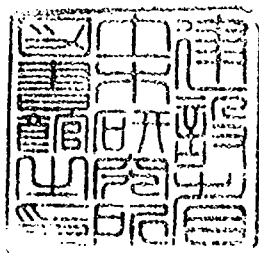


土木研究所資料

地すべり抑止グイの挙動調査



平成2年3月

建設省土木研究所
新潟試験所

「Copyright © (1990) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W. R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

地すべり抑止グイの挙動調査

新潟試験所	所 長	下村 忠一
	主任研究員	白石 一夫
	研 究 員	丸山 清輝
地すべり研究室	室 長	中村 浩之

要 旨

わが国では、地すべり防止対策工法としてクイ工が最も頻繁に用いられている。本調査は、クイ工の設計を合理的に行うことを目的として、室内実験および地すべり現場における調査試験と有限要素法による解析を行ったものである。

キーワード：クイ工，模型実験，現場調査試験，有限要素法，

地すべり抑止グイの挙動調査

まえがき

地すべり防止対策は、大きく分けて抑制工と抑止工の2つに分類される¹⁾。抑制工は、地すべりの誘因である地下水の排除や地すべり土塊を移動させることにより斜面のバランスを向上させる等、地すべり斜面の地下水や地形の状態を変化させることにより、地すべり運動を停止または緩和させようとするものである。一方、抑止工は、クイやアンカー等の構造物によって地すべり推力を抑止しようとするものである。

わが国における地すべり防止対策は、古くは地下水排除工等の抑制工が中心であった。しかし、昭和30年代後半からの高度経済成長に伴う国土開発により、山地・丘陵地が開発されるようになり、道路や宅地造成等の大規模土工による地すべり、あるいはダム湛水に関連した地すべり等の災害の増加により、抑制工では十分対処することが出来なくなり、クイ工等の抑止工が多く用いられるようになってきた。高速道路調査会の調査によれば²⁾、道路土工に伴う地すべり99箇所採用された防止工は、抑止工単独が22%、抑止工と抑制工との併用が22%となっている。また、建設省土木研究所での自然発生的な地すべりで採用された地すべり防止工法の調査では³⁾、抑制工のみが60%であり、抑制工と抑止工との併用が40%となっている。これらの調査での抑止工は、ほとんどがクイ工である。このことから、クイ工は、地すべり防止工事の中で最も頻繁に用いられている工法であると言える。

現在、クイの効果に対する代表的な考え方は、谷口⁴⁾、高野⁵⁾、渡⁶⁾のものがある。中村は、これらの考え方をまとめて、地すべり防止対策グイには次の3つの効果があるとした^{7)、8)}。

- 1) 地すべり移動を直接抑える。――抑え効果
- 2) 移動層と不動層の間にクサビを打ち込みすべりを抑制する。――クサビ効果
- 3) 地盤の強度を増加させる。――補強効果

以上の抑止効果は、クイの性状、地盤の強さ、地すべり地での施工位置等によりそれぞれ発揮される。しかし、これらのことを十分吟味せず、クイに掛かる土圧算定式により求めた値を安定解析式に付加したり、安定解析で求めた安全率を計画安全率まで高めるために、すべり面におけるせん断抵抗の不足分をクイのせん断力で補うという条件だけでクイの設計をするなどしていた。このため、クイの効果が十分得られることなくクイが破壊・切断されたりすることが多かった。この結果、地すべりグイの研究は、多くの研究者により行われるようになってきた。現在では、福岡⁹⁾ および谷口・山田¹⁰⁾ により提案された弾性床上の梁としての設計式や福本¹⁰⁾ による現場での挙動解析等が発表されるようになり、実際の設計に使われるようになってきている。しかし、その一方では、地すべり機構を十分踏まえずに解析をしているものもある。このことは、地すべ

り機構および地すべり現場におけるクイの挙動等の測定に多くの経費と手間が掛かるため、十分に行われていないことによると思われる。

本調査は、室内実験および新潟県により新潟県新井市にある寸分道地すべりにおいて、地すべり抑止のために鋼管グイが施工された現場を試験地として、地すべり地内におけるクイの挙動および抑止効果を解明するために、調査試験および有限要素法による解析を行ったものである。

最後に、現地調査試験を実施するにあたり新潟県土木部砂防課ならびに新井砂防事務所の方々には、ご援助を頂いた。また、北陸地方建設局千曲川工事事務所白石吉信技官、日本下水道事業団新潟工事事務所福井義隆氏には、土木研究所在職中に室内実験および現場試験に参加して頂いた。ここに、心から感謝致します。

平成2年3月

目 次

1.室内実験	1
1.1 実験目的	1
1.2 実験モデルの設定	2
1.3 相似率の決定	2
1.4 模型土層の作成	8
1.5 実験方法	8
1.6 実験結果と考察	8
1.6.1 タワミ、曲げモーメント、 せん断力の求め方	8
1.6.2 Changの式を基本としたク サビグイの理論解析	9
1.6.3 クサビグイの模型実験結果	17
1) ケース1	17
2) ケース2	20
3) ケース3	20
4) ケース4	22
1.6.4 結論	25
2.地すべり地におけるクイの挙動調査試験	26
2.1 調査目的	26
2.2 寸分道地すべりの概要	26
2.3 クイ工の概要	27
2.4 調査方法	28
2.4.1 クイのヒズミ測定	28
2.4.2 クイの傾斜の測定	31
2.4.3 移動量および間隙水圧の測定	31
2.4.4 地盤調査	32
2.4.5 すべり面および移動層の 変形挙動調査	32
2.5 調査結果	32
2.5.1 地盤調査結果	32
2.5.2 土質試験結果	33
1) 含水比	33
2) 単位体積重量	35

3) 一軸圧縮強度	-----	35
4) 変形係数	-----	35
5) すべり面粘土のせん断強さ	-----	35
2.5.3 すべり面および移動層の 変形挙動	-----	35
2.5.4 クイ施工に伴う地すべり 斜面の移動	-----	37
2.5.5 クイ周辺の土塊の挙動	-----	37
2.5.6 クイヒズミの解析	-----	38
2.5.7 クイの傾斜量測定	-----	43
2.5.8 クイ施工に伴う斜面の安全率	-----	46
2.5.9 結論	-----	47
3. 地すべり地におけるクイの有限要素法 による解析	-----	47
3.1 解析目的	-----	47
3.2 解析モデル	-----	48
3.3 解析ケース	-----	52
3.4 解析に用いた物性値	-----	52
3.5 解析結果と実測結果との比較	-----	54
3.5.1 解析結果	-----	54
1) 地すべり斜面の安定解析	-----	54
2) 斜面とクイの変位およびクイの 応力分布	-----	54
3.6 結論	-----	58
5. クイ工の設計手法の提案	-----	58
6. あとがき	-----	59
参考文献	-----	59

1. 室内実験¹²⁾

1.1 実験目的

現在、地すべり地で用いられているクイの種類は、大きく分けて二つある。一つは、シャフト工と呼ばれる直径1.5～3.5m程度の大口徑グイである。これは、地すべり地の地盤条件により大口徑の機械削工が困難な場合、または、クイに生ずると予想される曲げモーメントや地すべり推力が大きく、普通のクイでは強度が不足する場合に用いられる。もう一つはクイ工である。この工法は、大口徑ボーリング孔に鋼管グイ、PSグイ、現場打ち鉄筋コンクリートグイ、鋼管の中にH鋼や鋼管を挿入し強度を高めた複合グイ（一般的な直径は318.5～457.2mm）等を挿入したり、コンクリートグイやH鋼、木グイ等を打ち込んだものである。クイは、地盤との相対的な強度によって、剛体グイとタワミグイに分類される。剛体グイとしては、シャフトや短いクイが、タワミグイとしては一般にクイ工に用いられるクイがある。

図-1.1には、地すべり地にクイを設置した場合の模式断面図を示した。すべり面を境界として、上部が移動層であり下部が不動層となる。地すべり斜面では、頭部にテンションゾーンが形成されたり、末端部で明瞭なすべり面が形成された場合は、末端隆起が少なく（新潟県の第三紀層地すべりに多い）、すべり面が不明瞭な場合は、末端隆起が著しいことがある。このため、クイに対する地すべりの作用の仕方は、クイを設置する位置によって異なる。図中A、B、Cの各位置にクイを設置した場合のクイの抑止効果は、Aの位置ではすべり面が明瞭な場合はクサビ効果が、不明瞭な場合はすべり面の補強効果（補強グイ）が、Bの位置では、移動層と不動層の間にクサビを打ち込むことになりクサビ効果（クサビグイ）が、また、Cの位置では、地すべりを直接抑える効果（抑えグイ）がそれぞれ発揮される⁷⁾。

クイの設計では、地すべり推力に対してクイに発生する曲げモーメント、せん断力を計算し、クイの断面形状、根入れ長、クイ間隔、を決定する。したがって、クイの設計を合理的に行うた

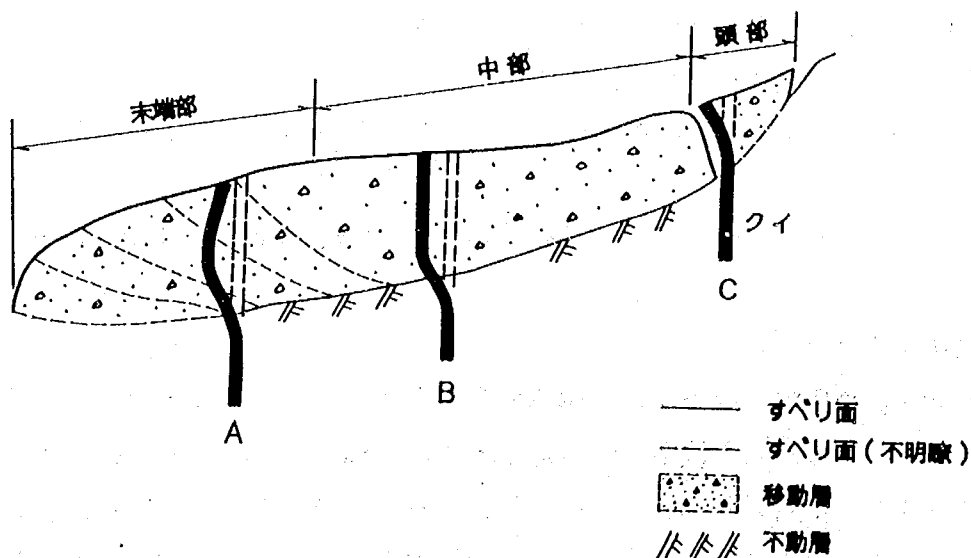


図-1.1 地すべり地にクイを設置した場合の模式断面図

めには、地すべり推力に対してクイに発生する曲げモーメント、せん断力がどのようになっているかを明らかにし、それらを精度良く求めることのできる解析式が必要となる。室内実験では、先に述べたタワミグイのクサビグイについて、以下のことを明らかにするために、相似率を考慮した実験装置を製作し実験を行った。

- 1) クイのタワミ形状
- 2) 曲げモーメントの最大値が発生する位置
- 3) せん断力の最大値が発生する位置
- 4) すべり面におけるクイのタワミとクイに発生するせん断力の関係
- 5) Changの式を基本とした理論解析の適応性
- 6) 複列グイの挙動
- 7) 複段数グイの挙動

1.2 実験モデルの設定

図-1.1に示すBの位置のように、地すべり活動の主体となる部分では、明瞭なすべり面がみられる。このような部分での、鉛直方向の速度分布を測定した例を図-1.2に示した。この地すべりは、新潟試験所が試験地としている新潟県中頸城郡板倉町にある第三紀層地すべりの老年型に属する猿供養寺地すべりである。この図から、すべり面より上部の移動速度は、一定であることが分かる。このような現象は、すべり面粘土層のせん断強さが移動層のものより小さいために起こると思われる。他の地すべりにおいても、地すべり活動の主体となる部分では、すべり面に薄い粘土層やせん断面が確認されていることから、すべり面より上部の移動速度は一定であると推定される。したがって、図-1.1のB地点での地すべりに伴うクイの挙動は、ちょうど上箱可動の大型せん断試験機にたわみやすいクイを設置して、せん断試験を行った時のものと同じと考えられる。このことから、以下の条件が満足するように実験装置を製作した。

- 1) クイの前面および背面にすべり面が連続している。
- 2) 移動土塊はすべり面上を同一に変位し、鉛直的な速度差はない。
- 3) 移動土塊は、クイと一体となって変形する。
- 4) クイは、その上下端で変位、曲げモーメント、せん断力が発生しないように十分な長さを有する。

図-1.3には、実験装置を示した。実験土槽の大きさは、幅80cm、長さ150cm、高さ140cmである。

1.3 相似率の決定¹³⁾

模型実験を行うためには、地盤反力、根入れ長、クイ剛性、タワミ等について相似率を計算し、模型実験に用いるクイの諸元を決定する必要がある。相似率については、模型実験に用いるクイと実際の地すべり地内に設置されるクイの間に、つぎの関係が得られている。すなわち、原型グイ p （地すべり防止対策用クイ）と模型グイ m とのタワミ曲線が相似であるとすれば、対応する深さ x において次の式が成り立つ。

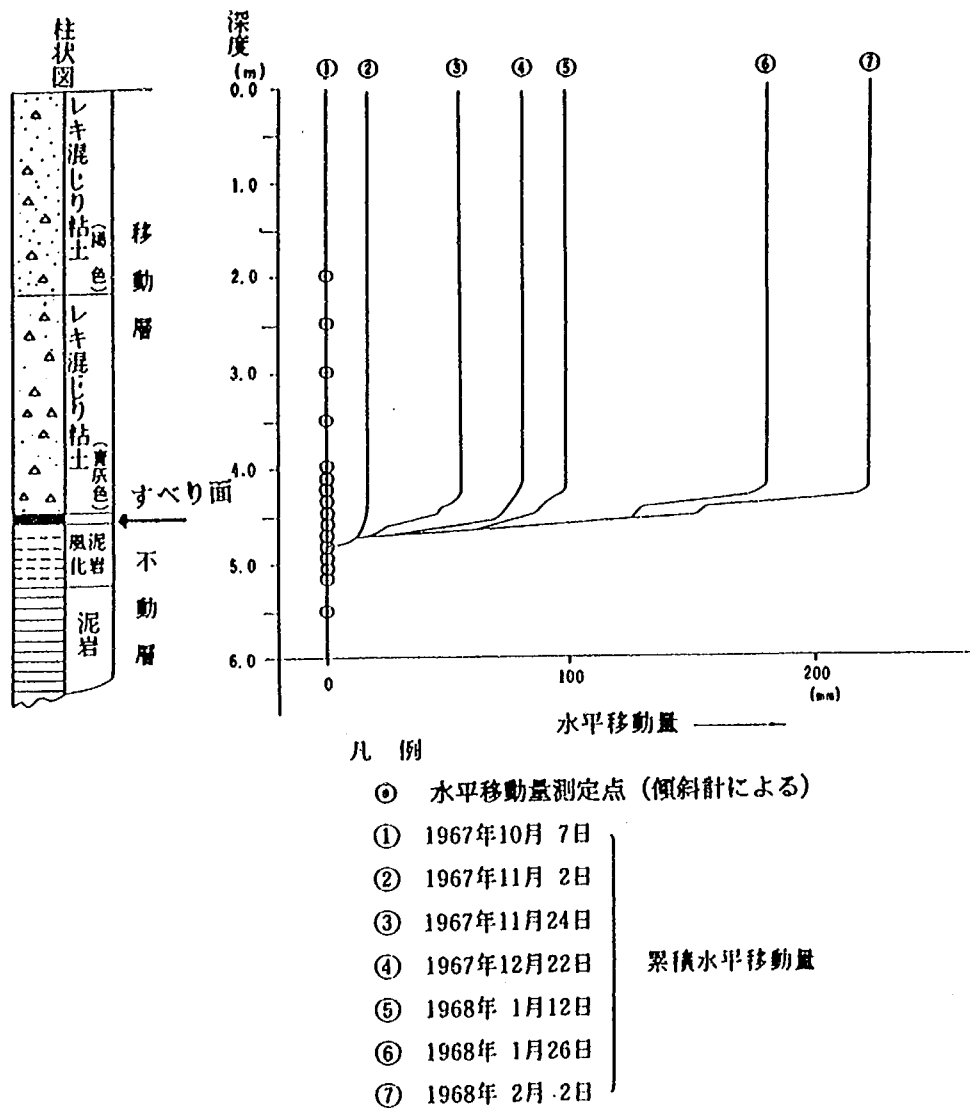


図-1.2 猿供養寺地すべりにおける鉛直方向の地すべり速度分布

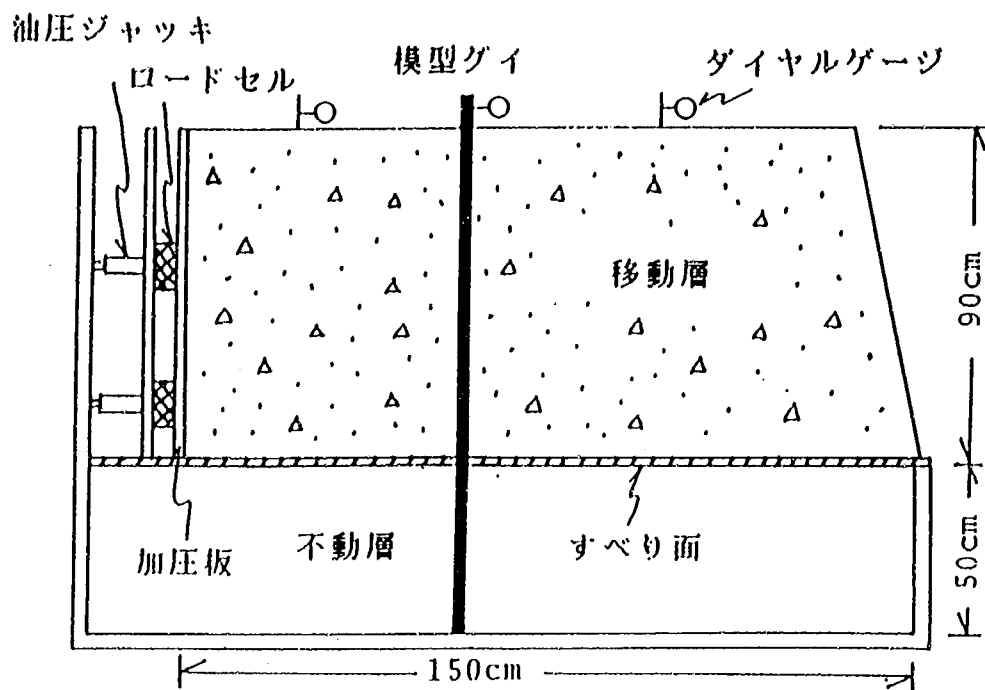


図-1.3 実験装置

$$\frac{x_p}{x_m} = R_x = \text{一定} \quad (1.3.1)$$

$$\frac{y_p}{y_m} = R_y = \text{一定} \quad (1.3.2)$$

ここで、 x : 対応する点までの深さ

y : 深さ x におけるクイのタワミ

R : 原型ゲイの模型ゲイに対応する量の比

したがって、

$$\frac{dy_p}{dx_p} = \left(\frac{R_y}{R_x} \right) \cdot \frac{dy_m}{dx_m}$$

$$\frac{d^2y_p}{dx_p^2} = \left(\frac{R_y}{R_x^2} \right) \cdot \frac{d^2y_m}{dx_m^2} \quad (1.3.3)$$

$$\frac{d^3y_p}{dx_p^3} = \left(\frac{R_y}{R_x^3} \right) \cdot \frac{d^3y_m}{dx_m^3}$$

$$\frac{d^4y_p}{dx_p^4} = \left(\frac{R_y}{R_x^4} \right) \cdot \frac{d^4y_m}{dx_m^4}$$

また、梁の理論から

$$\begin{aligned}\frac{M}{EI} &= \frac{d^2 y}{dx^2} \\ \frac{S}{EI} &= \frac{d^3 y}{dx^3} \\ \frac{P}{EI} &= \frac{d^4 y}{dx^4}\end{aligned}\quad (1.3.4)$$

ここで、M：曲げモーメント

S：せん断力

P：クイの単位長さ当りの地盤反力

EI：クイの曲げ剛性

(1.3.4) 式を (1.3.3) 式に代入すると

$$\begin{aligned}\frac{M_p}{(EI)_p} &= \left(\frac{R_y}{R_x^2} \right) \cdot \frac{M_m}{(EI)_m} \\ \frac{S_p}{(EI)_p} &= \left(\frac{R_y}{R_x^3} \right) \cdot \frac{S_m}{(EI)_m} \\ \frac{P_p}{(EI)_p} &= \left(\frac{R_y}{R_x^4} \right) \cdot \frac{P_m}{(EI)_m}\end{aligned}\quad (1.3.5)$$

また、 $\frac{(EI)_p}{(EI)_m} = R_{EI} = \text{一定}$ (1.3.6)

(1.3.6) 式を (1.3.5) に代入して

$$\begin{aligned}\frac{M_p}{M_m} &= R_M = \left(\frac{R_y}{R_x^2} \right) R_{EI} \\ \frac{S_p}{S_m} &= R_S = \left(\frac{R_y}{R_x^3} \right) R_{EI} \\ \frac{P_p}{P_m} &= R_S = \left(\frac{R_y}{R_x^4} \right) R_{EI}\end{aligned}\quad (1.3.7)$$

したがって、 R_H 、 R_S 、 R_P は一定でなければならない。(1.3.7)式を変形すると、つぎの関係が得られる。

$$\begin{aligned} R_{EI} &= R_P \cdot R_X^4 \cdot R_Y^{-1} \\ R_S &= R_P \cdot R_X \\ R_H &= R_P \cdot R_X^2 \\ R_i &= R_Y \cdot R_X^{-1} \\ R_Y &= R_Y \end{aligned} \quad (1.3.8)$$

ここに、 $R_i = \frac{i_p}{i_s}$ 、 $i = \frac{dy}{dx}$

地盤反力の一般式は、つぎの式で与えられる。

$$P = p \cdot B = k \cdot x^m \cdot y^n \cdot B$$

ここで、 P ：深さ x におけるクイの単位長さ当りの地盤反力

p ：深さ x の点の単位面積当りの地盤反力

B ：クイの幅

k ：土の弾性的性質によって決まる係数

m 、 n ：指数

計算を簡単にするために、 $m=0$ 、 $n=1$ とすると Chang の式 (1.3.9) となる。

$$P = E_s \cdot y \quad (1.3.9)$$

ここで、 E_s ：地盤の横方向弾性係数

また、

$$\frac{E_{sp}}{E_{sm}} = R_{Es} \quad (1.3.10)$$

とすると、

$$R_P = R_{Es} \cdot R_Y \quad (1.3.11)$$

となり、これを (1.3.6) 式に代入すると、

$$R_{EI} = R_{Es} \cdot R_X^4 \quad (1.3.12)$$

となる。

以上の式をもとに、模型グイの根入れ長を求める。

まず、実際の地すべり地での根入れ長を以下のようにして求めた。

Chang の式より、クイ頭自由のクイに水平力が作用した時のクイの必要根入れ長は、つぎの式で求められる。

$$x > \frac{\pi}{\beta} = \frac{\pi}{\left(\frac{E_s}{4EI}\right)^{1/4}} \quad (1.3.13)$$

ここで、不動層の横方向弾性係数 E_s は、地すべり地の不動層の不攪乱試料を採取し、一軸圧縮試験により求めた結果から $1,000 \sim 3,000 \text{kgf/cm}^2$ が得られたので $1,500 \text{kgf/cm}^2$ とする。また、地すべり防止対策グイはクイ径 $\phi = 318.5 \text{mm}$ 、肉厚 $t = 10.5 \text{mm}$ のものを用いたとすると、 $x > 4.0 \text{m}$ となる。

模型グイの根入れ長は、(1.3.12)式を変形して、

$$R_x = \left(\frac{R_{EI}}{R_{Es}}\right)^{1/4} \quad (1.3.14)$$

として求める。

ここで、模型実験の不動層の横方向弾性係数 E_s は 50kgf/cm^2 とし、模型グイは剛性を小さくするために断面形を矩形として、クイ幅 $B = 5 \text{cm}$ 、厚さ $t = 0.45 \text{cm}$ とした。すなわち、 $(EI)_m = 70,600 \text{kgf} \cdot \text{cm}^2$ 、 $(EI)_p = 2.499 \times 10^{10} \text{kgf} \cdot \text{cm}^2$ なので

$$R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_m} = \frac{2.499 \times 10^{10}}{70,600} = 3.539 \times 10^5$$

また、

$$\frac{E_{sp}}{E_{sm}} = \frac{1500}{50} = 30 = R_{Es}$$

したがって、(1.3.14)式より

$$R_x = \left(\frac{R_{EI}}{R_{Es}}\right)^{1/4} = \left(\frac{3.539 \times 10^5}{30}\right)^{1/4} = 10.4$$

となり、(1.3.1)式より模型グイの根入れ長は、

$$x_m = \frac{x_p}{R_x} = \frac{400}{10.4} = 38 \text{ (cm)}$$

となる。したがって、38cm以上あれば良いことになるので、ここでは20%増しの46cmとした。また、移動層中のクイ長は、同様の方法で移動層の E_s を 15kgf/cm^2 とすると80cm程度あれば良いこ

とが分かる。

1.4 模型土層の作成

模型土層は、図-1.3に示す形状で作成した。模型グイは、移動層の中に90cmおよびその下の厚さ50cmの不動層の中に46cm入るように設置した。また、加圧板（油圧ジャッキにより載荷）から模型グイまでの間隔は、ほぼ60cmとした。模型実験に用いた土砂の土質特性は、表-1.1に示す通りである。土砂の積み込みは、模型グイに曲げが生じないように注意しながら密度が均等になるように、不動層については厚さ5cm、移動層については厚さ10cm毎に突き固め試験用のランマーにより、慎重に突き固めて行った。また、すべり層については、飽和したベントナイトを不動層上面と移動層側面に、厚さ2cmに塗って作成した。

表-1.1 模型実験に用いた土砂の土質特性

	土質分類	比重 Gs	含水比 W%	密度 g/cm ³	一般圧縮強度 Kgf/cm ²
移動土層	粘土質ローム	2.728	57- 60	1.57-1.65	0.15-0.20
不動土層	砂質ローム	2.704	34- 36	1.82-1.85	1.5 -2.0
すべり層	ベントナイト (250#)		220-250		C=0.010-0.013

1.5 実験方法

移動層は、図-1.3に示すように油圧ジャッキにより横方向に800~1,000kgfの荷重を与え、垂直的な速度差が生じないように移動させた。また、計測は、地表、クイ頭、加圧板の各変位をダイヤルゲージ（1/100mm読み）で、クイのヒズミを防水型ストレインゲージでそれぞれ測定した。ストレインゲージは、クイ1本当たり20点平均で貼付し、すべり面付近は密に（3cm）、すべり面から遠ざかるほど粗に（5~15cm）した。また、計測記録は、読み速度0.2sec/点のデジタルヒズミ計を使用している。

1.6 実験結果と考察

1.6.1 タワミ、曲げモーメント、せん断力の求め方

模型グイのタワミ、曲げモーメント、せん断力の分布は、実験により測定されたクイヒズミを以下に示す弾性曲線式を用いて、曲げモーメントを求め、これを図上で微分、積分して求めた。

$$M = E I \frac{d^2 y}{d x^2} = \varepsilon \cdot E \cdot Z$$

$$S = E I \frac{d^3 y}{d x^3} \quad (1.3.15)$$

$$y = \int \int \frac{M}{E I} dx$$

ここで、 ε : クイヒズミ

M : 曲げモーメント

E I : クイの剛性

Z : 断面係数

S : せん断力

x : クイ頭からの深さ

y : 深さ x におけるタワミ

1.6.2 Changの式を基本としたクサビグイの理論解析

実験結果とChangの式を基本とした方法での理論解析との対比には、以下の二つの方法について行った。

福岡⁹⁾ および谷口・山田¹⁰⁾ は、すべり面を持った地すべり土塊内におけるクイの理論的解析を行った。また、中村は、その解析を更に発展させている⁷⁾。この解析方法は、以下に示す通りである。すなわち、図-1.3に示すように、クイが弾性地盤中のすべり面を貫き挿入され、地すべり移動層がクイにせん断力Hを発揮させるだけ移動した場合、地盤の反力がクイのタワミに比例すると仮定すれば、一般に良く知られているChangの式(1.3.16)が成立する。

$$E I \frac{d^4 y}{d x^4} = -E_s \cdot y \quad (1.3.16)$$

$$\frac{d^4 y}{d x^4} + 4 \beta y = 0 \quad (1.3.17)$$

ここで、

$$\beta = \left(\frac{E_s}{4 E I} \right)^{1/4}$$

(1.3.17) 式の一般解は、

$$y = \exp \beta x (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \exp (-\beta x) (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (1.3.18)$$

(1.3.18) を微分すれば、

$$\frac{1}{\beta} \frac{d y}{d x} = \exp \beta x \{ A (\cos \beta x - \sin \beta x) + B (\cos \beta x + \sin \beta x) \} - \exp (-\beta x)$$

$$\{ C (\cos \beta x + \sin \beta x) - D (\cos \beta x - \sin \beta x) \} \quad (1.3.19)$$

$$\frac{1}{2\beta^2} \frac{d^2 y_x}{dx^2} = \exp \beta x (-A \sin \beta x + B \cos \beta x) + \exp (-\beta x) (C \sin \beta x - D \cos \beta x) \quad (1.3.20)$$

$$\frac{1}{2\beta^3} \frac{d^3 y_x}{dx^3} = \exp \beta x \{-A (\cos \beta x + \sin \beta x) + B (\cos \beta x - \sin \beta x)\} + \exp (-\beta x) \{C (\cos \beta x - \sin \beta x) + D (\cos \beta x + \sin \beta x)\} \quad (1.3.21)$$

一般の構造力学の符号の規約と一致させるために、 y の負の向きのせん断力を正とし、正のせん断力の曲げモーメントを正とする。したがって、

移動層では、

$$y_1 = -y \quad M_1 = E I y''$$

$$\theta_1 = -y' \quad S_1 = E I y'''$$

不動層では

$$y_2 = y \quad M_2 = -E I y''$$

$$\theta_2 = y' \quad S_2 = -E I y'''$$

とする。

移動層が移動方向に動いた時、せん断力 H がクサビグイに作用し、クサビグイは図-1.4に示すように変位するとする。ここでは、便宜上クイをすべり面で移動層中のクイと不動層中のクイに分けて考えることにし、境界条件により連続した1本のクイにする。

連続した一本のクイとするための境界条件は、すべり面で以下の条件が満足する必要がある。

- (1) タワミ角が等しい。
- (2) 曲げモーメントが等しい。
- (3) せん断力が等しい。

図-1.4に示すように、移動層が移動方向に動いたとき、クイにはすべり面で移動層側には $+H$ 、不動層側では $-H$ の各せん断力が、作用反作用の関係で働く。しかし、クイの断面が同じで、移動層と不動層の各々の土の横方向弾性係数が違う場合、すべり面 $x_1=0$ 、 $x_2=0$ でのタワミ角、曲げモーメントは、当然のことながら等しくならない。このため、一本のクイとなるためには、 $x_1=0$ 、 $x_2=0$ で両方のタワミ角、曲げモーメントが等しくなるように仮定の曲げモーメント M_0 が、それぞれに作用していると考えことにする。

この結果、 $x_1=0$ 、 $x_2=0$ での境界条件は、

$$\theta_{10} = -\theta_{20} \quad S_{10} = H$$

$$M_{10} = M_{20} \quad S_{20} = -H$$

$$(M_{10} = -m_1 + M_0, M_{20} = -m_2 - M_0)$$

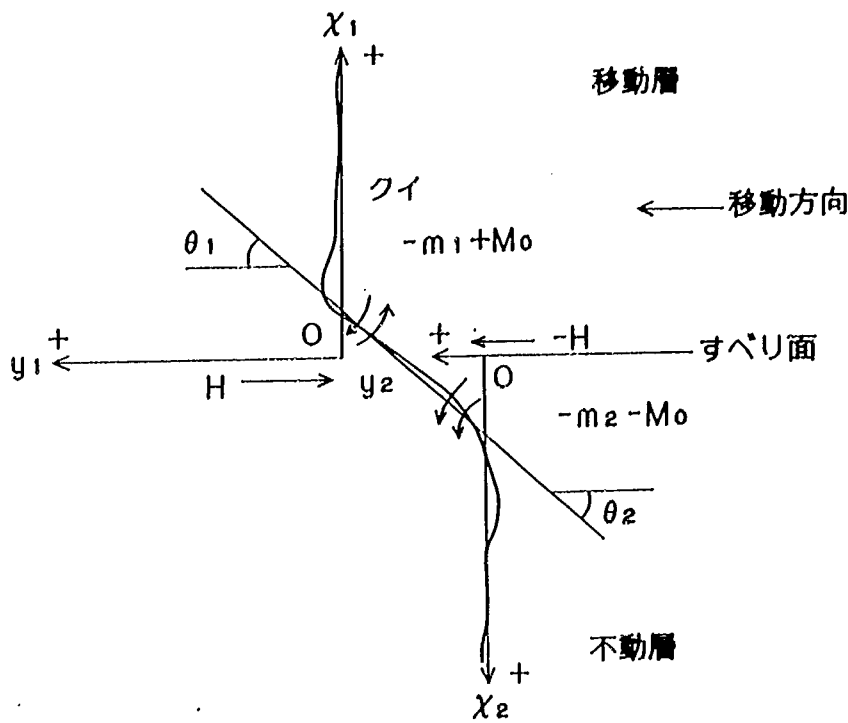


図-1.4 クイに作用する力

ただし、 $-m_1$ 、 $-m_2$ は、クイが連続していない場合の曲げモーメントである。

(1.3.19)、(1.3.20)、(1.3.21)式に、 $x_1=0$ 、 $x_2=0$ での境界条件を与えることにより、

タワミ角

$$x_1=0$$

$$\theta_{10} = -y'_{10} = -\beta_1 \{ (A_1 + B_1) - (C_1 - D_1) \}$$

$$x_2=0$$

$$\theta_{20} = y'_{20} = \beta_2 \{ (A_2 + B_2) - (C_2 - D_2) \}$$

$$\theta_{10} = -\theta_{20}$$

$$-A_1 \beta_1 - B_1 \beta_1 + C_1 \beta_1 - D_1 \beta_1 + A_2 \beta_2 + B_2 \beta_2 - C_2 \beta_2 + D_2 \beta_2 = 0 \quad (1.3.22)$$

曲げモーメント

$$x_1=0$$

$$M_{10} = E I y_{10}'' = -m_1 + M_0$$

$$x_2=0$$

$$M_{20} = -E I y_{20}'' = -m_2 - M_0$$

$$M_{10} = M_{20}$$

$$B_1 \beta_1^2 - D_1 \beta_1^2 + B_2 \beta_2^2 - D_2 \beta_2^2 = 0 \quad (1.3.23)$$

せん断力

$$x_1 = 0$$

$$S_{10} = E I y_{10}'' = H$$

$$-A_1 + B_1 + C_1 + D_1 = \frac{H}{2\beta_1^3 E I} \quad (1.3.24)$$

$$x_2 = 0$$

$$S_{20} = -E I y_{20}'' = -H$$

$$-A_2 + B_2 + C_2 + D_2 = \frac{H}{2\beta_2^3 E I} \quad (1.3.25)$$

となる。

一方、クサビグイの両端では、
曲げモーメント

$$x_1 = l_1 \text{ で、 } M_1 = 0$$

$$\frac{M_1}{E I} = \exp \beta_1 l_1 (-A_1 \sin \beta_1 l_1 + B_1 \cos \beta_1 l_1) + \exp (-\beta_1 l_1) (C_1 \sin \beta_1 l_1$$

$$-D_1 \cos \beta_1 l_1) = 0 \quad (1.3.26)$$

$$x_2 = l_2 \text{ で、 } M_2 = 0$$

$$\frac{M_2}{E I} = \exp \beta_2 l_2 (-A_2 \sin \beta_2 l_2 + B_2 \cos \beta_2 l_2) + \exp (-\beta_2 l_2) (C_2 \sin \beta_2 l_2$$

$$-D_2 \cos \beta_2 l_2) = 0 \quad (1.3.27)$$

せん断力

$$x_1 = l_1 \text{ で、 } S_1 = 0$$

$$\frac{S_1}{E I} = \exp \beta_1 l_1 \{-A_1 (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1) + B_1 (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1)\}$$

$$+ \exp (-\beta_1 l_1) \{C_1 (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1) + D_1 (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1)\} = 0 \quad (1.3.28)$$

$$x_2 = l_2 \text{ で、 } S_2 = 0$$

$$\frac{S_2}{EI} = \exp \beta_2 l_2 \{ -A_2 (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2) + B_2 (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2) \}$$

$$+ \exp (-\beta_2 l_2) \{ C_2 (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2) + D_2 (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2) \} = 0$$

(1.3.29)

となる。

(1.3.22) ~ (1.3.29) 式を行列式で示すと、

$$F_1 = \exp \beta_1 l_1 \sin \beta_1 l_1$$

$$F_2 = \exp \beta_1 l_1 \cos \beta_1 l_1$$

$$F_3 = \exp (-\beta_1 l_1) \sin \beta_1 l_1$$

$$F_4 = \exp (-\beta_1 l_1) \cos \beta_1 l_1$$

$$F_5 = \exp \beta_2 l_2 \sin \beta_2 l_2$$

$$F_6 = \exp \beta_2 l_2 \cos \beta_2 l_2$$

$$F_7 = \exp (-\beta_2 l_2) \sin \beta_2 l_2$$

$$F_8 = \exp (-\beta_2 l_2) \cos \beta_2 l_2$$

$$G_1 = \exp \beta_1 l_1 (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1)$$

$$G_2 = \exp \beta_1 l_1 (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1)$$

$$G_3 = \exp (-\beta_1 l_1) (\cos \beta_1 l_1 - \sin \beta_1 l_1)$$

$$G_4 = \exp (-\beta_1 l_1) (\cos \beta_1 l_1 + \sin \beta_1 l_1)$$

$$G_5 = \exp \beta_2 l_2 (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2)$$

$$G_6 = \exp \beta_2 l_2 (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2)$$

$$G_7 = \exp (-\beta_2 l_2) (\cos \beta_2 l_2 - \sin \beta_2 l_2)$$

$$G_8 = \exp (-\beta_2 l_2) (\cos \beta_2 l_2 + \sin \beta_2 l_2)$$

とすれば、

$$\begin{pmatrix} -\beta_1 & -\beta_1 & \beta_1 & -\beta_1 & \beta_2 & \beta_2 & -\beta_2 & \beta_2 \\ 0 & \beta_1^2 & 0 & -\beta_1^2 & 0 & \beta_2^2 & 0 & -\beta_2^2 \\ -1 & 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 1 & 1 & 1 \\ -F_1 & F_2 & F_2 & -F_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -F_5 & F_6 & F_7 & -F_8 \\ -G_1 & G_2 & G_3 & G_4 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G_5 & G_6 & G_7 & G_8 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \\ A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ H/2 \beta_1^3 EI \\ H/2 \beta_2^3 EI \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

(1.3.30)

となる。

(1.3.30) 式により $A_1 \sim D_2$ を求め、タワミ、タワミ角、曲げモーメント、せん断力は、以下の式で求められる。

移動層

$$y_1 = - \{ \exp \beta_1 x_1 (A_1 \cos \beta_1 x_1 + B_1 \sin \beta_1 x_1) + \exp (-\beta_1 x_1) (C_1 \cos \beta_1 x_1 + D_1 \sin \beta_1 x_1) \} \quad (1.3.31)$$

$$\theta_1 = -\beta_1 \exp \beta_1 x_1 \{ A_1 (\cos \beta_1 x_1 - \sin \beta_1 x_1) + B_1 (\cos \beta_1 x_1 + \sin \beta_1 x_1) \} + \beta_1 \exp (-\beta_1 x_1) \{ C_1 (\cos \beta_1 x_1 + \sin \beta_1 x_1) - D_1 (\cos \beta_1 x_1 - \sin \beta_1 x_1) \} \quad (1.3.32)$$

$$M_1 = 2 \beta_1^2 E I [\exp \beta_1 x_1 \{ -A_1 (\sin \beta_1 x_1 + B_1 \cos \beta_1 x_1) + \exp (-\beta_1 x_1) \{ C_1 (\sin \beta_1 x_1 - D_1 \cos \beta_1 x_1) \}] \quad (1.3.33)$$

$$S_1 = 2 \beta_1^3 E I [\exp \beta_1 x_1 \{ -A_1 (\cos \beta_1 x_1 + \sin \beta_1 x_1) + B_1 (\cos \beta_1 x_1 - \sin \beta_1 x_1) \} + \exp (-\beta_1 x_1) \{ C_1 (\cos \beta_1 x_1 - \sin \beta_1 x_1) + D_1 (\cos \beta_1 x_1 + \sin \beta_1 x_1) \}] \quad (1.3.34)$$

不動層

$$y_2 = \exp \beta_2 x_2 (A_2 \cos \beta_2 x_2 + B_2 \sin \beta_2 x_2) + \exp (-\beta_2 x_2) (C_2 \cos \beta_2 x_2 + D_2 \sin \beta_2 x_2) \quad (1.3.35)$$

$$\theta_2 = \beta_2^2 \exp \beta_2 x_2 \{ A_2 (\cos \beta_2 x_2 - \sin \beta_2 x_2) + B_2 (\cos \beta_2 x_2 + \sin \beta_2 x_2) \} - \beta_2 \exp (-\beta_2 x_2) \{ C_2 (\cos \beta_2 x_2 + \sin \beta_2 x_2) - D_2 (\cos \beta_2 x_2 - \sin \beta_2 x_2) \} \quad (1.3.36)$$

$$M_2 = -2 \beta_2^2 E I [\exp \beta_2 x_2 \{ -A_2 (\sin \beta_2 x_2 + B_2 \cos \beta_2 x_2) + \exp (-\beta_2 x_2) \{ C_2 (\sin \beta_2 x_2 - D_2 \cos \beta_2 x_2) \}] \quad (1.3.37)$$

$$S_2 = -2 \beta_2^3 E I [\exp \beta_2 x_2 \{ -A_2 (\cos \beta_2 x_2 + \sin \beta_2 x_2) + B_2 (\cos \beta_2 x_2 - \sin \beta_2 x_2) \} + \exp (-\beta_2 x_2) \{ C_2 (\cos \beta_2 x_2 - \sin \beta_2 x_2) + D_2 (\cos \beta_2 x_2 + \sin \beta_2 x_2) \}] \quad (1.3.38)$$

もう一つの方法は、中村・土屋¹⁴⁾による地すべり変位を考慮して、地すべり抑止グイの解析を行うものである。前述した方法は、クイに外力を作用させて解析するものであった。しかし、この方法は、クイに作用する外力を地すべり移動による地盤の変位に置き換えて解析を行うものである。

地すべり地にクイが挿入された場合、クイは地すべり移動に伴い図-1.5に示すように変形する。この時、クイと移動層との相対的な移動量の差により矢印で示される地盤反力が作用する。ここで、移動層と不動層を弾性体とし、任意の深さ x におけるクイに作用する地盤反力が、クイの変位 $y(x)$ と地すべり変位 $g(x)$ との相対変位差 $\Delta y = y(x) - g(x)$ に比例するとすれば、次式が成立する。

$$E I \frac{d^4 y}{d x^4} + E_s(x, \Delta y) \{ y(x) - g(x) \} = 0 \quad (1.3.39)$$

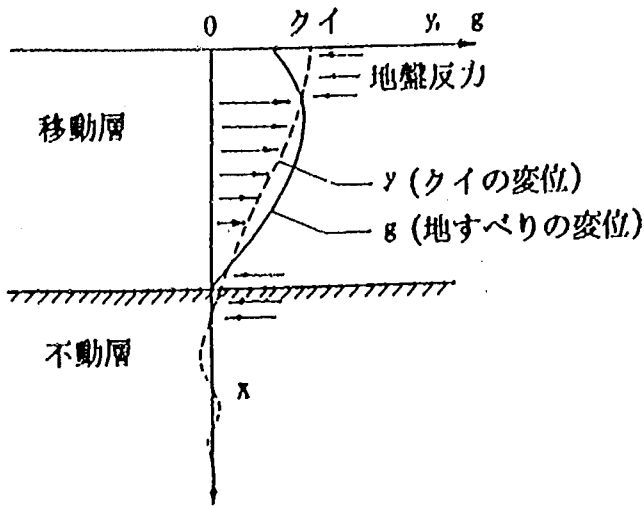


図-1.5 クイの変位

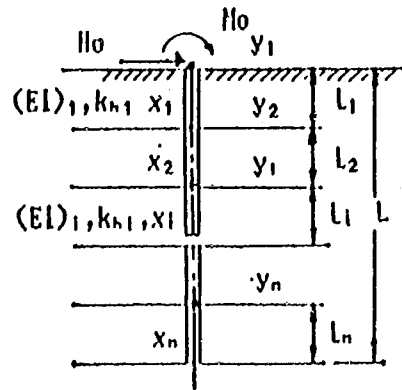


図-1.6 多層系地盤のクイ

また、(1.3.39) 式を変形すれば (1.3.40) 式となる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s(x, \Delta y) \cdot y(x) = E_s(x, \Delta y) \cdot g(x) \quad (1.3.40)$$

ここで、 $E_s(x, \Delta y) \cdot g(x)$ の次元は $[F] / [L]$ で単位長さ当りの力となる。このことから、 $E_s(x, \Delta y) \cdot g(x)$ は、地盤を多層に分割した場合、等分布荷重 $f(x)$ と同一であると考えことにすれば、(1.3.40) 式の一般解は、申がクイ工の解析式¹⁴⁾として、クイに分布荷重が作用するとして求めた次式を用いることができる。

$$y_x = \exp \beta x (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \exp(-\beta x) (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + f(x) / E_s \quad (1.3.41)$$

(1.3.41) の $f(x) / E_s$ の次元は、 $[L]$ であり地すべり変位 g に置き換えられる。

したがって、(1.3.40) 式の一般解は、

$$y_x = \exp \beta x (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + \exp(-\beta x) (C \cos \beta x + D \sin \beta x) + g \quad (1.3.42)$$

と表すことができる。したがって、(1.3.42) 式は、移動層内での鉛直方向変位量が既知であるとするクイのタワミ曲線方程式の一般解となる。

ここでは、図-1.6に示すような多層系地盤のクイとして解析諸式を取り扱うことにする。すなわち、クイのタワミ曲線方程式は、次式となる。

$$(EI)_i \frac{d^4 y_i}{dx_i^4} + B_i k_{hi} y_i = B_i k_{hi} g_i \quad (1.3.43)$$

$$(0 \leq x_i \leq l_i, \quad \sum_{i=1}^n l_i = l)$$

この一般解は、つぎのように表される。

$$y_i = \exp \beta_i x_i (C_{1i} \cos \beta_i x_i + C_{2i} \sin \beta_i x_i) + \exp (-\beta_i x_i) (C_{3i} \cos \beta_i x_i + C_{4i} \sin \beta_i x_i) + g_i \quad (1.3.44)$$

$$\theta_i = -y'_i = -\beta_i \exp \beta_i x_i \{C_{1i} (\cos \beta_i x_i - \sin \beta_i x_i) + C_{2i} (\cos \beta_i x_i + \sin \beta_i x_i)\} + \beta_i \exp (-\beta_i x_i) \{C_{3i} (\cos \beta_i x_i + \sin \beta_i x_i) - C_{4i} (\cos \beta_i x_i - \sin \beta_i x_i)\} \quad (1.3.45)$$

$$\begin{aligned} \frac{M_i}{(EI)_i} = -y_i'' = & -2\beta_i^2 \exp \beta_i x_i (-C_{1i} \sin \beta_i x_i + C_{2i} \cos \beta_i x_i) \\ & - 2\beta_i^2 \exp (-\beta_i x_i) (C_{3i} \sin \beta_i x_i - C_{4i} \cos \beta_i x_i) \end{aligned} \quad (1.3.46)$$

$$\begin{aligned} \frac{S_{i1}}{(EI)_i} = -y_i''' = & -2\beta_i^3 \exp \beta_i x_i \{-C_{1i} (\cos \beta_i x_i + \sin \beta_i x_i) \\ & + C_{2i} (\cos \beta_i x_i - \sin \beta_i x_i)\} - 2\beta_i^3 \exp (-\beta_i x_i) \{C_{3i} (\cos \beta_i x_i - \sin \beta_i x_i) + \\ & C_{4i} (\cos \beta_i x_i + \sin \beta_i x_i)\} \end{aligned} \quad (1.3.47)$$

ここで、

$$\beta_i = \left(\frac{B_i k_{hi}}{4(EI)_i} \right)^{1/4}$$

$$y'_i = \frac{dy_i}{dx_i}, \quad y_i'' = \frac{d^2 y_i}{dx_i^2} \quad \dots \quad \text{である。}$$

(1.3.44) ~ (1.3.47) 式を以下の境界条件が満足するように解けば、 C_k ($k=1, 2, 3, \dots, 4n$) の $4(n+1)$ 個の積分定数が定まり、クイの変形と応力を求めることができる。

第*i*層と第*i+1*層の境界での連続条件：

$$[y_i]_{x_i=l_i} = [y_{i+1}]_{x_{i+1}=0}$$

$$[y'_i]_{l_i} = [y'_{i+1}]_0$$

$$(EI)_i [y''_i]_{l_i} = (EI)_{i+1} [y''_{i+1}]_0$$

$$(EI)_i [y'''_i]_{l_i} = (EI)_{i+1} [y'''_{i+1}]_0$$

この積分定数を求めるには、前述の方法で用いた積分定数を未知数とする $4(n+1)$ 元連立方程式を直接解く方法と、伝達マトリックス法によって最終的に2元連立方程式として解く方法¹⁶⁾の二つの方法がある。前者は記憶容量の大きい計算機に、後者は記憶容量の小さいパソコン等に適している。今回は、伝達マトリックス法を用いた。なお、地すべり変位を考慮した地すべり抑止グイの解析についての詳細は、土研資料第2642号¹⁷⁾を参照されたい。

1.6.3 クサビグイの模型実験結果

クイが、図-1.1に示すBの位置に設置された場合の実験である。実験は、図-1.7および図-1.11に示す条件のケース1~4について行った。

1) ケース1

このケースは、クサビグイの基本的な変形挙動を調べるための実験である。

図-1.8には、クイヒズミの解析結果とChangの式を基本とした方法での理論解析とを対比させて示した。クイのタワミは、すべり面上下付近でみられるが、それ以外ではみられない。曲げモーメントの分布は、すべり面上下にピークを持つS字型となっている。曲げモーメントのピークは、すべり面上部では、30cm付近で、すべり面下部では3cm付近に発生しており、後者の方が大きな値となっている。せん断力の分布については、最大値がすべり面に位置している。

図-1.9には、すべり面におけるクイのタワミ Δy とクイに発生したせん断力Hとの関係を示した。この図によれば、すべり面におけるクイのタワミ Δy に対してクイに発生したせん断力Hの増加率は、両対数グラフ上で0.56となっている(図中実線で示す)。したがって、この結果で

	ケース 1	ケース 2
模型断面		
模型クイ	$B=50\text{mm}$ $t=4.5\text{mm}$ $EI=79,700\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$	$B=50\text{mm}$ $t=6.0\text{mm}$ $EI=189,000\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ $B=50\text{mm}$ $t=4.5\text{mm}$ $EI=79,700\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$
移動層	$E_{s1}=1.6\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s1}=13.0\text{kgf}/\text{cm}^2$
不動層	$E_{s2}=40.3\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s2}=55.0\text{kgf}/\text{cm}^2$

図-1.7 模型実験の条件

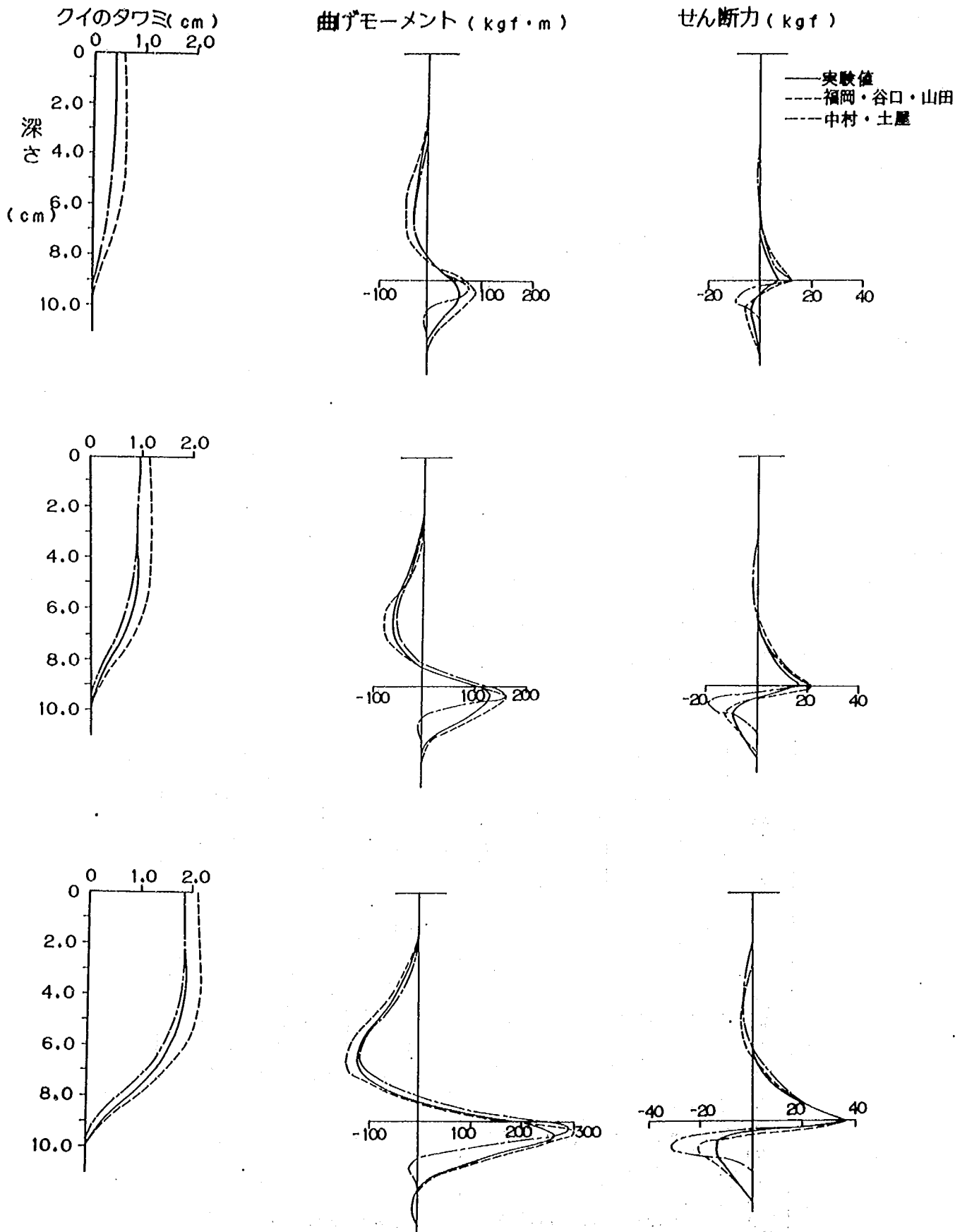


図-1.8 クイヒズミの解析結果とChangの式を基本とした方法での理論解析結果

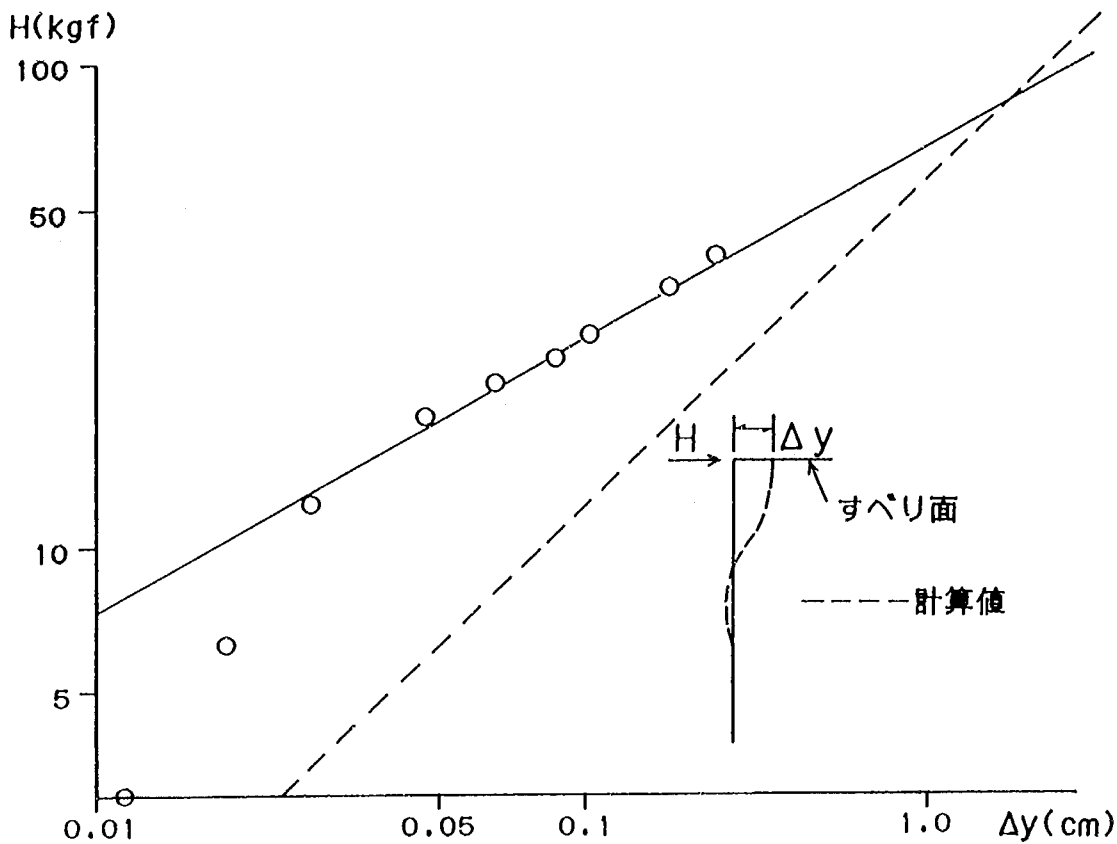


図-1.9 すべり面におけるクイのタワミ Δy とクイに発生したせん断力との関係は、Changの式が1.0とする線形であるのに対して非線形であることになる(図中点線)。なお、模型グイ13本の計測結果によると、平均勾配は0.695 ($\Delta y = 0.5\text{mm}$ 以上)であった。

実験結果とChangの式を基本とした方法での理論解析との対比を行うために、1.6.2で述べた福岡・谷口・山田の方法と中村・土屋の方法で計算を行った(図-1.8)。福岡・谷口・山田の方法では、実験結果から求められたせん断力を入力し計算を行った。また、中村・土屋の方法では実験結果から得られたクイ頭変位量を入力し、すべり面より上部の移動速度が一定であるとして計算を行っている。福岡・谷口・山田の方法については、クイのタワミが実験結果より大きくなっている。また、曲げモーメントは全体に計算値の方が若干大きくなっている。せん断力については、最大値が計算値および実験値ともすべり面に発生している。移動層内でのせん断力は、実験値がすべり面の $20\sim 30\text{cm}$ の間で発生しているのに対し、計算値はクイのタワミが大きくなると、すべり面の 60cm 付近まで発生がみられる。一方、不動層でのせん断力は、実験値の方が計算値より大きくなっている。また、せん断力の発生範囲は、実験値ではすべり面の 20cm までとなっているのに対して、計算値はクイの先端付近まで達している。中村・土屋の方法では、クイのタワミがクイ頭以外で実験値より若干大きくなっているがほぼ一致している。曲げモーメントについては、全体に実験値より大きくなっているものの、福岡・谷口・山田の方法より小さくなっている。曲げモーメントの最大値の発生位置はほぼ同じであるが、実験値より小さくなっている。せん断力については、計算値および実験値とも最大値がすべり面に発生している。また、せん断力の発生領域は、福岡・谷口・山田の方法と同じで実験値より広範囲にわたっている。

以上、実験値と2つの方法による計算値とを比較検討した結果では、両者に若干の差がみられた。これは、図-1.9に示した結果によるものである。すなわち、すべり面におけるクイのタワミ Δy とクイに発生したせん断力の増加率が、Changの式では1.0とする線形であるとしているのに対して、実験では両対数グラフ上で0.56となる非線形の関係となるためである。この違いは、ある値のクイ頭変位量を境に、以下では実験値のせん断力が計算値のものより大きくなり、以上ではこの関係が逆になることで現れる。この場合は、すべり面でクイに発生するせん断力が10~40kgf/cm²の範囲での比較を行っている。したがって、福岡・谷口・山田の方法では、実験結果から得られたせん断力を入力して計算を行っているため、クイ頭変位量は実験値より大きくなる。一方、中村・土屋の方法では、実験結果から得られたクイ頭変位量を入力して計算しているため、せん断力は計算値が実験値より小さくなる。しかし、計算値と実験値のクイのタワミ、曲げモーメント、せん断力の各分布形状は、良く一致していると思われる。このことから、福岡・谷口・山田の方法および中村・土屋の方法は、クサビグイの解析には、有効な方法であると考えられる。

2) ケース2

このケースは、図-1.7に示すように、剛性の異なる2本のクイを並列に設置した場合のクイの変形挙動を調べるための実験である。

図-1.10には、クイ頭変位量 Δy とすべり面においてクイに発生したせん断力 H との関係を示した。この図によれば、剛性の異なるクイに同一の地すべり変位量を与えた場合、クイ頭変位量がほぼ同じであってもすべり面においてクイに発生するせん断力は、剛性の大きいクイほど大きいことが分かる。

3) ケース3

このケースは、同一の土層内に複列にクイを設置した場合のクイの挙動を調べる実験である。

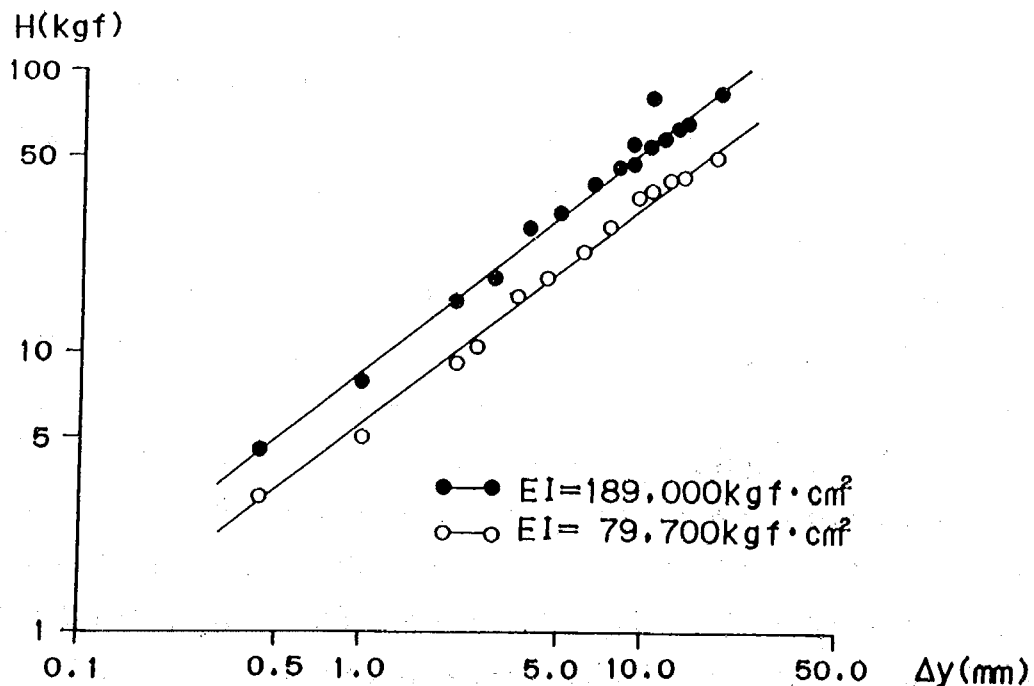


図-1.10 クイ頭変位量 Δy とすべり面においてクイに発生したせん断力との関係

	ケース 3		ケース 4	
模型断面				
模型クイ	$B = 50\text{mm}$ $t = 6.0\text{mm}$ $EI = 189,000\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$		$B = 50\text{mm}$ $t = 6.0\text{mm}$ $EI = 189,000\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$	
移動層	$E_{s1} = 23\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s1} = 30\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s1} = 17\text{kgf}/\text{cm}^2$	
不動層	$E_{s2} = 71\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s2} = 60\text{kgf}/\text{cm}^2$	$E_{s2} = 40\text{kgf}/\text{cm}^2$	

単位: cm

図-1.11 模型実験の条件

実験は、図-1.11に示すように3本のクイを複列に設置した場合と5本のクイを複列に設置した場合について行った。

図-1.12には、3本のクイを複列に設置した場合の、ヒズミの測定を行った模型グイ1、2のすべり面で発生したせん断力Hと油圧ジャッキによる載荷力Pとの関係を示した。この図から、1と2のクイは、ほぼ同じ変形挙動をしていることが分かる。また、図-1.13には、5本のクイを複列に設置した場合のものを示した。この場合も図-1.12と同じ結果となっている。

つぎに、群グイ効果について調べた結果を以下に示す。図-1.14において、クイ頭変位量 Δy が5mmの時の油圧ジャッキの載荷力Pは、各々約34kgf/cm²となっておりほぼ同じ値である。また、図-1.15には、ケース2の結果を示した。この実験は、単列にクイを設置したものである。この場合の油圧ジャッキの載荷力Pは、クイ頭変位量 Δy が5mmの時点で約24kgf/cm²である。油圧ジャッキの載荷力Pは、設置したクイの本数により増減する。しかし、クイを複列に設置した3本と5本で差がなく、単列で2本設置した場合とで差があるということは、クイを複列と単列に設置したことによる群グイ効果の差が現れたと考えられる。つまり、5mmのクイ頭変位量を与えるのに、複列の場合は約34kgf/cm²必要であるのに対して、単列の場合は約24kgf/cm²で済むということであり、複列の方が約10kgf/cm²大きい荷重の負担能力を増したことになる。したがって、地すべりに対するクイの抑止力は、複列の方が単列より大きいと思われる。

この他クイを複列に設置した3本と5本の場合では、地すべりに対する抑止力が図-1.13および図-1.14に示すような差が出ている。すなわち、3本の場合は載荷力Pが約34kgf/cm²でクイのせん断力Hが急に大きくなり、載荷力Pに耐えられない状態になっているのに対して、5本の場合は載荷力Pが約40kgf/cm²まで達している。これは、当然のことであるがクイの本数が増えることにより、クイ1本当たりの負担荷重が減少することを示していると思われる。

4) ケース4

このケースは、地すべり地内にクイを単列で2段に設置した場合のクイ挙動を調べる実験である。クイは、図-1.11に示すように4本のクイを2本づつ2段に設置し、クイのヒズミは、模型グイ1と2で測定を行った。

図-1.16には、ケース3と同様にヒズミの測定を行った模型グイ1と2のすべり面でのせん断力Hおよびクイ頭変位量 Δy と、油圧ジャッキによる載荷力Pとの関係を示した。載荷力Pに対して、模型グイ1と2の挙動が異なり、載荷地点に近い模型グイ1の方が模型グイ2よりクイ頭変位量およびすべり面でのせん断力Hが大きくなっている。これは、模型グイ1と2の設置位置で移動層の変位が、載荷地点から遠くなるに従いすべり面の抵抗面積の増加と模型グイ1の抑止効果とで小さくなるために異なることによる。このことは、地すべり現地に置き換えて考えれば以下のような問題点となる。すなわち、地すべり推力の発生源の下方に2段に同種のクイを設置した場合、斜面上段のクイの変形量およびすべり面でのせん断力は、下段のそれより大きくなり、2段のクイは同時に同じ抑止効果を発揮できないことになる。極端な場合は、まず上段のクイに集中的に地すべり推力が加わり破壊し、ついで下段のクイに地すべり推力が加わり結果的に2段

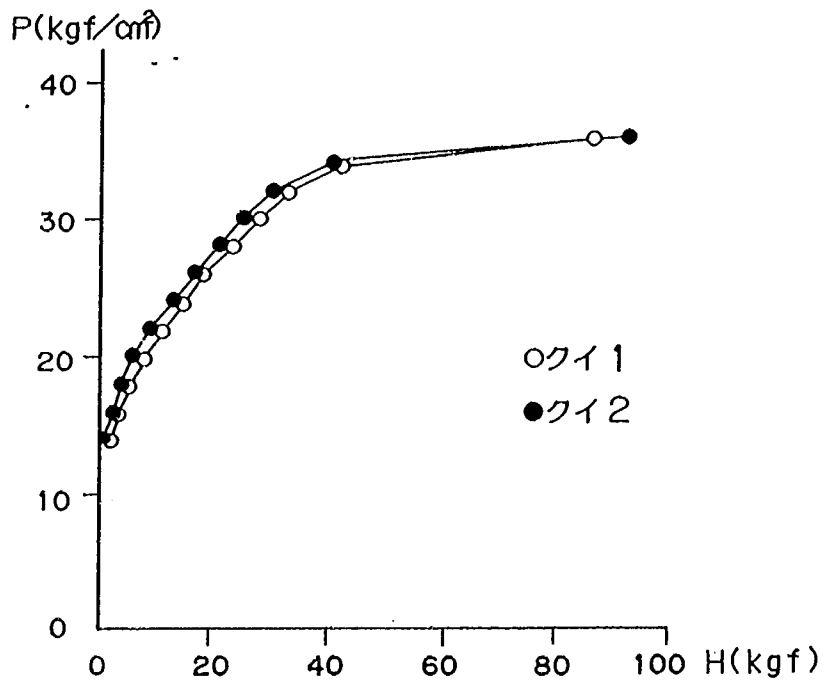


図-1.12 すべり面に発生したせん断力 H と載荷力 P の関係

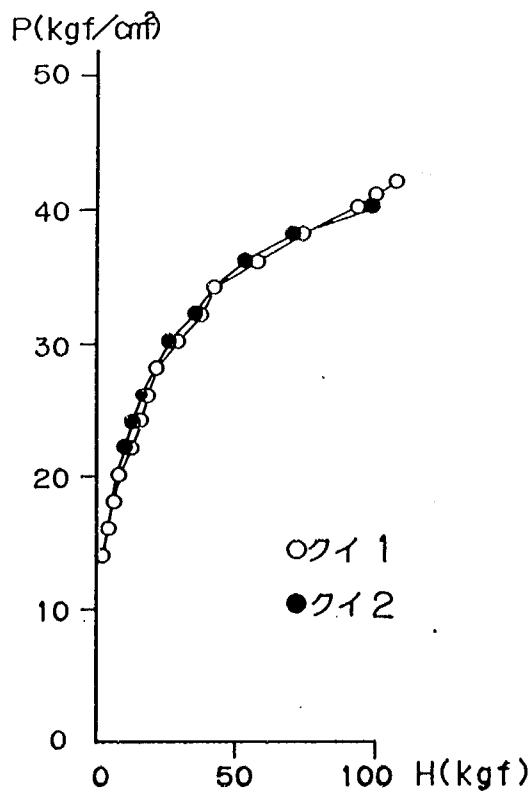


図-1.13 すべり面に発生したせん断力 H と載荷力 P の関係

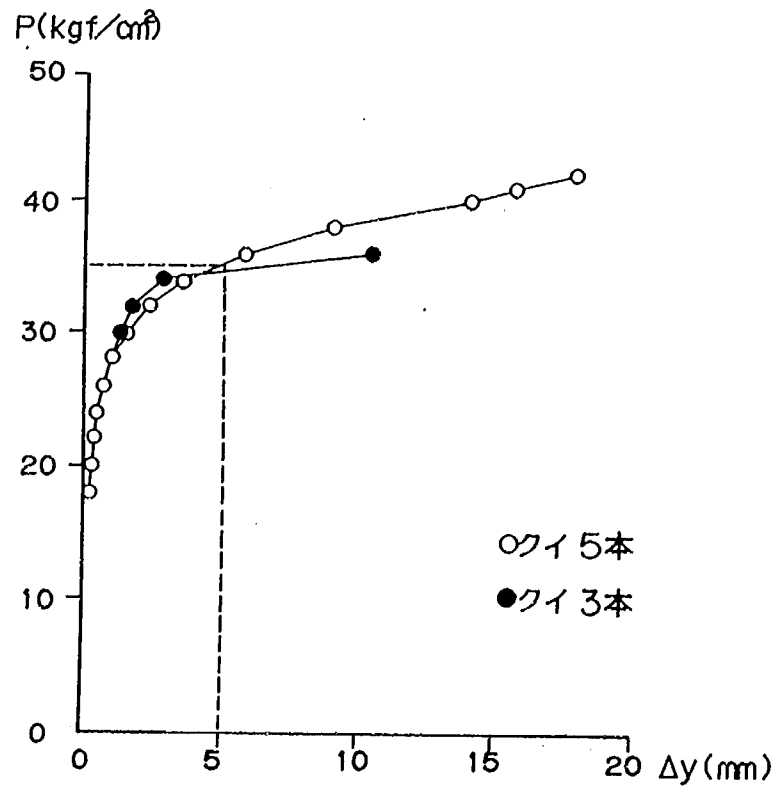


図-1.14 クイ頭変位量 Δy と載荷力 P

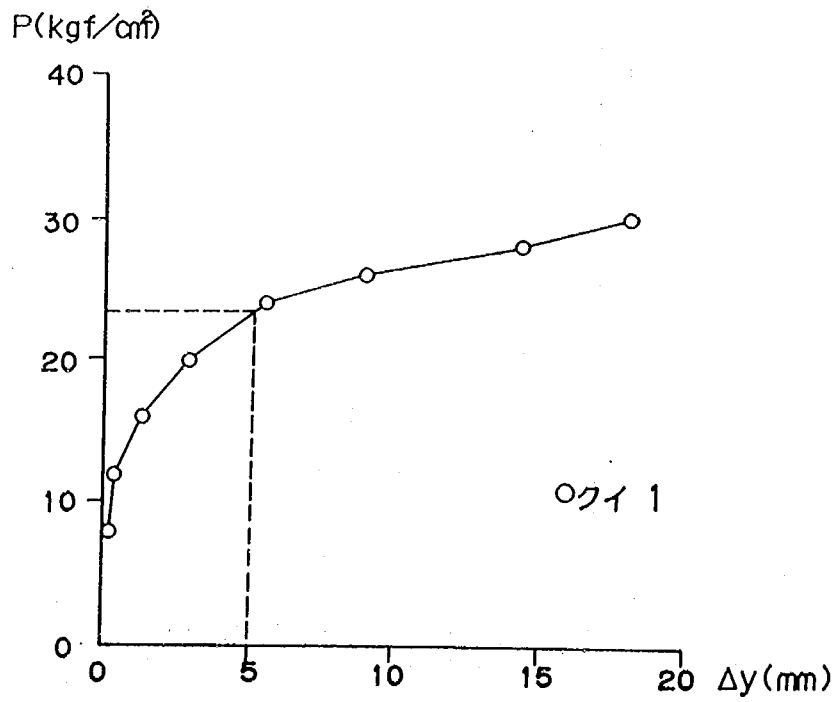


図-1.15 クイ頭変位量 Δy と載荷力 P

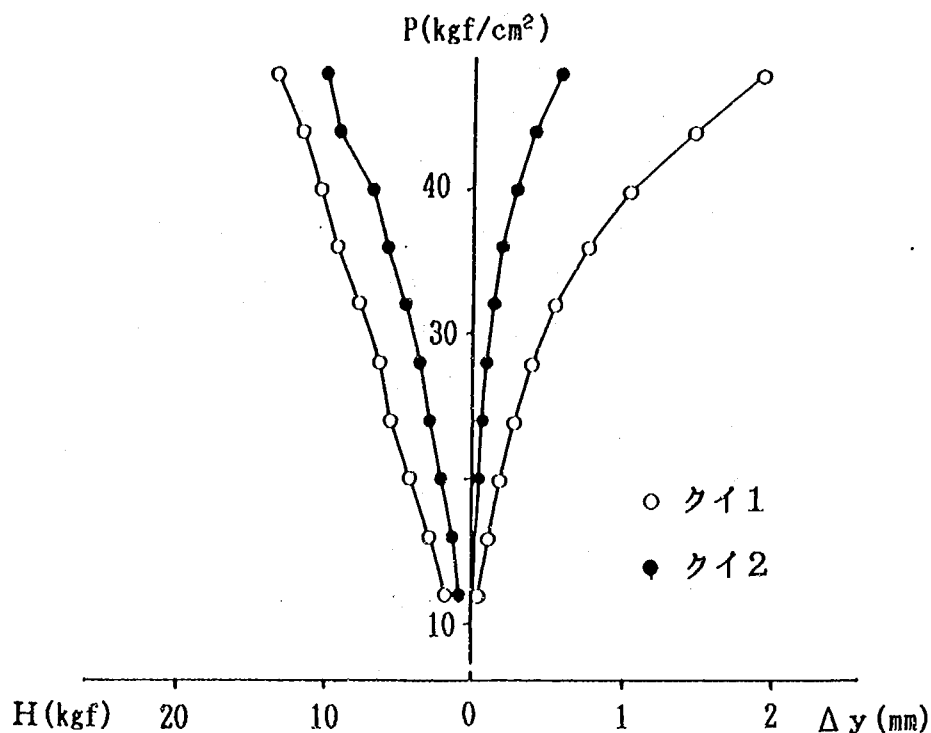


図-1.16 せん断力H、クイ頭変位量 Δy と載荷力Pの関係

ともクイが破壊することも考えられる。したがって、地すべり地において地すべり推力発生源の下方にクイを多段に設置する場合、設置位置に移動差がないときは均等に抑止力を配分して良いと考えられるが、移動量に差があるときは、移動量に比例した抑止力の配分をする等の工夫をする必要があると考えられる。

1.6.4 結論

室内実験の結論を以下に示す。

- 1) クイのタワミは、すべり面付近でのみ現れている。これは、ちょうど移動層と不動層の各層にクイを挿入し、各層のすべり面上で地すべり移動方向とその反対方向に、水平力を作用させた時の状況と同じと考えられる。
- 2) 曲げモーメントは、すべり面の上下で発生するが、地盤変形係数の大きい地盤（一般にすべり面下部の不動層）で最大値を示す。
- 3) せん断力は、すべり面で最大値を示す。
- 4) すべり面におけるクイのタワミとクイに発生するせん断力の関係は、線形ではなく非線形であった。これは、地盤が弾性体ではないことによると思われる。
- 5) 実験結果とChangの式を基本とした福岡・谷口・山田と中村・土屋の方法での理論解析との対比では、両者に若干の差がみられた。しかし、計算値と実験値のクイのタワミ、曲げモーメント、せん断力の各分布形状は、良く一致していると思われる。したがって、福岡・谷口・山田の方法および中村・土屋の方法は、クサビグイの解析には、有効な解析方法であると考

えられる。

- 6) 剛性の異なるクイに同一の地すべり変位量を与えた場合、クイ頭変位量がほぼ同じであってもすべり面においてクイに発生するせん断力は、剛性の大きいクイほど大きい。
- 7) 地すべりに対するクイの抑止力は、同じ本数のクイであっても、くいを複列（千鳥）に設置した方が単列に設置したものより大きい。
- 8) 地すべり地内にクイを単列で2段に設置した場合を想定した実験では、載荷地点に近い模型グイの方がクイ頭変位量およびすべり面でのせん断力が大きくなった。これは、模型グイの設置位置で移動量の差があったためである。このことを、地すべり現地に置き換えると、地すべり推力の発生源の下方に2段に同種のクイを設置した場合、斜面上段のクイの変形量およびすべり面でのせん断力は、下段のそれより大きくなり、2段のクイは同時に同じ抑止効果を発揮できないことになる。したがって、地すべり地において地すべり推力発生源の下方にクイを多段に設置する場合、設置位置に移動差がないときは均等に抑止力を配分して良いが、移動量に差があるときは、移動量に比例した抑止力の配分をする等の工夫が必要と考えられる。

2. 地すべり地におけるクイの挙動調査試験¹⁸⁾

2.1 調査目的

現地試験では、室内実験により得られた成果を確認することと、クイが施工されたことによる地すべり斜面の挙動を調査することを目的としている。

2.2 寸分道地すべりの概要

寸分道地すべりは、新潟県新井市を流れる一級水系関川の流域に位置している。この地域の地質は、新第三紀および第四紀に形成された表-2.1に示す層序の地層から成る。寸分道地すべりには、新第三紀の椎谷層が分布している。椎谷層は、一般に泥岩と砂岩の規則的な互層から成るとされているが、本地すべり地付近では、暗灰色の泥岩が優勢であり、わずかに砂岩の薄層が挟在している。また、この地域の地質構造は、図-2.1に示すように褶曲構造により特徴付けられている。すなわち、背斜軸がN-S方向に延び、背斜軸の東翼部では地層が東に傾斜を示し、西から東へ下位の寺泊層から上位の魚沼層群までが、帯状に順次分布している。

本地すべり地は、地質構造に対して走向すべりまたは受け盤すべりの形態を成している。クイの現地試験を実施した地すべりブロックは、図-2.2に示す寸分道川の左岸側に散在する地すべりブロック群の1つである。これらのブロック群は、南西から東北方向斜面上、勾配約20度の起伏に富む地すべり地形を形成しており、かなり古くから緩慢な移動を繰り返してきたものと思われる。クイの現地試験を実施した地すべりブロックの大きさは、すべり方向で延長約170m、幅約70mであり、左右境界部は沢状の地形となっている。渡の地すべり分類⁶⁾によれば、崩積土～粘質土地すべりに属するものと考えられる。近年の地すべり活動は、昭和51、53、56、58年の長雨時と融雪期にみられた。地すべりブロックは、移動により更に細分化され、互いに活動を誘発するよう

表-2.1 地質層序

地質時代		地層名	柱状図	岩質
第四紀		沖積層 崩積土層		粘土・砂・礫
		魚沼層群		砂岩・泥岩・礫岩
第三紀	鮮新世	灰爪層		砂岩・泥岩互層
		西山層		シルト質泥岩 砂岩挟在
	中新世	椎谷層		凝灰質砂岩 泥岩互層
		寺泊層		黒色泥岩 白色凝灰岩挟在

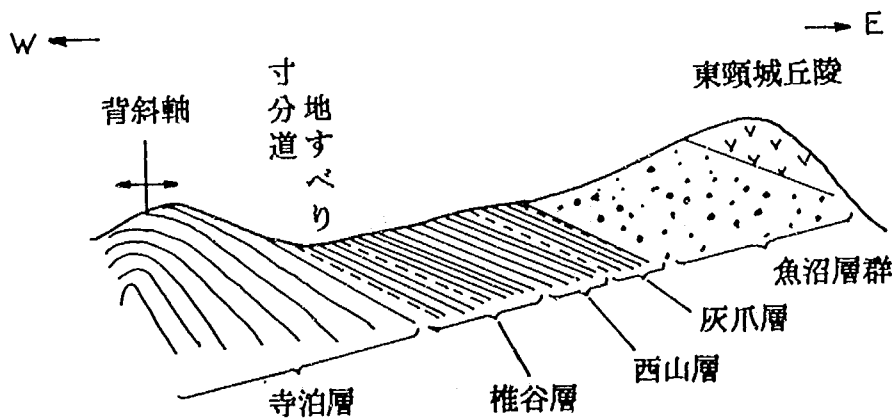


図-2.1 地質構造

な形態を呈している。

2.3 クイ工の概要

クイは、地すべり抑止のために新潟県により昭和54年8月～11月および昭和55年9月～12月に施工された。

昭和54年に施工されたクイは、図-2.3および図-2.4に示すように地すべりブロックを横断して単列に2m間隔で47本施工された。クイの構造は、二重管構造であり、外側のクイ径は318.5mm、厚さ10.3mmである。また、内側のクイは外径267.4mm、厚さ9.3mmであり、二重管内にはH型鋼(150×150.7mm)が挿入されており複合グイとなっている。クイと建込みボーリングとの間

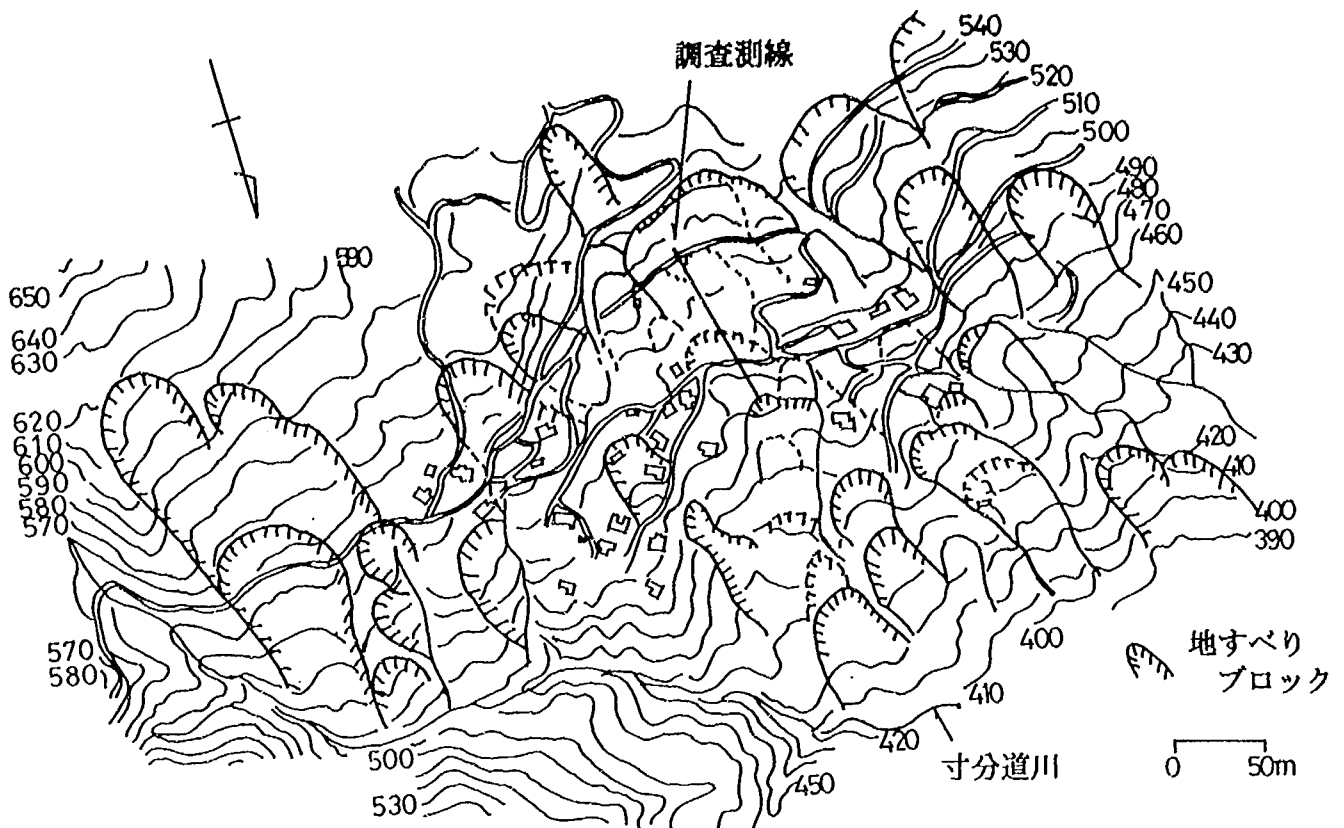


図-2.2 地すべりの分布

詰は、砂を充填している。なお、この作業は、工事の都合でクイの施工時期が遅れたことから融雪後に実施された。図-2.4に示したすべり面の位置は、クイの建込み時にボーリング掘削による地盤の硬軟の境界から推定したものである。

昭和55年に施工されたクイは、図-2.3に示す位置に施工された。鋼管グイは、外径318.5mm、厚さ10.3mmのものを単管で2.6mの千鳥（すなわち1.3mのクイ間隔）で36本が、図-2.5に示されるように施工された。なお、クイとボーリング孔の間詰は、モルタルでグラウトされた。

2.4 調査方法

2.4.1 クイのヒズミ測定

クイのタワミ、曲げモーメント、せん断力を測定するために、クイのヒズミを測定した。

試験グイは、昭和54年に施工されたクイの中から図-2.4に示した横断面で5本（No.23,28,34,37）を、また、昭和55年施工のクイの中では、図-2.5に示すように千鳥で配列された山側の列より6本（No.17,19,21,23,25,27）を各々選定した。試験グイのヒズミ測定は、昭和55年に施工されたもので示すと、図-2.6のようにストレインゲージを50cm間隔に貼付し行った（昭和54年のものについては1m間隔）。なお、試験グイには、ストレインゲージの防湿とクイ挿入時の剝離防止のために保護被覆を行っている。

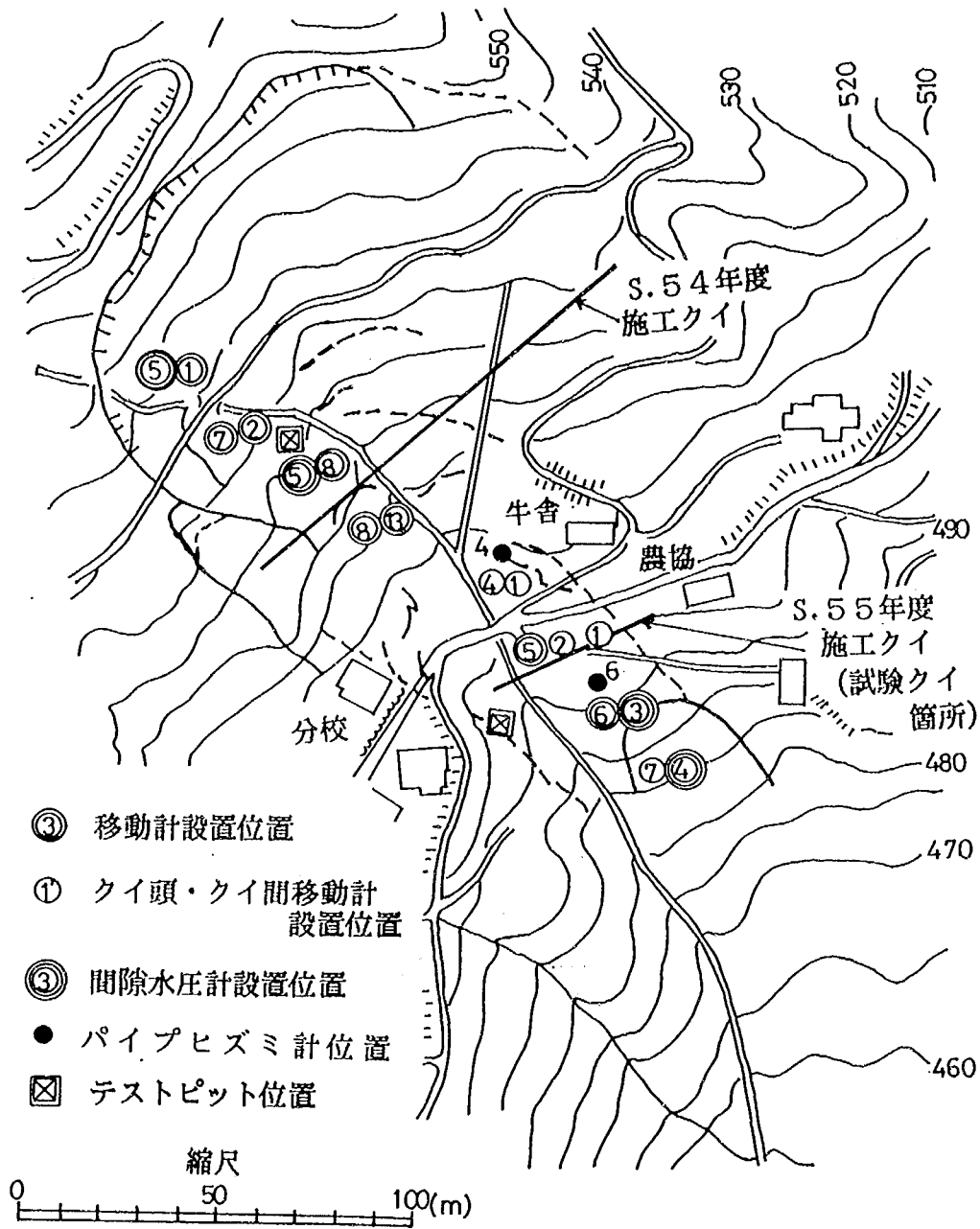


図-2.3 寸分道地すべり平面図

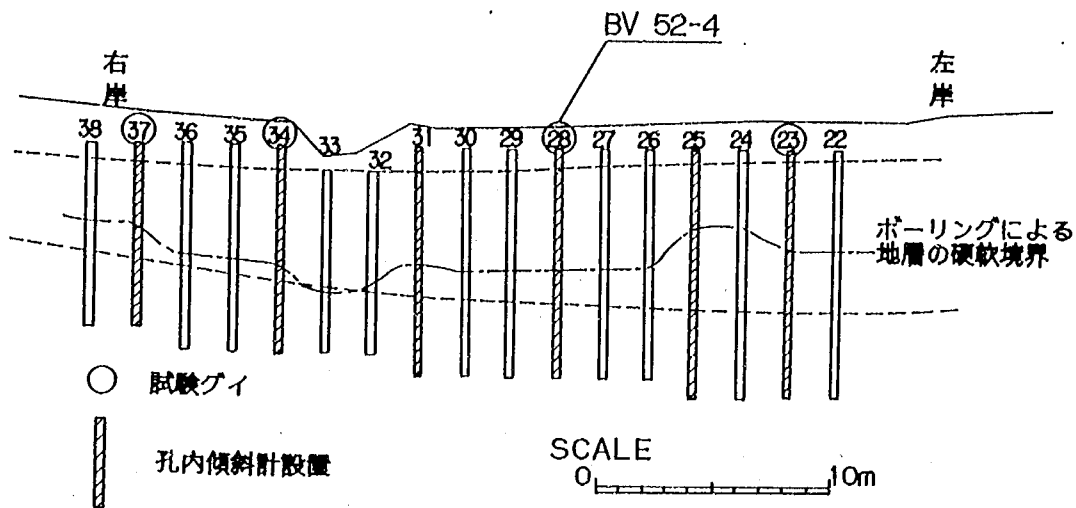


図-2.4 昭和54年クイ施工位置横断面図

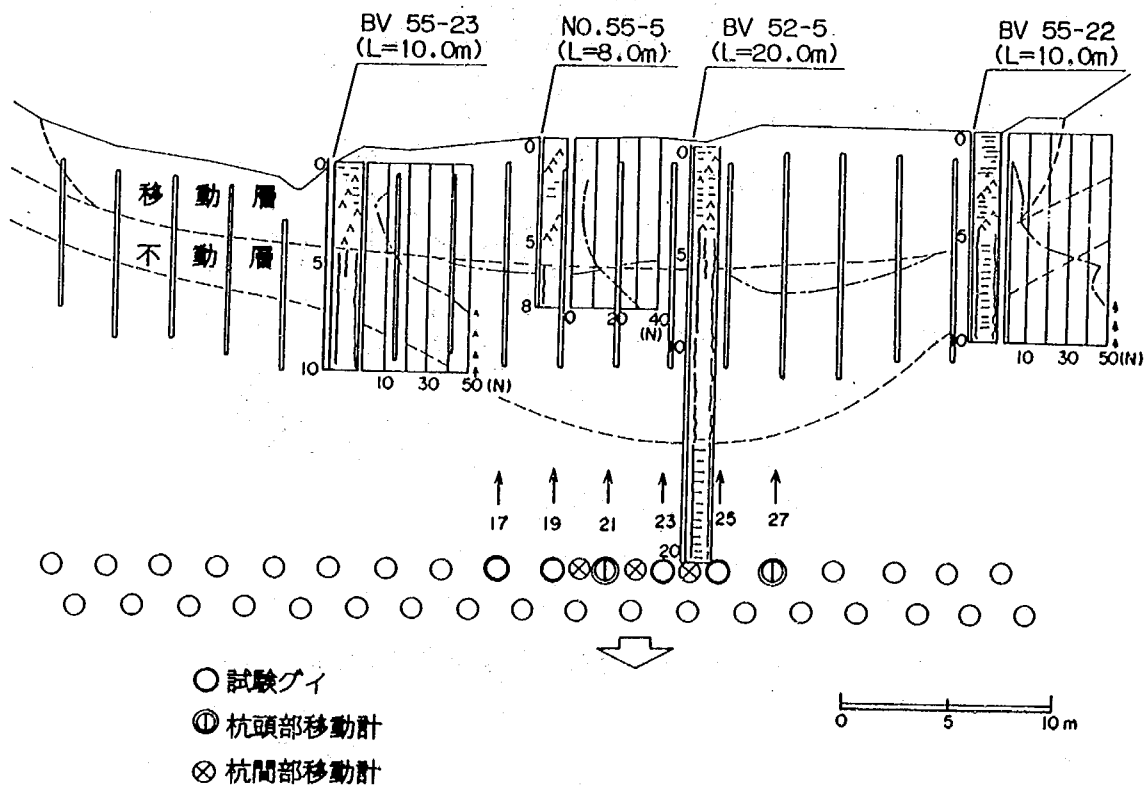


図-2.5 昭和55年クイ施工位置横断面図

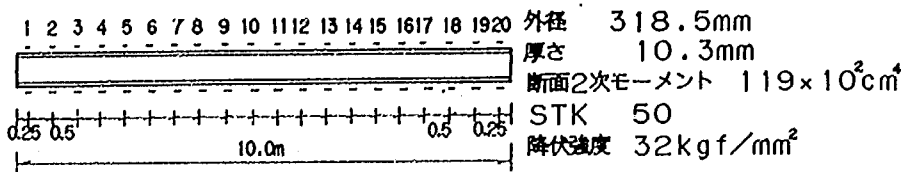


図-2.6 ヒズミゲージ貼付位置

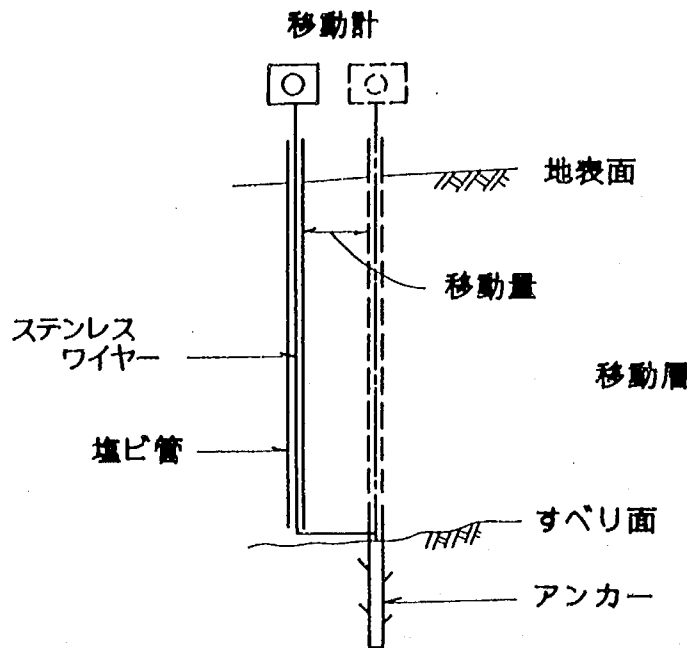


図-2.7 移動計設置方法

2.4.2 クイの傾斜の測定

ストレーンゲージによるクイのヒズミ測定は、防水等の問題があるため、長期にわたって行うことはむずかしい。また、クイがヒズミを受けずに傾斜した状態は測定できない。そこで、クイの変形および傾斜の測定は、孔内傾斜計により行うことにした。このため、クイ管内に孔内傾斜計のガイド管を挿入し、コンクリートを充填し設置した。

2.4.3 移動量および間隙水圧の測定

クイが施工された後の斜面の移動実態を測定するための調査としては、移動計を用いた。また、斜面の安定解析のためには、間隙水圧計を埋設した。

移動計、間隙水圧計は、図-2.3に示す位置に設置した。移動計の設置方法は、図-2.7に示すようにボーリングをすべり面以深まで行い、すべり面より下部の不動層にアンカーを設け、ステンレスワイヤーを地表まで立ち上げ移動計に取り付けるものである。間隙水圧計の設置方法は、図-2.8に示すようにすべり面の真上までボーリングを行い、間隙水圧計を挿入し砂で間詰

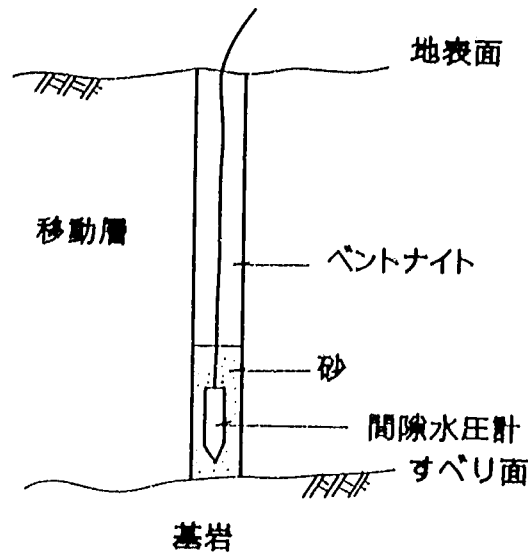


図-2.8 間隙水圧計埋設方法

めを行った後、ベントナイトで地表までシールを行うものものである。

2.4.4 地盤調査

試験グイ解析のための地盤変形係数を求めるためには、調査斜面において標準貫入試験を行いN値を求めた。また、地層状況の観察と土質試験のための不攪乱試料の採取には、テストピットを掘削した。試料採取は、所定の深度毎およびすべり面で採取し、一軸圧縮試験、含水比、単位体積重量、すべり面粘土のせん断試験の各試験を実施した。

2.4.5 すべり面および移動層の変形挙動調査

すべり面調査とクイの変形解析のための移動層の鉛直方向の挙動調査としては、図-2.3に示す位置にパイプヒズミ計を設置し行った。

2.5 調査結果

2.5.1 地盤調査結果

図-2.9には、図-2.3に示す位置において深度2m間隔で標準貫入試験を行いN値を求めた結果を示した。図中に示した斜面土塊の硬軟は、Terzaghi-Peckによって提案された表¹⁹⁾にしたがって、N値により分類したものである。鎖線より上は普通の硬さの土層であり、鎖線と一点鎖線の間は硬い土層である。また、一点鎖線より下は、非常に硬い土層である。なお、実線はすべり面を示す。この調査結果から、斜面の土層は、ほぼ二層に分けることができるものと考えられる。すなわち、すべり面と近接する一点鎖線を境界に、上部ではN値が20以下であり、下部はN値が50以上の土層である。N値の深度分布からは、すべり面上部の土層は、過去の地すべり活動による攪乱と風化により均一化したことがうかがえる。また、すべり面下部の土層では、深度の増加にともなってN値が除々に増加する傾向がみられる。

テストピットでの地盤の状況は、つぎの通りである。深度1.0mでは、赤褐色を呈した角礫混じり（泥岩片4cm程度のを多く含む）の粘性土であり、深度2.0~5.2m付近は全体に風化泥岩

表-2.2 土質試験結果

深 度 (m)	含水比 W(%)	湿潤密度 γ_t (t/m ³)	一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	圧縮強度 ピーク値ヒズミ ϵ (%)	変形係数 E_s (kgf/cm ²)
1.0	25.37	1.997	0.624	5.83	19.98
2.0	18.27	2.192	6.570	0.94	964.00
3.0	17.19	2.168	15.980	1.25	1630.20
3.5	16.60	2.180	10.280	2.44	448.40
4.0	16.54	2.186	24.600	1.79	1584.60
4.5	17.31	2.171	10.700	1.48	1021.90
5.2 すべり面粘土	45.95				
5.5	17.04	2.171	8.040	1.14	1092.50
6.0	17.49	2.183	9.780	1.42	1165.20

となっている。すべり面は、含水比が一番高く45.95%である。また、すべり面下部の基岩では17%台である。すべり面での含水比が一番高いのは、他の深度での試料には岩片が混入するのに対して、すべり面ではすべり面粘土に岩片が混入しないことが理由の1つと考えられる。

2) 単位体積重量

単位体積重量の分布は、赤褐色の深度1.0mで $\gamma_t = 1.99 \text{ t/m}^3$ となっているが、他の深度では $\gamma_t = 2.1 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ である。

3) 一軸圧縮強度

一軸圧縮強度の分布は、1.0mの粘性土で $q_u = 0.6 \text{ kgf/cm}^2$ 、2.0mの強風化泥岩層で $q_u = 6.5 \text{ kgf/cm}^2$ 、3.0~4.5m間では平均 $q_u = 15.4 \text{ kgf/cm}^2$ となっている。特に4.0mでは、 $q_u = 24.6 \text{ kgf/cm}^2$ と一番大きくなっている。すべり面下部では、深度5.5mで $q_u = 8.04 \text{ kgf/cm}^2$ 、深度6.0mで $q_u = 9.78 \text{ kgf/cm}^2$ の値となり、すべり面上部より小さな値となっている。

4) 変形係数

変形係数は、 $\epsilon \sim q_u$ 関係の直線部の勾配を採用することにした。その理由は、一軸圧縮試験における深度1.0mの粘性土を除いた他の深度のもので $q_{u \max}$ 時の ϵ が、2.0%付近であり、脆性破壊状態を示すためである。変形係数の分布は、すべり面上部の風化泥岩層で $E = 1,100 \text{ kgf/cm}^2$ 、すべり面下部の泥岩層で $E = 1,100 \text{ kgf/cm}^2$ と差がないように思われる。

5) すべり面粘土のせん断強さ

せん断試験は、すべり面を狭んだ不攪乱試料を成形し、繰り返し一面せん断試験機を用いて実施した。供試体の寸法は、直径6cm、厚さ2cmである。試験条件は圧密排水とし、せん断速度は 0.01 mm/min であり、せん断変位は正逆5mmを繰り返し与えることにより20cm以上を与えた。なお、試料を試験機にセットする際は、すべり面位置が試験機のせん断面に一致するように注意して行った。図-2.10には、せん断試験の結果を示した。せん断強さは、残留強さを用いている。図から残留強さ $\phi'_r = 18^\circ$ 、 $C'_r = 0 \text{ tf/m}^2$ が得られた。

2.5.3 すべり面および移動層の変形挙動

図-2.11および図-2.12には、パイプヒズミ計の観測結果を示した。No.4は、昭和55年に施工されたクイの上部に位置し、No.6は下部に位置する。図-2.11のNo.4（ヒズミ測定間隔1.0m）

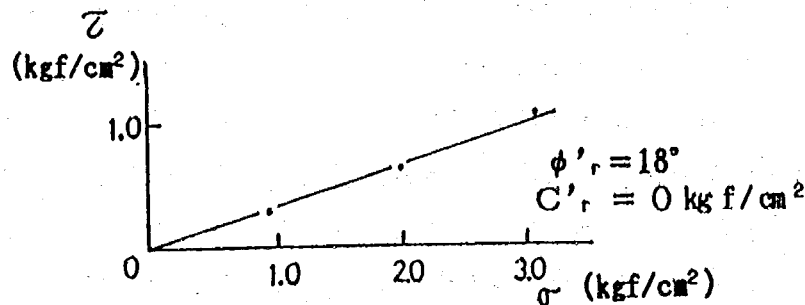


図-2.10 繰り返し一面せん断試験の結果

No. 4

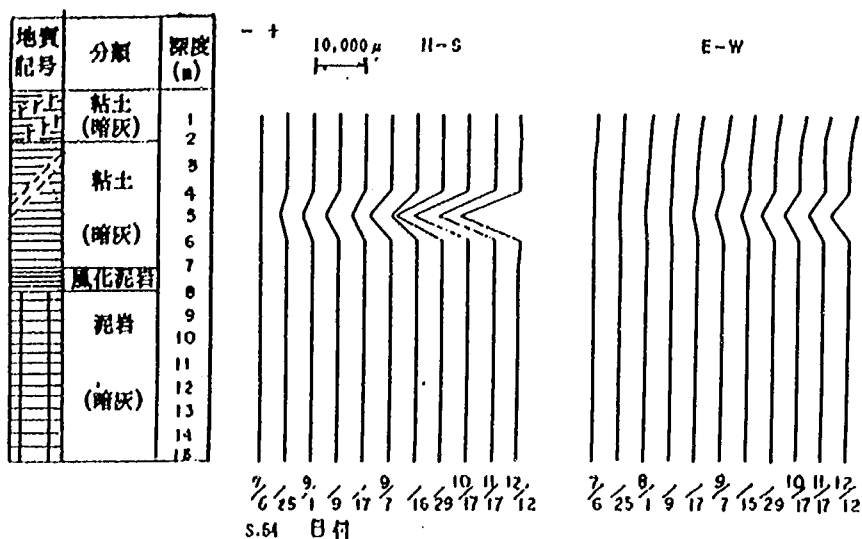


図-3.11 No.4パイプヒズミ計観測結果

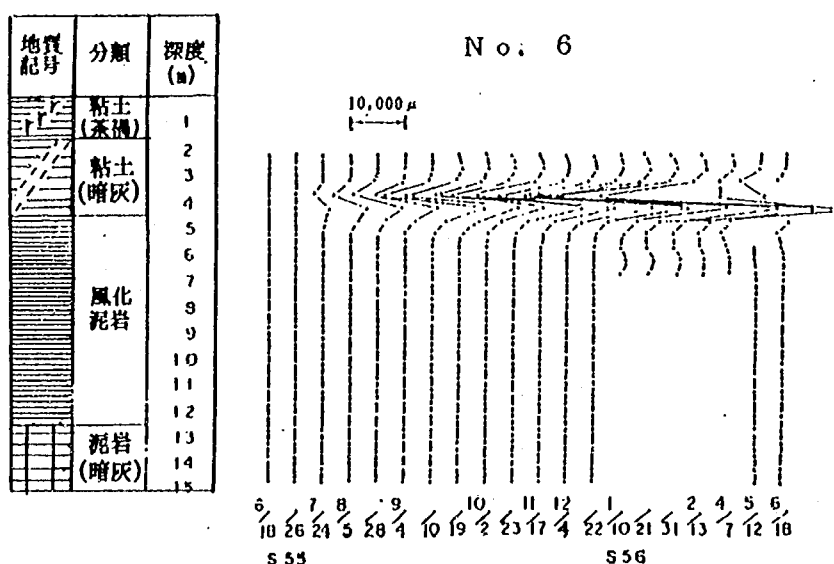


図-3.12 No.6パイプヒズミ計観測結果

では、深度5.0m付近でヒズミの増加が著しくなっており、すべり面深度は5.0m前後と推定される。また、図-2.12のNo.6（ヒズミ測定間隔0.5m）では、深度3.75m（+方向）と4.25m（-方向）でのヒズミの増加が著しくなっており、すべり面深度は4.0m前後と推定される。

ヒズミの分布から移動層の変形挙動を検討した結果では、ひずみの累計が著しい深度より上部でひずみの累積傾向がみられないことから、移動層は鉛直方向で一体となる変位をしていると推定される。なお、No.4とNo.6のヒズミの分布の違いは、ストレインゲージ間隔に起因するものと考えられる。すなわち、ストレインゲージの間隔が広い場合は、パイプにヒズミが生じている箇所にストレインゲージが無いことがあり、ヒズミが測定できないためである。この場合では、No.6の4.25mのストレインゲージのヒズミを無視すると、No.4とヒズミの分布が同じになる。

2.5.4 クイ施工に伴う地すべり斜面の移動

図-2.9には、地すべり斜面の縦断的な移動量の分布を示した。移動量は、クイの位置に近づくとつれて減少し、クイの位置では一番少なくなっている。したがって、クイが地すべりに対して十分に抑止機能を果していることが分かる。しかし、昭和54年に施工されたクイを狭んで位置する移動計No.8とNo.3では、No.3の方で移動量が大きくなっており、この間では、移動層に引張力が生じ斜面が分離されるという好ましくない現象が出ている。分離された位置は、現場のクラックの状況からクイの施工位置であることが分かった。この結果、クイ背面の地盤反力が期待できない状態となり、クイの破壊が憂慮された。そのため、後に排水壁工で補強された。また、昭和55年に施工されたクイの下方に位置する移動計No.6とNo.7でも下方のNo.7の移動量が大きくなっており、結果的にNo.6の下部斜面で地すべりが発生し滑落崖が形成された。しかし、昭和55年に施工されたクイ位置から土塊が切り離されることはなく、クイ背面の地盤反力が期待できない状態とはならなかった。ここで、地すべり発生によりクイ背面の地盤反力が期待できなくなったか否かは、図-2.9のN値の分布とすべり面形状から判断すると、昭和55年に施工されたクイ位置では、非常に硬い層の張り出しがみられ圧縮領域となっているのに対し、昭和54年に施工されたクイの位置では、非常に硬い層がだんだん深くなる状態となっており、引張領域になりやすい状態であることの差と思われる。したがって、クイの施工位置は、すべり面形状を十分に調査し、クイ背面の地盤反力が期待できる場所を選ぶことが重要と考えられる。

この他、クイ施工後も斜面に移動がみられる。これは、クイ工が地すべり発生誘因を取り除く工法ではないためである。クイ工は待ち受け型の工法であり、抑止力は地すべり力と作用反作用の関係で、クイがたわむことにより発揮される。このため、地すべり発生条件が整えば、たとえ計画安全率が1.0以上であっても、地すべりの滑動力とクイの抑止力が釣り合うまで移動はみられるのである。

2.5.5 クイ周辺の土塊の挙動

クイ周辺の土塊の挙動は、昭和55年に施工されたクイについて図-2.5に示す位置に移動計を配置し調査を行った。図-2.13には、クイ間移動量（クイNo.19-21, No.21-23, No.23-25）、クイ頭移動量（クイNo.21, No.27）、斜面移動量（移動計No.3~6）を示した。この期間の斜面の移動量は、斜面の上部よりNo.3（16mm）、No.4（3mm）、No.5（1mm）、No.6（1mm）とクイ施工位置に向かってしだいに減少している。クイの位置では、No.5によれば1mmの移動があり、クイ間移動量も同じく3基の移動計とも約1mmの移動を記録している。したがって、このことからクイの間を土塊が抜け出していないことが分かる。また、斜面の移動が停止した後は、クイ間部のクイNo.19-21とクイNo.21-23の移動計に、クイの弾性による変形回復と思われる移動量のもどりがみられる。このような移動は、No.4~6の移動計にも若干みられ、斜面上部については約30mにわたっている。なお、このような移動は他の期間でも認められた。この他、クイ頭移動については、移動計に移動が記録されていない。したがって、土塊がクイを乗り越えようとする挙動をしていないことが分かる。以上のクイ周辺土塊の挙動は、クイと土塊が一体となって移動していることを示

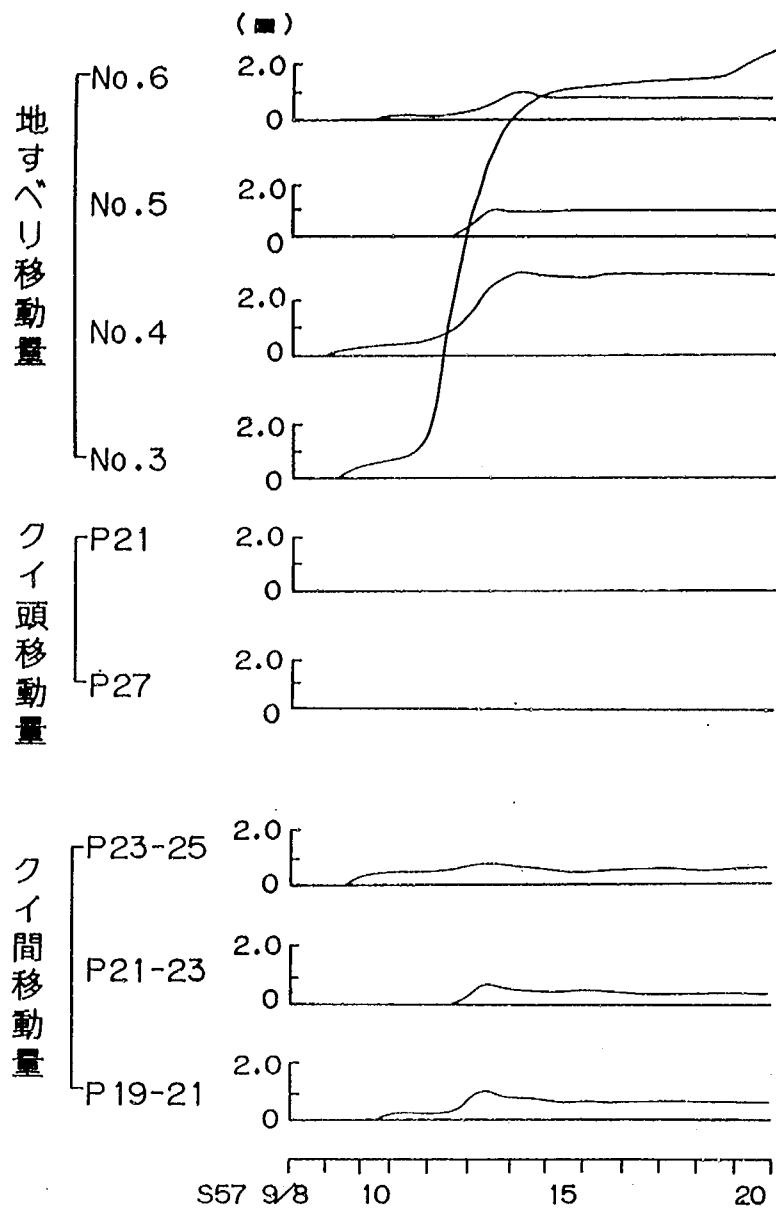


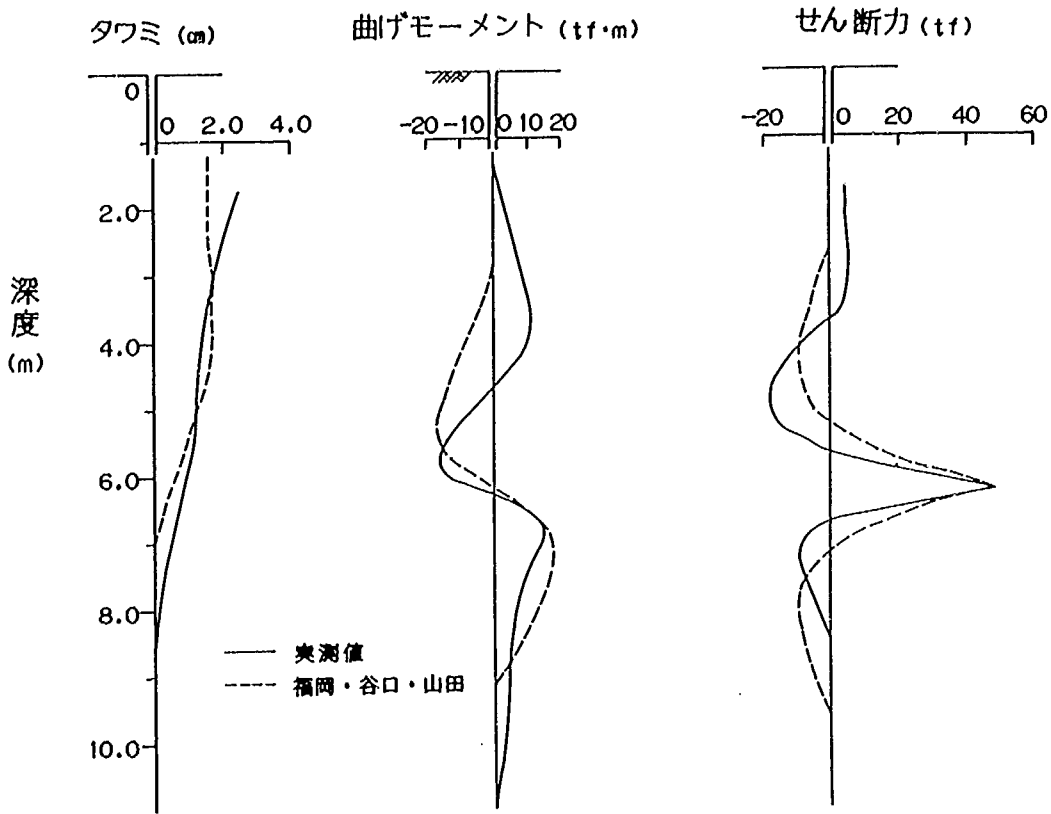
図-2.13 移動計観測結果

すものである。

2.5.6 クイヒズミの解析

図-2.14には、昭和54年に施工されたクイの中の試験グイNo.28とNo.34のヒズミの解析結果とC hangの式を基本とした理論解析とを対比させて示した。なお、ヒズミの解析方法は、室内実験の項で述べたものと同じく、曲げモーメント分布図から図上で微分および積分を行い、せん断力とタワミ量の分布を求めるものである。クイ頭変位は、No.28で2.5cm、No.34で1.0cmを示している。タワミの形状は、No.28およびNo.34とも変位量がクイ頭部で一番大きく深くなるにつれだんだん小さくなるものである。このようなタワミ形状は、図-2.15で示したCの位置に設置されたクイに相当する。このCの位置は、地すべりのテンションゾーンであり、クイは地すべり移動層の移動

No.28



No.34

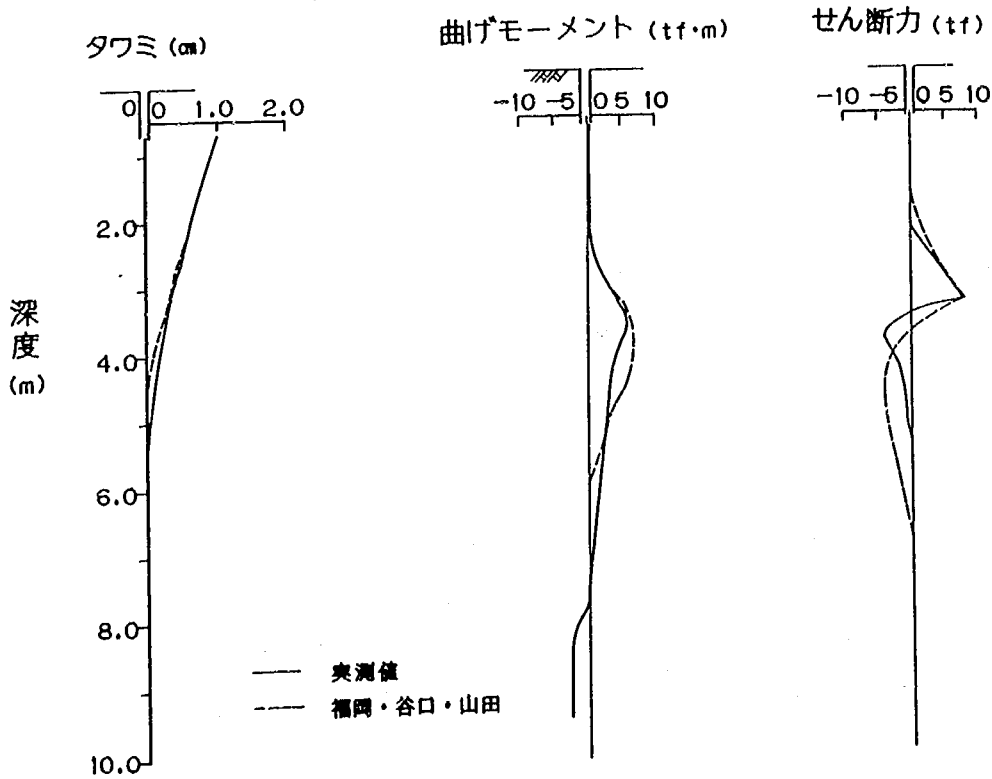


図-2.14 試験ゲイNo.28、34のクイヒズミの解析結果

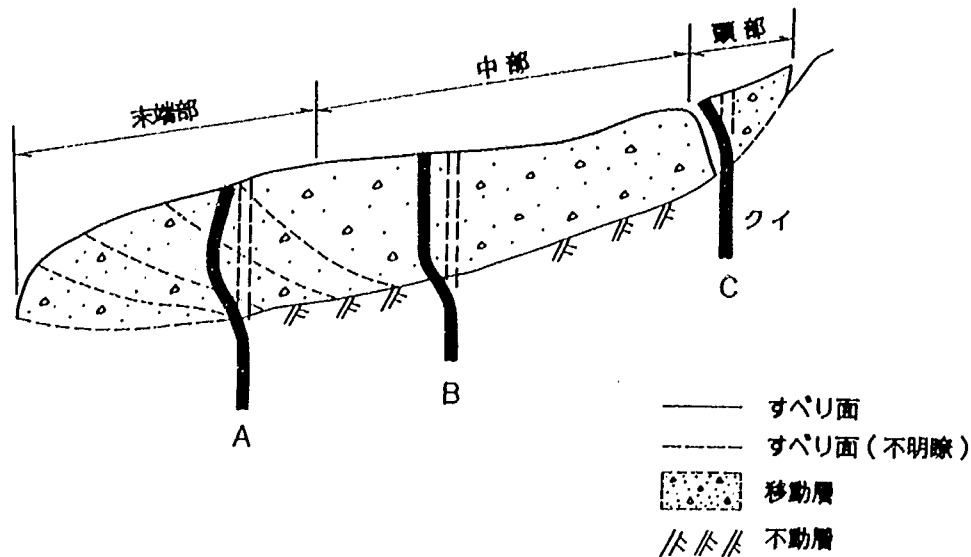


図-2.15 クイ施工位置

を直接抑えようとする機能を示す。この地すべりブロックでは、2.5.3で述べたように、クイが施工された位置の下部が分離されると言う状況が生じている。したがって、No.28およびNo.34のタワミ形状は、クイ背面の地盤反力が期待できなくなったことによるものと考えられ、抑えグイとして機能しているものと思われる。曲げモーメントの分布は、No.28については、S字型の分布形状を示し、最大値はすべり面下に位置している。また、No.34については、くの字型となっている。せん断力については、クサビグイの室内実験でみられたものと似た分布を示し、鋭くとがった部分がみられる。室内実験では、この位置はすべり面に相当していた。したがって、鋭くとがった部分はすべり面であり、せん断力は、すべり面で最大値を示している。せん断力の値は、No.28で約50tf、No.34で10tf弱であり、残りの試験グイについても約10tfの値を示していた。このように、せん断力の最大値は、クイ位置が近接しているにもかかわらず、約40tfもの差が出ている。このことは、クイ位置付近の地形状況および地盤状況の違いによるものと思われる。

理論解析は、福岡・谷口・山田の方法である。No.28のクイヒズミの解析結果との対比では、すべり面に作用する荷重を $H=50\text{tf}$ 、移動層の横方向地盤弾性係数 $E_{s1}=11,000\text{tf/m}^2$ とし、すべり面より上のクイの長さは、せん断力の最大値の発生位置から5.0m、すべり面下のクイの長さは5.0m、他のデータはNo.34と同じ値を用いて50cm間隔で計算を行った。なお、 E_{s1} を $11,000\text{tf/m}^2$ としたのは、No.28のクイのクイ頭変位置から決めた値であり、No.34と同じ値を用いた場合は、2倍以上のタワミとなった。対比の結果は、現場がクイ背面の地盤反力が期待できない状況にあるのに対して、計算では土質試験から求められた E_{s1} をそのまま用いているため、当然のことながら異なったものとなっている。ただし、クイ頭変位置、曲げモーメントの最大値および発生位置、せん断力の分布形状は、ほぼ近いものとなっている。これは、移動層の変位速度が、計算ではすべり面より上は一定であるとしているのに対して、実際は複雑な分布を示したためであると推定

される。

一方、No.34のヒズミの解析結果との対比では、すべり面に作用する荷重を $H=8\text{tf}$ 、クイのヤング係数を $E=2.1\times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、クイの断面2次モーメントを $I=21,070\text{cm}^4$ とし、地盤変形係数は、テストピットで採取した不攪乱試料の一軸圧縮試験結果から求めた変形係数を用いることにした。試験結果では、変形係数は移動層および不動層とも $E_{s2}=11,000\text{tf/m}^2$ であったが、解析に用いた値は、不動層についてはそのままの値を用い $E_{s2}=11,000\text{tf/m}^2$ とし、移動層については、クイ背面の地盤反力が期待できない状況にあることから $1/10$ の $E_{s2}=1,100\text{tf/m}^2$ とした。また、すべり面より上のクイの長さは、せん断力の最大値の発生位置から 2.8m とし、すべり面下のクイの長さは 7.2m とした。なお、計算は 40cm 間隔で実施している。タワミについては、すべり面で計算値の方が小さくなっているが、全体的には分布形状および値が良く一致していると思われる。曲げモーメントについては、すべり面下で計算値の方が大きくなっているが、全体的には曲げモーメントの発生位置および値とも良く一致していると考えられる。せん断力については、すべり面下で異なっているが全体的には良く一致していると思われる。クイヒズミの解析結果は、クイのヒズミ測定が 1m 間隔で行われているため、実際の分布形状をそのまま表したものではない。その上、クイヒズミの解析方法が、図上で微分および積分することから必ずしも精度は良いと言えない。このような点を考慮すると、No.34のクイの変形は、福岡・谷口・山田の方法による理論解析に近い状況で生じているものとする。

図-2.16には、クイ背面の地盤反力が期待できなくなった場合のクイの挙動を、移動層の地盤変形係数 E_{s1} を変化させた計算値により示した。タワミは、 $E_{s1}=11,000, 4,400, 1,100\text{tf/m}^2$ と小さくなるにつれ、クサビグイから抑えグイの形状となっている。曲げモーメントについては、S字型からくの字型の分布形状に変化している。せん断力については、全体の分布形状は同じである。このことから、クイは、クイ背面の地盤反力が期待できなくなるにつれて、クサビグイから抑えグイの挙動を示すようになり、曲げモーメントの分布がS字型からくの字型に変わって行くことが分かる。

図-2.17には、昭和55年に施工されたクイの中の試験グイNo.19のヒズミの解析結果とChangの式を基本とした理論解析（福岡・谷口・山田）とを対比させて示した。クイ頭変位量は、約 2.5cm である。タワミの形状は、室内実験でみられたクサビグイのものとは、異なっており、このようなタワミ形状は、図-2.15で示したAの位置に設置されたクイに相当する。曲げモーメントの分布については、S字型となっており最大値はすべり面下に位置している。せん断力は、室内実験でみられたものと似た分布を示し、鋭くとがった部分がみられる。この位置は、室内実験ではすべり面に相当する。したがって、せん断力はすべり面で最大値を示している。

このクイについても、クイヒズミの解析結果とChangの式を基本とした理論解析（福岡・谷口・山田の方法）との対比を行った。計算条件は、クイのヤング係数を $E=2.1\times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、クイの断面2次モーメントを $I=11,900\text{cm}^4$ 、横方向地盤弾性係数は $E_{s1}=2,200\text{tf/m}^2$ 、 $E_{s2}=11,100\text{tf/m}^2$ （N値をもとにTerzaghiの図から水平地盤反力係数を求めて算出）である。また、クイの長

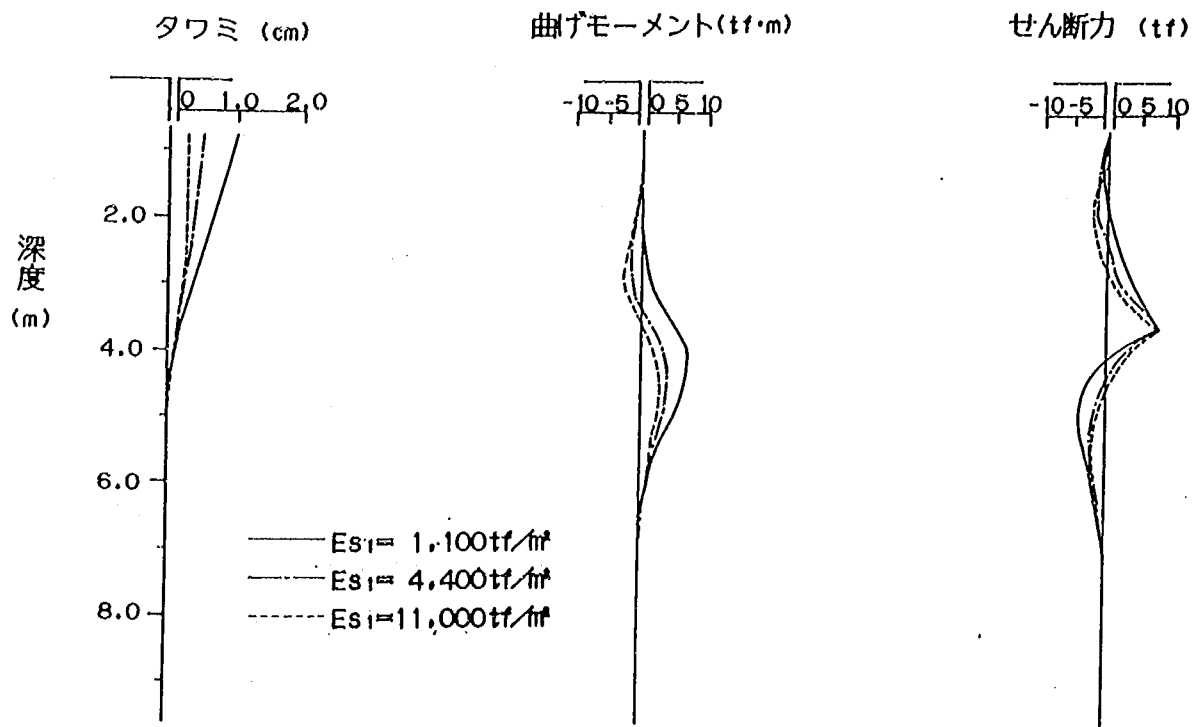


図-2.16 クイ背面の地盤反力が期待できなくなった場合のクイの挙動

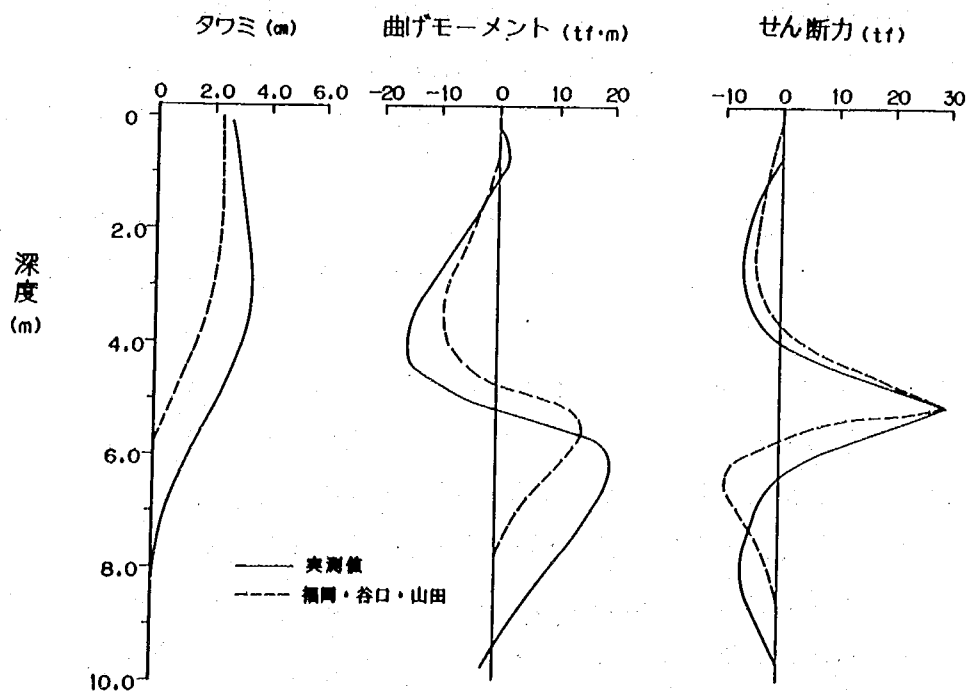


図-2.17 試験グイNo.19のクイヒズミの解析結果 (福岡・谷口・山田)

さは、すべり面より上部および下部について各々5mとした。すべり面に作用するせん断力は、クイヒズミの解析結果から $H=30\text{tf}$ として、50cm間隔で計算を行った。タワミについては、クイ頭変位量がほぼ一致しているものの、分布形状は計算値の方が小さくなっている。曲げモーメントについては、分布形状は全体に計算値の方が小さくなっている。せん断力は、移動層については良く一致しているが不動層では異なっている。

中村・土屋の解析方法を用いた結果を、図-2.18に示した。計算条件は、前者と同じであるが、すべり面に作用する力の代わりに、移動層の変位分布をクイヒズミ解析結果をもとに入力している。この変位量の分布は、図-2.18に示したように、クイのタワミに合わせて台形とした。タワミについては、深度3.5mまで良く一致しているがそれ以深では計算値の方が小さくなっている。曲げモーメントについては、ピーク値が若干大きくなっている。せん断力については、すべり面に作用する値が計算では50tfであり、実測値の30tfに対して約1.7倍となっている。これに関連して、 $E_{s2}=2,200\text{tf/m}^2$ とした場合の結果について図-2.19に示した。計算結果は、曲げモーメントのすべり面下の最大値が計算値の方で小さくなっているものの、タワミ、せん断力、移動層内の曲げモーメントの各分布形状および値は、前述した2つの結果と比較して非常に良く一致しているのが分かる。

No.19の試験グイのタワミ形状は、以下のような現場の状況により生じたものと思われる。すなわち、図-2.9に示した地すべりブロックの縦断面では、昭和55年に施工されたクイ位置付近には、硬い層の張り出しがみられ、圧縮領域になりやすい場所となっており、実際にはこの地すべりブロックの末端部となっている。地すべりブロックの末端では、すべり面が円弧状になっており、地すべり移動層は回転運動をすることになる。したがって、移動速度は地表面で一番小さくすべり面で一番大きくなる。このような考え方によれば、No.19の試験グイのタワミ形状が説明できると考えられる。したがって、福岡・谷口・山田の方法では、移動層が鉛直方向で一定速度となる変位をすると仮定して計算するために、タワミの分布形状が実際と異なると考えられる。また、中村・土屋の一番目の計算では、移動層の変位をクイヒズミの求めたものを用いたにもかかわらずせん断力が異なったのは、2番目の計算結果から判断すると、 E_{s2} の値が実態に合わないものであったことによるとと思われる。

以上、試験グイのヒズミ解析結果と、Changの式を基本とした理論解析とを対比した結果では、両者は良く一致した。この内、中村・土屋の方法は、地すべり末端部の補強グイの解析にも有効であると思われる。ただし、横方向地盤弾性係数および移動層の変位分布等の入力データは、精度良く求める必要がある。

2.5.7 クイの傾斜量測定

図-2.20には、孔内傾斜計の測定結果を、試験グイNo.17,19,23,25について示した。累積変位量は、昭和56年に測定した値を基準として1年毎に求め示した。各クイの変位量は、すべり面下部まで傾斜する直線的なものとなっている。これが、クイの変形の実態であるとするれば、その原因としては、クイ剛性が地盤に対して極端に大きいため、地すべりのクイ周辺地盤を破壊してし

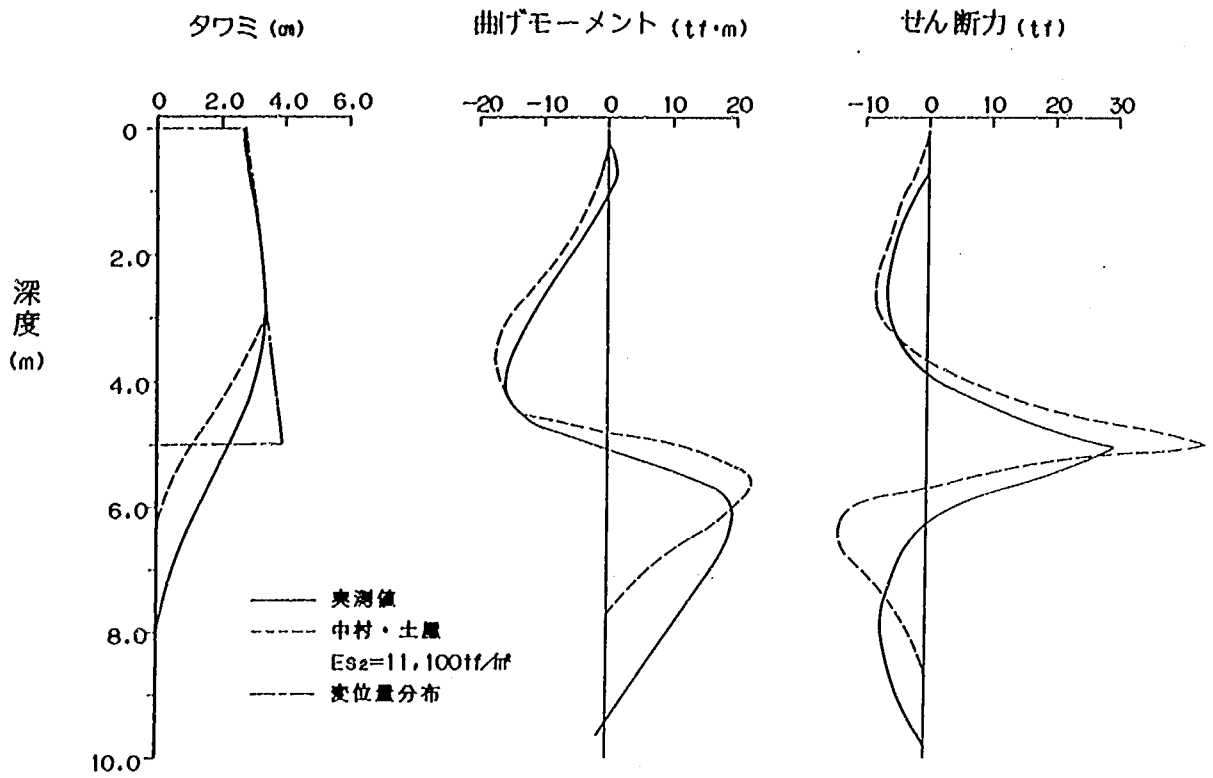


図-2.18 試験グイNo.19のクイヒズミの解析結果 (中村・土屋)

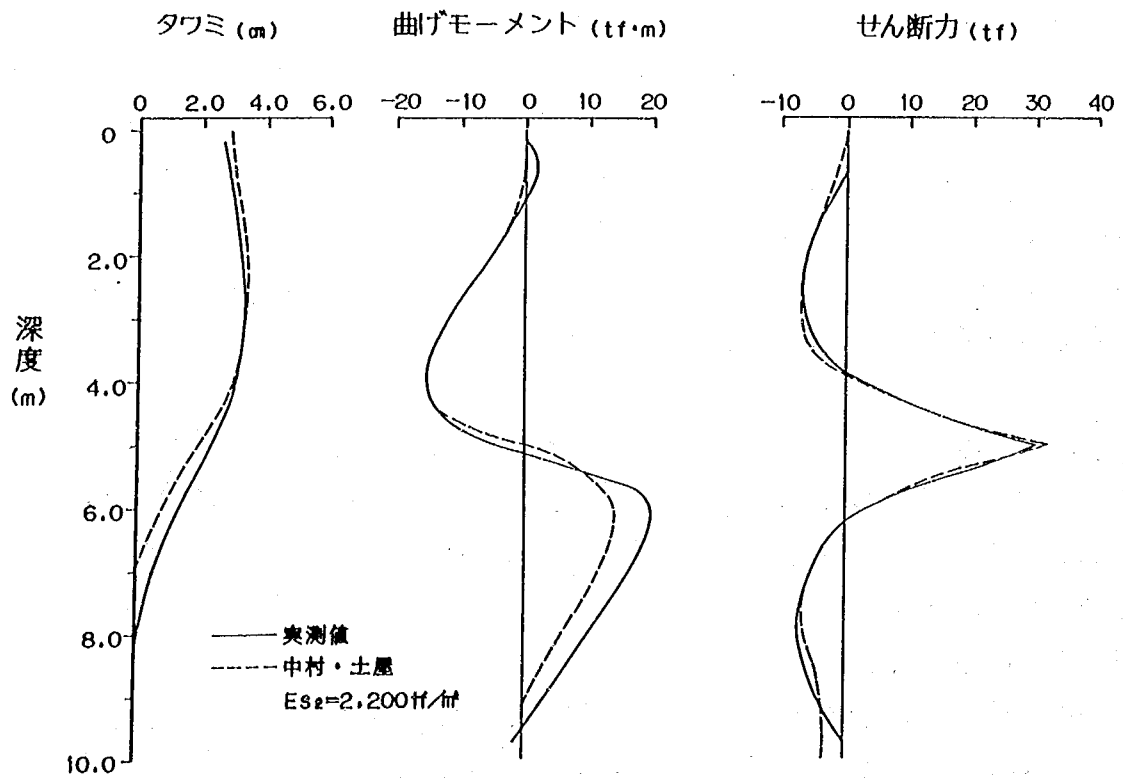


図-2.19 試験グイNo.19のクイヒズミの解析結果 (中村・土屋)

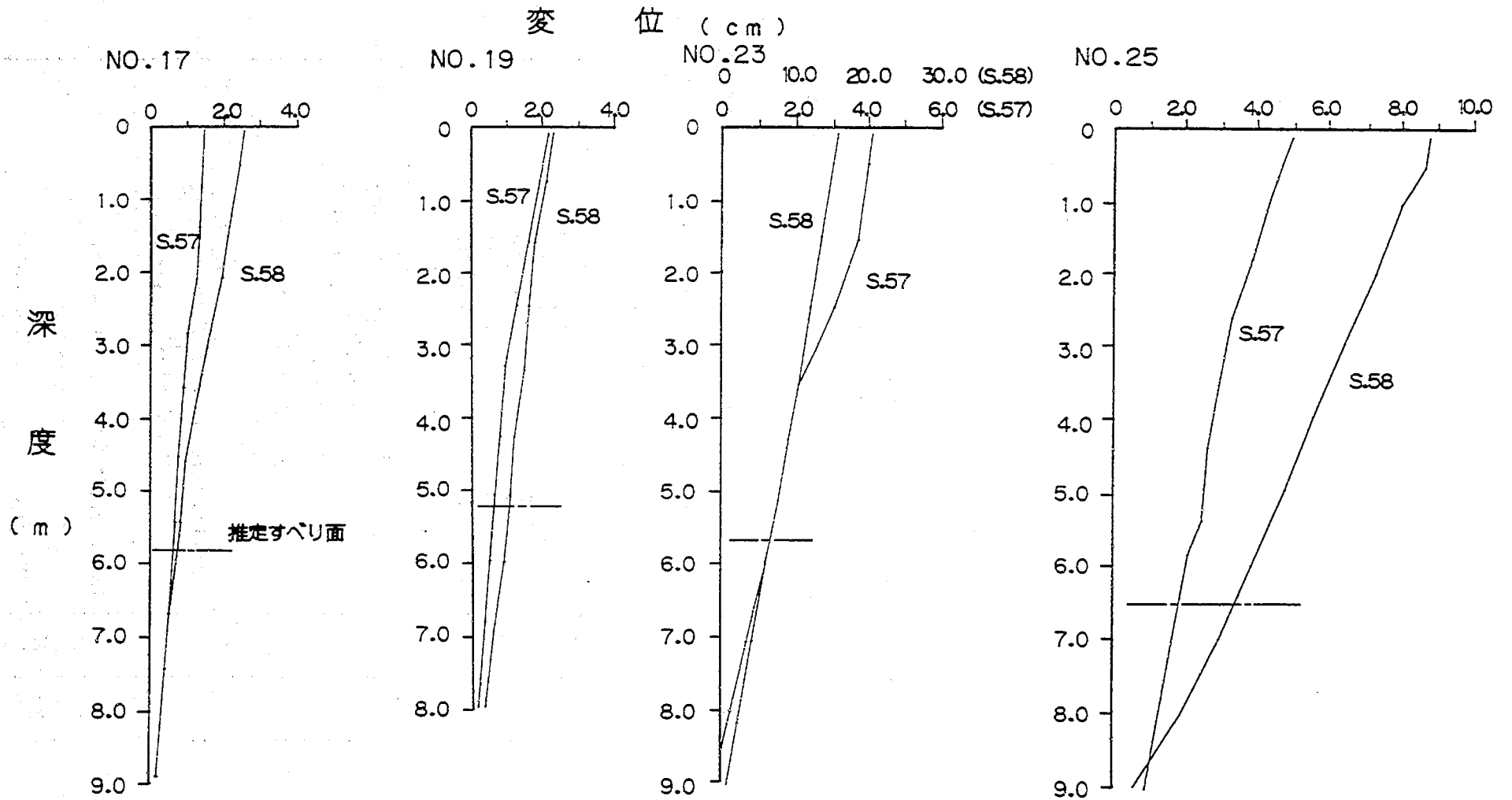


図-2.20 クイの傾斜量測定結果

まったか（長グイでは考えにくい）、ボーリング孔とクイとの間詰りが不完全であるか等が考えられる。

これまで、クイの変形はクイヒズミの解析によるものしか公表されていなかったため、クイ自身の相対的な変形しか分かっておらず、絶対的なものは不明であった。しかし、今回の調査により、クイ変形の相対的なものと絶対的なものが測定され、クイ自身のタワミの他にクイ全体が傾斜する場合があることが分かった。

この他、各クイの変位量は、互いに近接した位置にありながら異なっている。これは、地すべりの複雑な断面形状によると考えられる。

2.5.8 クイ施工に伴う斜面の安全率

斜面の安全率が、クイを施工したことによりどのようになったかを、クイヒズミの解析と間隙水圧の観測および土質試験の各結果を用いて検討した。安定解析は簡便法を用い、移動の有無に分けて行った。なお、すべり面の強さおよび、単位体積重量は、2.5.2土質試験結果で述べた値を用い、 $\phi_r' = 21.5^\circ$ 、 $C_r' = 0 \text{ tf/m}^2$ 、 $\gamma_t = 2.1 \text{ t/m}^3$ とした。

表-2.3には、安定解析の結果を示した。移動有でクイを考慮しない場合の安全率は $F_s = 0.93 \sim 0.99$ であり、移動無の場合は、無施設およびクイを考慮しないで $F_s = 1.06$ となっている。移動有でクイを考慮した場合は、昭和56年5月12日については、試験グイNo.25とNo.27のすべり面のせん断力を考慮すると $F_s = 1.01 \sim 0.97$ となり、昭和57年11月2日については、試験グイNo.19とNo.23のすべり面のせん断力を考慮して $F_s = 1.01 \sim 1.06$ になり、現状に近い安全率が得られた。この結果から、昭和56年5月12日については、クイを考慮しない場合 $F_s = 0.93$ であるがクイを考慮する

表-2.3 安定解析結果

移動有	クイ考慮せず	S.55.9.9 (無施設) S.56.5.12 S.56.8.28 S.57.9.18 S.57.11.2	$F_s = 0.98$ $F_s = 0.93$ $F_s = 0.94$ $F_s = 0.93$ $F_s = 0.99$
	クイ考慮	S.56.5.12 No.25クイ $S_{max} = 28.6^{tf}$ No.27クイ $S_{min} = 12.5^{tf}$	$F_s = \frac{252.34 + \left(\frac{28.6}{1.3} \sim \frac{12.5}{1.3} \right)}{270.5} = 1.01 \sim 0.97$
移動無し	クイ考慮せず	S.55.10.2 (無施設) S.56.10.26	$F_s = 1.06$ $F_s = 1.06$

と $F_s=1.01\sim 0.97$ となり、安全率が $0.08\sim 0.04$ 向上していることが分かる。また、昭和57年11月2日については、クイを考慮しない場合 $F_s=0.99$ であるが、クイを考慮すると $F_s=1.01\sim 1.06$ となり、安全率が $0.02\sim 0.07$ 向上していることが分かる。この安全率の向上分は、地すべりの移動のために、クイに作用反作用の関係ですべり面に発生したせん断力によるもので、力のつり合いからクイのせん断力が加わることにより斜面の安全率は $F_s=1.0$ になる。

2.5.9 結論

寸分道地すべりにおいて、クイの挙動を調査した結果からは、以下に示す結論が得られた。

- 1) クイ施工に伴う地すべり斜面の移動量を調査した結果では、地すべり斜面の縦断的な移動量の分布は、クイの位置に近づくにつれて減少し、クイの位置が一番少なくなっており、クイの効果が示された。
- 2) クイ施工後も斜面に移動がみられた。これは、クイ工が地すべり発生誘引を取り除く工法ではないためである。クイ工は、待ち受け型の工法であり、抑止力は地すべり力と作用反作用の関係で、クイがたわむことにより発揮される。このため、地すべり発生条件が整えば、たとえ計画安全率が1.0以上であつても、地すべりの滑動力とクイの抑止力がつり合うまで移動はみられる。
- 3) 現地地すべりにおけるクイ周辺の土塊の挙動は、移動計の観測結果から、クイ間からの土塊の抜け出しや、土塊がクイを乗り越えようとする挙動はみられなかった。
- 4) クイのヒズミ測定結果からは、抑えグイと補強グイの挙動が求められた。また、クイの挙動は、クイ位置が近接しているにもかかわらず、クイに発生するせん断力に差がある等、それぞれ異なつたものであつた。
- 5) クイヒズミの解析結果とChangの式を基本とした理論解析との対比では、両者は良く一致した。この内、中村・土屋の方法は、補強グイの解析にも有効であると思われる。ただし、入力データは精度良く求める必要がある。
- 6) クイの傾斜量を測定した結果では、クイ自身の他に、クイ全体の大きな傾斜が認められた。

3. 地すべり地におけるクイの有限要素法による解析²⁰⁾

3.1 解析目的

地すべり地に施工された鋼管グイは、移動層の移動により地すべり力がクイに伝達され、受動グイとしての機能から抑止効果が発揮される。このことは、地すべりの移動を勘案して、地すべり抑止グイの設計を行う必要があることを示すものである。しかし、従来の地すべり抑止グイの設計は、一般に斜面の安定計算により求められた安全率を計画安全率まで高めるために必要な、すべり面におけるせん断抵抗力の不足分を、クイに発生するせん断力で対処させることで行っている。この場合、地すべり斜面の安定解析は、地すべり変位を考慮しない極限平衡法が用いられている。このため、極限平衡法では、クイの抑止力が地すべり移動量に伴って発揮されるということと考えると厳密な斜面の安定度評価は困難である。このことから、すべり面でのすべり変位

の評価が可能である有限要素法による斜面の安定解析が試みられている。しかし、①有限要素法モデルへ入力する地盤材料定数の決定が困難であること。②すべり面粘土の土質力学的特徴を反映したモデルの確立が困難であること（一般に地すべり斜面の安定解析は、均質な盛土斜面の安定解析法とは異なり、斜面土塊内に潜在的にまたは明瞭に存在するすべり面に沿う土塊のつり合いであると考えられている）。このため、③すべり面を不連続面として表現しなければならないこと。更に、地すべりが融雪時や降雨時に多発することが知られており、これは、地すべり土塊の滑動力の増加とともに間隙水圧が増加し、すべり面のせん断抵抗力が減少するためであると考えられている。有限要素法では、④この間隙水圧変化の影響を評価することが困難である。以上の問題点があるため、有限要素法によって地すべり斜面の安定性を、地すべり斜面の観測データと対比し検討した事例は、非常に少ない^{21), 22), 23)}。

ここでは、クイの抑止力が地すべり移動量に対応して発揮されることを考慮した解析手法の確立を目標として、2.地すべり地におけるクイの挙動調査試験で述べた寸分道地すべりにおいて、有限要素法により斜面の安定度を評価するために、不連続面であるすべり面の力学的特性を、ジョイント要素モデルで評価することを検討した。

3.2 解析モデル

図-3.1には、クイの挙動を解明するために設定した有限要素法解析モデルの解析領域断面図を示した。これは、昭和55年に設置されたクイの位置する地すべりブロックで、移動計No.3~No.6が位置する範囲である。解析領域の分割モデルの作成にあたっては、地すべり斜面の構造から接点数を663とした。本解析では、地すべり土塊は線形弾性体、地すべり面は完全弾塑性な応力~ヒズミ関係を有するジョイント要素、クイは梁要素でモデル化した。なお、境界条件は、側面境界を水平方向固定、底面境界を水平および鉛直方向を固定として取扱った。

有限要素法、ジョイント要素、梁要素の取り扱いについては、参考文献^{24), 25)}などに詳しく述べ

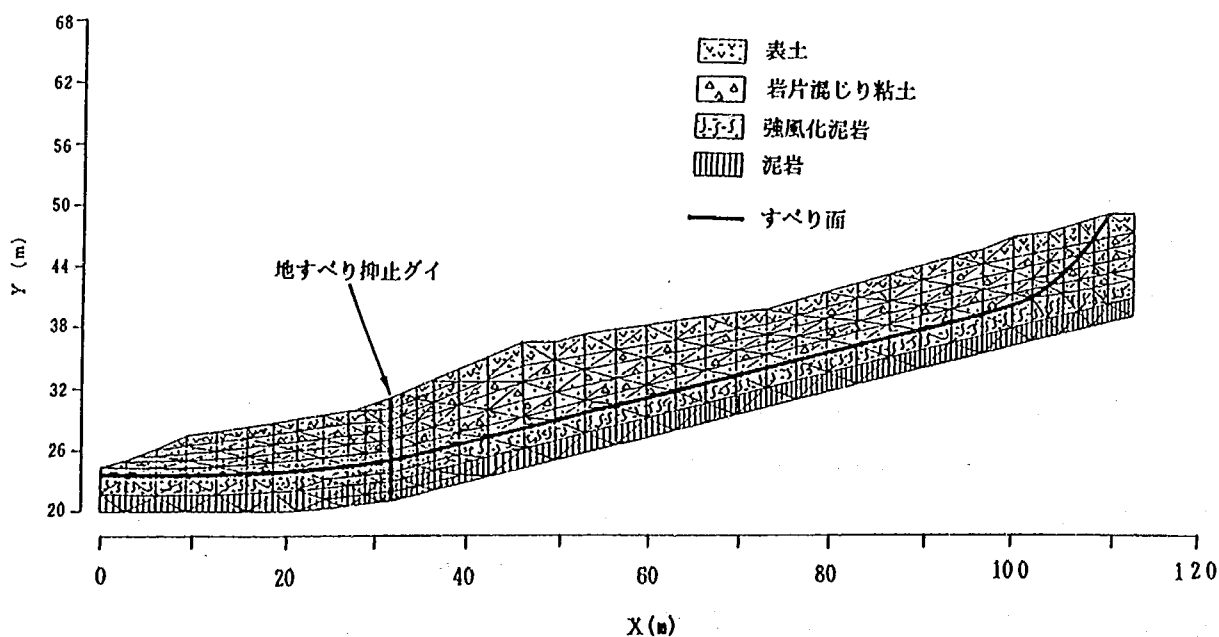


図-3.1 有限要素法解析モデルの解析領域断面図

られている。ここでは、重要と思われる点について若干要約して述べる。要素の変位は、図-3.2の平面応力場を考えると次式で与えられる。

$$\{f\} = [N] \{\delta\} \quad (3.2.1)$$

ここで、 $\{\delta\}$ は接点変位、 $[N]$ は座標の関数である形状関数である。また、任意の仮想変位 $d\{\delta\}$ に対してなされる外部仮想仕事は下式で与えられる。

$$d\{\delta\}^T \{R\} \quad (3.2.2)$$

一方、内部仮想仕事は下式で与えられる。

$$\int v d\{\epsilon\}^T \{\delta\} d(\text{Vol}) + \int v d\{f\}^T \{P\} d(\text{Vol}) + \int s d\{f\}^T \{g\} d(\text{area}) \quad (3.2.3)$$

この(3.2.2)、(3.2.3)式を等値として、

$$d\{f\} = [N] d\{\delta\}、d\{\epsilon\} = [B] d\{\delta\}$$

を代入すれば次式が求められる。

$$[K] \{\delta\} + \{F\}_p + \{F\}_b + \{F\}_{\epsilon_0} + \{F\}_{\sigma_0} - \{R\} = 0 \quad (3.2.4)$$

ただし、

$$[K] = \int [B_i]^T [D] [B_i] d(\text{Vol})$$

$$\{F\}_p = \int v [N]^T \{P\} d(\text{Vol})$$

$$\{F\}_b = \int [B]^T \{g\} d(\text{area})$$

$$\{F\}_{\epsilon_0} = - \int v [B]^T [D] \{\epsilon_0\} d(\text{Vol})$$

$$\{F\}_{\sigma_0} = \int v [B]^T \{\sigma_0\} d(\text{Vol})$$

すべり面の力学的特性は、ジョイント要素で表すことにした。Goodman²⁵⁾によって提案された図-3.3に示す変形モードを導入すれば、ジョイント要素の垂直応力 σ_n と垂直方向の相対変位 v_0 は、垂直方向の剛性 K_n によって次式で与えられる。

$$\sigma_n = K_n v_0 \quad (3.2.5)$$

また、水平応力 σ_s と水平方向の相対変位 u_0 の関係は、水平方向の剛性を K_s として、

$$\sigma_s = K_s u_0 \quad (3.2.6)$$

で与えられる。さらに、ジョイント要素中央部でのモーメント M_0 と回転量 ω の関係は、

$$M_0 = l^3/4 \cdot K_n \cdot \omega \quad (3.2.7)$$

で与えられる。したがって、ジョイント要素の応力とヒズミは次のような剛性特性で表される。

$$\begin{pmatrix} \Delta \sigma_s \\ \Delta \sigma_n \\ M_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & l^3/4 \cdot K_n \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \omega \end{pmatrix} \quad (3.2.8)$$

したがって、ジョイント要素の接点変位とそれに対応する外力増分の関係は、

$$\{\Delta F\}_{s,n} = [K]_{s,n} \{U\}_{s,n} \quad (3.2.9)$$

で与えられる。ただし、

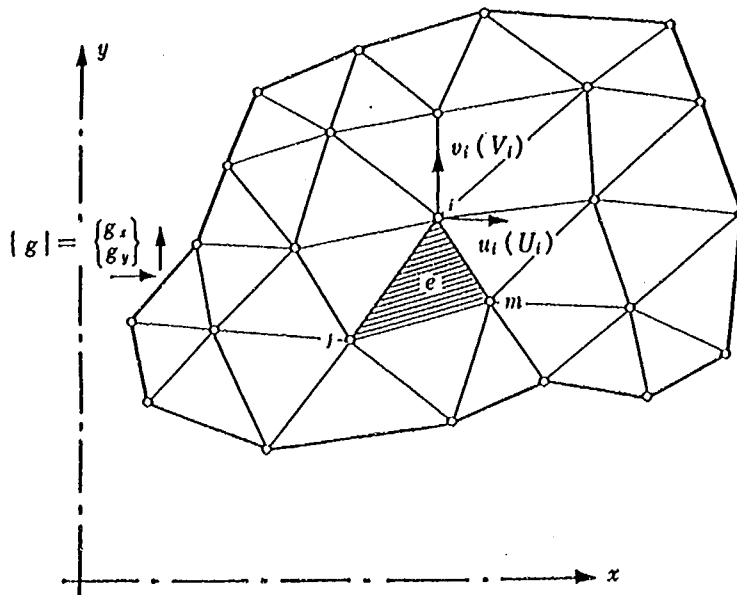


図-3.2 有限要素に分割された平面応力場

変形の種類		状態	ジョイント位変
初期状態			$\epsilon_1 \gamma = 0$
すべり	右ずれ		$\gamma > 0$
	左ずれ		$\gamma < 0$
	開口		$\epsilon > 0$
	閉合		$\epsilon < 0$
回転	反時計廻り		$\omega > 0$
	時計廻り		$\omega < 0$

図-3.3 ジョイント要素の変形モデル

$$[K]_{s \cdot n} = \begin{pmatrix} k_s & 0 & K_s & 0 & -K_s & 0 & -K_s & 0 \\ 0 & 2K_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -2K_n \\ K_s & 0 & K_s & 0 & -K_s & 0 & -K_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2k_s & 0 & -2K_s & 0 & 0 \\ K_s & 0 & -K_s & 0 & K_s & 0 & K_s & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2K_n & 0 & 2K_n & 0 & 0 \\ K_s & 0 & -k_s & 0 & K_s & 0 & K_s & 0 \\ 0 & -2K_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2K_n \end{pmatrix}$$

クイには、せん断応力、曲げ応力が作用するので、本解析では前述の通り梁要素でモデル化することにした。梁要素の定式化を示すと以下ようになる。すなわち、図-3.4に示す矢印の方向を節点力とモーメントの正值であるとして、簡便化のため梁要素の中間部に集中力や分布荷重がないと仮定すれば、梁要素の釣合方程式として次式が求められる。ここで、 E は梁要素の弾性係数、 I は断面2次モーメント、 l は梁の長さを表す。

$$\begin{pmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ M_1 \\ P_{2x} \\ P_{2y} \\ M_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} EA/l & 0 & 0 & -EA/l & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/l^3 & 6EI/l & 0 & -12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ 0 & 6EI/l^2 & 4EI/l & 0 & -6EI/l^2 & 2EI/l \\ -EA/l & 0 & 0 & EA/l & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/l^3 & -6EI/l^2 & 0 & 12EI/l^3 & 2EI/l^2 \\ 0 & 6EI/l^2 & 2EI/l & 0 & -6EI/l^2 & 4EI/l \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \theta_1 \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \\ \theta_2 \end{pmatrix} = [K] \begin{pmatrix} \delta_{1x} \\ \delta_{1y} \\ \theta_1 \\ \delta_{2x} \\ \delta_{2y} \\ \theta_2 \end{pmatrix} \quad (3.2.10)$$

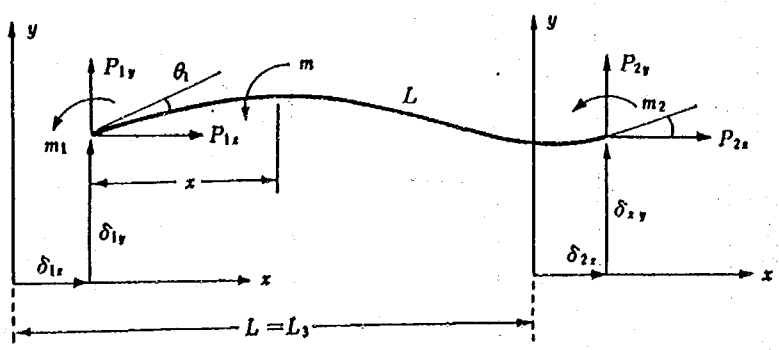


図-3.4 梁要素と節点力、節点変位

したがって、地すべりの移動量によって発揮されるクイ反力を勘案した斜面安定度の計算は、(3.2.4)、(3.2.9)、(3.2.10)式の剛性方程式を、クイの設置される位置あるいはすべり面の位置に相当する有限要素節点に重ね合わせ、荷重増分法によって、これらの合成マトリックスを解くことにより可能となる。

3.3 解析ケース

解析は、間隙水圧の上昇の伴うすべり面の応力や変位状態およびクイに発生する応力を把握するために、前述した有限要素モデルを用いて、以下のケースについて実施した。

計算は、地すべり斜面の初期応力状態を把握するために、間隙水圧の作用しない時のケースを最初に実施した(No.1ケース)。この結果は、つぎのケースの初期応力値として用いた。実際のクイの観測値との比較計算ケースは、地すべりブロック末端部にクイ(昭和55年に施工したもの)が位置する状態で、間隙水圧が高水位時のものである(No.4 ケース)。また、間隙水圧が、低水位時および高水位時のケース(移動計No.2 移動無で移動計No.3 移動有)についても解析を行った。

3.4 解析に用いた物性値

対象とした斜面の土層は、図-3.1に示したように、表土、岩片混じり粘土、すべり面、風化泥岩、泥岩の5つに区分し、それぞれジョイント要素、三角形要素の有限要素に分割した。また、解析では、すべり面の間隙水圧は低水位時および高水位時の地下水位高を、それぞれのジョイント要素に作用する間隙水圧に等価であると考えて、ジョイント要素のせん断抵抗力の計算を実施した。

解析に用いた物性値は、現地におけるテストピットでの採取試料、ボーリングコアの土質試験結果(図-3.5、図-3.6)および既存資料^{26), 27)}を参考に、表-3.1のように設定した。

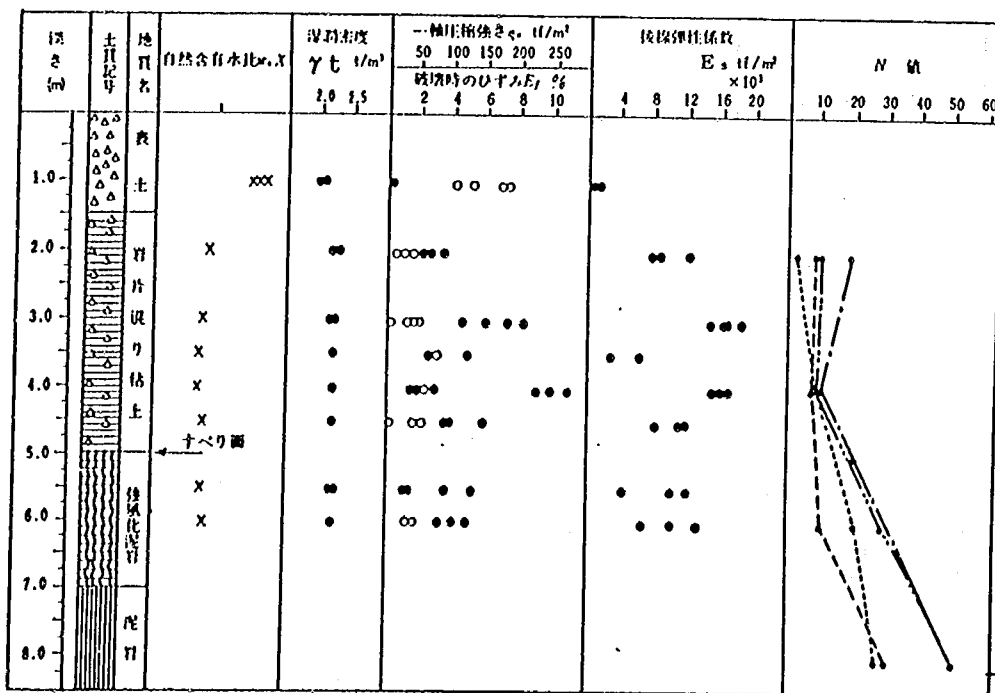


図-3.5 土性図

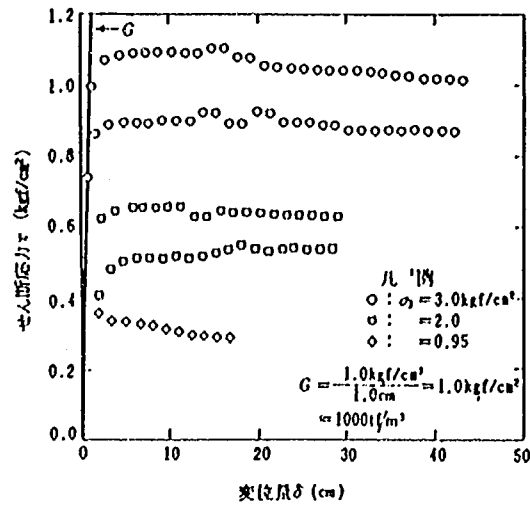


図-3.6 すべり面粘土のせん断特性

表-3.1 物性値

	記号	単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数: E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力・ C (tf/m ²)	内部摩擦角・ ϕ (度)
崩積土	G ₁	2.00	1.0×10^3	0.40	1.0	20
岩片混り粘土	G ₂	2.25	8.5×10^3	0.35	1.5	28
強風化泥岩	G ₃	2.25	9.4×10^3	0.30	5.0	42
泥岩	G ₄	2.25	2.0×10^4	0.25	5.0	45

	記号	せん断剛性 係数 G (tf/m ³)	垂直剛性係数 (引張) K_{vr} (tf/m)	垂直剛性係数 (圧縮) K_{vc} (tf/m)	粘着力 C (tf/m ²)	内部摩擦角 δ (度)
地すべり面	J	1.0×10^3	1.5×10^2	1.5×10^4	0.0	16.3

	記号	断面 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面2次 モーメント I (m ⁴)	偏心距離 y (m)	重量 w (tf)	許容引張 応力 σ_{ta} (tf/m)	許容圧縮 応力 σ_{ca} (tf/m)	許容せん 断応力 τ_a (tf/m)	
地すべり抑止クイ	P	1本当り	0.009973	2.1×10^7	1.185×10^{-1}	0.15925	0.02393	14000	14000	8000
		内行1m当り	6.649×10^{-3}	"	7.9×10^{-5}	"	0.01595	"	"	"

* 1.5m ピッチ
 $l = 10.3 \text{ mm}$
 $\phi = 318.5 \text{ mm}$

また、解析に用いた低水位と高水位の地下水位は、図-3.7に示す間隙水圧の観測結果から、以下に示すように決定した。すなわち、低水位は、各測定点(U-8,1,2,3)の間隙水圧の最低値を求め、その値をすべり面からの水位に換算して各点の値とした。なお、U-8,1,2,3は、すべり面から表層へ3.5mの位置に地下水位が認められた。高水位は、地すべり移動に起因する各地点の地下水位上昇量の頻度分布を調べ、その最頻値として30cmを得たので、水位上昇高を30cmとして低水位+0.3mとした。

3.5 解析結果と実測結果との比較

本解析では、地下水位の上昇に伴う地すべり応力や変位状態およびクイに発生する応力を求めるために、有限要素法による斜面の安定解析を実施し、観測結果と比較検討した。

3.5.1 解析結果

1) 地すべり斜面の安定解析

地下水位が無い初期応力状態(No.1ケース)では、すべり面での安全率が $F_s=1.25$ となった。これに対して、低水位状態(No.2ケース)では $F_s=1.02$ となり、すべりに対して極限平衡状態に近いことが分かる。また、高水位状態(No.3ケース)では、 $F_s=0.98$ となった。このことから、高水位状態では、すべり面は塑性流動状態にあり、地すべり斜面は移動状況を呈することになる。

一方、No.3ケースでクイ施工の状態(No.4ケース)では、 $F_s=1.00$ となり、すべり面は極限平衡状態にあり、地すべり斜面は、クイの抑止効果により釣り合っているものと理解される。

2) 斜面とクイの変位およびクイの応力分布

図-3.8には、解析結果の変位量、せん断応力、垂直応力、安全率の各分布を示した。変位量の分布は、すべり面の極限平衡状態($F_s=1.00$)においてクイ施工位置で3mm、No.3地点で10mmを示し、クイ施工位置に向い減少している。観測値と比較した結果では、全体の分布形状は似たものになっているが、No.6の移動計でほぼ同じ値を示す他は、解析値の方が大きくなっている。せん断力および垂直応力の分布については、間隙水圧が上昇してもあまり変化はみられない。また、それらの分布は、地すべりブロックの両端で小さく中央部で大きくなっており、大きさは移動層の自重分布に相当する応力が生じている。

図-3.9には、クイに発生する変位量、曲げモーメントおよびせん断力を示した。変位量の分布は、移動層中でほぼ一定の値を示し、地表面で最大4cmの変位量となる。観測値と比較すると、観測値が補強グイ的な変位量分布になっているのに対して、解析値はクサビグイ的な変位量分布となっている。曲げモーメントについては、ピーク値がすべり面を境界として上下に発生し、約 $\pm 1.0\text{tf}\cdot\text{m}$ の値を示す。せん断力については、最大値がすべり面位置に発生し 1.5tf の値を示す。観測値との比較では、曲げモーメントおよびせん断力の深度分布は定性的に一致しているものの、最大曲げモーメントに対する最大せん断力の比は、観測値も解析値も1.5倍となっている。

有限要素法による解析値と観測値を対比した結果では、解析値の地すべりの変位量、クイに生じるタワミおよび曲げモーメント、せん断力は、観測値と同じ傾向を示すが、その値については幾分の相違がある。この原因としては、地すべり移動層の弾性係数やポアソン比等の物性値およ

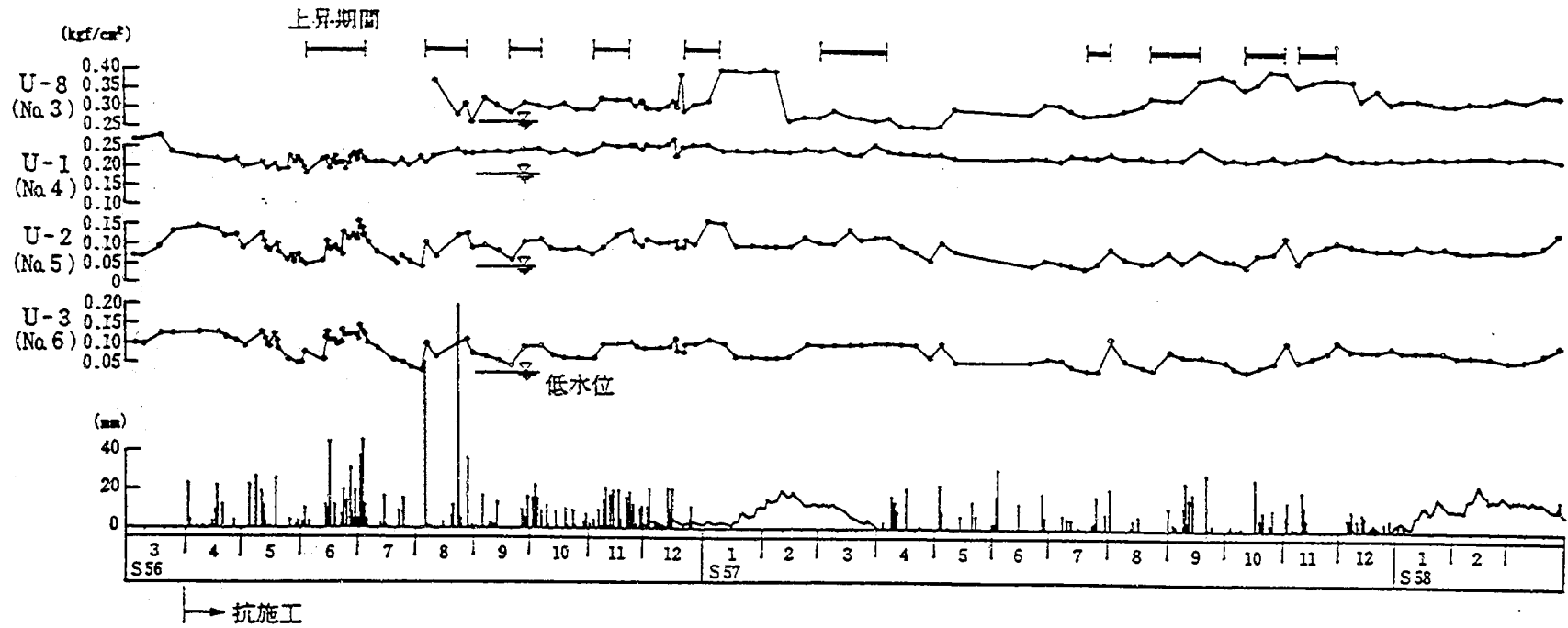


図-3.7 間隙水圧の経時変化図

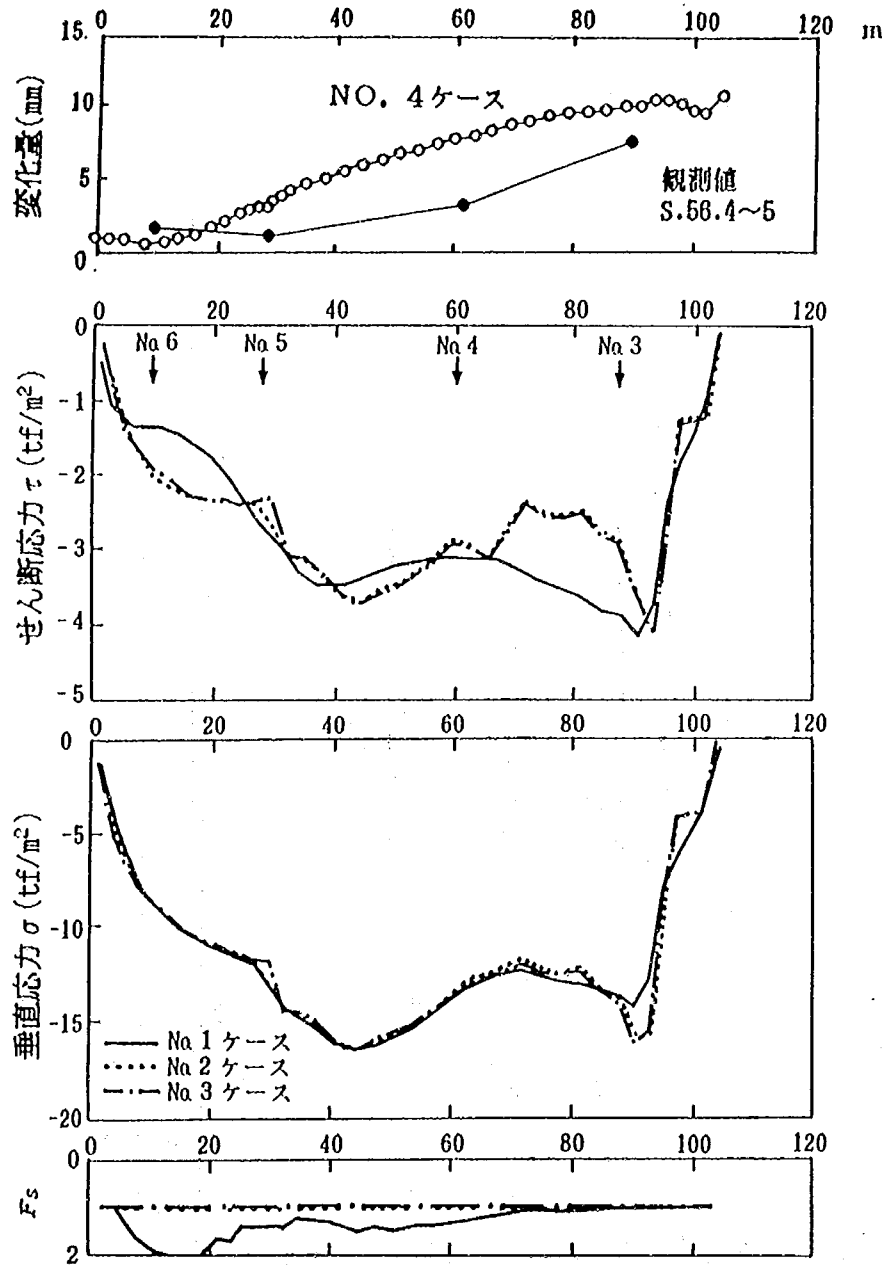


図-3.8 すべり面上の変位分布と応力状態および安全率分布

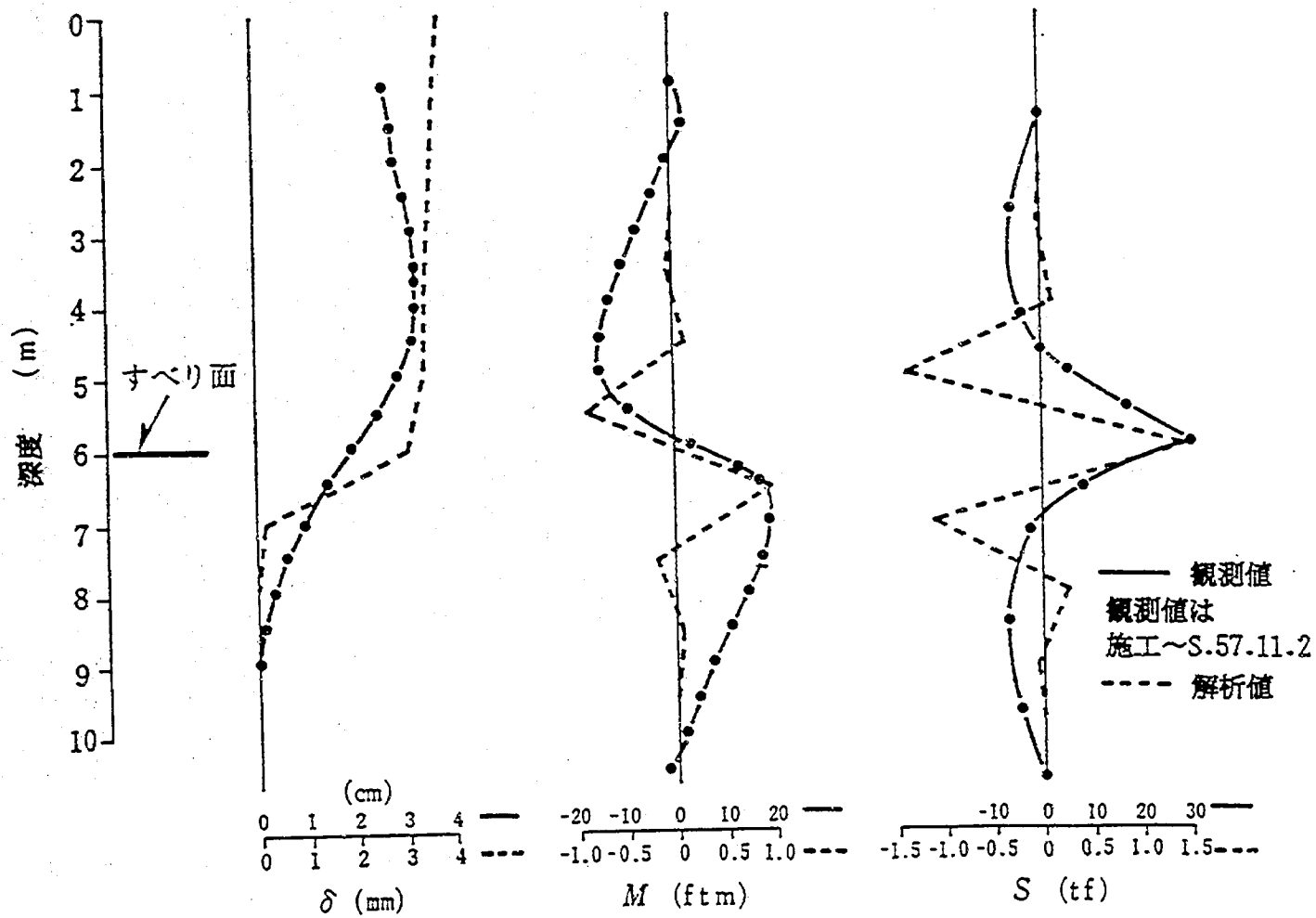


図-3.9 クイの変化, 曲げモーメント, せん断力分布

びすべり面での間隙水圧分布等に関して、解析条件と現地との相違が考えられる。

3.6 結論

地すべり斜面の安定解析は、一般に極限平衡法が用いられている。この手法では、地すべり移動量と間隙水圧上昇量の関係を、定量的に評価することは困難である。そこで、間隙水圧上昇に伴うすべり面の応力や変位状態、地すべり抑止グイに生ずる応力特性を明らかにするために、有限要素法による安定解析を実施した。

今回実施した解析手法の特徴を要約すると、以下の通りである。

- 1) 地すべり変位量に応じた安全率の評価は、すべり面に沿う応力分布をジョイント要素で評価するため可能である。
- 2) すべり面のせん断抵抗力の評価は、すべり面の変位量に応じて可能である。このことから、残留強さの特性が、容易に斜面の安定計算に取り込める。
- 3) 地すべり変位に伴い発揮されるクイ等の抑止力を加味した斜面の安定度評価は、抑止構造物の反力特性を特殊要素で表現し、この剛性式と斜面安定解析を連立関係で解くため可能である。
- 4) 地すべりの斜面移動量は、今回提案した有限要素法で得られた結果から概ね評価できる。

5. クイ工の設計手法の提案

今回実施したクイ工の室内実験および現地試験調査解析によって得られた結論は、先に示した通りである。これらの結論よりクイ工について、以下に示す点について提案をしたい。

- 1) クイ工は、待ち受け型の工法であり、抑止力は地すべり力と作用反作用の関係で、クイがたわむことにより発揮される。このため、地すべり発生条件が整えば、たとえ計画安全率が1.0以上あっても地すべりの滑動力とクイの抑止力がつり合うまで移動は生じる。したがって、クイ工を設計する際は、この点を念頭において地すべり防止全体計画を立てる必要がある。
- 2) クイ工に用いられる剛管グイの挙動は、Changの式を基本として理論解析により精度良く求めることができる。したがって、すべり面が明瞭な領域では、基本的には、福岡・谷口・山田の方法に計画抑止力を入力し、タワミ、曲げモーメントを求める。また、すべり面が不明瞭な場合や移動層の鉛直方向の移動速度が一定でない場合は、移動層の鉛直方向の移動速度分布を測定し、中村・土屋の方法に計画抑止力（せん断力）が発生するような移動層の鉛直方向移動量分布を入力して、曲げモーメントを求める。そして、この結果をもとにクイの本数、断面寸法等を決める。ただし、横方向地盤弾性係数および鉛直移動量分布は、現地調査により精度良く求める必要がある。
- 3) クイの配列は、複列（千鳥）に設置する。
- 4) 地すべり権力の発生源の下方に多段にクイを設定する場合は、斜面上段のクイの負担が大きくなる場合があるので、移動量に比例した抑止力の配分をする等の工夫をする。
- 5) クイの変形には、クイ自身のタワミの他に、クイ全体が傾斜する場合があるので、クイとボーリング孔の間詰めはモルタルできちんとする。

6.あしがき

本調査は、地すべり抑止グイの室内実験および新潟県新井市にある寸分道地すべりにおける現地調査試験と有限要素法による解析を行ったものである。この調査が、地すべり抑止グイの設計に少しでも役立てば幸いである。

参考文献

- 1)山田剛二・渡 正亮・小橋澄治:地すべり斜面崩壊の実態と対策、山海堂、p.142、1971.
- 2)高速道路調査会:地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書、pp.106~107、昭和60年2月.
- 3)藤田寿雄、板垣 治:地すべりの実態統計(その3)、建設省土木研究所資料第1204号、1977.
- 4)谷口敏雄:地すべり調査と対策、土木ライブラリー、山海堂、pp.131~141、1963.
- 5)高野秀夫:地すべりと防止工法、地球出版、pp.262~267、1960.
- 6)山田剛二・渡 正亮・小橋澄治:地すべり斜面崩壊の実態と対策、山海堂、pp.167~182、1971.
- 7)中村浩之:地すべり防止対策グイの三つの機能、土質工学会論文報告書、Vol.17、No1、pp.99~109、1977.
- 8)中村浩之:抑止工による地すべり安定化に関する基礎的・応用的研究、土木研究所資料第2449号、1987.
- 9)福岡正巳:地すべりと土質力学、地すべりと対策に関する研究討論会概要、地すべり学会、全国地すべりがけ崩れ対策協議会、pp.54~55、1972.
- 10)谷口敏雄・山田孝治:地すべり抑止杭の設計について—設計法の一提案—、地すべり学会第12回研究発表会、研究発表要旨、p.35、1973.
- 11)福岡安正:地すべり防止杭打ち工法について、地すべり、Vol.11、No2、pp.21~29、1975.
- 12)青木忠男、近藤政司、白石吉信:地すべり防止グイの防止効果、土木技術資料、Vol.20、No3、1978.
- 13)土質工学:剛グイ研究委員会報告、pp.61~170、1969
- 14)中村浩之、土屋智:地すべり変位を考慮した地すべり抑止杭の解析、地すべり、Vol.24、No2、pp17~25、1987.
- 15)申潤植:弾性床のハリとしての地すべり抑止グイの式—分布荷重が働く場合—、地すべり、Vol.15、No1、pp.1~9、1978.
- 16)横山幸満:くい構造物の計算法と計算例、山海堂、pp.58~60、1978.
- 17)中村浩之、土屋智、永田健太郎:地すべり抑止杭の解析、土木研究所資料第2642号、1988.
- 18)山内修、白石一夫:粘質土地すべり地におけるくい工の挙動、土木技術資料、Vol.26、No9、pp.35~41、1984.
- 19)土質工学会:N値およびCと ϕ の考え方、p.32.
- 20)藤田寿雄、吉松弘行、白石一夫:地すべり対策杭の挙動と有限要素法による解析、地すべり

Vol.24, No3, pp.15~22, 1987.

- 21) R.N.chowdhury: Slope analysis, Elsevier Scientific Publishing New York, 1978.
- 22) 建設省土木研究所: 亀の瀬地すべり調査報告、土木研究所資料第1323号、昭和53年3月.
- 23) 島 通保: 地すべり移動機構の粘弾性解析について、地すべり、Vol.11, No4, 1975.
- 24) O.C.Ziemkiewicz: 基礎工学におけるマトリックス有限要素法、培風館.
- 25) R.E.Goodman, R.L.Taglor and T.L.Brekke: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, ASCE. Vol.94, SM 3, pp.637~659, 1968.
- 26) 中村浩之: 黒色泥岩地帯における地すべりの土質工学的特性 - 特に猿供養寺地すべりについて -、地すべり、Vol.9, No2, pp.33~43, 1974.
- 27) 建設省近畿地方建設局大和工事事務所: 峠地区地すべり防止対策検討

地すべり抑止グイの挙動調査

新潟試験所 所長 下村 忠一
主任研究員 白石 一夫
研究員 丸山 清輝
地すべり研究室 室長 中村 浩之

要旨

わが国では、地すべり防止対策工法としてクイ工が最も頻繁に用いられている。本調査は、クイ工の設計を合理的に行うことを目的として、室内実験および地すべり現場における調査試験と有限要素法による解析を行ったものである。

キーワード：クイ工，模型実験，現場調査試験，有限要素法，

郵便はがき

944-□□

四十一円切手
はって下さい。

建設省土木研究所
新潟試験所 御中

新潟県新井市錦町二丁目六番八号

No. 95

土木研究資料第2854号 部

上記のとおり受領しました。

所属(住所)
氏名

印