）、これよりも配置間隔を広くした斜面では、この時点で斜面が既に崩壊していた（写真 8 (b)、(c)）。したがって、ロックボルトの配置間隔としては、マサ土斜面と同様に 20 cm×20 cmが最適であるという結論に達した。



(a) ロックボルトの平面配置間隔：20 cm×20 cm
(平成 17 年度 CASE 4)



(b) ロックボルトの平面配置間隔：20 cm×30 cm
(平成 17 年度 CASE 6)



(c) ロックボルトの平面配置間隔：30 cm×30 cm
(平成 17 年度 CASE 5)

写真 8 800Gal 加振時の斜面の状況（二層構造の実験）

4. 2 単層構造と二層構造の違いについて

4. 2. 1 地盤の変形

地層構造が単層構造の場合の側面変位の計測結果（図 136）では、土槽底面とのすべりを除き、せん断変形が卓越していた（図 137）。一方、二層構造の場合の側面変位の計測結果（図 138）では、滑動量が卓越するものの、せん断変形量も含まれていた（図 139）。したがって、発生するひずみとしては、単層構造の場合には、せん断ひずみが大半を占め、二層構造の場合には、すべりひずみが大半を占めるが、せん断ひずみも含まれているという結論に達した。

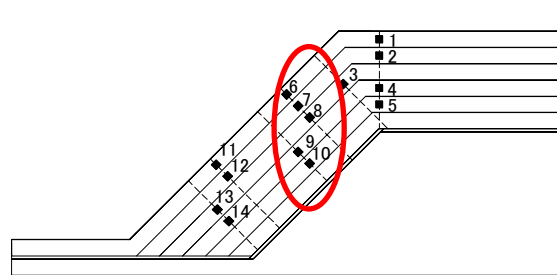


図 136 側面変位量の評価位置（単層構造）

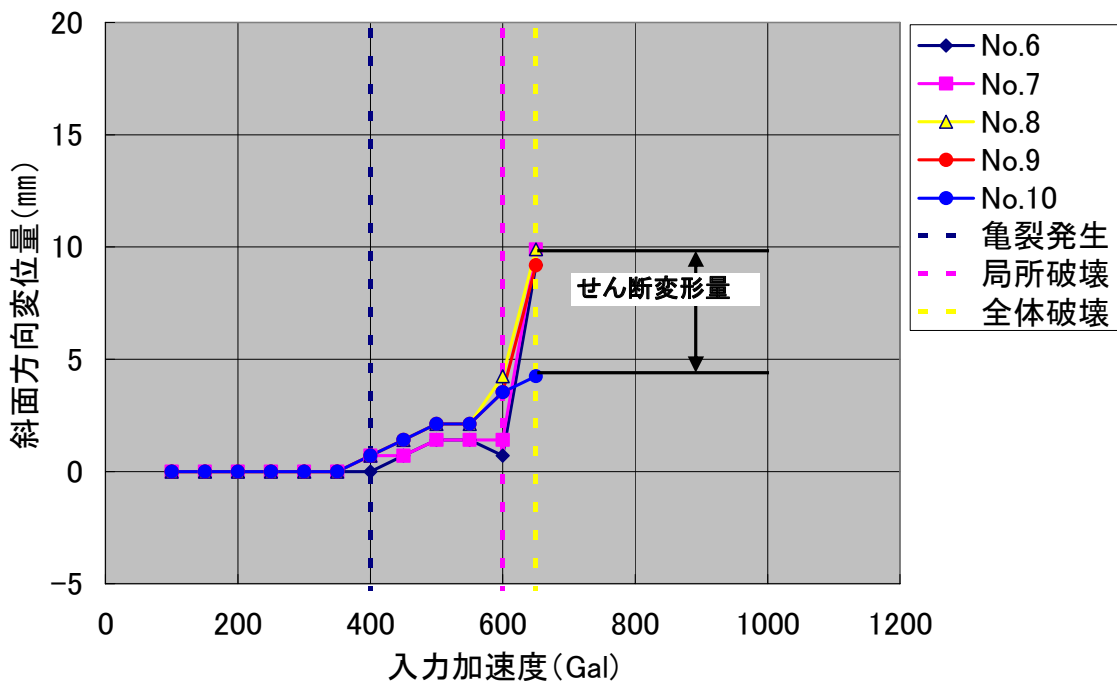
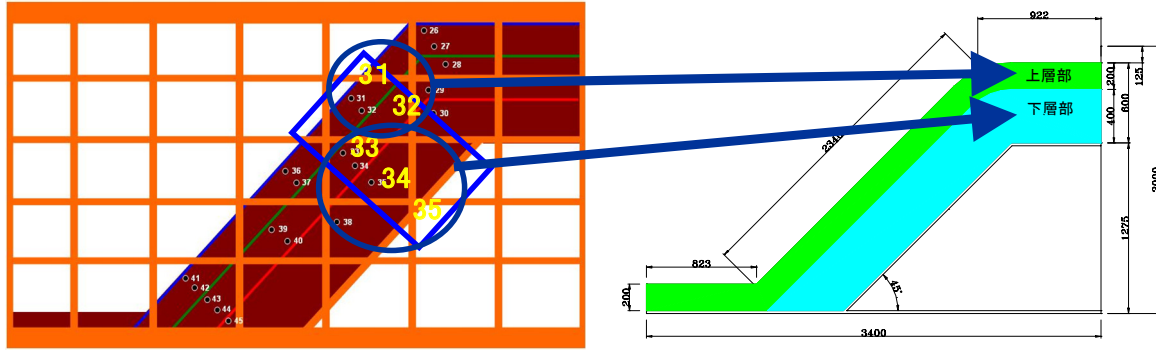


図 137 側面変位量の計測結果（単層構造：平成 12 年度 CASE 3）



No. 3 1 ~ 3 2 : 上層部の変位量

No. 3 3 ~ 3 5 : 下層部の変位量

図 138 側面変位量の評価位置 (二層構造)

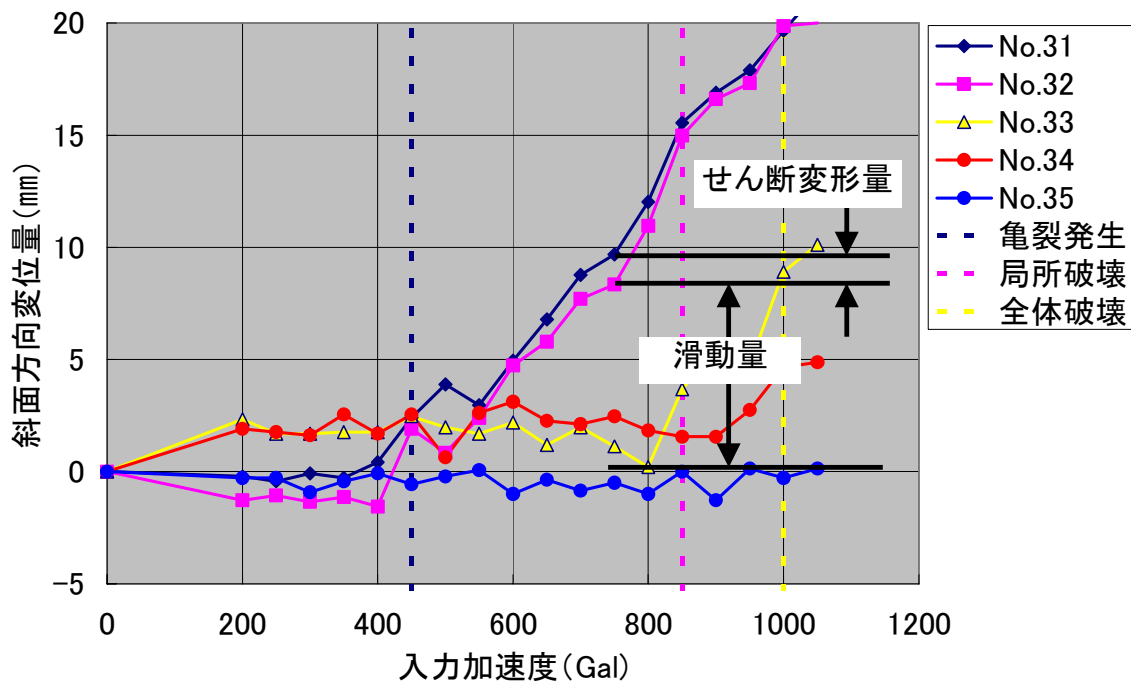


図 139 側面変位量の計測結果 (二層構造 : 平成 17 年度 CASE 4)

4. 2. 2 限界ひずみ

(1) 単層構造の限界ひずみ

単層構造の限界ひずみは、振動台実験結果から亀裂発生、局所破壊を判断し、その破壊段階の加速度における直接変形算出法の計算変位量を基に検討した。表 69、図 140 に各破壊状態のせん断ひずみの平均値を示す。各破壊状態のせん断ひずみにはバラツキが見られるが、平均値を変形量の目安として捉え、亀裂発生のせん断ひずみ 1%、局所破壊のせん断ひずみ 5%を限界ひずみとした。それぞれの破壊状況を写真 9 に示す。

表 69 各破壊状態におけるせん断ひずみ(単層構造)

| 破壊状態 | せん断ひずみ |
|------|--------|
| 亀裂発生 | 1.3% |
| 局所破壊 | 5.2% |

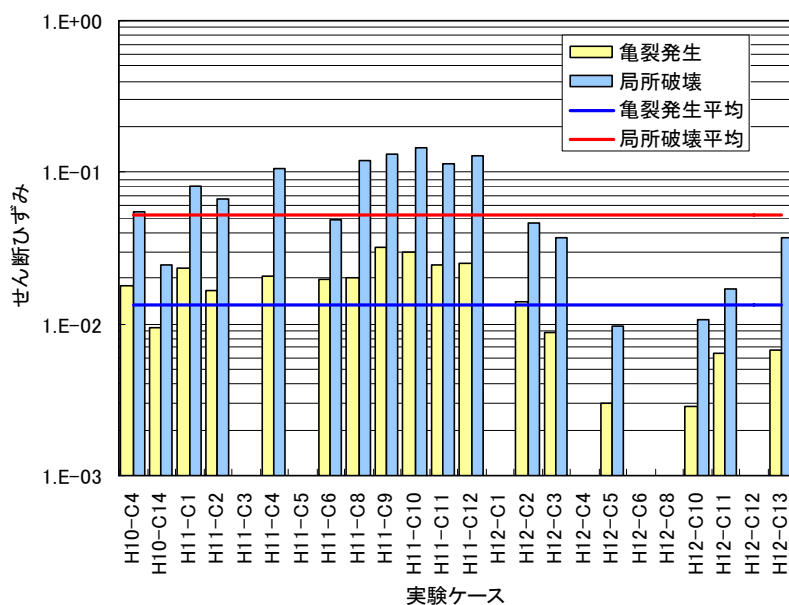
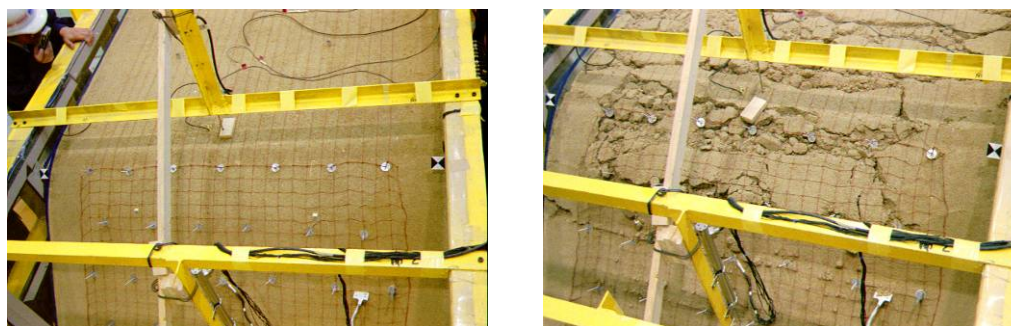


図 140 各実験ケースのせん断ひずみ(単層構造)



(a)亀裂発生時：400Gal

(b)局所破壊時：600Gal

写真 9 斜面の破壊状況(単層構造：平成12年度 CASE3)

(2) 二層構造の限界ひずみ

二層構造の振動台実験における斜面の破壊状況を写真 10 に示す。二層構造における破壊状況は、単層構造の破壊状況（写真 9）よりも損傷の程度が小さいことが分かる。

二層構造の場合には、すべり変形が卓越するため、表層の変位量を崩土層厚で除した“すべりひずみ”を新たに定義し、すべりひずみとしての限界ひずみを評価した。二層構造の振動台実験結果から、各破壊状態のすべりひずみを計算した結果を表 70 に示す。二層構造における限界ひずみとしては、単層構造の局所破壊程度の損傷となる全体破壊時のすべりひずみから、 $9.8\% \approx 10\%$ とした。

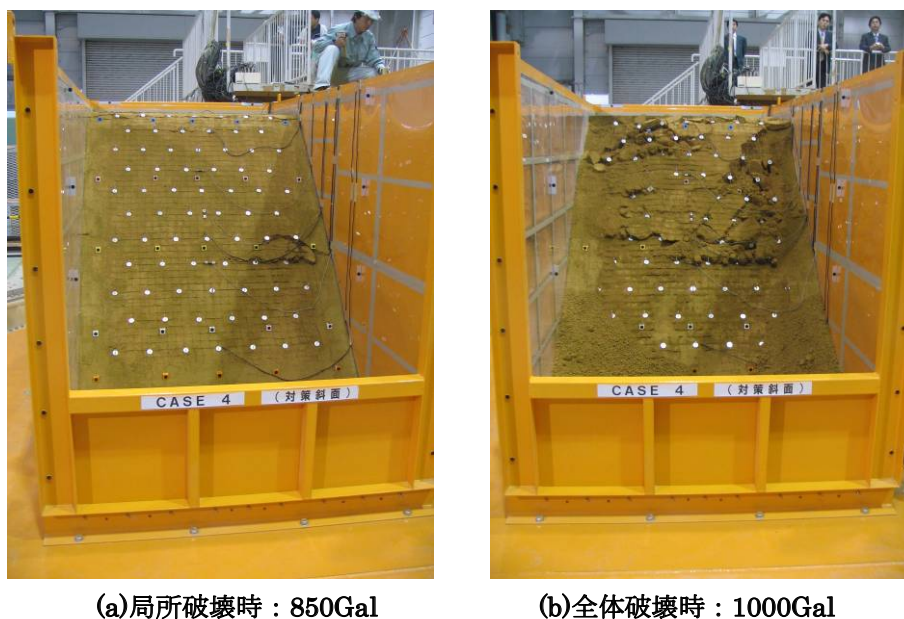


写真 10 斜面の破壊状況（二層構造：平成 17 年度 CASE4）

表 70 各破壊状態におけるすべりひずみ(二層構造)

| 破壊状態 | すべりひずみ |
|------|--------|
| 亀裂発生 | 1.2% |
| 局所破壊 | 7.8% |
| 全体破壊 | 9.8% |

(3) 限界ひずみ

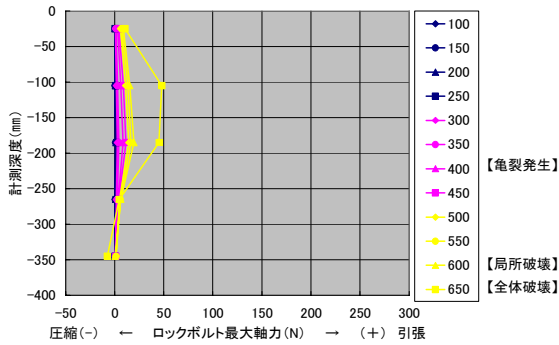
以上の結果から、せん断ひずみとすべりひずみの限界ひずみとしては、次のように定義した。

せん断ひずみ量 γ : 5%

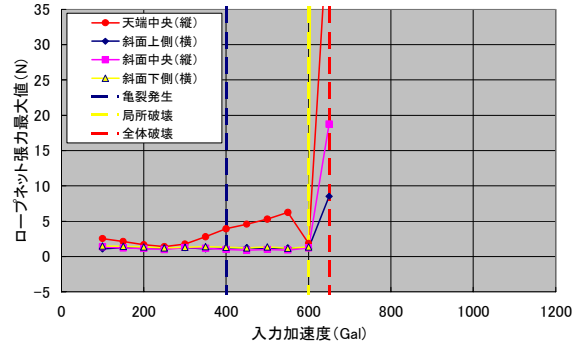
すべりひずみ量 γ_s : 10%

4. 2. 3 ロックボルト軸力およびロープネット張力

単層構造と二層構造のロックボルト最大軸力とロープネット最大張力を図 141 と図 142 に示す。二層構造では、単層構造よりも大きな変形までを許容するため、比較的大きな軸力や張力が発生しているが、最大軸力の発生深度や最大張力の発生位置は同様となっている。したがって、単層構造と二層構造に対する対策工の変位抑制機構は同様なものであるという結論に達した。

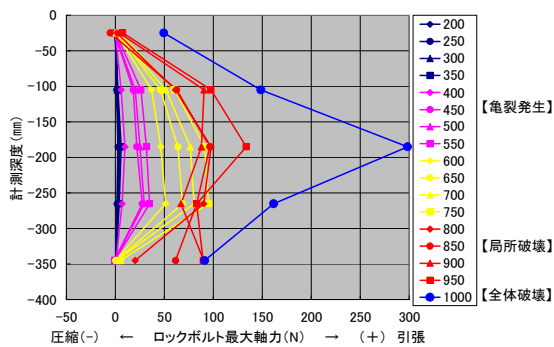


(a) ロックボルト最大軸力

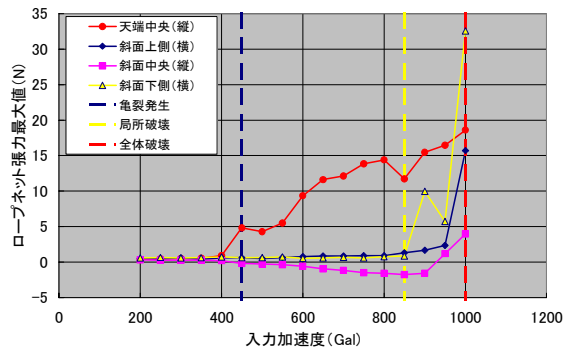


(b) ロープネット最大張力

図 141 単層構造の計測結果 (平成 12 年度 CASE 3)



(a) ロックボルト最大軸力



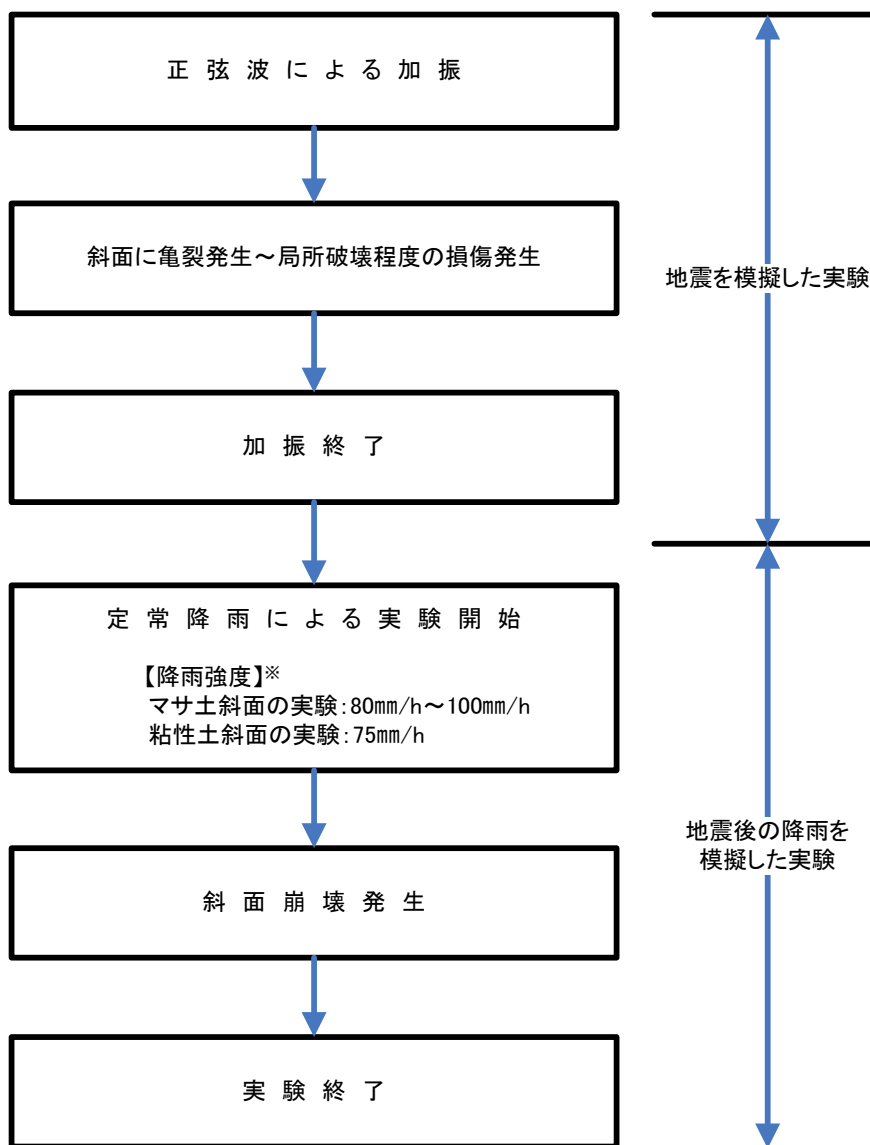
(b) ロープネット最大張力

図 142 二層構造の計測結果 (平成 17 年度 CASE 4)

4. 3 地震後の降雨による崩壊に対する抵抗力

(1) 実験の概要

斜面が地震により損傷した後に降雨を受けた場合を想定し、対策工の効果を模型実験により確認した。実験の手順を図 143 に示す（各実験の条件は、表 67、表 68 参照）。マサ土斜面（単層構造）を対象とした実験を平成 14 年度に実施し、粘性土斜面を対象とした実験を平成 17 年度に実施した。



※降雨強度は、豪雨相当の強度を目安に設定した。
マサ土斜面の降雨実験では、降雨強度の調整による地表面のコントロールが難しく、ガリー等が発生して崩壊に至る結果も見られた。そのため、その後に実施した粘性土斜面の降雨実験では、マサ土斜面の実験よりも小さな降雨強度を採用した。

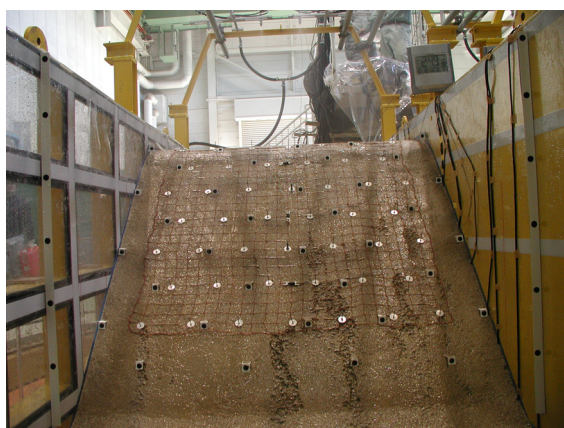
図 143 実験の手順

(2) マサ土斜面の実験結果

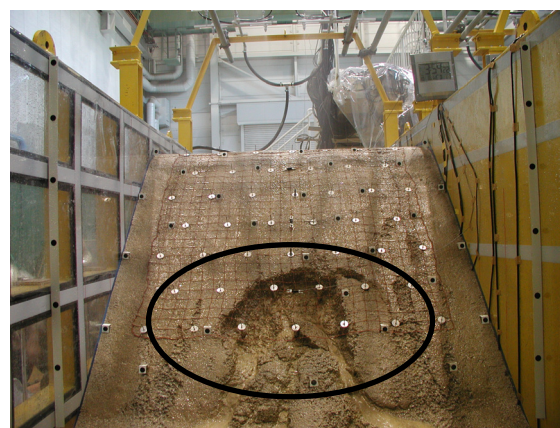
マサ土斜面（単層構造）では、降雨開始 64 分後に、無対策斜面の表層が全体的に滑る崩壊が発生した（写真 11(a)）。これに対し、対策斜面では、降雨開始 136 分後に斜面の下側が部分的に浸食される崩壊が発生した（写真 11(c)）。対策斜面では、この後浸食範囲が徐々に広がるものの、斜面表層が滑るような崩壊は発生しなかった。



(a) 無対策斜面の崩壊（平成 14 年度 CASE5：降雨開始 64 分後）



降雨開始 70 分後



部分的な浸食発生（降雨開始 134 分後）

(b) 対策斜面の状況（平成 14 年度 CASE 4）

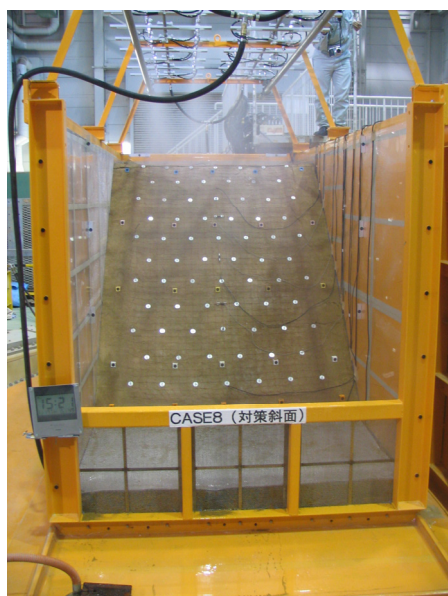
写真 11 マサ土斜面（単層構造）の崩壊状況

(3) 粘性土斜面の実験結果

粘性土斜面（二層構造）では、降雨開始 28 分後に、無対策斜面の表層が全体的に滑る崩壊が発生した（写真 12 (a)）。これに対し、対策斜面では、降雨開始 136 分後に斜面の下側が部分的に浸食される崩壊が発生した（写真 12 (c)）。対策斜面では、この後浸食範囲が徐々に広がるものの、斜面表層が滑るような崩壊は発生しなかった。無対策斜面の崩壊発生時間は、粘性土斜面の方が短いですが、これは二層構造であるため、崩土層下部に深に降雨が浸透せず、崩土層内が飽和する時間が比較的に早いと考えられる。



(a) 無対策斜面の崩壊（平成 17 年度 CASE7：降雨開始 28 分後）



降雨開始 30 分後



部分的な浸食発生（降雨開始 62 分後）

(b) 対策斜面の状況（平成 17 年度 CASE8）

写真 12 粘性土斜面（二層構造）の崩壊状況

(4) 対策工の効果

以上の結果から、対策工は、地震後の降雨による崩壊に対して次の点で効果があるという結論に達した。

- 斜面崩壊が発生するまでの時間が、無対策斜面よりも長くなること。
- 斜面の崩壊が部分的な浸食にとどまり、斜面全体の崩壊に至らないこと。

4. 4 まとめ

実験結果から得られた主な知見を表 71 にまとめる。

表 71 実験から得られた主な知見

| 項目 | | 実験より得られた主な知見 |
|--------|---------------------------------------|---|
| 地盤の挙動 | 地震時 | 無対策斜面の場合は、表層10～20cmの深さの範囲が滑る破壊形態である |
| | | 法肩→法中央→法尻の順番に破壊の範囲が広がる |
| | | 地層構造が、単層構造の場合にはせん断変形が卓越し、二層構造の場合には滑動が卓越する |
| | | 限界ひずみ量としては、せん断ひずみで5%、すべりひずみで10%となる |
| | 降雨時 | 対策工を施すことにより、地盤のひずみの進行を抑制することができる |
| | | 無対策斜面の場合は、表層10～20cmの深さの範囲が滑る破壊形態である |
| 対策工の効果 | ロックボルト | 対策斜面の場合は、局所的な侵食に止まり、大きな破壊に進展する可能性は小さい |
| | | 対策斜面内が降雨により侵食されない限り対策効果が期待できる |
| | | 無対策斜面の場合は、表層10～20cmの深さの範囲が滑る破壊形態である |
| | 支圧板 | 地盤を一体化させる効果があり、主に局所破壊までの加振レベルにおいて効果を発揮する |
| | | 打設間隔は現地サイズで2m、斜面に対して直角方向に打設することを基本とする |
| | | 変位を抑制する効果があり、加振当初～全体破壊の加振レベルにおいて効果を発揮する |
| | | 崩壊層厚に対して2倍の長さを採用することが望ましい |
| | ロープネット | 局所破壊～全体破壊のレベルにおいては、地盤の一体化を助長する効果を発揮する |
| | | ロープネットの張力を低減する効果がある |
| | | 直径は現地サイズで30cmを基本とする |
| | 組み合わせ | 対策部分と無対策部分の応答の差を緩和する効果がある |
| | | 局所破壊以降は、崩落土塊を抑止する効果がある |
| 対象地震 | 現地サイズで直径8mm、50cmの格子を採用することを基本とする | |
| | ロックボルト+ロープネット+支圧板が最適な組み合わせである | |
| | 短周期地震動に対する耐震対策により、長周期地震動に対する耐震性も期待できる | |

添付資料-23 施工例

1. 概要

当資料は、**5. 施工**に関して、モデル地区（神戸市須磨区高倉山）の施工例と施工から得られた施工上の主な留意点について記述したものである。

2. モデル地区での施工例

(1) 施工実施範囲（平成 11 年度～平成 17 年度の実績）

表 72 に施工内容、図 144 に施工位置を示す。

表 72 施工内容

| | H.11 | H.12 | H.13 | H.14 | H.15 | H.16 | H.17 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|--------------|
| 施工面積(m ²) | 284.6 | 967.0 | 700.0 | 139.0 | 210.0 | 2810.0 | 4544.0 |
| 対策工の配置 | 2m千鳥 | 2m千鳥 | 2m千鳥 | 2m千鳥 | 2m千鳥 | 2m千鳥 | 2m千鳥 |
| 鉄筋径 | D22 | D22 | D22 | D22 | D22 | D22 | D22 |
| ロックボルト長 | 3m | 3m | 3m | 3m | 3m | 3m,2.5m | 3.5,3.0,2.5m |
| ローネット径 | 6mm | 8mm | 8mm | 8mm | 8mm | 8mm | 8mm |
| メッシュ間隔 | 0.25m | 0.5m | 0.5m | 0.5m | 0.5m | 0.5m | 0.5m |
| 支圧板形状 | 円形 | 円形 | 円形 | 円形 | 円形 | 円形 | 円形 |
| 支圧板サイズ | 0.3m | 0.3m | 0.3m | 0.3m | 0.3m | 0.3m | 0.3m |

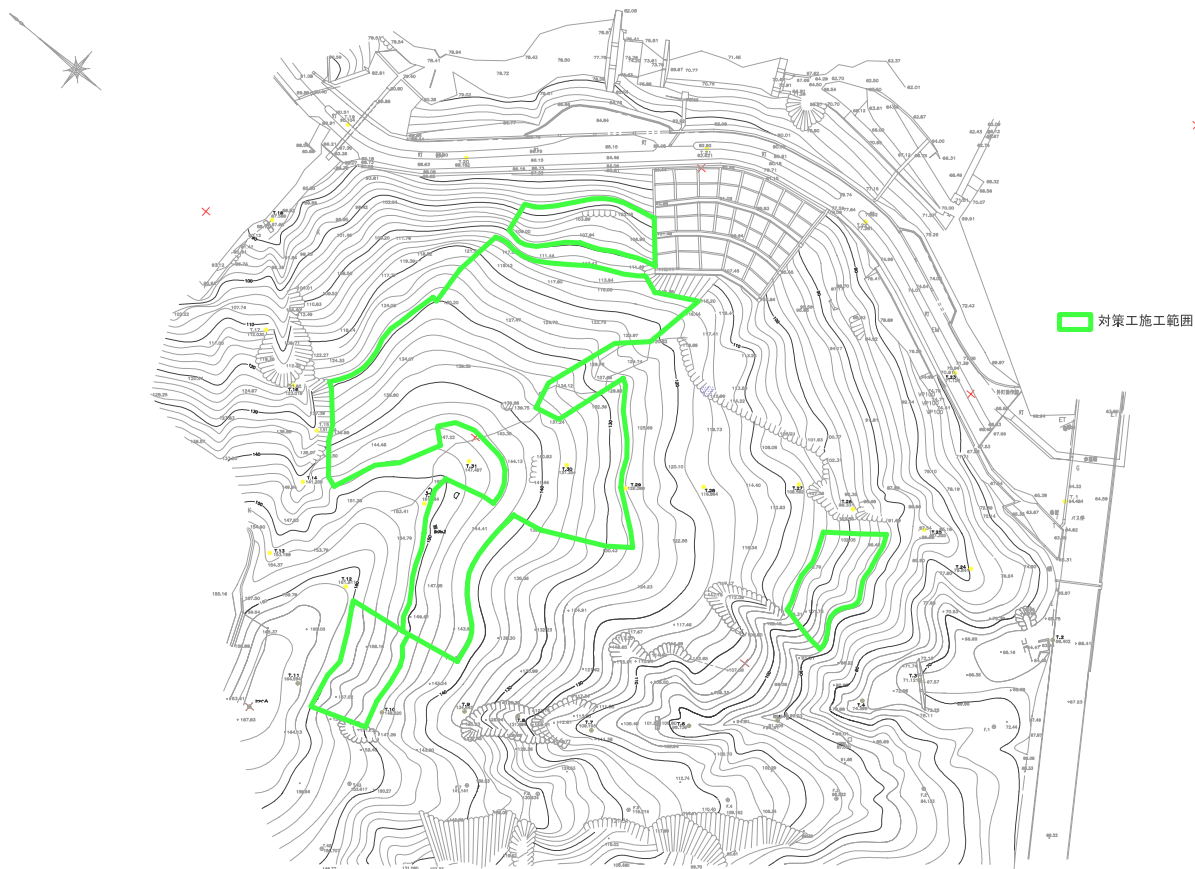
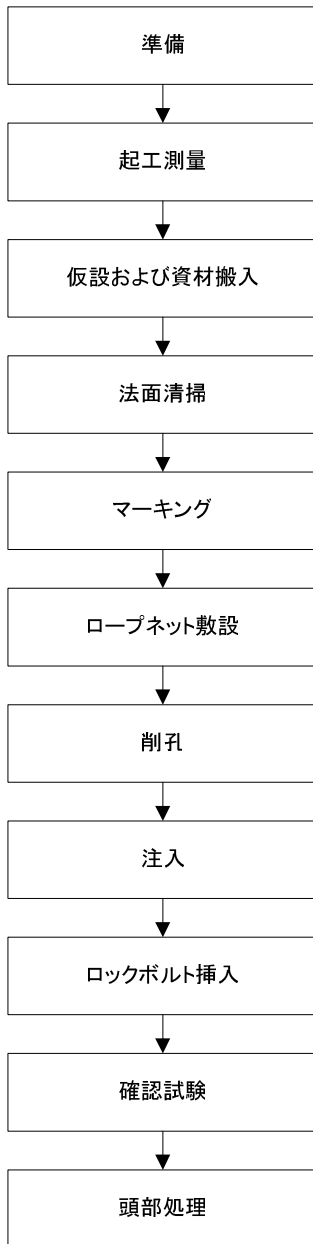


図 144 対策工施工位置（兵庫県須磨区高倉山、S=1:2000）

(2) 施工状況

主な施工状況を以下に示す。



「法面清掃」
 浮根、浮石、倒木等の撤去
 表土は極力除去しない。



「マーキング」
 施工基準軸を杭、ポール、
 ロープにより明示する。



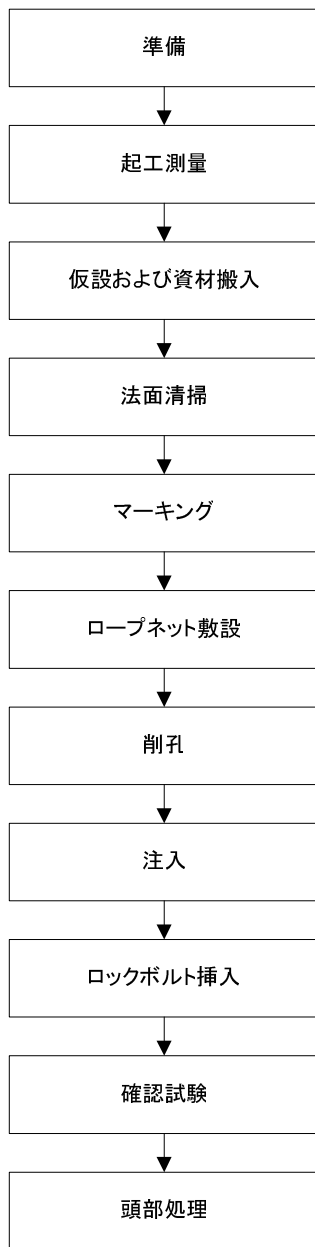
「ロープネット敷設」
 地山に沿わせて設置する。



「削孔」
 削孔位置、径、長さ、角度
 方向を満足するように削孔
 する。



図 145 施工状況(1)



「注入」
セメントミルクが孔口まで注入されること確認する。使用するセメントミルクは所定の強度、フロー値を満足するか確認する。



「ロックボルト挿入」
ロックボルトには、スペーサーを設置し挿入する。



「確認試験」
ロックボルトの引抜きが設計耐力を満足するかを確認する。



「頭部処理」
ロックボルトとの結合が確実に行われるように、ナットを締め付ける。



「頭部処理」
頭部をキャップし、防錆材を注入、対策工の設置が完了となる。

図 146 施工状況(2)

3. 施工上の主な留意点

これまでの施工から得られた主な施工上の留意点を表 73 にまとめる。ここで取り上げる 4 項目は、本対策工における主な工種であり、その他の工種も含め今後の施工状況により、留意点をとりまとめる必要がある。

表 73 施工上の主な留意点

| 施工項目 | 施工上の主な留意点 |
|----------|---|
| 法面整形 | 鋭角の隅角部がある場合、打設するロックボルトが交差しないよう緩くすり付ける。 |
| マーキング | <ul style="list-style-type: none"> ・危険すべり面の中央部の通りの良い箇所に斜面の縦断方向と横断方向に管理基準軸をほぼ直交させて設置し、杭を現地に設け、ポール等により軸線を現地に明示する。 ・縦横断の管理基準軸により割り付けられた間隔に従い、危険すべり面を覆うようにヒモまたはテープ等で現地に明示する。 |
| ロープネット敷設 | <ul style="list-style-type: none"> ・管理基準軸に従い、ネットを敷設していく。 ・ロープネットは、人力で引き込む程度の張力(約 10kgf程度)で敷設する。 ・樹木等があることによりロープネットの位置が制限される場合は、あらかじめロックボルト頭部ナットの締め付けによる緊張を想定してアンカーピンでロープネットを仮止めし、ロープネットを寄せるなど調整を行った後、補強ユニットを用いて確実にロープネットを補強する。 |
| ナットの締め付け | <ul style="list-style-type: none"> ・ロックボルトに左右若しくは上下のロープネットを双方から掛かるよう結合し、支圧板上部部材を設置後、ナットを所定の締め付トルク値により締め付ける。 |

1) 法面整形

法面の整形は、ロープネットが確実に地面に密着し対策工の効果を発揮させるために重要である。また、法面整形に伴う法面清掃では、表土をはぎ取らないように注意が必要である。

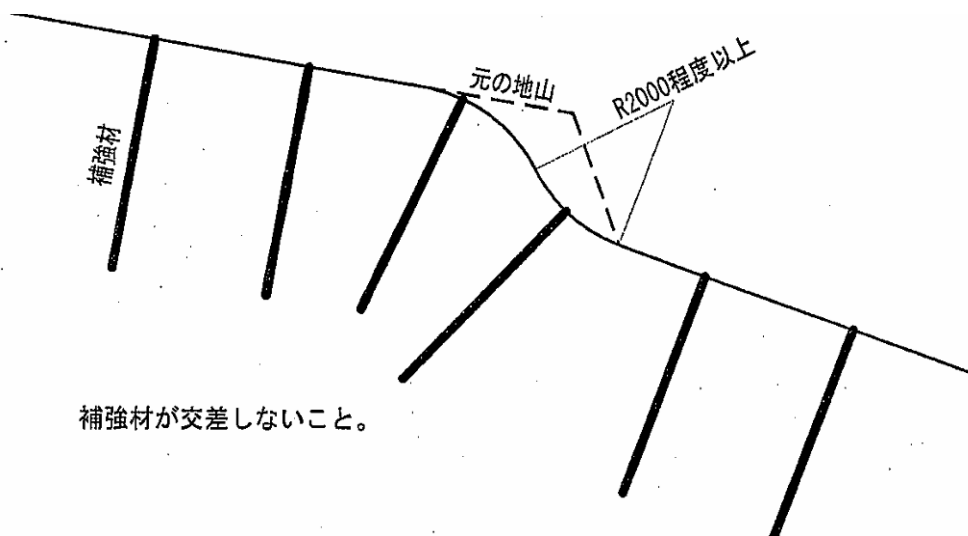


図 147 極微地形整形例

2)マーキング

図 148 に示すように、設計で求めた危険箇所を覆うように施工範囲をマーキングする。管理基準軸については、今後の施工を参考に施工性を考慮して、その設定方法を検討する必要がある。

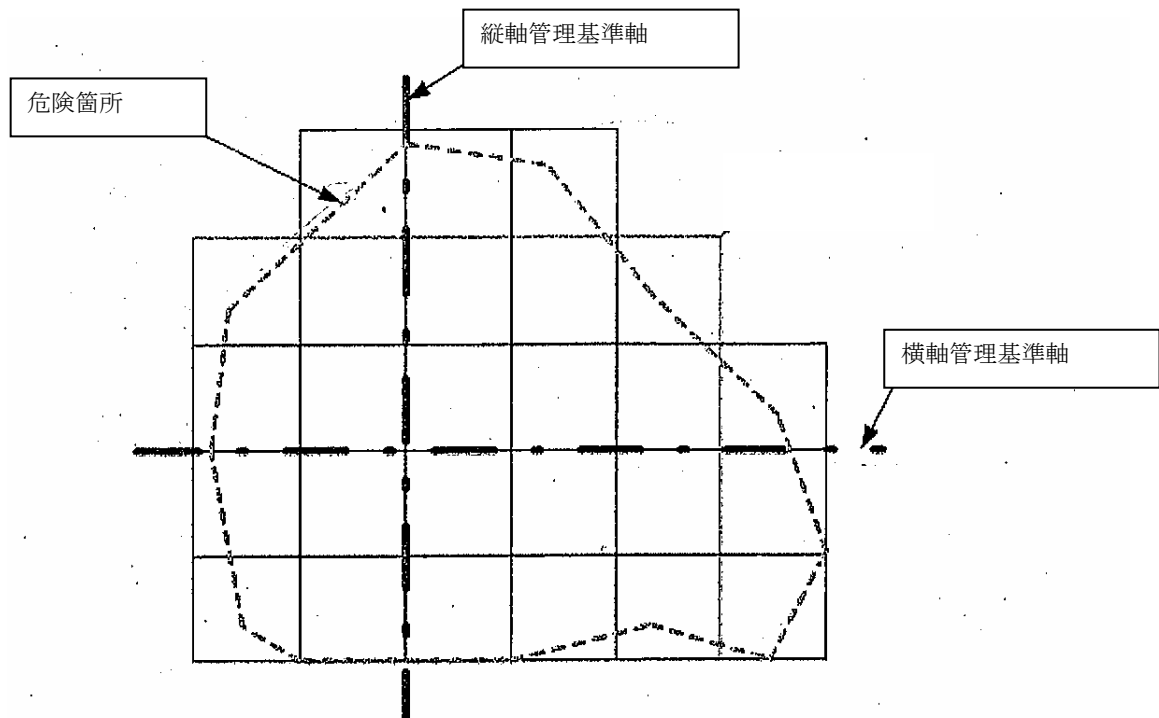


図 148 マーキング例

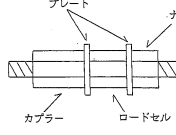
3)ロープネット敷設

ロープネットは、マーキングに合わせて設置する。樹木がありロープネットの設置が困難である場合は、設置時にアンカーピンで仮止めし、ロープネットに十分な張力がかかるように調整する。

4)ナットの締め付け

ロックボルト頭部ナットの締め付けは、ロックボルト、ロープネットと支圧板を連結するために十分に締め付ける必要がある。切土補強土工法設計・施工指針⁷¹⁾では、人力により十分に締め付けなくてはならないとされている。本対策工のロックボルトは注入材により地山に全面定着させており、大きなナットの締め付け力は定着力を低下させる懸念がある。これより、ナットの締め付け力は、定着力を低下させないように安全を考慮して、ロックボルトの引抜き抵抗力（地山と注入材の周面摩擦抵抗による）の 50%で行うものとする。また、モデル地区では、最低限必要な締付けトルク（下限値）についての確認試験を実施した。試験の結果、締付けトルクは以下の設定方法とする。

表 74 ナットの締め付け力の設定

| <p>採用値</p> | <p>締付けトルク</p> <p>現地での締付けトルクの採用値は、ロックボルトの引抜き抵抗力の 50%の値を算出し、下限値より大きいことを確認して採用する。</p> <p>ロックボルトの引抜き抵抗力 T は、潜在崩土層を対象として算出する。算定方法は、切土補強土の考え方に準拠する。</p> <p>(ロックボルトの引抜き抵抗力)</p> $T=L \cdot (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa}$ <p>ここで、</p> <p>T : ロックボルトの引抜き抵抗力(kN)</p> <p>L : 潜在崩土層の長さ (=ロックボルト長/2 とする)</p> <p>τ_p : 地山と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)</p> <p>D : 削孔径 (m)</p> <p>F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率(常時 2.0)</p> <p>(締め付けトルク値)</p> $T_K = K \times D_R \times (T \times 50\%)$ <p>T_K : 締め付けトルク (N・m)</p> <p>D_R : ロックボルト径</p> <p>K : トルク係数</p> <div data-bbox="874 1220 1407 1736" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>1. 目的 ネジテツコンのカプラーとロックナットをセットし、トルクを導入し、トルク係数を調査した。</p> <p>2. 試験方法</p> <p>使用器具： トルクレンチ、ロードセル、ヘッドスパナ</p>  <p>1. カプラーを固定する。</p> <p>2. トルクレンチを用いてナットにトルクを導入する。</p> <p>3. 応力の測定は、ロードセルにより測定した。</p> <p>トルク係数 = $\frac{\text{導入トルク (T)}}{\text{公称直径 (D)} \times \text{縦手印導入力 (N)}}$</p> <p>3. 結果</p> <table border="1" data-bbox="989 1545 1388 1713"> <thead> <tr> <th>サイズ</th> <th>公称直径 (mm)</th> <th>トルク係数 区値</th> <th>標準区値</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>D13</td><td>12.7</td><td>0.396</td><td rowspan="4">0.40</td></tr> <tr><td>D16</td><td>15.9</td><td>0.429</td></tr> <tr><td>D19</td><td>19.1</td><td>0.379</td></tr> <tr><td>D22</td><td>22.2</td><td>0.343</td></tr> <tr><td>D25</td><td>25.4</td><td>0.345</td><td rowspan="4">0.35</td></tr> <tr><td>D29</td><td>28.6</td><td>0.339</td></tr> <tr><td>D32</td><td>31.8</td><td>0.350</td></tr> <tr><td>D35</td><td>34.9</td><td>0.427</td></tr> <tr><td>D38</td><td>38.1</td><td>0.349</td><td rowspan="2">0.40</td></tr> <tr><td>D41</td><td>41.3</td><td>0.405</td></tr> </tbody> </table> </div> | サイズ | 公称直径 (mm) | トルク係数 区値 | 標準区値 | D13 | 12.7 | 0.396 | 0.40 | D16 | 15.9 | 0.429 | D19 | 19.1 | 0.379 | D22 | 22.2 | 0.343 | D25 | 25.4 | 0.345 | 0.35 | D29 | 28.6 | 0.339 | D32 | 31.8 | 0.350 | D35 | 34.9 | 0.427 | D38 | 38.1 | 0.349 | 0.40 | D41 | 41.3 | 0.405 |
|------------|--|----------|-----------|----------|------|-----|------|-------|------|-----|------|-------|-----|------|-------|-----|------|-------|-----|------|-------|------|-----|------|-------|-----|------|-------|-----|------|-------|-----|------|-------|------|-----|------|-------|
| サイズ | 公称直径 (mm) | トルク係数 区値 | 標準区値 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D13 | 12.7 | 0.396 | 0.40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D16 | 15.9 | 0.429 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D19 | 19.1 | 0.379 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D22 | 22.2 | 0.343 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D25 | 25.4 | 0.345 | 0.35 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D29 | 28.6 | 0.339 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D32 | 31.8 | 0.350 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D35 | 34.9 | 0.427 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D38 | 38.1 | 0.349 | 0.40 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| D41 | 41.3 | 0.405 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>下限値</p> | <p>モデル地区で実施した締付けトルク確認試験から、 下限値：25 (N・m) ・ ・ ・ 支圧板が地盤に密着したと考えられる荷重</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

71)日本道路公団：切土補強土工法設計・施工指針,2002.

①締付けトルク確認試験（下限値の設定について）

締付けトルク確認試験は、施工時に最低限必要な締付けトルク（下限値）を設定するために実施した。

締付けトルク確認試験は、図 149 に示すようにナットを締め付けたときの支圧板の沈下を計測し、図 150 に示すようにトルク値と沈下量の関係（変位の変化点の把握）を整理した。ここで、変位の変化点が結合部に緩みが無くなった状態と考えた。モデル地区での計測例を図 151、図 152 に示す。

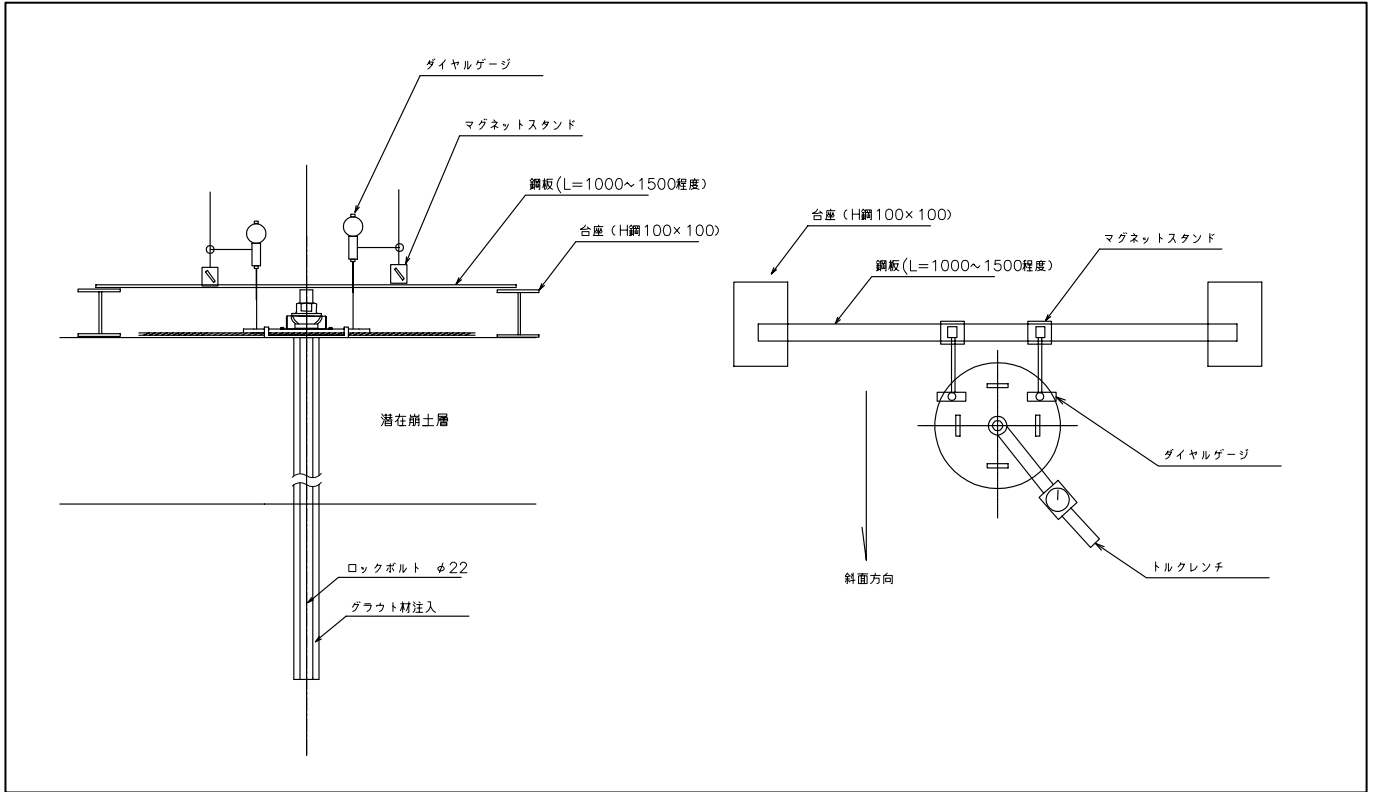


図 149 締付けトルク確認試験概要図

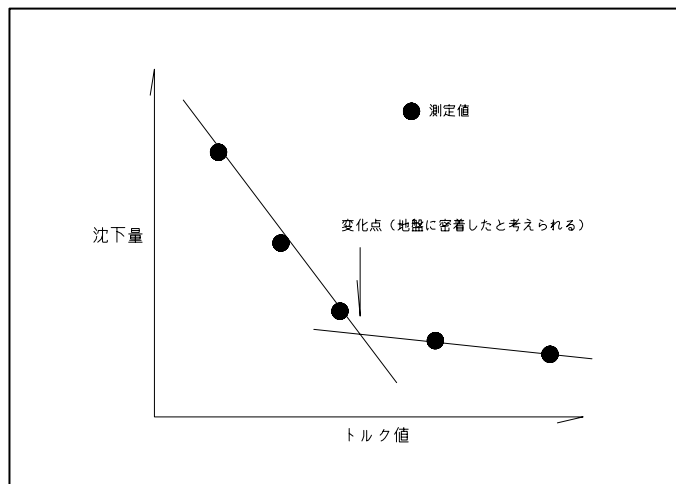
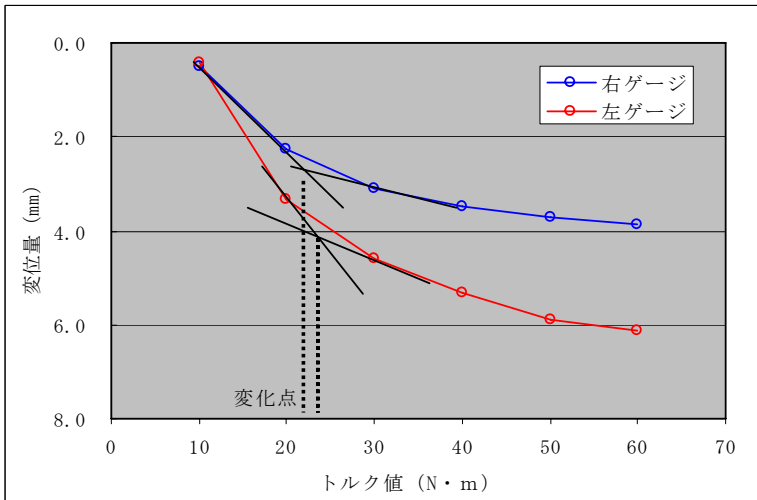
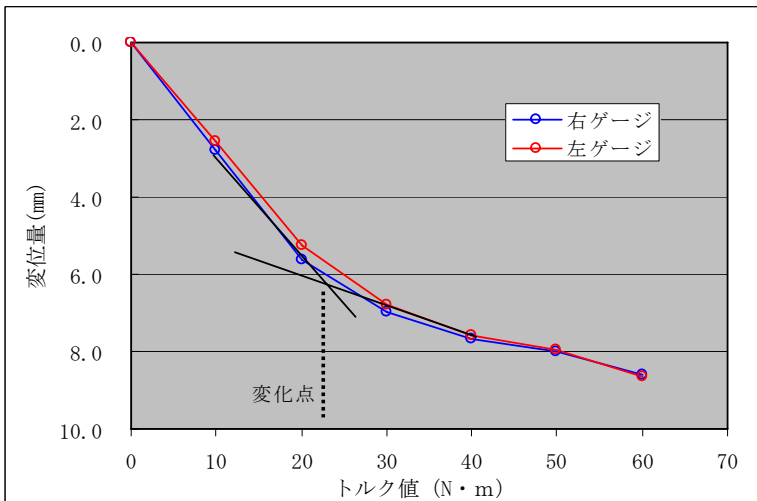


図 150 計測概念図



| No.1 | | | | |
|---------------|---------|-------|---------|------|
| トルク値 (N・m) | 読み値(mm) | | 変位量(mm) | |
| | 右ゲージ | 左ゲージ | 右ゲージ | 左ゲージ |
| 0 | 17.62 | 25.44 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 17.12 | 25.00 | 0.50 | 0.44 |
| 20 | 15.38 | 22.10 | 2.24 | 3.34 |
| 30 | 14.52 | 20.86 | 3.10 | 4.58 |
| 40 | 14.14 | 20.11 | 3.48 | 5.33 |
| 50 | 13.90 | 19.55 | 3.72 | 5.89 |
| 60 | 13.77 | 19.33 | 3.85 | 6.11 |

図 151 試験結果例 (No.1 地点)



| No.2 | | | | |
|---------------|---------|-------|---------|------|
| トルク値 (N・m) | 読み値(mm) | | 変位量(mm) | |
| | 右ゲージ | 左ゲージ | 右ゲージ | 左ゲージ |
| 0 | 19.37 | 17.20 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | 16.60 | 14.64 | 2.77 | 2.56 |
| 20 | 13.74 | 11.95 | 5.63 | 5.25 |
| 30 | 12.39 | 10.41 | 6.98 | 6.79 |
| 40 | 11.70 | 9.62 | 7.67 | 7.58 |
| 50 | 11.37 | 9.25 | 8.00 | 7.95 |
| 60 | 10.75 | 8.55 | 8.62 | 8.65 |

図 152 試験結果例 (No.2 地点)

モデル地区での試験結果は、 $T=20\sim 25$ (N・m) 程度で変化点となった。このトルク値付近において、ロックボルト、ロープネットおよび支圧板の結合部に緩みが無くなり、地盤に密着し始めたと考えられる。本工法の締付けトルクの下限值として 25 (N・m)を採用する。この値は、ロックボルト、ロープネットおよび支圧板の結合構造に大きく関係していると考えられる。そのため、対策工の諸元（ロックボルトやロープネット径、支圧板の大きさ等）が標準と異なる場合は、下限値について検討する必要がある。

②締め付けトルクの設定例

締め付けトルク算出例を表 75 に示す。この値によって、十分に締め付けられていることを確認している。

表 75 締め付けトルク算出例

| ブロック | ボルト長L(m) | 削孔径d(m) | 周面摩擦抵抗値 τ (kN/m ²) | T(引抜抵抗値) (kN/本)※1 | 最大締め付けトルク | 締め付け提案値※4 (N・m) | 備考 |
|------|----------|---------|--|----------------------|-----------|--------------------|-----------|
| I | 2.0 | 0.05 | 100 | 7.9 | 30 | 30 | I |
| J1 | 2.5 | 0.05 | 100 | 9.8 | 38 | 30 | J1① |
| | 2.0 | 0.05 | 100 | 7.9 | 30 | 30 | J1② |
| J2 | 2.5 | 0.065 | 100 | 12.8 | 49 | 30 | J2① |
| | 2.0 | 0.05 | 100 | 7.9 | 30 | 30 | J2② |
| K1 | 5.0 | 0.065 | 100 | 25.5 | 85 | 80 | K1①のり枠工※3 |
| | 2.5 | 0.05 | 100 | 9.8 | 38 | 30 | K1② |
| K2 | 3.5 | 0.05 | 100 | 13.7 | 53 | 30 | K2① |
| | 3.0 | 0.05 | 100 | 11.8 | 45 | 30 | K2② |
| L | 2.5 | 0.05 | 100 | 9.8 | 38 | 30 | L① |
| | 2.0 | 0.065 | 100 | 10.2 | 39 | 30 | L② |

※1: 引張り抵抗値は、 $T=d*\pi*L/2*\tau/Fs$

※2: 締め付けトルクは、 $T=0.35*D*T*0.5$ で算出

※3: のり枠工の場合は、D19で算出、その他はD22で算出

※4: 締め付け提案値は、最小締め付けトルク(25N・m)以上で最大締め付けトルクの最小値で統一した。

添付資料-24 モニタリングについて

1. 概要

当資料は、**4.3 地震時設計**に示される設計手法の妥当性確認や**6. 維持管理**の方法等を検討するために必要な蓄積データとして、モデル地区で実施したモニタリングの方法や結果について記述したものである。

2. モデル施工現場におけるモニタリングの目的

モデル施工現場（神戸市須磨区高倉山）におけるモニタリング調査は、降雨浸透、地盤変形、地震時の対策工の挙動、土砂流出等の経時変化を把握し、対策工の地震・降雨に対する有効性を検討するための基礎資料を得ることを目的とし実施した。

モデル施工現場でのモニタリング調査は、地震時と降雨時について以下のように分けられる。

- (1) 耐震対策工設計手法に関する資料とするために、モニタリング地点に設置されている地震計から、地震発生時に地震動を測定し、ロックボルト軸力、ロープネット張力および地盤の変形などの関係について把握する。
- (2) 降雨時の崩壊に対して対策工の効果を確認するために、対策工施工箇所および未施工箇所において地盤変形、流出土砂量、流量および降雨量の観測を行う。また、浸透状況の把握のために、水位観測、土壌水分計によるサクシヨンの観測、温度計測および斜面流量の観測を行う。得られたデータを整理し、対策工の降雨に対する有効性を検討するための基礎資料とする。
- (3) ロープネットのワイヤー部に雨水が集中し水みちができる可能性があり、対策工を実施した場合に崩壊が加速するか、または加速しないかを観察等から対策工の効果を検討する。

3. モニタリング実施概要例

3. 1 観測項目

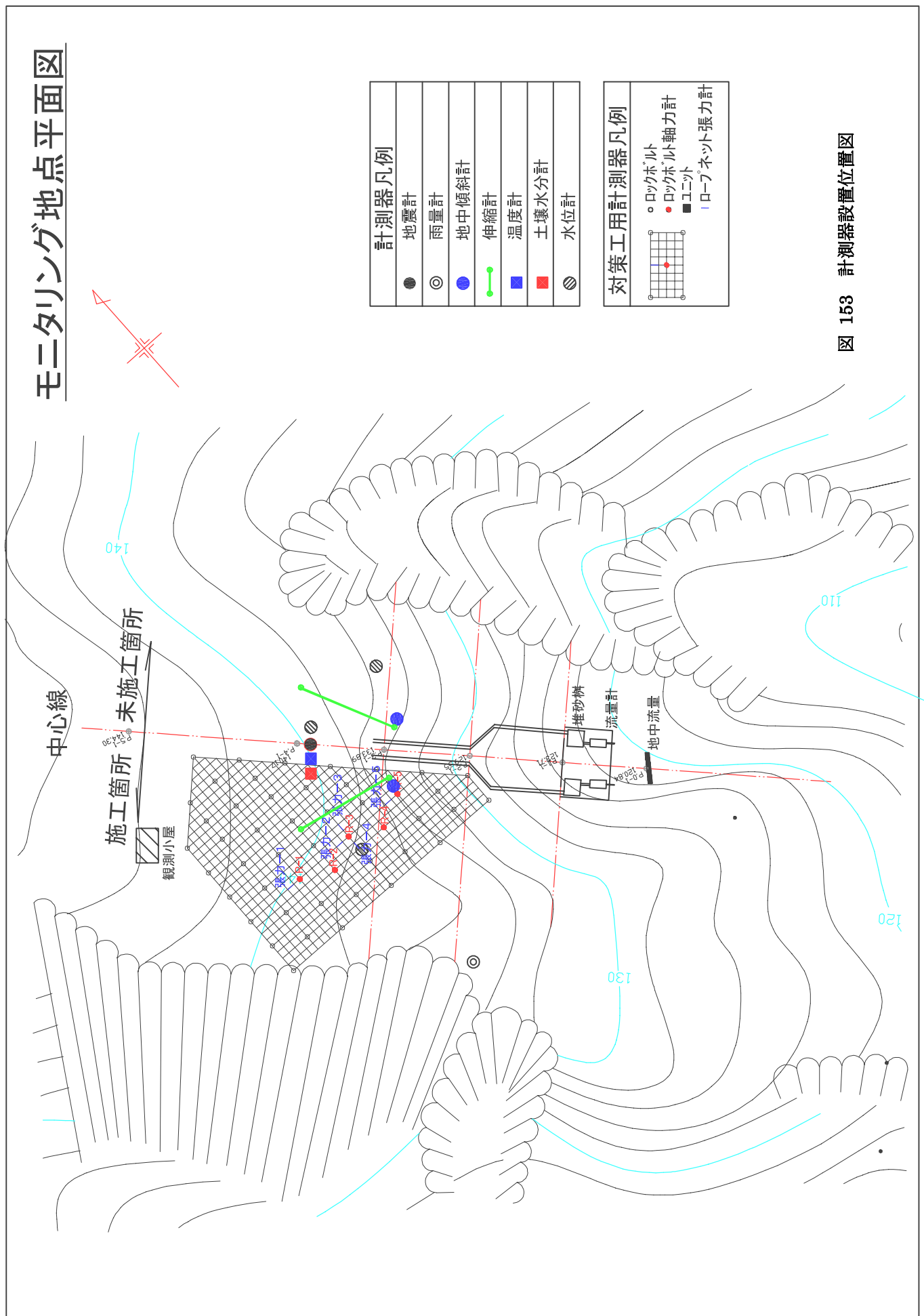
以下に示す観測を実施した。計測項目の一覧表を表 76 に、計測器設置位置図を図 153 に示す。

- ①地震計による変位および加速度の測定
- ②ロックボルトに設けた軸力計（二方向）の測定
- ③ロープネットに設けた張力計の測定
- ④伸縮計による地表変位量の測定
- ⑤地中傾斜計による地中の変位量の測定
- ⑥雨量計の観測
- ⑦地表を流れる水量（地表流量）の測定
- ⑧流出土砂量の測定
- ⑨地中を流れる水量（地中流量）の測定
- ⑩土壌水分計による降雨浸透時の地盤の水分状態測定
- ⑪温度計による降雨浸透時の地盤中の温度測定
- ⑫水位計による降雨浸透時の地下水位の測定

表 76 計測項目一覧表

| 項 目 | モデル施工現場におけるモニタリング | | | | 備 考 |
|---|-------------------------------------|-------------------------------------|------|---|--------------------------------|
| | 計測内容 | 計測目的 | 計測点数 | 計測機の規格 | |
| ロックボルト軸力測定 | モデル施工地域で埋設したロックボルトの軸力を2方向、4深度で測定する。 | 地震に対する対策工の効果確認、検討。 | 5本 | 軸力計：2方向ゲージ 深度：0.5, 1.0, 1.5, 2.0m | 2方向 4深度 |
| ロープネット張力測定 | 軸力計を埋設した付近のロープネットに張力計を設置し、張力を測定する。 | 地震に対する対策工の効果確認、検討。 | 5箇所 | 引張型ロードセル 定格容量2kN | |
| 地震計（速度計）測定 | 軸力計を埋設した付近に地震計を設置し、観測を行う。 | 地震に対する対策工の効果確認、検討。 | 1箇所 | 地震計：変位型, 2ch 深度：0.2, 1.5m 水平2方向計測 加速度、変位の2成分 | 2成分 2深度 観測小屋 商用電力100v |
| 流出土砂量の測定 | 降雨による流出土砂量を流出末端部で測定する。 | 降雨に対する対策工の効果確認、検討。 | 2箇所 | 堆砂枿に堆積した土の体積を測定する | 半割塩ビの流末で測定 |
| 流水量の測定 | 降雨による流水量を流出末端部で測定する。 | 降雨に対する対策工の効果確認、検討。 | 2箇所 | 三角ノッチにより流量を測定する 水位計 | 半割塩ビの流末で測定 |
| 降雨量の測定 | 雨量計を用いて降雨量を測定する。 | 降雨に対する対策工の効果確認、検討。 | 1箇所 | 転倒型雨量計 | |
| 地中傾斜計 | 傾斜計を用いて地中の変位量を測定する。 | 地震および降雨に対する対策工の効果確認、検討。 | 2箇所 | 埋設型傾斜計 深度：0.5, 1.0, 1.5m | 未対策1箇所 対策1箇所 |
| 伸縮計 | 伸縮計を用いて地表面の変位量を測定する。 | 地震および降雨に対する対策工の効果確認、検討。 | 2箇所 | ポテンショメータ式センサー | 未対策1箇所 対策1箇所 |
| 温度計 | 温度計を用いて地盤の温度変化を計測する。 | 地盤の状態を把握する。 | 1箇所 | 温度計 深度：0.5, 1.0, 1.5m | 土壌水分計の補正 |
| 土壌水分計 | 土壌水分計を用いて地盤のサクションを計測する。 | 降雨浸透時の土の状態を把握し、今後の降雨に対する検討の基礎資料とする。 | 1箇所 | 土壌水分計 深度：0.5, 1.0, 1.5m | |
| 水位観測 | 水位計を用いて地盤の水位を計測する。 | 降雨浸透時の土の状態を把握し、今後の降雨に対する検討の基礎資料とする。 | 3箇所 | 水位計 深度：1.0m | |
| 地中流量測定 | 流量計を用いて地中を流れる流量を計測する。 | 降雨浸透時の地中流量を把握し、今後の降雨に対する検討の基礎資料とする。 | 1箇所 | 流量計 | |
| 計測データは定期的（1回/1月）に現地より回収する。 地震、集中豪雨などのイベント後の観測については別途実施する。 測定は10分に1回のデータサンプリングを実施する。 | | | | | |

モニタリング地点平面図



| 計測器凡例 | |
|-------|-------|
| ● | 地震計 |
| ◎ | 雨量計 |
| ● | 地中傾斜計 |
| — | 伸縮計 |
| ■ | 温度計 |
| ■ | 土壌水分計 |
| ◎ | 水位計 |

| 対策工用計測器凡例 | |
|-----------|-----------|
| ○ | ロックホルト |
| ● | ロックホルト軸力計 |
| ■ | ユニット |
| — | ロープネット張力計 |

図 153 計測器設置位置図

3. 2 主な観測結果

モニタリングの主な観測結果として、降雨、地震動および地盤の変形量について以下にまとめる。

(1)降雨

モニタリング地点で観測された降雨イベント一覧を表 77 に示す。表に示す降雨イベントは、総雨量 50mm 以上、最大時間降雨量 10mm 以上を対象とした。

モデル施工現場で観測された最大総雨量は、2004 年の台風 23 号の降雨で最大総雨量 189mm となっている。また、最大時間降雨量は、2004 年の台風 21 号の降雨で 36.5mm/h となっている。

表 77 降雨イベント一覧表

| No. | 日付 | 総雨量 (mm) | 最大時間降雨量 (mm/h) | 降雨継続時間 (h) | 備考 |
|-----|------------|-------------|-------------------|---------------|---------|
| 1 | 2003/8/9 | 72.5 | 24.0 | 22 | |
| 2 | 2004/8/17 | 108.5 | 25.5 | 19 | |
| 3 | 2004/9/29 | 117.5 | 39.5 | 31 | 台風 21 号 |
| 4 | 2004/10/20 | 189.0 | 36.5 | 45 | 台風 23 号 |
| 5 | 2006/5/7 | 71.5 | 29.5 | 25 | |
| 6 | 2006/7/18 | 109.0 | 14.5 | 49 | |

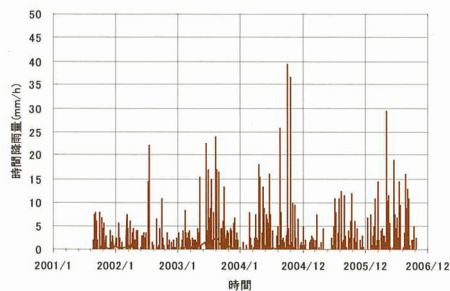


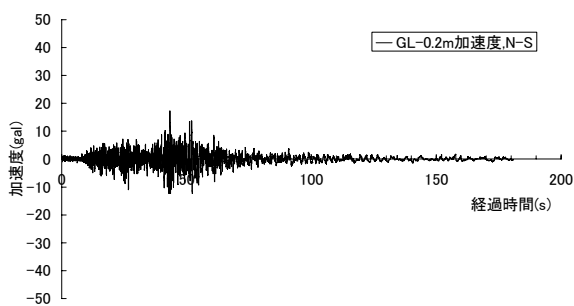
図 154 降雨量観測 (時間雨量)

(2)地震イベント

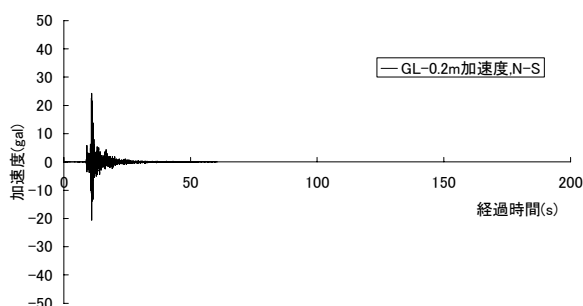
モニタリング地点で観測された地震イベント一覧を表 78 に示す。モデル地区では、最大加速度 24.3Gal の地震を受けている。代表的な地震動を図 155 に示す。

表 78 地震イベント一覧表

| No | 地震発生日 | 地震発生時間 | 最大加速度(gal) | 備考 |
|----|------------|--------|------------|-----------------|
| 1 | 2003/5/31 | 4:37 | 4.0 | 淡路島付近 M3.7 |
| 2 | 2003/10/8 | 23:35 | 15.3 | 兵庫県南東部 M4.2 |
| 3 | 2003/12/13 | 12:35 | 5.0 | 播磨灘 M4.6 |
| 4 | 2004/1/6 | 14:50 | 2.7 | 三重県南東沖 M5.4 |
| 5 | 2004/7/12 | 21:45 | 4.2 | 兵庫県南西部 M2.6 |
| 6 | 2004/9/5 | 19:07 | 14.6 | 紀伊半島沖 M6.9 |
| 7 | 2004/9/5 | 23:59 | 17.3 | 東海道沖 M7.4 |
| 8 | 2004/9/7 | 8:30 | 6.1 | 東海道沖 M6.4 |
| 9 | 2004/10/18 | 11:48 | 14.5 | 兵庫県南東部 M3.9 |
| 10 | 2004/12/1 | 23:30 | 2.3 | 京都府南部 M4.0 |
| 11 | 2005/2/14 | 0:30 | 24.3 | 兵庫県東南部 M4.1 |
| 12 | 2005/5/15 | 1:42 | 2.2 | 和歌山県北部 M4.5 |
| 13 | 2006/6/12 | 5:03 | 3.7 | 大分県西部 M6.2 |
| 14 | 2007/1/22 | 2:16 | 1.7 | 岐阜県濃尾中西部 M4.5 |
| 15 | 2007/3/25 | 9:43 | 3.4 | 能登半島地震 M6.9(暫定) |



(a)NS 成分_東海道沖 M7.4(2004/9/5)

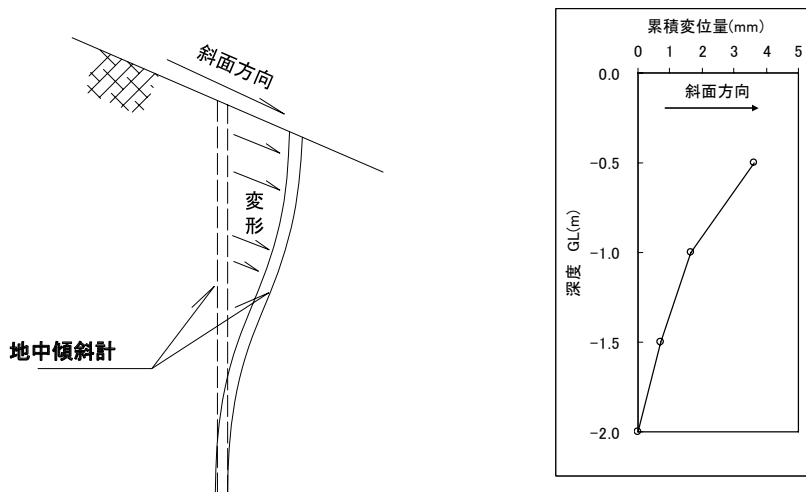


(b)NS 成分_兵庫県南部 M4.1(2005/2/14)

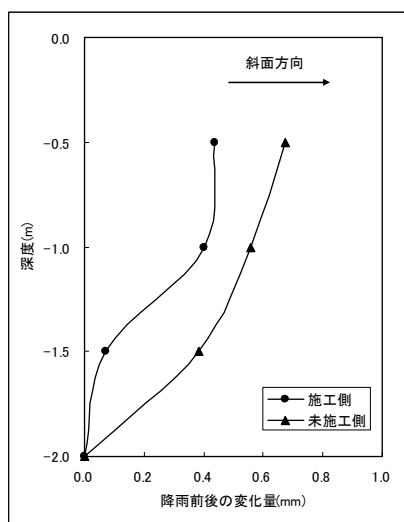
図 155 地震観測 (NS 成分)

(3)地盤の変形

地中傾斜計による地盤の変形量の観測結果を図 156 に示す。潜在崩土層は、GL-1.0m より上部となっている。変形量の深度分布は、地表面付近が最も大きく、設計における単層構造の変形量を算出する方法（直接変形算出法）で考えているせん断変形を示している。また、降雨前後の変化量は、僅かであるが対策工を設置した斜面の方が比較的小さくなっている。



(a)累積変位量



(b)降雨前後での変化量 (H16.9.29 台風 21 号)

図 156 地盤の変形 (対策工施工箇所における地中傾斜計観測結果)

(4)モニタリング結果 (平成 18 年度実施)

現時点でのモニタリング結果を表 79 に示す。降雨時は、対策斜面の地盤の変形や流出土砂量が無対策斜面に比べて比較的小さいことから、対策工の効果があると考えられた。一方、地震時はモニタリング地点での最大加速度が小さく、現時点での対策工の地震前後の挙動ははっきりしないが、対策斜面および無対策斜面の地表付近で約 5mm 程度（設計基準値は 50mm）と累積傾向を示している。これより、降雨および地震により僅かであるが変形が発生し累積されていると考えられる。今後、比較的大きな地震が発生した場合、対策工の効果が評価でき、設計法の妥当性が確認できるものである。

表 79 モニタリング結果（平成 18 年度時点）

| 項目 | モデル施工現場におけるモニタリング | | | | 備考 |
|------------|-------------------------|------------------------------------|--|--|---------------------------------------|
| | 計測目的 | 計測内容 | 観測結果の概要 | 今後の課題・計測 | |
| ロックボルト軸力測定 | 地震時における対策工の挙動を把握する。 | モデル施工地域で埋設したロックボルトの軸力を4深度で測定する。 | 観測地震前後での軸力の変化は無い。 | 観測される地震動が小さいため、地震時の挙動が不明である。モニタリングの継続が必要。 | 5箇所 |
| ロープネット張力測定 | | 軸力計を埋設した付近のロープネットに張力計を設置し、張力を測定する。 | 観測地震前後での張力の変化は無い。 | 観測される地震動が小さいため、地震時の挙動が不明である。モニタリングの継続が必要。 | 5箇所 |
| 地震計測定 | | 地震計を設置し、加速度と変位量の観測を行う。 | 平成13年度～17年度で15種類の地震動を観測した。平成17年度は1地震動である。観測最大加速度は24galである。 | 地震時の外力（加速度）を把握するため、モニタリングの継続が必要。 | 設置深度 GL-0.2m GL-1.5m |
| 流出土砂量の測定 | 降雨時における対策工の効果を把握する。 | 降雨による流出土砂量を流出末端部で測定する。 | 対策斜面の流出土砂量が、未対策斜面に比べて少なくなっている。 | ロープネットに土・落葉がたまる現象が考えられる。大きな変形が起きた場合などについて観察が必要。 | |
| 流水量の測定 | | 降雨による流水量を流出末端部で測定する。 | 対策斜面の流水量が、未対策斜面に比べて小さくなっている。流水量は集水斜面内の雨量から考えると非常に小さい。 | 降雨時の観測データを取りまとめ、対策工の効果について検討が必要。 | |
| 降雨量の測定 | | 雨量計を用いて降雨量を測定する。 | 総雨量100mm以上、時間降雨量40mmの降雨が観測されている。 | 降雨時の降雨強度を把握するため、モニタリングの継続が必要。 | |
| 地中傾斜計 | 地震および降雨に対する対策工の効果を確認する。 | 傾斜計を用いて地中の変位量を測定する。 | 降雨前後での変位量は、対策斜面の変位が小さい傾向を示している。観測地震前後の変化は無い。 | 降雨時の観測データを取りまとめ、対策工の効果について検討が必要。地震時に対するモニタリングの継続が必要。 | 設置深度 GL-0.5m GL-1.0m GL-1.5m |
| 伸縮計 | | 伸縮計を用いて地表面の変位量を測定する。 | 降雨前後での変位量はわずかに見られるが、対策工の有無による違いは不明である。 | 倒木等の地表面の変化を受けるため、変形量の評価は傾斜計の結果を考慮して判断が必要。 | |
| 温度計 | 降雨浸透状態を把握する。 | 温度計を用いて地盤の温度変化を計測する。 | 地表に近いほど地中温度の変化が激しい。 | 土壌水分計の補正值に利用する。 | 設置深度 GL-0.5m GL-1.0m GL-1.5m |
| 土壌水分計 | 降雨浸透時の土の状態を把握する。 | 土壌水分計を用いて地盤のサクションを計測する。 | 地表に近いほどサクションの変化が激しい。 | 降雨強度とサクション消失との関係を把握するため、データの蓄積が必要。 | 設置深度 GL-0.5m GL-1.0m GL-1.5m |
| 水位観測 | 降雨浸透時の水位発生状況を把握する。 | 水位計を用いて地盤の水位を計測する。 | 水位はNc=12付近に形成されるが、降雨終了後は短時間で消失している。 | 多くの降雨パターンにおける水位のデータを蓄積し、水位発生状況についてとりまとめる必要がある。 | |
| 地中流水量測定 | 降雨浸透時の地中流量を把握する。 | 流量計を用いて地中を流れる流量を計測する。 | 時間降雨量が大きくなると地中流水量が多くなる傾向が見られた。 | 多くの降雨パターンにおける地中流量のデータを蓄積し、降雨量との関係についてとりまとめる必要がある。 | |

ロープネット・ロックボルト併用工法 設計・施工指針（案）

第1版 平成19年3月 治山課・発行
第2版 平成21年1月 協会・発行
第3版 平成23年3月 協会・発行
第4版 平成26年5月 協会・発行
増版 令和元年6月 協会・発行

編者 兵庫県農政環境部農林水産局治山課

発行者 一般社団法人 兵庫県治山林道協会
〒650-0012 神戸市中央区北長狭通5丁目5-18
兵庫県林業会館内
電話 078-371-0210 FAX 078-371-6632
