

# 土木研究所資料

## 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

昭和62年 3 月

建設省土木研究所  
砂防部地すべり研究室

Copyright © (1987) 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、複写は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

# 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

地すべり研究室室長 中 村 浩 之

## 要 旨

クイ工，シャフト工，アンカー工等の地すべり抑止構造物について現地観測や室内実験などの結果を基にして，その挙動の理論的究明を行なうとともに，設計法の提案を行なったものである。

キーワード：地すべり防止工，抑止工，クイ工，シャフト工，アンカー工，集水井工

## ま え が き

地すべり災害復旧工事，道路や宅地造成，ダム湛水等に伴う地すべり対策として，クイ，シャフトやアンカーなど抑止力でもって地すべりに対抗する抑止工が用いられている。

その中でもクイ工の歴史は古く，地すべりに対する抑止効果の評価については多くの考え方が提案されてきた。しかし最近の現地観測結果や室内実験などによってクイの地すべり地内での挙動が明らかになり，理論的解析やクイ工の合理的な設計も可能になって来た。

一方シャフト工は最近増々大型化する方向にあり，またアンカー工もクイに替って抑止工の主役になろうとしており，これらの工法について現時点で検討を加えることは意義のあることと思われる。

さらに集水井については地すべり抑止構造物とは言い難いが，地すべり地内に建込まれた構造物としてクイ等と類似した挙動を示すものと考えられる。

本文はこれら抑止構造物の理論的検討を行い，合理的な構造物設計法の確立の一助になればと思いとりまとめたものである。

昭和 62 年 3 月

地すべり研究室長      中 村 浩 之

# 目 次

|                              |     |
|------------------------------|-----|
| 序 論                          | 1   |
| 1-1 地すべり防止対策工の現状と問題点         | 1   |
| 1-2 本研究の目的と意義                | 4   |
| クイ工における地すべりの安定化              | 4   |
| 2-1 地すべり防止対策グイの研究の変遷         | 4   |
| 2-2 クイの抑止効果と理論               | 10  |
| 2-2-1 クイの抑止効果と分類             | 10  |
| 2-2-2 タワミ抑えグイの理論的解析          | 12  |
| 2-2-3 タワミクサビグイの理論的解析         | 16  |
| 2-2-4 剛体抑えグイの理論的解析           | 35  |
| 2-2-5 剛体クサビグイの理論的解析          | 50  |
| 2-3 タワミグイによる地すべりの抑止効果        | 54  |
| 2-3-1 クサビグイの室内実験             | 54  |
| 2-3-2 タワミグイの基礎的な室内実験         | 62  |
| 2-3-3 地すべり地内でのタワミグイの挙動 (1)   | 71  |
| —— 寸分道地すべり ——                |     |
| 2-3-4 地すべり地内におけるタワミグイの挙動 (2) | 81  |
| —— 松久須根地すべり ——               |     |
| 2-3-5 考 察                    | 95  |
| 2-4 剛体グイによる地すべりの抑止効果         | 103 |
| 2-4-1 剛体グイの室内実験              | 103 |
| 2-4-2 地すべり地内での剛体グイの挙動        | 112 |
| —— 猿供養寺地すべり ——               |     |
| 2-4-3 考 察                    | 117 |
| 2-5 クイ工の設計法の一提案              | 125 |
| 2-5-1 現行の設計法と問題点             | 125 |
| 2-5-2 クイ背面土塊の効果              | 126 |
| 2-5-3 クイにかかる設計外力の算定          | 130 |
| 2-5-4 クイの負担荷重の分布             | 133 |
| 2-5-5 クイの断面内力の計算と設計手順        | 141 |
| 2-5-6 クイ間隔の算定                | 142 |
| 2-5-7 クイの施工位置の算定             | 144 |

|       |                      |     |
|-------|----------------------|-----|
| 2-5-8 | タワミグイの連結構造体としての抑止効果  | 147 |
| 2-5-9 | 剛体グイの連結構造体としての抑止効果   | 166 |
| 2-6   | 集水井の構造設計法の一提案        | 178 |
| 2-6-1 | 現行の設計法とその問題点         | 178 |
| 2-6-2 | 地すべり地内における集水井の挙動     | 179 |
| 2-6-3 | 集水井の設計手順             | 181 |
| 2-6-4 | 鋼製集水井の構造設計           | 181 |
| 2-6-5 | 鉄筋コンクリート集水井の構造設計     | 216 |
| 3     | アンカー工による地すべりの安定化     | 219 |
| 3-1   | アンカー工の現状             | 219 |
| 3-2   | アンカーの抑止効果            | 219 |
| 3-3   | 地すべり安定解析へのアンカー工の導入   | 220 |
| 3-3-1 | アンカー力の計算             | 220 |
| 3-3-2 | 締つけ用アンカー力の導入         | 222 |
| 3-3-3 | ひき止め用アンカー力の導入        | 225 |
| 3-3-4 | 縫地用アンカー力の導入          | 227 |
| 3-4   | 縫地用アンカーの数値解析         | 229 |
| 3-5   | 地すべり地内における縫地用アンカーの挙動 | 243 |
| 3-6   | アンカー工の設計計算手順         | 247 |
| 3-7   | グラウトと岩盤との付着          | 248 |
| 3-8   | セメントグラウトと緊張鋼材との付着    | 251 |
| 4     | 要 約                  | 253 |
|       | 謝 辞                  | 256 |
|       | 参 考 文 献              | 257 |

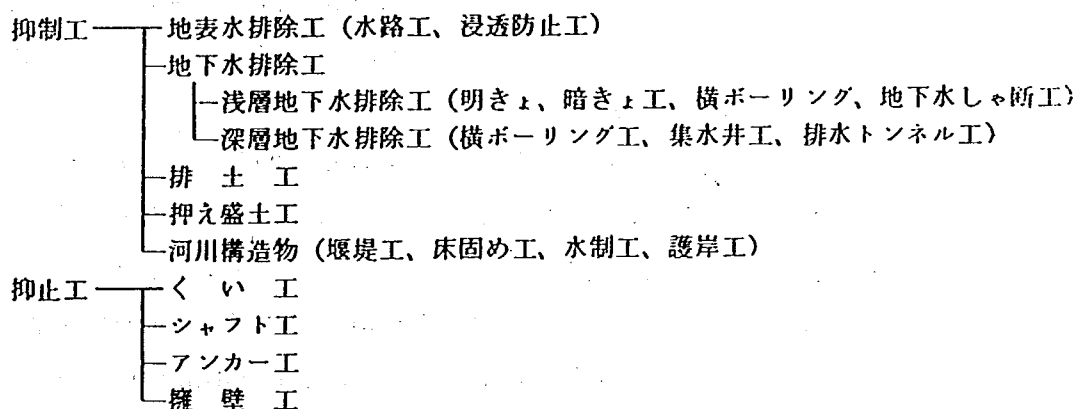
# 1. 序 論

## 1-1 地すべり防止対策工の現状と問題点

地すべり対策には回避と防止の二つの方法がある。回避は地すべり対策として最善の方法と考えられるが、我国のように土地の利用度が高い場合にはこの方法がとれる場合は非常に稀であり、一般には防止対策を実施せざるを得ない。

地すべりの防止対策は通常抑制工と抑止工に分類<sup>1)</sup>されている。抑制工は地すべりの誘因となる地下水排除や地すべり土塊の移動によって斜面のバランスを保たせようとするものであり、抑止工とは地すべり推力に対して力で対抗しようとするものである。それらを分類すると表 1.1.1 に示す通りである。

表1.1.1 地すべり防止工の種類



地下水排除工は昔より地すべり防止対策工の主力工法である。地すべりが地下水と密接な関係を持っているため地下水排除工は多く用いられている。しかし地すべり地に分布する地下水が非常に複雑なため、これを定量的に評価し、対策工の設計に結びつけていこうとする努力は続けられているがまだまだの感がある。地盤内での地下水の流れも数値解析としては非常に精度の高い計算も可能であり、将来この分野での理論の発展は著しいものと思われるが、この進歩に遅れないようにするためには地すべり地における水の流れ、分布等の測定は今後ますます必要となってくる。排水ボーリング、集水井、暗渠など均一地盤内に設置された場合の地下水の排水量、地下水の低下量については多くの理論式が提案されているが、個々の現場でこれらの理論式を適用しても地すべり地内の地すべりの複雑さからしてうまく適合しないと思われる。全国的な規模で地下水排除工に関するデータを検討し、はじめて工学的判断が可能になると思われる。

その他間接的な工法であるが地表面被覆工法、地表水排除工なども無視できない重要な工法である。

クイ工、シャフト工、アンカー工などにより地すべり力に力でもって対抗する抑止工については安定計算によって今後予想される地すべり推力を評価し、構造物を計画・設計する。抑止工は原則として永久に力でもって地すべりに抵抗する必要があるわけだが、このための構造物が永久にその使命を果せるか問題である。しかしこのような大きな問題点を抱えながらも抑止工は地すべり防止対策として用いられることが多い。最近抑止工のうちクイ工は地すべり地内でのクイの挙動が現地計測の結果明らかにされ、理論的な設計が可能

となり、また防止工としての実績も上がっている。今後は大口径のシャフト工なども地すべりの強大な推力に抵抗する構造物として多いに利用されてくるものと思われる。アンカー工は鋼材の引張りに対して強いという特性を生かせることができる等の理由で最近地すべり対策工の仲間入りをして来た。この工法にはまだまだ問題点が多いので、その実施に当っては十分な検討が必要であり、今後各種の試験・計測を実施することによって利用度の高い工法になると思われる。

ところで地すべり防止対策を歴史的にみると江戸時代以前から主として豪雨、長雨などによる自然発生的な地すべりについて行なわれていたが、昭和35年、地すべり等防止法が施行されてからも自然発生的な地すべりについての対策が主であった。自然発生的な地すべり対策として地下水排除工を主体とする抑制工によるものが多かった。

ところが昭和30年代末頃からわが国の著しい経済成長に伴って、国土の有効利用度が急激に伸展し、山地・丘陵地が開発されるようになった。このため道路や宅地造成等による大規模土工に伴う地すべりや、ダム湛水に関連した地すべりなどの災害が急激に増加してきた。この様な地すべり対策としては従来より用いられてきた地下水排除工や排土工等の抑制工だけでは十分な対処が出来なくなり、力でもって地すべりに対抗する抑止工が多く用いられるようになってきた。

道路土工に伴う地すべりは切土工によって発生する地すべりが多いが、99個所の地すべり地で採用された対策工法を調べてみると図1.1.1<sup>2)</sup>のようであり、クイ工、アンカー工、シャフト工などを単独に用いる場合や、抑制工と抑止工を併用した対策工が多く採用されていることが伺える。すなわち抑止工単独が22%、抑止工と抑制工の併用が22%となっている。比較のために建設省土木研究所でまとめた自然発生的な地すべり対策をみると(図1.1.2参照)<sup>3)</sup>抑制工のみが60%であり、抑制工と抑止工の併用が40%となっているが、それでも、かなりの程度に自然発生的な地すべりの対策に抑止工が用いられている。そして抑止工は図1.1.1からもわかるようにクイ工がすべてである。ダム湛水に関連した地すべりの対策工に関するまとまった統計はないが道路と比較してさらに多くを抑止工に頼るケースが多くなっている。これは地すべり斜面が水没するため、地下水排除工が利用できない場合が多いためである。抑止工のうちでもアンカー工によるものが多く、クイ工、シャフト工の順に用いられているように思われる。

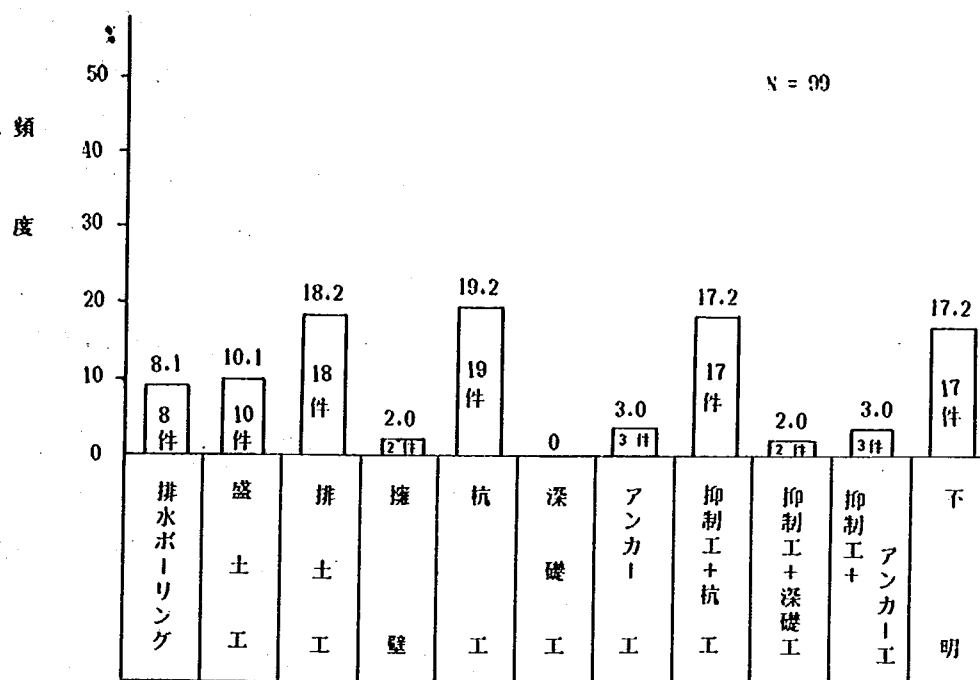


図1.1.1 対策工頻度グラフ(高速道路調査会による)

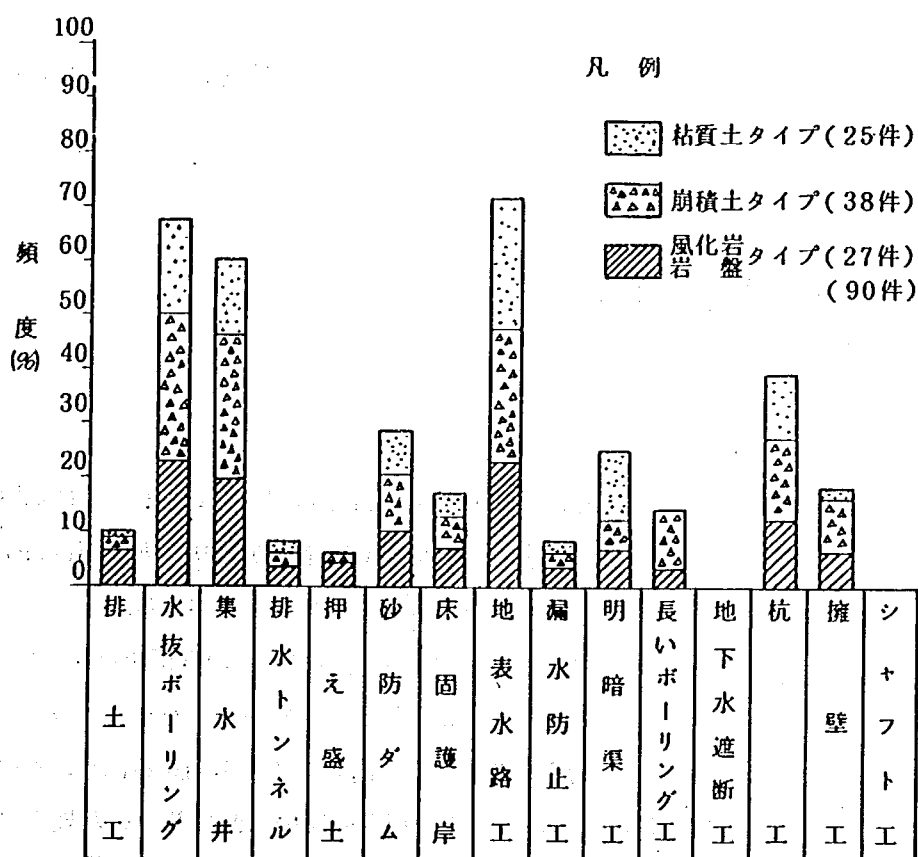


図1.1.2 対策工頻度グラフ

## 1-2 本研究の目的と意義

地すべり防止対策工のうち抑止工についての研究成果をとりまとめる。特にクイ工については従来、総括的に取扱われていたクイを抑止機能別に分類し、それらの抑止効果を取りまとめ、理論的考察を行なう。さらにクイ工の抑止効果をみるために室内実験や地すべり現地での測定を行なう。これらの実験・現地測定の結果を踏まえて現時点でクイ工の設計法はいかにあるべきかを示す。というのは本研究は著者の昭和41年以来研究の成果を取りまとめたものであり、その間のいろいろな研究者による研究成果も合せて、既に現行の地すべり防止対策グイの計画・設計に取り入れられ、地すべり抑止に大いに貢献している側面もあると思われるからである。したがってクイ工に関しては地すべり防止グイの挙動調査・測定から理論解析と設計という流れの現時点における総まとめを行なうことを目的とした。

先にも述べたように地すべり対策工としてクイ工を用いざるを得ない場合も今後さらに増加すると思われるため、本研究の成果はクイ工による地すべり防止技術の確立に大きく役立つものと思っている。

さらに本研究では地すべり地内でクイと類似の挙動を示す集水井について、それに作用する土圧や、円環断面の断面力や変形についても検討を行い、集水井の新しい設計法の確立を目的とした。地すべり地内での集水井の破壊や転倒を防止し、合理的な集水井の構造設計法の確立の一助になればと思っている。

アンカー工については新しい工法であるため地すべり地内でのアンカーの挙動や設計法について今後解明しなければならない点が多くあるため、本研究ではそれらの問題点に検討を加える。特にアンカーの新しい利用法としての縫地用アンカーの数値解析を実施する。

これらのアンカーの研究がクイ工に替って抑止工の主役になろうとしているアンカー工による地すべり防止技術の確立の端緒になればと考えている。

## 2. クイ工による地すべりの安定化

### 2-1 地すべり防止対策グイの研究の変遷

クイ工に関する研究を歴史的にみると、Lamb (1930)<sup>9)</sup>や White (1945)<sup>5)</sup> によるように粘性流体の中に剛なクイが挿入されたとしてクイにかかる抵抗力を求めた解析式や実験式があり、また Hennes (1936)<sup>6)</sup> のように地すべり土塊を塑性体と考えクイに作用する土圧を理論的に求めたものがある。

その後 Hansen (1961)<sup>7)</sup> は剛な抑えグイに極限土圧が作用したときのクイの解析を行なっている。また渡・中村 (1968)<sup>8)</sup> は  $c$ ,  $\phi$  を持つ地すべり土塊中の剛なクイに作用する土圧算定式を求め、地すべり地内のクイの抵抗力の解明を行なった。一方、福本 (1972)<sup>9)</sup> は地すべり地内のクイの挙動を実測し、その実態を明らかにしたがその後も次々と貴重な成果を報告<sup>10)~14)</sup> している。福本の現場計測に基づいた地すべりグイの研究は地すべり地内のクイの挙動を知る上で非常に大切なものなのでここで少し紙面を割いてその成果の一部をここに紹介することにする。

福本は新潟県下における地すべり地において、タワミ性の鋼管グイにストレンゲージを貼付し、クイヒズ

ミを測定することによってクイの挙動を精力的に解析した。従来の研究は実験的、解析的研究が主であったが、福本による地すべり地内におけるクイの挙動の実測により、実際のクイの挙動実態が明らかにされた。

以下福本による地すべり地における調査および計測結果を総括的に考慮し、次のような結論<sup>14)</sup>を得ている。

(i) 地すべりグイが屈曲破壊するときの型は、S字型、弓なり型、逆くの字型の3つの屈曲型に分けられる(図2.1.1参照)。

(ii) クイに生ずるモーメントは、S字型と弓型の2つの分布曲線に分けられる。

(iii) 地すべり面より上のクイ反力分布曲線は、今まで三角形分布をなすものと考えられてきた。しかし、計測の結果、地すべり面付近でゼロとなる放射物線分布をなすことが考えられる(図2.1.2参照)。

また、クイ反力の分布はかならずしもクイ頭を起点として分布せず、地すべり面の深いクイではクイ頭からかなり下の位置から分布する。10個所の地すべり地の12本の試験グイの反力分布を図2.1.3に示したが、この図で明らかなように、地すべり面の浅深に関係なく、地表付近までクイ頭が達しているときのクイ反力分布深幅(地すべり面より上の)は約4m以内となっている。

(iv) 地すべり面より上のクイ背面に働く地盤反力は微小なものとして無視し、地すべり面から突出した片持バリとする考え方が大勢を占めていた。しかし、東戸野、片町、その他の地すべりのクイ反力と土圧計測定により、地すべり面より上のクイ背面の地盤反力はクイ反力の8~10倍であることが明らかになった。したがって、地すべり土塊をクイ剛性だけで抵抗阻止させるのではなく、クイ背面の地盤反力に依存して移動を防止することが重要である。そのためには地盤反力が有効に働くようにする必要がある。

(v) 一般の地すべり防止対策用のクイは剛性ではなく、弾性床土のハリである。そして、クイ反力、地盤反力および地すべり土圧との応力関係は図2.1.4のように表わされる。

(vi) 地すべり面からの突出長の長短により、モーメント分布が変化する。すなわち、突出長が短いときの第2最大モーメントが最も大きい値となる。そして突出長が長くなるにつれて、地すべり面の下の第2最大モーメントは小さくなり、第1最大モーメントの値に近くなる。この原因は突出長が長くなるとクイ頭付近に拘束反力が働くために第2最大モーメントが小さくなるのである。その反面第1最大モーメントは大きくかる(図2.1.5参照)。

(vii) 根入れ長はクイ長に関係なく、クイの剛性と土の強度を加味したクイの特性長 $\beta$ により決定すべきである。

(viii) 引抜きグイ17本の破壊点は、地すべり面から0.7~0.8mの深さにあった。

また、これらのクイの破壊点の土の強度はほとんどN値10~20であって、強度の低い地盤中で破壊している。もしもクイが破壊する前に土が塑性破壊するならモーメント最大点が低下移動し、また計算値よりも深い点でクイが破壊するはずである。しかし破壊点は計算値とほぼ一致し、またヒズミ計測によるモーメント最大点の移動がほとんどなく、土が塑性化する前にクイが破壊したことを表わしている。

(ix) クイに生じるモーメント、せん断力、反力、クワミなどの分布曲線は地すべりの移動状況、すべり面深度、土質強度、クイの剛性、すべり面上部から上部のクイ長、クイ背面(谷側)斜面の抵抗力によって左右される。

(x) 以上のことから、クイ工の設計・施工上の要点は、地すべり移動土塊をクイの強度だけで抵抗させるのではなく、クイ背面土塊の地盤反力に依存し、利用するよう設計することが重要である。そのためには、まず最初に斜面山脚部を固定する工法から施工すべきである。そして斜面長が長いときは数段のクイ打ちを施工し、クイ背面土塊の安定保護に注意を払わなければならない。また、斜面末端部より施工するよりは、斜面中腹から始めることが望ましい。

しかしここで福本の研究成果の問題点を論じてみると(i), (ii)でクイに発生するモーメントの分布形を大別するとS字型と弓型分布があるが、クイの破壊型について逆くの字型破壊は弓なり型の変形がさらに進行した結果と考えられ、地すべりの移動量の差とは考えられない。

またクイに発生するS字型モーメント分布ではすべり面の上下で最大曲げモーメント点が現われ、この両点で破壊が起こること、また弓型モーメント分布ではすべり面下部の最大曲げモーメント点で破壊するということが現地で確認された意義は大きい。

また(iii)で地すべり面のクイの反力分布曲線について考察しているが、クイ反力分布と地すべり土塊内部応力分布とを混同しているものと考えられる。すなわち地すべり土塊のある垂直壁に作用する土圧強度分布は通常三角分布を仮定しており、またクイに作用する荷重分布も三角分布と考えていたが、これはクイ反力分布とは異なるものである。クイを施工することによってクイ位置での地すべり内力はクイ反力分だけ減じられたような形で、クイ下方斜面に伝達されると思われる。当然(iv)で示されているクイ背面の地盤反力はクイ位置の地すべり土塊内内力によっては大きくなるものと考えられる。

(v), (vi), (vii), (ix)の項目は現地測定によって確認された貴重な成果であり、今後の地すべり地内におけるタワミ性のクイを解析する場合に非常に参考になるものである。

また(x)へ項目についてはクイ背面の地盤をどのように評価するか今後問題にして行かなければならない。

以上いろいろと福本によって得られた結論について問題点を論じたが、一般に地すべり地に用いられている鋼管グイは地すべり地内で変形し、その時クイ周辺部での地盤の破壊は生じておらず、またクイの施工位置によってクイの挙動が異なることが明らかになるなど、今後の地すべり地内の地すべり防止対策グイの設計上の非常に貴重な資料が多数得られた意義は大きいものと思われる。

また Broms (1972)<sup>15)</sup> は粘性土地盤内でのクイの破壊型とそのときクイ周辺部で発生する極限土圧との関係を取りまとめ、クイの種類によりその挙動が異なることを明らかにした。

福岡(1972)<sup>16)</sup> および谷口・山田(1973)<sup>17)</sup> はすべり面を持った地すべり土塊内のクイの理論的解析を行なった。

地すべり防止グイに地すべり力が働いた場合、クイは図2.1.6に示すような変位を示すものと考えられる。

図2.1.6において、便宜上このクイをすべり面で、移動層中のクイと不動層中のクイに分けて考えると、この2本のクイはすべり面の位置では連続した1本のクイであるので、次の条件を満たさなければならない。

(i) タワミ角が等しいこと

(ii) モーメントが等しいこと

(iii) セン断力が等しいこと

ところで、独立した2本のクイ、すなわち、移動中のクイ頭に同じ大きさのすべり力が作用する場合、ク

イの断面が同じで、それぞれの弾性係数が違うとき、 $x=0$  の位置で両者のタワミ角、モーメントが等しくなることは容易に理解される。したがって、これは連続した1本のクイとなるためには、 $x=0$  の位置で両者のタワミ角及びモーメントが等しくなるような仮想のモーメント  $M_0$  がそれぞれ作用しているものと考えられる。そこで、基準座標を図 2.1.6 に示すようにとり、Chang の式を基本にして境界条件を設定し、タワミ曲線の方程式を解いてクイのタワミ、タワミ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力などを求める式を誘導している。詳細については 2—2—3 で述べるが、すべり面を持つ弾性地盤内でクイ背面の反力が十分期待できる場合のタワミグイの挙動を理論的に解いた意義は大きい。問題はすべり面上部の地すべり土塊が水平方向に一様に変形をしなかったり、クイ背面に十分な地盤反力が無い場合には福岡等の解析結果は用いられない。しかし一般的にいて実際の地すべり地内のクイの挙動を十分解析できる一つの方法が開発されたといえる。

伊藤等(1973)<sup>18)</sup> はクイ周辺の土塊の塑性変形及び塑性流動で、クイ間隔の違いを考慮してクイに作用する土圧算定式を求めている。申(1973)<sup>19)</sup> はフーチング下の基礎地盤の破壊を参考に剛なクイに作用する極限土圧式を導びいている。

また中村(1977)<sup>20)</sup> は地すべり地内におけるクイの抑止効果を三つに分類し、それぞれのタイプのクイに対する解析方法を示すとともに、福岡等(1972)<sup>16)</sup> によって解析されたクイを有限長のクイにも適用できるよう拡張した。

申(1978)<sup>21)</sup> は弾性床土上のタワミ性のクイに分布荷重が作用したときのクイの挙動を解析し、クイ背面の土塊の抵抗力を考慮して地すべり斜面の安定度の評価を行なっている。

駒村(1979)<sup>22)</sup> は弾性地盤や粘性地盤等の地盤内にタワミグイが鉛直に埋め込まれ、これに分布荷重が作用したときのクイの挙動を解析した。

一方 Ginzburg (1979)<sup>23)</sup> は剛なクイ間のアーチ作用を考慮したクイに作用する土圧算定法を示した。また中村(1980)<sup>24)</sup> は地すべり地内での剛なクイの理論的解析を実施した。この方法は剛なクイの変形と、地盤強度を考慮してクイの抵抗等を算定するものである。

また Baguelin (1976)<sup>25)</sup> のようにクイの変形と地すべり土塊の変形を同時に考慮するなど、多くの研究者によってタワミグイあるいは剛なクイの挙動を解析する手法も開発されている。

一方中国では剛なクイ（一般には長方形）を用いての地すべり抑止工が盛んに用いられ、剛体グイの設計方法が提示される(1983)<sup>26)</sup> 段階に至っている。また最近では福岡により実験的に剛なクイに作用する土圧測定に基づいた検討が進められるなどますますこれからも地すべり地内のクイに関する研究は進歩するものと思われる。

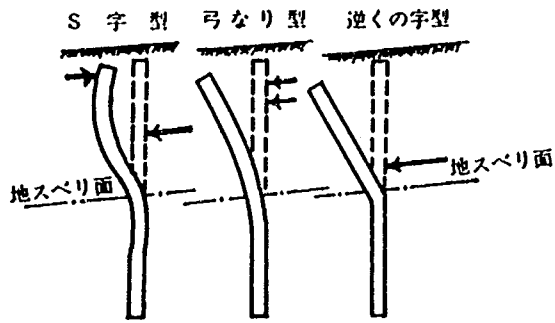


図2.1.1 クイ破壊タイプ  
(福本安正による)

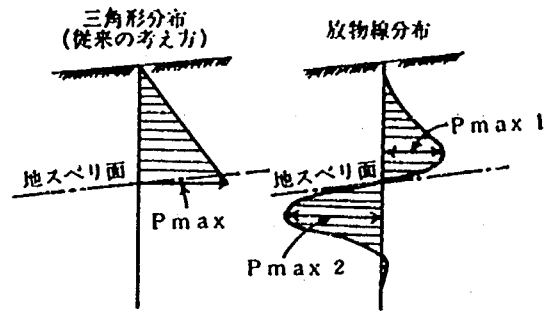


図2.1.2 クイ反力分布  
(福本安正による)

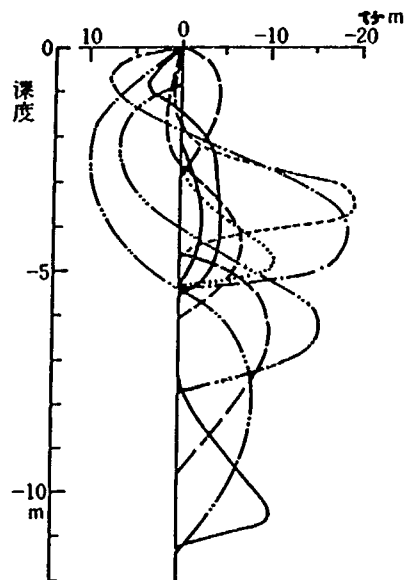
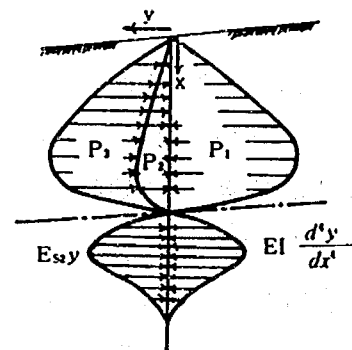


図2.1.3 地すべり面より上のクイ反力分布  
(福本安正による)



1. 地すべり面の上部  

$$P_1 = -(P_2 + P_3) = -(EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_{s1} y) \dots \dots (6)$$
2. 地すべり面の下部  

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_{s2} y = 0 \dots \dots (7)$$

図2.1.4 地すべり防止グイの応力関係  
(福本安正による)

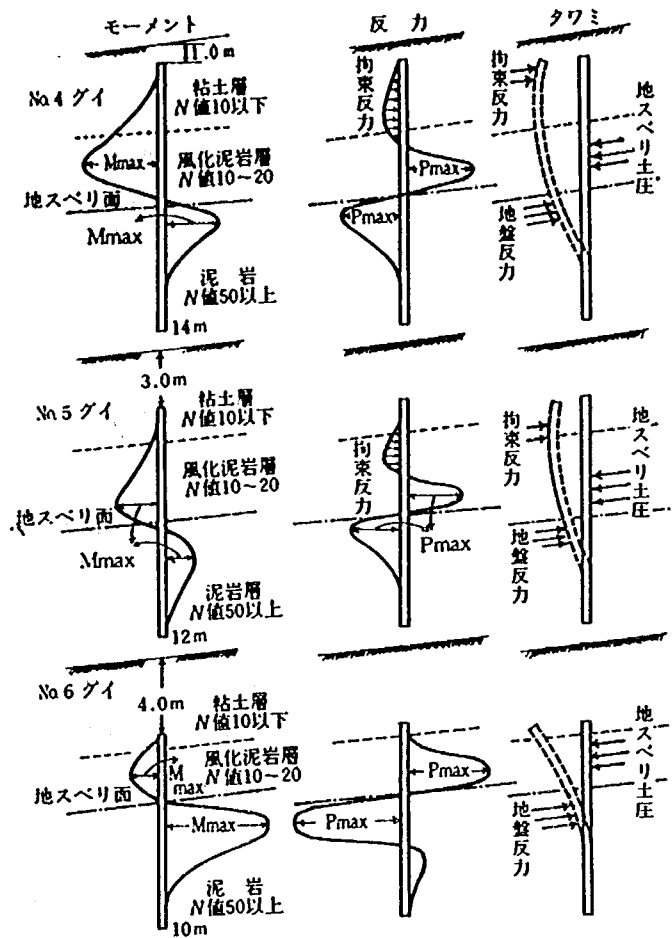


図2.1.5 突出長の相違によるモーメント・反力・タワミ分布曲線  
(福本安正による)

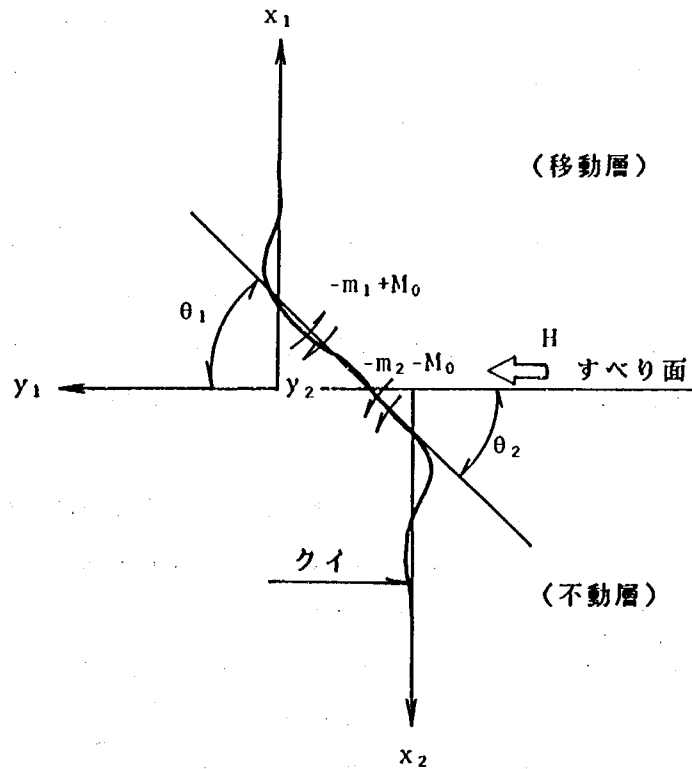


図2.1.6 クイの解析図(谷口敏雄、山田孝治による)

## 2-2 クイの抑止効果と理論

### 2-2-1 クイの抑止効果と分類

地すべり防止対策上の一つとしてクイ打ち工が用いられることが多いが、地すべり運動の実態などが明らかでなかった点であり、クイ打ち工に対する考え方は統一されたものがない。現在のところクイの効果に対する代表的な考え方として谷口、高野、渡のものがある。

谷口<sup>27)</sup>はクイ打ち工の効果として

- (i) クイの強さによって抵抗力を増加させ地すべりを防止する。
- (ii) 軟弱な土質の地域にクイを打つことによって緊密にさせ、この抵抗により地すべりを防止する。

高野<sup>28)</sup>は

地すべり移動層を直接抑えるために地すべり地内にクイを打ち、基岩の中に根を入れクイの抵抗によって移動を阻止する。

また渡<sup>29)</sup>は

- (i) 地盤を強化してその地盤変動を極力防止したり、コンプレッションゾーンの強化を図る。
- (ii) 移動土塊と不動地盤の間にクサビを打ち込んで、そのすべりを防止する（大型ロックボルト）。

これらの考えをまとめてみると地すべり防止対策グイには次の三つの抑止効果<sup>20)</sup>があることがわかる。

- (i) 地すべり移動層を直接抑える——抑え効果
- (ii) 移動層と不動層の間にクサビを打ち込み、すべりを抑える——クサビ効果
- (iii) 地盤の強度を増加させる——補強効果

これら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などによって発揮される。しかし従来これらのことを十分に吟味せずにクイにかかる土圧算定式より求めた値を安定解析式に付加したり、また一般には安定解析より求めた安全率を高めるに必要な、すべり面におけるせん断抵抗力の不足分をクイのせん断力でもたせるという条件でクイを設計していたが、十分にその効果をあげずクイが破壊・切断されたり、倒れたりすることも多かった。

地すべりグイに対する研究もすでに前章で述べたように多くの研究者によってなされ、多くの成果が報告されている。たとえば谷口・山田および福岡により提案された適合度の良い解析法や福本による現場でのクイの挙動解析などがある一方、地すべり機構を十分ふまえず解析が行なわれたものも多かった。そこでここではこれまでの成果もとり入れ、また地すべり機構に基いて抑止効果別に地すべり地内でのクイ挙動を明らかにして理論的解析法を示すことになる。

現在地すべり地でクイ打ち工の使用される頻度は高く、特に道路関係あるいは災害復旧関係の工事においては著しい。使用されているクイの種類をみると、一つは直径 1.5~3.5 m 程度の大口径グイで、シャフト工と呼ばれ、地すべり地での地盤条件により大口径の機械削孔が困難であったり、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、普通のクイでは地すべり土塊に抵抗できない場合にこのシャフト工が用いられている。もう一つはいわゆるクイ工で、大口径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、あるいは鋼管の中に H 鋼や鋼管を挿入して強度を高めた合成グイ（一般的に直径

318.5 mm～457.2 mm) を挿入したり、コンクリートグイや H 鋼、木グイなどを打ち込む場合がある。

したがって現在地すべり地で使用されているクイを大別すると剛体グイ（タワミの小さいクイも含める）とタワミグイに分類することができる。剛体グイとしては、シャフトや短いクイが該当し、タワミグイとしては一般にクイ工に用いられているクイが相当する。

クイは地盤との相対強度によって剛体グイとタワミグイとに分類することができる。一般に地すべり地内で用いられているクイは地盤に対して相対的に強度が弱いことが現場計測により明らかになっている<sup>14)</sup>。

図 2.2.1 は地すべりの模式的断面を示したが、すべり面（多くはいわゆるすべり面粘土をはさむ）を境界にして上部が移動層となり下部が不動層となる。すべり面は一般に地質的条件に規制されることが多く、したがって基盤面となるため、変化が多く不規則な面であることがしばしばある。また地すべり頭部でテンションゾーンが形成されたり、末端部では地すべりタイプによっては明瞭なすべり面が形成され、末端隆起の少ない場合（新潟県の第三紀層地すべりに多い）や、すべり面が不明瞭で末端隆起部の成長が著しい場合などもある。そのためクイの設置箇所によって、クイに対する地すべりの作用の仕方も異なることがわかる。すなわち図 2.2.1 に示したようにクイが地すべり地の頭部（テンションクラックの生じる部分）や末端隆起を生じたりする受働部あるいは中間部（頭部と末端部に挟まれた部分ですべりの主働部）にそれぞれクイ C、クイ A さらにクイ B が設置される場合などもある。

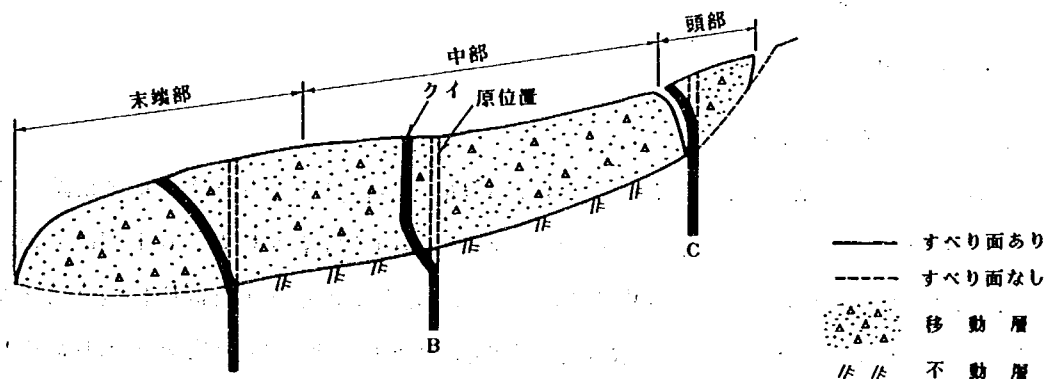


図2.2.1 地すべりとタワミグイの概念図

先にも述べたようにクイには3つの抑止効果<sup>20)</sup>があるが、補強効果についてはまだ不明な点がある。しかし、クイの施工位置によって地すべりに対して抑え効果とクサビ効果があることは明らかである。抑えグイは地すべりを直接抑える機能を持つクイで地すべりの末端部、地すべりの滑落崖直下、テンションクラックの近くや地すべり頭部付近に設置されるもので図 2.2.1 の A、C が相当する。

またクサビグイは移動土塊と不動土塊の間にクサビを打込み、クサビ効果を発揮しようとするクイで図 2.2.1 の B がこれに相当する。

一方剛体グイに対しては図 2.2.2 に示すような抑止効果<sup>30)</sup>を概念的に表わすことができる。

すなわち図 2.2.2 の A、B では抑えグイとしてクイより上部斜面の土塊をささえ、C ではクサビグイとして地すべり力に対抗しようとするものである。

以上クイの効果及び種類について述べてきたがクイを抑止効果という観点より分類すると表 2.2.1 のようになり、以下これら分類に従ってクイの抑止効果についての理論検討を行なうことにする。

表2.2.1 クイの分類

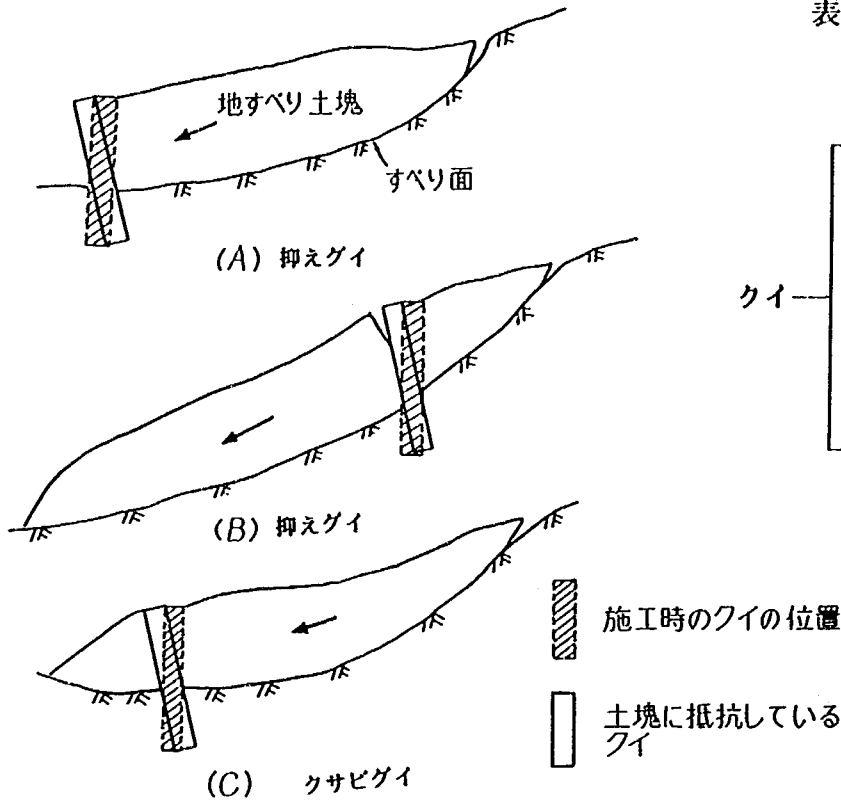
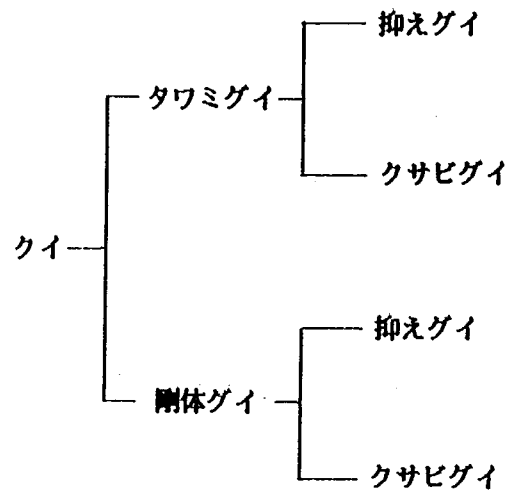


図2.2.2 剛体グイの抑止効果

## 2-2-2 タワミ抑えグイの理論的解析

タワミグイにより地すべり土塊が移動してくるのを片持バリの的に直接抑えようとするクイに関して今までに特に研究された成果は見られない。しかしこのタイプのクイについてはすべり面より上部において地すべりより作用する土圧が求められれば一般土木の基礎における水平力を受けるクイと同様に扱うことができると考えられる。この水平力を受けるタワミグイに関する研究成果は非常に多くあり<sup>31)</sup>、地すべりのタワミグイにもそのまま適用できるものと考えられたため以下基礎グイの代表的な解析式である Chang<sup>32)</sup> の式を基に解析を進めることにする。なおすべり面上部にかかる土圧の問題については2-5-3, 2-5-4で論じることにする。

いま地すべりに施工されたクイに地すべりによる滑動力が図2.2.3に示されるように集中荷重として負荷

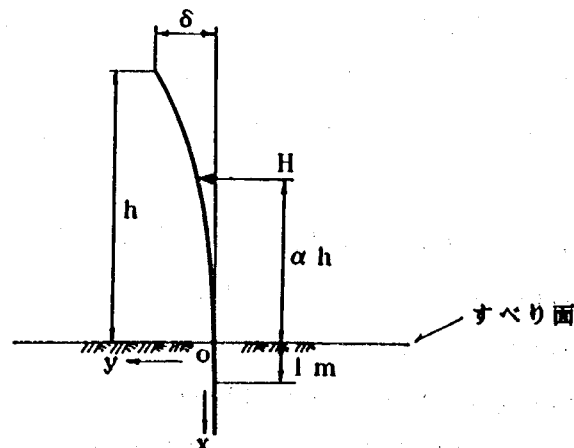


図2.2.3 抑えグイの解析図

された場合を考えてみる。

座標軸の原点をすべり面にとり、クイのタワミの方向を  $y$  軸にもと、クイの満足すべき弾性方程式は次の式で与えられる。

すべり面の上部では

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

すべり面下部では

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + P = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

ここで  $P$  はクイに作用する反力強度で、クイのタワミ  $y$  に比例すると仮定すれば

$$P = E_s y$$

で表わされる。Chang はここで  $E_s = \text{一定}$  として解いた。

(2.2.1) 式の一般解は

$$y_1 = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

(2.2.2) 式の一般解は

$$y_2 = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

で表わされる。

ここで、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

上式で  $a_0, a_1, a_2, a_3$  及び  $A, B, C, D$  は積分定数で適当な境界条件を与えることによって決められる。

実際のクイについて  $x = \infty$  では、 $y_2 = 0, \frac{dy}{dx} = 0$  でなければならない。したがって、

$$A = B = 0$$

よって、(2.2.4) 式は

$$y_2 = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (2.2.5)$$

また、クイのすべり面より上部では

$$EI \frac{d^3 y_1}{dx^3} = S = -H$$

という条件から

$$\frac{d^3 y_1}{dx^3} = 6a_3 = \frac{H}{EI} \quad \therefore a_3 = \frac{H}{6EI}$$

を得る。

ここでクイ頭が自由の場合を考えるとこの場合の境界条件は  $x = -ah$  で曲げモーメントは 0 である。すなわち、

$$EI \frac{d^2 y_1}{dx^2} = 0$$

また  $x=0$  では

$$y_1 = y_2, \quad y_1' = y_2', \quad y_1'' = y_2'', \quad y_1''' = y_2'''$$

となる。

以上のことから、積分定数を求めてみると

$$a_0 = \frac{H(\alpha \cdot \beta \cdot h + 1)}{2EI \cdot \beta^3}$$

$$a_1 = \frac{-H(2\alpha \cdot \beta \cdot h + 1)}{2EI\beta^2}$$

$$a_2 = \frac{H \cdot \alpha \cdot h}{2EI}$$

$$a_3 = \frac{H}{6EI}$$

$$C = \frac{H(\alpha \cdot \beta \cdot h + 1)}{2EI \cdot \beta^3}$$

$$D = \frac{-H \cdot \alpha \cdot h}{2EI\beta^2}$$

この値を (2.2.3) 式と (2.2.4) 式に代入して、タワミ式を求めると

$$y_1 = \frac{Hh^3}{6EI(\beta h)^3} \{3(1 + \alpha \cdot \beta h) - 3(1 + 2\alpha \cdot \beta h)(\beta x) + 3\alpha \cdot \beta h(\beta x)^2 + (\beta x)^3\} \dots\dots\dots (2.2.6)$$

$$y_2 = \frac{H \cdot h^3 e^{-\beta x}}{2EI(\beta x)^3} \{(1 + \beta h)\cos\beta x - \beta h\sin\beta x\} \dots\dots\dots (2.2.7)$$

となる。

したがって、 $-ah \leq x \leq 0$  では

$$M_1 = -EI \frac{d^2 y_1}{dx^2} = -H(ah + x) \dots\dots\dots (2.2.8)$$

$$S_1 = -EI \frac{d^3 y_1}{dx^3} = -H \dots\dots\dots (2.2.9)$$

$$M_{\max} = -H \cdot \alpha \cdot h \quad (x=0) \dots\dots\dots (3.2.10)$$

また  $0 < x < \infty$  では

$$M_2 = -EI \frac{d^2 y_2}{dx^2} = \frac{-He^{-\beta x}}{\beta} \{\alpha \cdot \beta h \cos\beta x + (1 + \beta h)\sin\beta x\} \dots\dots\dots (2.2.11)$$

$$S_2 = -EI \frac{d^3 y_2}{dx^3} = -He^{-\beta x} \{\cos\beta x - (1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h)\sin\beta x\} \dots\dots\dots (2.2.12)$$

(2.2.6) 式からクイの頭部の変位 ( $\delta$ ) を求めると、相反作用の定理から  $x = -h$  に  $H$  を作用した時の  $x = -ah$  点のタワミと  $x = -ah$  点に作用した時の  $x = -h$  点のタワミは等しいと考えられるので  $\alpha = 1$  とおいた式に、 $x = -ah$  を代入すれば  $\delta$  が求まる。

$$\delta = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \alpha^2(3-\alpha)(\beta h) + 6\alpha(\beta h)^2 + 3(\alpha-1)(\beta h) + 3 \} \dots\dots\dots (2.2.13)$$

次にすべり面におけるクイの変位 ( $f$ ) は (2.2.13) 式で  $x=0$  とおいて

$$f = \frac{H}{2EI\beta^3} (1 + \alpha \cdot \beta \cdot h) \dots\dots\dots (2.2.14)$$

が求められる。

クイに生ずる最大曲げモーメントは一般にすべり面以下になり、その深さを  $l_m$  として、(2.2.12)式で  $x = l_m$  とおき  $S=0$  とすると、この値を求めることができる。

$$\cos\beta l_m - (1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h) \sin\beta l_m = 0$$

$$\therefore \tan\beta l_m = (1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h)$$

したがって

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h} \dots\dots\dots (2.2.15)$$

この位置の曲げモーメントを求めると、これが最大曲げモーメントとなり次式が得られる。

$$M_{\max} = -\frac{H \cdot h}{2(\beta \cdot h)} \sqrt{(1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h}\right) \dots\dots\dots (2.2.16)$$

クイに生ずるせん断力はすべり面では  $H$  であり、最大せん断力はすべり面以下に生じ、この位置をすべり面よりも深さ  $l_s$  とし、これを求めるために、 $\frac{ds}{dx} = -EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = 0$  として  $l_s$  を計算すると

$$l_s = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \alpha \cdot \beta \cdot h}{\alpha \cdot \beta \cdot h} \dots\dots\dots (3.2.17)$$

この値を用いて最大せん断力を求めると

$$S_{\max} = H \sqrt{2\alpha^2 \beta^2 h^2 + 2\alpha \cdot \beta \cdot h + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{\alpha \beta h + 1}{\alpha \cdot \beta \cdot h}\right) \dots\dots\dots (2.2.18)$$

以上計算式を示したがここで使用されている記号は次のごとくである。

$E_s = K \cdot B$  : クイの横方向弾性係数

$B$  : クイの巾またはクイ径

$K$  : 地盤反力係数

$EI$  : クイの曲げ剛性

$E$  : クイの弾性係数

$I$  : クイの断面二次モーメント

$H$  : 水平荷重

$h$  : クイのすべり面上の高さ (cm)

$\delta$  : クイ頭部の変位 (cm)

$f$  : すべり面におけるクイの変位 (cm)

$\alpha$  : 力の作用点よりすべり面までの高さでクイの有効長の比

$l_m$  : 最大曲げモーメントの発生する点のすべり面よりの深さ

$l_s$  : 最大せん断力の発生する点のすべり面よりの深さ

$M_{\max}$  : クイに発生する最大曲げモーメント

$S_{\max}$  : クイに発生する最大せん断応力

ここで、たとえばクイ径 318.5 mm (肉厚 6.9 mm) の鋼グイを抑えグイに使用した場合について検討する。すべり面強度定数  $c=1.4 \text{ tf/m}^2$ ,  $\phi=5$  度, すべり面勾配 10 度, 移動層厚 15 m という条件で計算すると, すべり面上部でクイ背面に作用する土圧を三角形分布と仮定し, 単位幅の移動層を 1 本のクイでもたせようとすると, クイの許容曲げモーメントは  $7.2 \text{ tf} \cdot \text{m}$  なので, 斜面長としてわずか 1 m の土塊しか抑えることができない。クイ内部に H 鋼などを入れた合成グイも考えられるが, いずれにしてもタワミやすいクイでは大きな水平力に対抗するには大変である。

このため頭部をアンカーで引くとか, 剛性の大きい鋼管を用いることが多い。

## 2-2-3 タワミクサビグイの理論的解析

地すべり移動土塊中に地盤の強度に比較して強度の小さいタワミ性のクイを挿入したときのクイに作用する土圧あるいはクイの挙動に関する研究には Broms<sup>15)</sup>, 福岡<sup>16)</sup> および谷口・山田<sup>17)</sup>, 中村<sup>20)</sup>, 申<sup>21)</sup>, 駒村<sup>22)</sup> や Baguelin<sup>25)</sup> 等によるものがあるが, 先ずこれらの研究を論じ, 次にタワミクサビグイの解析について述べることにする。

Broms は非粘性土<sup>33)</sup>, 粘性土<sup>34)</sup> 中における単グイの側方抵抗力に関する実験的, 解析的研究を行なった。

非粘性土地盤においてクイに作用する極限水平抵抗強度は次式で求まるとしている。

$$Q=3D\gamma zK_p \dots\dots\dots (2.2.19)$$

ここで

$Q$  : クイに作用する極限水平抵抗強度

$D$  : クイの直径

$\gamma$  : 土の単位体積重量

$z$  : 地表からの深度

$K_p$  : ランキンの受働土圧係数

$$= \frac{1+\sin\phi_d}{1-\sin\phi_d}$$

(但し  $\phi_d$  : 排水三軸試験より求まる内部摩擦角)

また粘性土地盤においてクイに作用する極限水平抵抗強度は次式で求まるとしている。

$$Q=9CuD \dots\dots\dots (2.2.20)$$

ここで

$Q$  : クイに使用する極限水平抵抗強度

$D$  : クイ径

$Cu$  : 非排水せん断強度

そして地すべり土塊内に設置されたクイの周辺地盤が破壊する時点をもってクイが発揮する極限抵抗土圧

としている。

さらに Broms<sup>15)</sup> は斜面末端部でのクイの破壊形について図 2.2.4 に示す 6 つのケースを考えている。地すべり斜面が固結粘土や頁岩のような粘性土で構成されているとき、図 2.2.4 のクイの破壊形に対応して図 2.2.5 のようなクイ周辺での地盤の破壊するときクイに作用する極限土圧を想定している。

図 2.2.4 と図 2.2.5 を対比してみると、ケース A は比較的短いクイの破壊形を示したもので、この場合、クイとすべり土塊は一体となって働く。すべり面下のクイ長が短い時はクイは地盤を破壊しながら地すべりの移動とともに変位する。クイの横抵抗はすべり面より下に入り込んで片持バリとして作用する。クイに発生する最大曲げモーメントはすべり面下のクイ長の増加とともに増大する。

最大曲げモーメントがクイの降伏強度に達すると、塑性ヒンジがすべり面上のクイ部に形成される。ケース B はクイがこの塑性ヒンジで破壊された状態を示す。

さらにすべり面下のクイ長が長くなると、ケース C のようにすべり面上下で塑性ヒンジが形成されることになる。

また他のケースの破壊機構としてケース D, E, F が考えられる。クイが非常に短いときの破壊形はケース F である。

いま二つの塑性ヒンジが発生するとき（ケース C）を考えてみることにする（図 2.2.6 参照）。

図より、すべり面周辺のクイ部の土塊が破壊され、このときクイに塑性ヒンジが発生したとすると次の関係式が成り立つ。

$$V = T = T_s \cdot a \dots\dots\dots (2.2.21)$$

$T_s$  : クイにかかる土の破壊時に発生する最大せん断強度

$a$  : 土圧のかかる長さ（図 2.2.6 参照）

$$M_{\max} = \frac{1}{2} T \cdot a = M_{\text{yield}} \dots\dots\dots (2.2.22)$$

$M_{\max}$  : クイに発生する最大曲げモーメント

$M_{\text{yield}}$  : クイの降伏曲げモーメント

$T$  : クイのせん断抵抗力

$V$  : クイにかかるせん断力

(2.2.21), (2.2.22) 式より

$$T = \sqrt{2 \cdot M_{\text{yield}} \cdot T_s} \dots\dots\dots (2.2.23)$$

しかるに、 $T_s = 9CuD$  なので

$$T = \sqrt{18 M_{\text{yield}} \cdot Cu \cdot D} \dots\dots\dots (2.2.24)$$

（ただし  $D$  はクイの直径）

図に示すと図 2.2.6 のような土圧分布になるが、解析としては、塑性ヒンジでは最大曲げモーメント ( $M_{\max}$ ) が作用し、せん断力  $T$  を 0 とする。また  $M_{\max}$  がクイの降伏曲げ強度  $M_{\text{yield}}$  に等しいとすると土圧分布が対称になるのですべり面においては曲げモーメントは零となり、せん断力  $V$  は、クイのせん断抵抗力  $T$  に等しい。クイのまわりに発生する土の最大せん断強度は、土質条件により異なる。粘土あるいは粘性土の場合は  $9Cu$  となり、 $Cu$  は土のせん断強度である。 $Cu$  はベーン試験や三軸圧縮試験によって求められる。

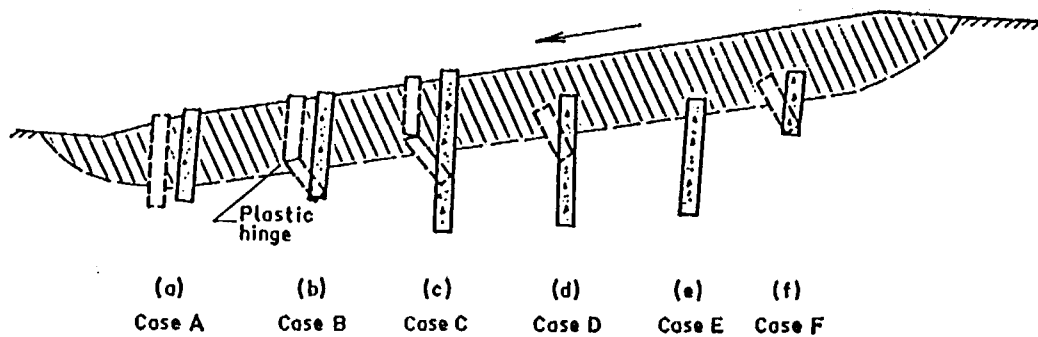


図2.2.4 クイの破壊状態(Bromsによる)

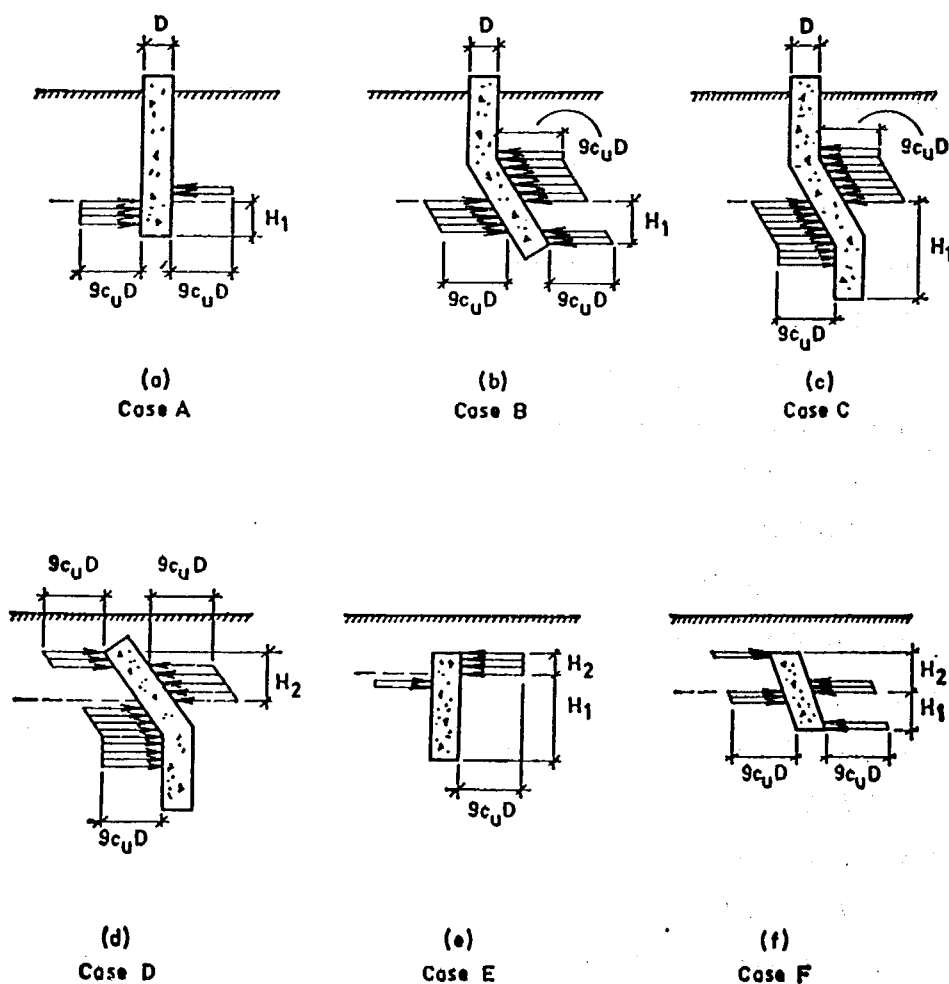


図2.2.5 破壊時にクイにかかる土圧分布図(Bromsによる)

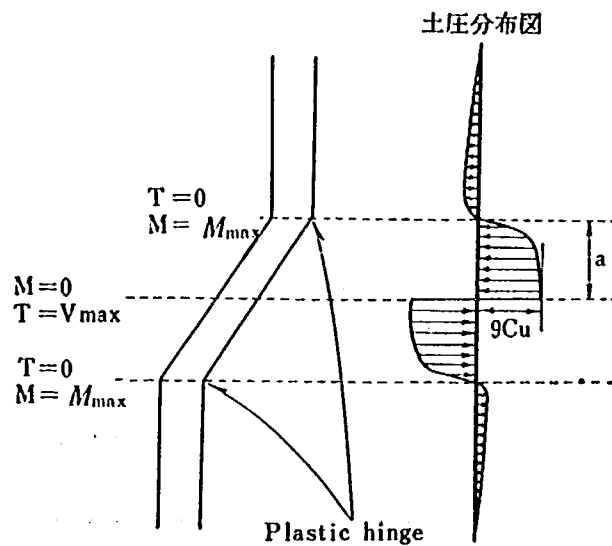


図2.2.6 すべり面付近での塑性ヒンジの形成(Bromsによる)

ここで例をあげると、

$$D=1\text{ m}$$

$$M_{\text{yield}}=18\text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$Cu=9\text{ tf/m}^2$$

とすると

(2.2.24) 式より

$$T=\sqrt{18\times 18\times 9\times 1}=54\text{ tf}$$

すなわちすべり面で発生する最大せん断力は 54 tf である。しかし、このすべり面で発生するせん断力はクイの保有する許容せん断力よりも小さい。

以上の説明で明らかなようにクイの破壊とクイの抵抗に関して非常に系統的に検討を加えており、クイの周辺部で破壊の発生するような地盤条件の場合には Broms の考え方をを用いることができると思われる。しかし実際の現場での測定結果(一例として福本の研究<sup>14)</sup>)でも明らかなように一般の地すべり防止対策工で用いられているクイの場合、クイの強度の方が地盤の強度よりも小さく、クイが破壊されるのが通常である。Broms の検討したクイのようにクイ周辺の地盤破壊が発生するようなケースは北欧のクイッククレーのように非常に地盤強度の小さい場合は考えられるが、わが国の地すべり地の場合には地盤の破壊よりもクイ(通常地すべり対策上に用いられているもの)の破壊が先に起ると考えてよい。

福岡<sup>16)</sup> および谷口・山田<sup>17)</sup> はすべり面を持ち弾性地盤より構成された地すべり地内にクワミグイが挿入された場合のクイの理論的な解析を行なったが、これについては後で詳細に紹介したい。また中村<sup>20)</sup> は福岡等がすべり面の上下で無限の根入れ長を持つクイについての検討を行なったのに対し、同一の地盤条件においてすべり面の上下でクイの根入れ長が有限の場合について解析を行なったが、これについても後述したい。

一方申<sup>21)</sup>は弾性床止のハリに任意の分布荷重が作用したとして Chang の式を基本に地すべり地内に挿入されたクイについての解析を行なっている。

この方法はクイ背面の土塊が半無限に広がる弾性地盤を仮定しており、またクイ背面にはすべり面が存在しないとし、解析を行なっている。

申は解析に当たっての仮定条件として

- (i) クイは前面にも後面にも力を伝え得るように埋められている。
- (ii) クイがたわむ場合に各断面の受ける反力  $q$  は連続的に分布する。
- (iii) クイの受ける地盤反力はクイのタワミに 1 次比例する (Y.L. Chang の規準)。
- (iv) 地すべり推力は分布荷重として働く。

そこでクイの曲げ剛性を  $EI$ 、深さ  $x$  でのタワミを  $y$  とすれば、クイの基本式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q \dots\dots\dots (2.2.25)$$

で与えられる。荷重点以外での点における外力は地盤反力のみであるから、仮定(iii)により、

$$q = -E_s \cdot y \dots\dots\dots (2.2.26)$$

ここに、 $E_s$ : 土の弾性係数 (一定)

したがって (2.2.25) 式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \dots\dots\dots (2.2.27)$$

もし、荷重が分布荷重  $f(x)$  として与えられれば、(2.2.26) 式は

$$q = f(x) - E_s y \dots\dots\dots (2.2.28)$$

よって (2.2.25) 式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s \cdot y = f(x) \dots\dots\dots (2.2.29)$$

地すべり推力は一般に分布荷重として働くものと考えられることから、(2.2.29)式の解が求める解である。

(2.2.29) 式の解は、(2.2.27) 式の一般解と (2.2.29) 式の特解の和として求まる。(2.2.27) 式の一般解は、Y.L. Chang の解として知られているものであり、

$$y = e^{\beta x}(A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C \cos \beta x + D \sin \beta x) \dots\dots\dots (2.2.30)$$

ここに、 $\beta = \sqrt{\frac{E_s}{4EI}}$

(2.2.30) 式の  $A, B, C, D$  はいずれも定数であり適当な境界条件を与えれば決定される。荷重を  $H$  とすれば、 $H$  はつねに、(2.2.30) 式のカッコの外にくくり出すことができる。したがって、(2.2.30) 式の  $H$  を  $f(x)dx$  ( $f(x)$ : 荷重素) におきかえ、(2.2.30) 式を  $x$  について積分すれば、分布荷重  $f(x)$  のもとでの一般解が求められる。

D を微分演算子とすれば、(2.2.29) 式の特性方程式は、

$$(D^4 + 4\beta^4)y = \frac{1}{EI}f(x) \quad \therefore y = \frac{1}{4EI\beta^4} \left(1 - \frac{D^4}{4\beta^4} + \dots\right)f(x) \dots\dots\dots (2.2.31)$$

したがって、分布荷重  $f(x)$  が  $x$  についての 4 次式であるとしても、(2.2.31) 式は

$$y = \frac{1}{4EI\beta^4}[f(x) - a] = \frac{1}{E_s}[f(x) - a]$$

ここで、 $a$  : 定数

いま、地すべり推力の合力を  $H$ 、すべり面までの深さを  $h$  とすれば、

$$\left. \begin{array}{l} \text{等分布荷重} \quad : f(x) = \frac{H}{h}, \quad a=0 \\ \text{三角形分布荷重} : f(x) = \frac{2H}{h^2}x, \quad a=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2.32)$$

よって (2.2.29) 式の一般解は、

$$y = [(2.2.30) \text{ 式の右辺}] + f(x) / E_s \dots\dots\dots (2.2.33)$$

とくに三角形分布であれば、

$$\left. \begin{array}{l} y = [(2.2.30) \text{ 式の右辺}] + \frac{y}{E}x \\ \eta = 2H / h^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2.34)$$

として簡単にもとまるとしている。

申は (2.2.34) 式を解くにあたって荷重は三角形分布とし、次のような約束をしている。

$$\Theta = e^{\beta x} \cos \beta x$$

$$Z = e^{\beta x} \sin \beta x$$

$$\Phi = e^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

$$\Psi = e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$\theta = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$\zeta = e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$\varphi = e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

$$\psi = e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

したがって、

$$\Theta' = \beta \Psi, \quad Z' = \beta \Phi, \quad \Phi' = 2\beta \Theta, \quad \Psi' = -2\beta Z$$

$$\theta' = -\beta \varphi, \quad \zeta' = \beta \psi, \quad \varphi' = -2\beta \zeta, \quad \psi' = -2\beta \theta$$

また、すべり面から上にはサフィックス 1、すべり面から下にはサフィックス 2 を付すものとし、また  $\beta$  値は上部層で  $\beta$ 、下部層で  $\bar{\beta}$  とすれば、

$$\left. \begin{aligned} y_1 &= A_1 \Theta + B_1 Z + C_1 \theta + D_1 \xi + \eta / E_s \cdot x \\ y_1' &= \beta (A_1 \Psi + B_1 \Phi - C_1 \varphi + D_1 \psi) + \eta / E_s \\ y_1'' &= 2\beta^2 (-A_1 Z + B_1 \Theta + C_1 \xi - D_1 \theta) \\ y_1''' &= 2\beta^3 (-A_1 \Phi + B_1 \Psi + C_1 \psi + D_1 \varphi) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.35)$$

すべり面から下では推力が働かないから、

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= A_2 \bar{\Theta} + B_2 \bar{Z} + C_2 \bar{\theta} + D_2 \bar{\xi} \\ y_2' &= \bar{\beta} (A_2 \bar{\Psi} + B_2 \bar{\Phi} - C_2 \bar{\varphi} + D_2 \bar{\psi}) \\ y_2'' &= 2\bar{\beta}^2 (-A_2 \bar{Z} + B_2 \bar{\Theta} + C_2 \bar{\xi} - D_2 \bar{\theta}) \\ y_2''' &= 3\bar{\beta}^3 (-A_2 \bar{\Phi} + B_2 \bar{\Psi} + C_2 \bar{\psi} + D_2 \bar{\varphi}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.36)$$

ただし、 $\bar{\Theta}$  等はそれぞれの式の  $\beta$  の代りに  $\bar{\beta}$  を代入したもの。

また、 $n = \beta / \bar{\beta}$

$$\Theta_{x=a} = \Theta_a, \text{ etc. :}$$

$$\bar{\Theta}_{x=a} = \bar{\Theta}_a, \text{ etc.}$$

と約束する。またタワミを  $y$  とし、

$$\left. \begin{aligned} \text{タワミ角} \quad i &= y' \\ \text{曲げモーメント} \quad M &= -EI \cdot y'' \\ \text{せん断力} \quad Q &= -EI \cdot y''' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.37)$$

である。なお、座標および符号は図 2.2.7 のように約束する。

以上のような前提で、申はクイに作用するいろいろな荷重条件のもとに式を解いているがその中でクイ頭地表面、クイ頭自由の条件での場合をここに紹介する (図 2.2.8 参照)。

境界条件

$$\text{クイ地表端: } -EI \cdot (y_1'')_{x=0} = 0$$

$$-EI \cdot (y_1''')_{x=0} = 0$$

$$\text{すべり面: } (y_1)_{x=h} \sim (y_1''')_{x=h} (y_2)_{x=0} \sim (y_2''')_{x=0}$$

$$\text{クイ下面: } (y_2)_{x=\infty} = (y_2')_{x=\infty} = 0,$$

$$\therefore A_2 = B_2 = 0$$

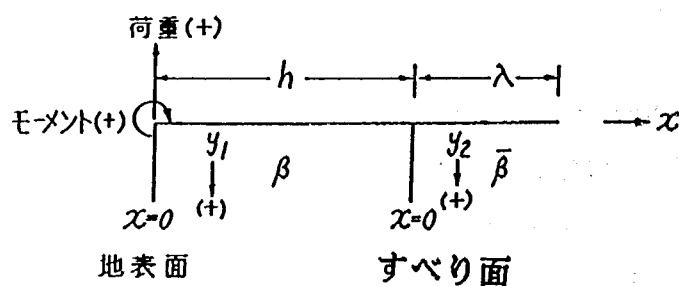


図2.2.7 座標と符号(申潤植による)

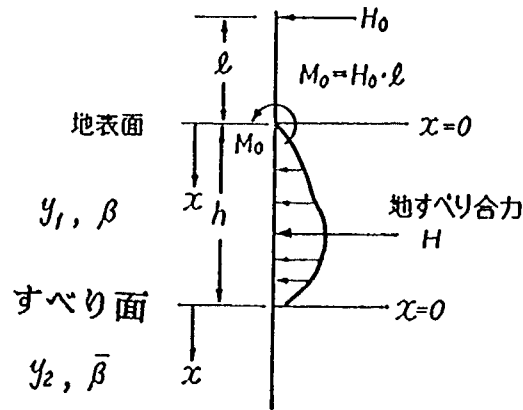


図2.2.8 荷重条件(申潤植による)

を (2.2.35) および (2.2.36) 式に代入すれば、未知数  $A_1 \sim D_2$  計 6 個に対して計 6 つの方程式が得られる。途中を省略し結果のみを示すと、まず計算順にしたがって係数その他をつぎのように約束する。

(i) 定数

$$n = \beta / \bar{\beta}$$

$$K = \frac{1}{4EIB} \eta, \quad \eta = 2H / h^2$$

$H$ : 地すべり水平推力の合力

(ii) 係数 ( $n, \beta h$  のみの関数)

$$a_1 = (1 + n^3) \Theta_h + n^2(1 + n) Z_h$$

$$b_1 = (1 + n^3) Z_h - n^2(1 + n) \Theta_h$$

$$c_1 = (1 - n^3) \theta_h - n^2(1 - n) \zeta_h$$

$$d_1 = (1 - n^3) \zeta_h + n^2(1 - n) \theta_h$$

$$a = -n(1 - n)(1 + n) \Theta_h + n(1 + n)^2 Z_h$$

$$b = -n(1 - n)(1 + n) Z_h - n(1 + n)^2 \Theta_h$$

$$c = n(1 - n)(1 + n) \theta_h + n(1 - n)^2 \zeta_h$$

$$d = n(1 - n)(1 + n) \zeta_h - n(1 - n)^2 \theta_h$$

$$f_1 = b_1 + d_1 - 2c_1 \quad g_1 = b + d - 2c$$

$$f_2 = a_1 + c_1 \quad g_2 = a + c$$

$$f_3 = b_1 + d_1 + 2a_1 \quad g_3 = b + d + 2a$$

$$D = f_2 g_1 - g_2 f_1$$

(iii) 係数 ( $n, \beta h, H_0, M_0$  の関数)

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= n \cdot \eta - 2\beta^2 \{ \beta M_0 (c-d) + H_0 c \} \\ S_1 &= \beta h \cdot \eta + 2\beta^2 \{ \beta M_0 (c_1-d_1) + H_0 c_1 \} \\ R_2 &= n \cdot \eta + 2\beta^2 \{ \beta M_0 (a+d) + H_0 a \} \\ S_2 &= \beta h \cdot \eta - 2\beta^2 \{ \beta M_0 (a_1+d_1) + H_0 a_1 \} \\ R_3 &= n \cdot \eta - 2\beta^2 \{ \beta M_0 (b-c) + H_0 c \} \\ S_3 &= \beta h \cdot \eta + 2\beta^2 \{ \beta M_0 (b_1-c_1) + H_0 c_1 \} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.38)$$

とおけば,

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{\eta}{4EI\beta^5} (-nf_1 - \beta h \cdot g_1) / D \\ B_1 &= \frac{\eta}{4EI\beta^5} (nf_2 + \beta h \cdot g_2) / D \\ C_1 &= \frac{\eta}{4EI\beta^5} (-nf_3 - \beta h \cdot g_3) / D \\ D_1 &= B_1 \\ C_2 &= \frac{\eta}{4EI\beta^5} [A'_1 \theta_h + B'_1 Z_h + C'_1 \theta_h + D'_1 \zeta_h + \beta_h] \\ D_2 &= \frac{\eta}{4EI\beta^5} [n^2 (A'_1 Z_n - B'_1 \theta_h - C'_1 \zeta_h + D'_1 \theta_n)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.39)$$

ここに,  $A'_1 = A_1 / \frac{\eta}{4EI\beta^5}$ , 他も同じである。

申の研究について紹介したがその研究は解析の仮定条件のところでも既に述べたがクイ背面に半無限に広がる弾性地盤上に分布荷重のみを与えて解析しており, 実際の地すべり地においてこのような条件にクイがおかれているかどうか問題である。すなわちたとえ地すべり地末端部にクイが設定されたとしてもタワミグイの場合は後述する Baguelin<sup>25)</sup> 等の研究のようにクイに荷重と変位を同時に与えるような解析を行なう必要があると思われる。

一方駒村<sup>22)</sup> は地すべり地盤を弾性体ではなく粘弾性地盤等として福岡等と同じモデルでもって解析を行っているが, 地すべり運動のレオロジー的解析を加えることによってクイの解析精度はさらに向上するものと思われる。

次に Baguelin 等による研究であるが側方流動を示すような軟弱な地盤中に, タワミ性のクイを挿入した場合の挙動を理論的に検討を加えたものである (図 2.2.9)。

ここでは弾性地盤内におけるクイの挙動を考えているが, クイによる反力はクイの変位 ( $y$ ) ではなく, 地盤とクイの相対変位, すなわちクイの変位 ( $y$ ) と地盤の変位  $y_s$  の差  $\Delta y = y - y_s$  であり, この  $\Delta y$  に対してクイ反力は発生すると考えるものである。もし地盤の変位  $y_s = g(z)$  が判っていれば次の弾性方程式が成り立つことになる。

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K(z, \Delta y) [y - g(z)] = 0 \dots\dots\dots (2.2.40)$$

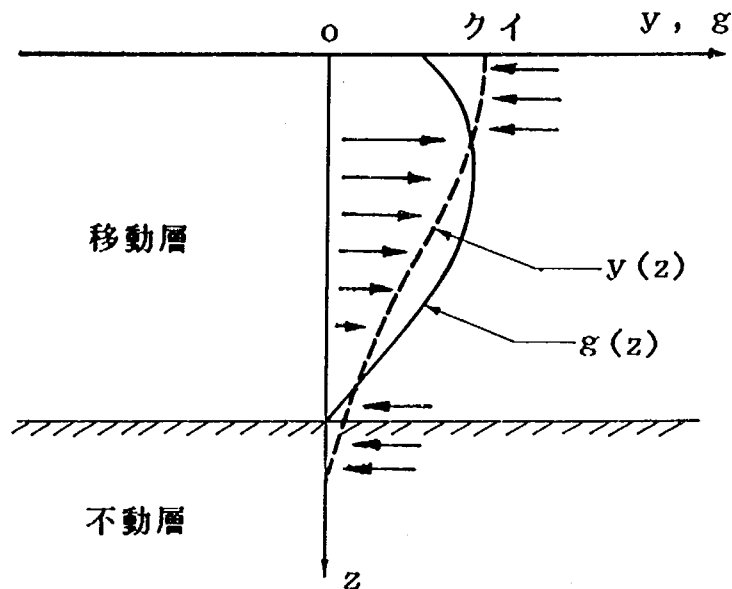


図2.2.9 速度分布を持つ移動土塊中のクイの解析図  
(Baguelinによる)

ここで、 $K$ ：地盤反力係数

$EI$ ：クイの剛性

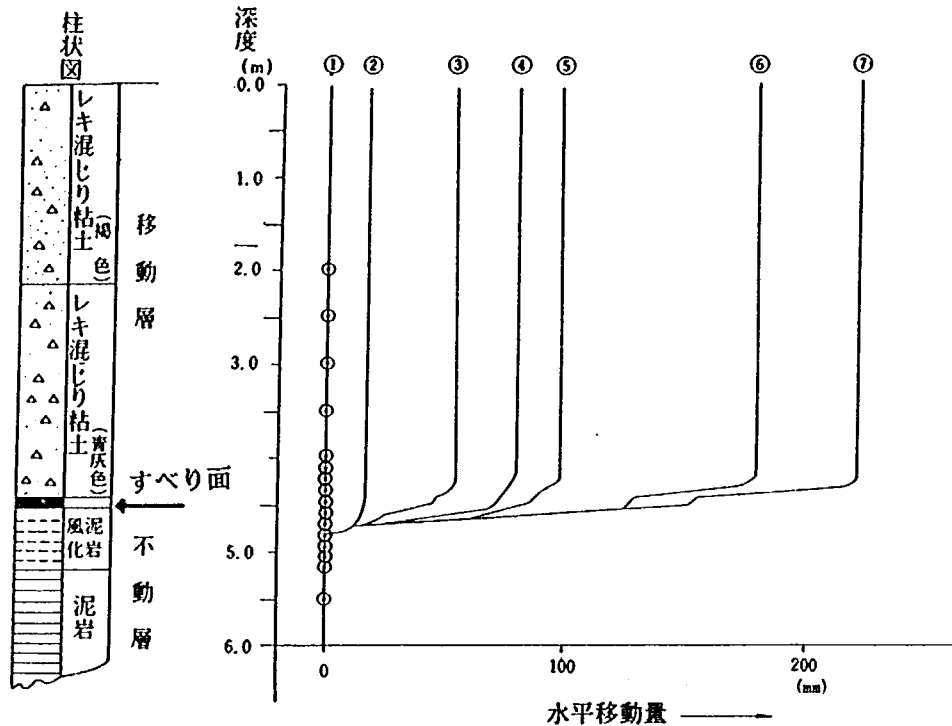
$K$  は地盤の深さ  $z$  と  $\Delta y$  の関数であるからして、(2.2.40)式の線形微分方程式を解くためにはコンピューターを用いて繰り返し計算が必要となる。

(2.2.40)式の解は地盤の変形  $g(z)$  およびクイ頭とクイ末端部における境界条件を与える必要がある。非常に汎用性のある解法であり、地すべりの運動状況の明らかなものに対しては将来用いられる可能性があり、今後検討をして行きたい。

以上地すべり移動土塊中にタワミグイを挿入した場合のクイの挙動等の研究成果について述べてきたが、次に地すべりの実態に即したクイの挙動解析について検討してみることにする。

クサビグイとは地すべり移動層と不動層の間にたわみやすいクイを設置した場合、クイが2層をつなぎ止めるクサビのようにダウエル力を発揮するクイである。

地すべりが移動するとき、すべり活動の主体になる部分では明瞭なすべり面がみられる。例えばすべり面上部の移動層が垂直的な速度分布をなす猿供養寺地すべりでの実測例を示すと図2.2.10になる<sup>20)</sup>。図からうかがえるようにすべり面上部では移動速度は一定で、薄いすべり粘土層内での塑性流動が起こっている。これはいわゆるすべり面粘土層のせん断強度がその上部の土塊のそれよりも小さいためと考えられるが、他の地すべりにおいてもすべりの主体になる部分ではすべり面は薄い粘土層やせん断帯であることが見出されていることから、すべり面上部で移動土塊は垂直的に一定速度で変位することが推定される。このような部分にたわみやすいクイを挿入すると、ちょうど大型一面せん断試験機（上箱可動）にたわみやすいクイを入れて試験（せん断面にはせん断強度の小さい材料がある）を行なったように、すべり面上部のクイ頭付近は上箱とともに移動する。すなわちクイの上部は移動層に固定されて地すべり斜面下方に移動するタイプである。クイ長が長い場合にはクイの上部において、クイ前面（山側）の土圧はそのままクイ背面（谷側）に伝



凡 例

○ 水平変位測定点 (傾斜計による)

① 1967年10月 7日

② 1967年11月 2日

③ 1967年11月24日

④ 1967年12月22日

⑤ 1968年 1月12日

⑥ 1968年 1月26日

⑦ 1968年 2月 2日

累積水平移動量

図2.2.10 地すべり移動層内の水平変位分布図

達することになる。そしてクイが変位するにしたがって移動層と不動層を結びつけようとする力が発揮される。すなわちクイが設置されただけではクイは地すべりに対して抑上効果を発揮していることにはならない。

なぜならば一般にクイ断面の地すべり面全体に対する割合にはほとんど無視しうるほど小さい。したがってクイ工によって地すべりの発生要因を直接除去（たとえば地下水排除工、排土工などのようにすべり面での抵抗を増したり推力を減少したりしない）することにはならないので、クイを打っても地すべりは発生条件さえそろえば活動を開始することになり、このときクイは始めて力を発揮するという待ち受け工であるからである。

以上のような条件を考慮するとクサビグイの解析モデルは図2.2.11のようになる。弾性地盤中のすべり面を縫い合わせるようにクイが挿入されたとき、すべり面においてせん断力  $P$  が作用したとする。すなわちすべり面上部で移動層がクイにせん断力  $P$  を発揮させるだけ移動したとする。ここで地盤の反力がクイのタワミに比例すると仮定すると一般に良く知された Chang の式が成り立つ。

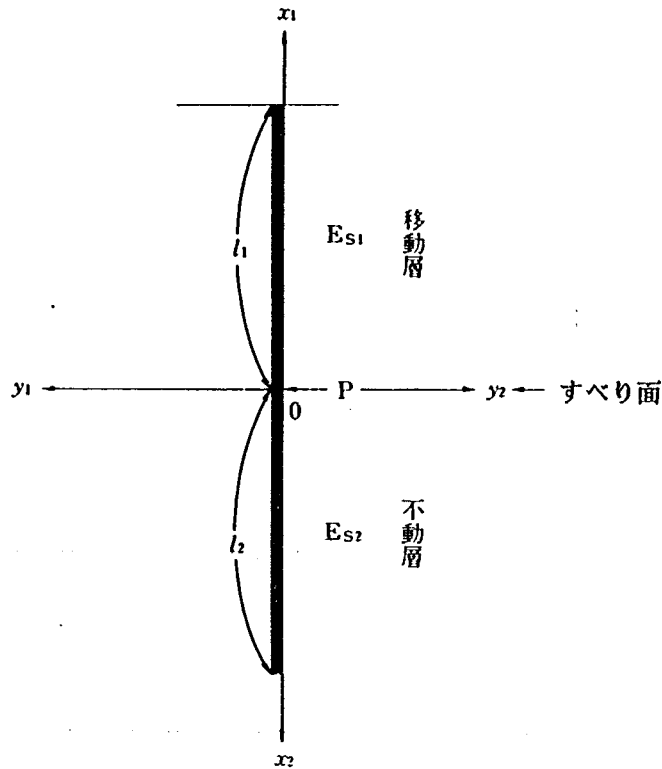


図2.2.11 クサビグイのモデル化

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (2.2.41)$$

したがって一般解は

$$y = e^{\beta x} (A_0 \cos \beta x + B_0 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x) \quad (2.2.42)$$

座標を図2.2.11のようにとると

$x=0$  において

$$y'_1 = y'_2 \quad (2.2.43)$$

$$y'_{1x=0} + y'_{2x=0} = 0 \quad (2.2.44)$$

$$y'''_1 = y'''_2 = \frac{P}{EI} \quad (2.2.45)$$

$x_1 = l_1$  のとき

$$y''_1 = 0 \quad (2.2.46)$$

$$y'''_1 = 0 \quad (2.2.47)$$

$x_2 = l_2$  のとき

$$y''_2 = 0 \quad (2.2.48)$$

$$y'''_2 = 0 \quad (2.2.50)$$

ここで

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}} \quad (\text{ただし } E_s = KD \text{ とする})$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}}$$

$$\begin{cases} k_1 = e^{\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \\ k_2 = e^{\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \\ k_3 = e^{-\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \\ k_4 = e^{-\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \end{cases} \quad \begin{cases} m_1 = e^{\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ m_2 = e^{\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \\ m_3 = e^{-\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ m_4 = e^{-\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \end{cases}$$

とおくと (2.2.43) ~ (2.2.50) 式より

$$\beta_1(A_1 + B_1 - C_1 + D_1) - \beta_2(A_2 + B_2 - C_2 + D_2) = 0 \quad (2.2.51)$$

$$-A_1 + B_1 + C_1 + D_1 = \frac{P}{2EI\beta_1^3} \quad (2.2.52)$$

$$-A_2 + B_2 + C_2 + D_2 = \frac{P}{2EI\beta_2^3} \quad (2.2.53)$$

$$\beta_1^2 B_1 - \beta_1^2 D_1 + \beta_2^2 B_2 - \beta_2^2 D_2 = 0 \quad (2.2.54)$$

$$-k_2 A_1 + k_1 B_1 + k_4 C_1 - k_3 D_1 = 0 \quad (2.2.55)$$

$$-(k_1 + k_2)A_1 + (k_1 - k_2)B_1 + (k_3 - k_4)C_1 + (k_3 + k_4)D_1 = 0 \quad (2.2.56)$$

$$-m_2 A_2 + m_1 B_2 + m_4 C_2 - m_3 D_2 = 0 \quad (2.2.57)$$

$$-(m_1 + m_2)A_2 + (m_1 - m_2)B_2 + (m_3 - m_4)C_2 + (m_3 + m_4)D_2 = 0 \quad (2.2.58)$$

(2.2.51) ~ (2.2.58) 式により 8 元一次連立方程式を解き (2.2.42) 式の関数 A, B, C, D を決定するとすべり面の上下で次式を得る。

$$y = e^{\beta x}(A_0 \cos \beta x + B_0 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_0 \cos \beta x + D_0 \sin \beta x) \quad (2.2.59)$$

$$\begin{aligned} \theta = y' &= \beta e^{\beta x}\{(A_0 + B_0)\cos \beta x - (A_0 - B_0)\sin \beta x\} \\ &\quad - \beta e^{-\beta x}\{(C_0 - D_0)\cos \beta x + (C_0 + D_0)\sin \beta x\} \end{aligned} \quad (2.2.60)$$

$$M = EIy'' = EI\{2\beta^2 e^{\beta x}(B_0 \cos \beta x - A_0 \sin \beta x) - 2\beta^2 e^{-\beta x}(D_0 \cos \beta x - C_0 \sin \beta x)\} \quad (2.2.61)$$

$$\begin{aligned} S = EIy''' &= EI[-2\beta^3 e^{\beta x}\{(A_0 - B_0)\cos \beta x + (A_0 + B_0)\sin \beta x\} \\ &\quad - 2\beta^3 e^{-\beta x}\{-(C_0 + D_0)\cos \beta x + (C_0 - D_0)\sin \beta x\}] \end{aligned} \quad (2.2.62)$$

すなわち (2.2.59) ~ (2.2.62) 式により、すべり面でクサビ力  $P$  を発生するときすべり面上下におけるタワミ ( $y$ )、タワミ角 ( $\theta$ )、モーメント ( $M$ )、せん断力 ( $S$ ) などを計算することができる。

ここですべり面の上下におけるクイ長が無限長であると仮定すると (2.2.42) 式で  $A_0 = B_0 = 0$  となり福岡

<sup>16)</sup> および谷口等<sup>17)</sup> の提案した次式が非常に簡明な形で求められる。

すべり面上部では

$$y_1 = -\frac{P}{4EI\beta_1^2} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad (2.2.63)$$

$$\theta_1 = \frac{P}{2EI\beta_1} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left( \frac{1}{\beta_2} \cos \beta_1 x_1 + \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_1 x_1 \right) \quad (2.2.64)$$

$$M_1 = -\frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 - \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad (2.2.65)$$

$$S_1 = P \cdot \beta_1 e^{-\beta_1 x_1} \left( \frac{1}{\beta_1} \cos \beta_1 x_1 - \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_1 x_1 \right) \quad (2.2.66)$$

$$Q_1 = P \cdot \beta_1^2 e^{-\beta_1 x_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_1 x_1 + \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_1 x_1 \right\} \quad (2.2.67)$$

またすべり面下部では

$$y_2 = \frac{P}{4EI\beta_2^2} e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \quad (2.2.68)$$

$$\theta_2 = \frac{P}{2EI\beta_2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \frac{1}{\beta_1} \cos \beta_2 x_2 + \frac{1}{\beta_2} \sin \beta_2 x_2 \right\} \quad (2.2.69)$$

$$M_2 = -\frac{P}{2} \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_2} - \frac{1}{\beta_1} \right) \cos \beta_2 x_2 + \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \quad (2.2.70)$$

$$S_2 = P \cdot \beta_2 e^{-\beta_2 x_2} \left( \frac{1}{\beta_2} \cos \beta_2 x_2 - \frac{1}{\beta_1} \sin \beta_2 x_2 \right) \quad (2.2.71)$$

$$Q_2 = P \cdot \beta_2^2 \cdot e^{-\beta_2 x_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \beta_2 x_2 - \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \beta_2 x_2 \right\} \quad (2.2.72)$$

なお記号説明は章末に一括して示すが、ここで以上の基本式より今後クイの設計において必要となる諸式を示しておくことにする。モーメントの極大値は次に示す (2.2.73) (2.2.74) 式になる。

移動層において

$$M_{1\max} = -\frac{H}{2} e^{-\alpha_1} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \alpha_1 - \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \alpha_1 \right\} \quad (2.2.73)$$

ここで、 $\alpha_1 = \tan^{-1} \frac{\beta_2}{\beta_1}$

モーメントの極大値の生ずる位置は

$$x_{1\max} = \frac{1}{\beta_1} \tan^{-1} \frac{\beta_2}{\beta_1}$$

となる。

不動層においては

$$M_{2\max} = -\frac{H}{2} e^{-\alpha_2} \left\{ \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \cos \alpha_2 + \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) \sin \alpha_2 \right\} \quad (2.2.74)$$

ここで、 $\alpha_2 = \tan^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2}$

モーメントの極大値の生ずる位置は

$$x_{2\max} = \frac{1}{\beta_2} \tan^{-1} \frac{\beta_1}{\beta_2}$$

となる。

次にクイの必要根入長は次式の  $x_{10}$ ,  $x_{20}$  の 1.5 倍以上とすることで求まる。

移動層に対して

$$x_{10} = \frac{1}{\beta_1} \left( \tan^{-1} \frac{\beta_2 - \beta_1}{\beta_2 + \beta_1} + \pi \right) \dots\dots\dots (2.2.75)$$

$$\therefore l_1 \geq 1.5x_{10}$$

不動層に対して

$$x_{20} = \frac{1}{\beta_2} \left( \tan^{-1} \frac{\beta_1 - \beta_2}{\beta_1 + \beta_2} + \pi \right) \dots\dots\dots (2.2.76)$$

$$\therefore l_2 \geq 1.5x_{20}$$

たま、クイの変位量の大きな部分の長さ、すなわち、第 1 ヒンジ点までの長さは次式で与えられる。

移動層に対して

$$h_{10} = \frac{1}{\beta_{10}} \left( \tan^{-1} \frac{\beta_1 + \beta_2}{\beta_1 - \beta_2} + \pi \right) \dots\dots\dots (2.2.77)$$

不動層に対して

$$h_{20} = \frac{1}{\beta_{20}} \left( \tan^{-1} \frac{\beta_1 + \beta_2}{\beta_2 - \beta_1} + \pi \right) \dots\dots\dots (2.2.78)$$

次にクイ頭における変位は  $\delta_1 = y_{1x} = 0$ ,  $\delta_2 = y_{2x} = 2$  とすれば,  $\Delta = \delta_1 + \delta_2$

$$= \frac{H}{4EI\beta_1^2} \left( \frac{1}{\beta_1} + \frac{1}{\beta_2} \right) + \frac{H}{4EI\beta_2^2} \left( \frac{1}{\beta_1} - \frac{1}{\beta_2} \right) \dots\dots\dots (2.2.79)$$

となる。

ここですべり面の上下にクイが無限長のときの計算例を図 2.2.12 に示す。これは  $E_{s1} = 1,000 \text{ tf/m}^2$ ,  $E_{s2} = 10,000 \text{ tf/m}^2$ , すべり面でクイ ( $D = 318.5 \text{ mm}$ ,  $d = 10.3 \text{ mm}$ ,  $I = 119 \times 10^2 \text{ cm}^4$ ) にセン断力  $P = 10 \text{ tf}$  がかかり、すべり面上下においてクイが無限長のときのタワミ、モーメント、セン断力図を示したものである。計算式として (2.2.63) ~ (2.2.72) 式を用いたが、タワミ図は見やすくするために連続にタワミが接続するように変換した。この図より  $P = 10 \text{ tf}$  のとき地すべり層は約 10 mm 移動したことを意味する。(2.2.63) ~ (2.2.72) 式より  $y$ ,  $\theta$ ,  $M$ ,  $S$  などは  $P$  に比例することがわかるが、クイの許容モーメント、セン断力はそれぞれ  $10.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ,  $69.8 \text{ tf}$  ( $\sigma_a = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\tau_a = 700 \text{ kgf/cm}^2$ , クサビグイの場合破壊強度を用いることも考えられるが、ここでは一応許容強度で計算する) であるので、クイはすべり面下部において許容モーメントに達したとき、クイ頭変位とすべり面に作用するセン断力はそれぞれ 19.7 mm, 17.1 tf になる。

ところで (2.2.59) から (2.2.62) 式においてクイの長さがすべり面の上下で有限<sup>20)</sup> であるとし、係数 A, B, C, D をすべり面の上下でそれぞれ  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C_1$ ,  $D_1$  と  $A_2$ ,  $B_2$ ,  $C_2$ ,  $D_2$  とすると、

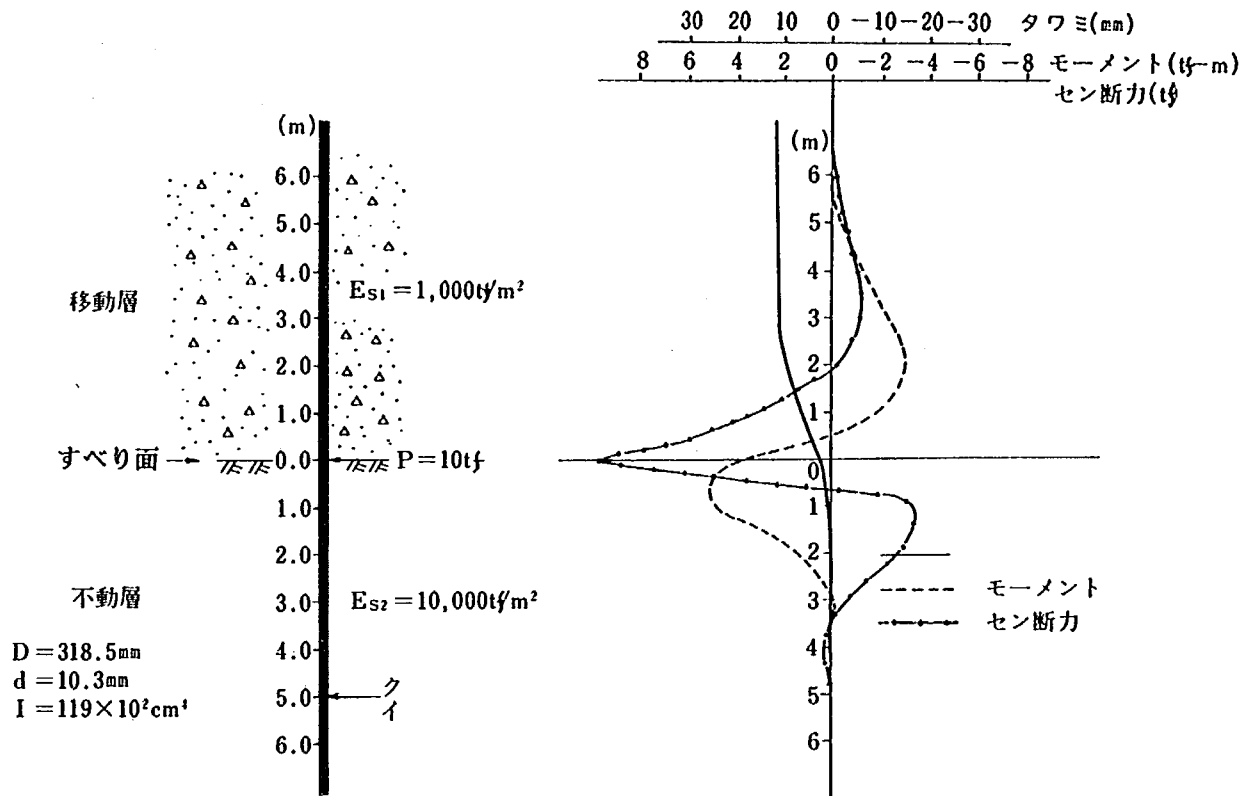


図2.2.12 クサビグイ(長いクイ)の解析例

(i)  $x=0$  のとき

$$y_1''' = y_2''' = \frac{P}{EI} \quad (2.2.80)$$

(2.2.62) 式より

$$(B_1 - A_1 + C_1 + D_1) = \frac{P}{2EI\beta_1^3} \equiv K_1 \quad (2.2.81)$$

$$(B_2 - A_2 + C_2 + D_2) = \frac{P}{2EI\beta_2^3} \equiv K_2 \quad (2.2.82)$$

$$M_1 + M_2 = 0 \text{ または } y_1'' + y_2'' = 0 \quad (2.2.83)$$

$$M_1 = m_1 + M_0 = 2\beta_1^2(B_1 - D_1) \quad (2.2.84)$$

$$M_2 = m_2 + M_0 = 2\beta_2^2(B_2 - D_2) \quad (2.2.85)$$

ただし

$$m_1 = \frac{aP}{2\beta_1} \quad (2.2.86)$$

(ii)  $x_1 = l_1$  のとき  $y_1'' = 0, y_1''' = 0$

$$y_1'' = -m_1 A_1 + m_2 B_1 + m_3 C_1 - m_4 D_1 = 0 \quad (2.2.87)$$

$$y_1''' = -(m_2 + m_1)A_1 + (m_2 - m_1)B_1 + (m_4 - m_3)C_1 + (m_4 + m_3)D_1 = 0 \quad (2.2.88)$$

(iii)  $x_2 = l_2$  のとき  $y_2'' = 0, y_3''' = 0$

$$y_2'' = -k_1 A_1 + k_2 B_2 + k_3 C_2 - k_4 D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.89)$$

$$y_3''' = -(k_1 + k_2) A_2 + (k_2 - k_1) B_2 + (k_4 - k_3) C_2 + (k_4 + k_3) D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.90)$$

ここで

$$\left\{ \begin{array}{l} m_1 = e^{\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \\ m_2 = e^{\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \\ m_3 = e^{-\beta_1 l_1} \sin \beta_1 l_1 \\ m_4 = e^{-\beta_1 l_1} \cos \beta_1 l_1 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} k_1 = e^{\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \\ k_2 = e^{\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \\ k_3 = e^{-\beta_2 l_2} \sin \beta_2 l_2 \\ k_4 = e^{-\beta_2 l_2} \cos \beta_2 l_2 \end{array} \right.$$

(2.2.81), (2.2.87), (2.2.88) 式より  $A_1, B_1, C_1$  を解くと

$$A_1 = \frac{1}{|X|_1} (a_{D1} \cdot D_1 + a_{K1} \cdot K_1)$$

$$B_1 = \frac{1}{|X|_1} (b_{D1} \cdot D_1 + b_{K1} \cdot K_1)$$

$$C_1 = \frac{1}{|X|_1} (C_{D1} \cdot D_1 + C_{K1} \cdot K_1)$$

$$|X|_1 = m_1^2 - 2m_1 m_2 - m_1 m_3 + m_1 m_4 - m_2 m_4 + m_2 m_3 + m_2^2$$

$$|X|_2 = k_1^2 - 2k_1 k_2 - k_1 k_3 + k_1 k_4 - k_2 k_4 + k_2 k_3 + k_2^2$$

$B_1, B_2$  を (2.2.84) (2.2.85) 式に代入し,  $D_1, D_2$  を求める。

$$D_1 = \frac{1}{\left(\frac{b_{D1}}{|X|_1} - 1\right)} \left\{ \frac{m_1 + M_0}{2EI\beta_1^2} - \frac{b_{K1}}{|X|_1} \cdot K_1 \right\}$$

$$D_2 = \frac{1}{\left(\frac{b_{D1}}{|X|_2} - 1\right)} \left\{ \frac{m_{11} + M_0}{2EI\beta_2^2} - \frac{b_{K2}}{|X|_2} \cdot K_2 \right\}$$

また

$$y_1' = Y_1 \frac{(m_1 - m_{11})}{4EI\beta_1^2} + z_1$$

$$y_2' = Y_2 \frac{(m_{11} - m_1)}{4EI\beta_2^2} + z_2$$

ここで,

$$Y_i = \frac{\beta_i}{b_{Di} - |X|_i} (a_{Di} + b_{Di} - C_{Di} + |X|_i)$$

$$z_i = \frac{1}{|X|_i} \left\{ a_{Ki} + b_{Ki} - C_{Ki} - \frac{b_{Ki}}{(b_{Di} - |X|_i)|X|_i} \right\} K_i$$

$y_1' = y_2'$  より

$$m_{11} = m_1 - \frac{4EI(z_2 - z_1)}{\left(\frac{Y_1}{\beta_1^2} + \frac{Y_2}{\beta_2^2}\right)}$$

$$\text{然るに } m_1 = \frac{\alpha P}{2\beta_1} \quad M_0 = -\frac{1}{2}(m_1 + m_{11})$$

したがって

$$M_0 = \frac{2EI(z_2 - z_1)}{\left(\frac{Y_1}{\beta_1^2} + \frac{Y_2}{\beta_2^2}\right)} - \frac{\alpha P}{2\beta_1}$$

$$\therefore m_1 + M_0 = \frac{2EI(z_2 - z_1)}{\left(\frac{Y_1}{\beta_1^2} + \frac{Y_2}{\beta_1^2}\right)}$$

$$m_{11} + M_0 = -\frac{2EI(z_2 - z_1)}{\left(\frac{Y_1}{\beta_1^2} + \frac{Y_2}{\beta_2^2}\right)}$$

ここで

$$\begin{cases} m_1 m_3 + m_2 m_4 = \sin^2 \beta_1 l_1 + \cos^2 \beta_1 l_1 = 1 \\ m_1 m_4 - m_2 m_3 = 0 \end{cases}$$

を考慮して

同様に  $A_2, B_2, C_2$  を求めると

$$A_2 = \frac{1}{|X|_2} (a_{D2} \cdot D_2 + a_{K2} \cdot K_2)$$

$$B_2 = \frac{1}{|X|_2} (b_{D2} \cdot D_2 + b_{K2} \cdot K_2)$$

$$C_2 = \frac{1}{|X|_2} (c_{D2} \cdot D_2 + c_{K2} \cdot K_2)$$

ここで,

$$a_{D1} = -m_1 m_4 - m_1 m_3 + 3m_2 m_3 + m_2 m_4 - m_3^2 - m_2^2$$

$$b_{D1} = m_1 m_3 - m_1 m_4 + m_2 m_3 + m_2 m_4 - m_3^2 - m_1^2$$

$$c_{D1} = 2m_1 m_2 - m_1 m_3 + m_2 m_3 + m_2 m_4 - m_1 m_4 - m_1^2 - m_2^2$$

$$a_{K1} = m_2 m_4 + m_1 m_3 - 2m_2 m_3$$

$$b_{K1} = m_1 m_4 - m_2 m_3$$

$$c_{K1} = (m_1 - m_2)^2$$

$$a_{D2} = -k_1 k_4 - k_1 k_3 + 3k_2 k_3 + k_2 k_4 - k_3^2 - k_2^2$$

$$b_{D2} = k_1 k_3 - k_1 k_4 + k_2 k_3 + k_2 k_4 - k_3^2 - k_1^2$$

$$c_{D2} = 2k_1 k_2 - k_1 k_3 + k_2 k_3 + k_2 k_4 - k_1 k_4 - k_1^2 - k_2^2$$

$$a_{K2} = k_2 k_4 + k_1 k_3 - 2k_2 k_3$$

$$b_{K2} = k_1 k_4 - k_2 k_3$$

$$c_{K2} = (k_1 - k_2)^2$$

なお記号説明は章末に示す。

以上有限根入長を持つクサビグイの計算に必要な (2.2.59) ~ (2.2.62) 式における係数が求まったのでここで計算の一例を示してみることにする。

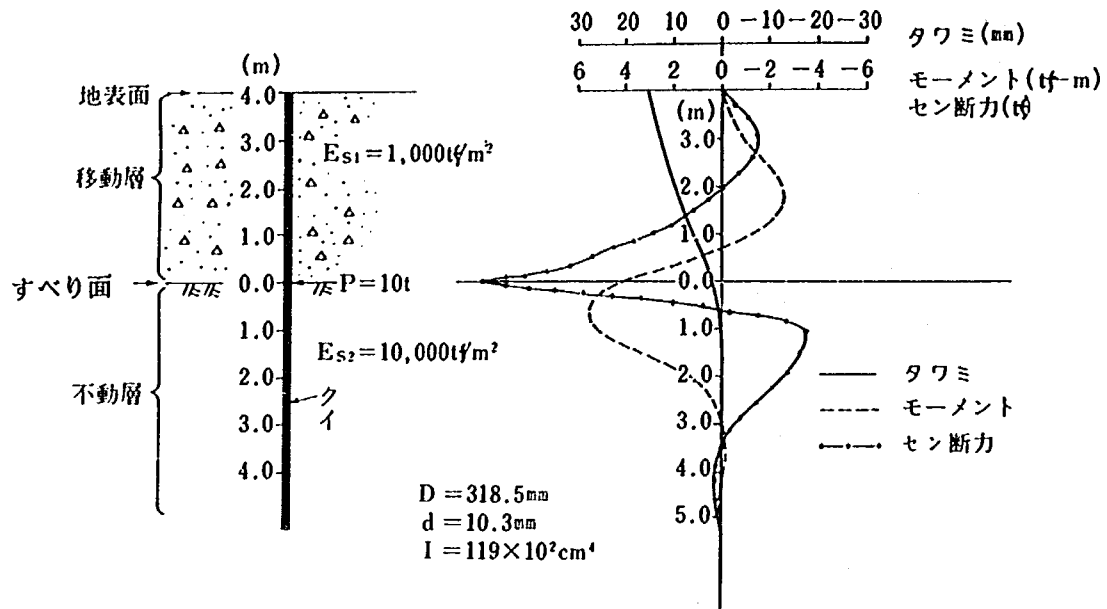


図2.2.13 クサビグイ(短いクイ)の解析例

図2.2.13は図2.2.12と同様の地盤条件でクイ長  $l_1$  がすべり面より上部で4 m, すべり面下部で無限長,  $P=10 \text{ tf}$  としたとき (2.2.59) ~ (2.2.62) 式を用いて計算したものである。このとき最大曲げモーメントはすべり面下部で  $5.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$  であり, 図2.2.12のケースよりもやや大となり, またそのときのクイ頭変位は  $15 \text{ mm}$  となり移動層の固定力が小さくなるため変位は大きくなっていることがわかる。(2.2.59) ~ (2.2.62) 式はモグリグイにも適用できるがクイ長が短くなるとすべり面下部のモーメント, クイ頭変位は同じ  $P$  に対して大きくなり福本の現地測定の結果と一致する。

#### 記号説明

- $D$  = クイの直径
- $d$  = クイの肉厚
- $E$  = 鋼の弾性係数
- $E_s$  = 地盤の横方向弾性係数
- $E_{s1}$  = すべり面上部の地盤の横方向弾性係数
- $E_{s2}$  = すべり面下部の地盤の横方向弾性係数
- $I$  = 断面2次モーメント
- $K$  = 水平地盤係数
- $l$  = クイ長
- $l_1$  = クイ長 (すべり面上部)
- $l_2$  = クイ長 (すべり面下部)
- $M$  = クイに生じる曲げモーメント
- $P$  = クイにかかる水平土圧 (集中荷重)
- $Q$  = 地盤反力

$S$  = クイにかかるせん断力

$x$  = すべり面からの距離

$x_1$  = すべり面からの距離 (すべり面上部)

$x_2$  = すべり面からの距離 (すべり面下部)

$y$  = クイのタワミ

$y_1$  = クイのタワミ (すべり面上部)

$y_2$  = クイのタワミ (すべり面下部)

$\theta$  = タワミ角

#### 2-2-4 剛体抑えグイの理論的解析

地すべり地内に設置されたクイの土圧算定式に関し多くの研究があるが、その半数近くは地すべり移動土塊中に変形を認めない剛なクイについてのものである。このとき移動土塊の物性については粘性流体と考えた Lamb<sup>4)</sup> や White<sup>5)</sup> の研究、塑性体と考えた Hennes<sup>6)</sup>、渡・中村<sup>8)</sup>、申<sup>10)</sup>、伊藤・松井<sup>10)</sup> や Ginzburg<sup>23)</sup> による研究など非常に多くの研究成果がある。

一方福岡等<sup>35)</sup> は実験的に地すべりの変位に伴ない、剛なクイに作用する土圧についての研究を行なっている。

これらの研究成果について簡単に紹介し、剛体抑えグイ解析の前段としたい。

Lamb<sup>4)</sup> は粘性流体中を側方に移動する円柱が受ける抵抗力について解析的に次式を得ている。

$$\frac{\tau d}{\mu v} = \frac{5.46}{\log(7.4\mu / \rho v d)} \quad (2.2.91)$$

ここで

$\mu$  : 粘性係数

$v$  : 流体速度

$d$  : 円柱の径

$\rho$  : 流体の密度

$\tau$  :  $\frac{P}{d}$

$P$  : 円柱の単位長さ当りの抵抗力

この地すべり土塊中に設置されたクイの受ける抵抗力を算定するための式としてかつて利用されたこともあったが、無限に広がった粘性流体中を側方に移動するという前提で解析的に求めた式を地すべり土塊のような弾塑性の材料に適用するには当然無理があったものと考えられる。

また White<sup>5)</sup> はグリセリン溶液中に針金を横方向に落下させる実験より次式を得ている。

$$\frac{\tau d}{\mu v} = \frac{5.46}{\log(0.43D / d)} \quad (2.2.92)$$

この式は Lamb 式に境界の影響、すなわち有限にひろがる液体中での円柱に作用する抵抗力を求めたものであり、流体の速度が遅い場合は境界の影響は大きく出てくる。

White 式も地すべり土塊中に設置された剛なクイ間を地すべり土塊がすり抜けるときのクイに作用する

力を求めるために用いられたが、やはり Lamb 式と同様に地すべり土塊を粘性流体と考えることは一般性がない。ただクイ間隔を狭くするとクイに作用する力が増加するという考え方は非常に興味あるものである。

Hennes<sup>6)</sup>は地すべり地にクイを打ち込むことによってすべり面での抵抗が増加し、安全率の上ることにより、一番危険な断面はクイの先端部を通るようなすべり面が形成されたときと考えた。

これを簡便式（スウェーデン式安定解析式）により考えると（図2.2.14 参照），

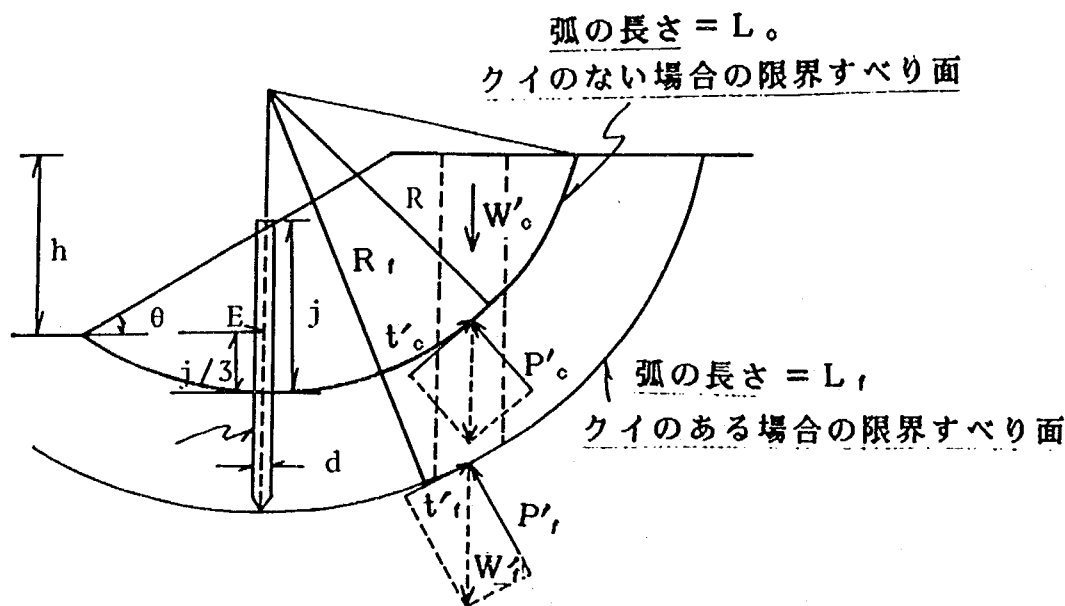


図2.2.14 クイ挿入による新しい限界すべり面の形成(Hennesによる)

すべり面が新たに生じるときは

$$\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c - \frac{Af_p}{D} = \sum t_f - \sum P_f \tan \phi - cL_f \quad (2.2.93)$$

あるいは

$$D = \frac{Af_p}{\sum t_c - \sum t_f + (\sum P_c - \sum P_f) \tan \phi + c(L_f - L_c)} \quad (2.2.94)$$

ここで

$A$  : クイの断面積

$D$  : クイの中心距離

$f_p$  : クイ材の許容せん断強度

$t_c$  : 原限界すべり面に対するスライスの重力による接線力

$t_f$  : 新しい限界すべり面に対するスライスの重力による接線力

$P_c$  : 原限界すべりに対するスライスの重力により法線力

$P_f$  : 新しい限界すべりに対するスライスの重力により法線力

$L_c$  : 原限界すべりに対するすべり面長

$L_f$  : 新しいすべりに対するすべり面長

$c$ : すべり面材料の粘着力

$\phi$ : すべり面材料の内部摩擦角

となる。

(2.2.93) 式あるいは (2.2.94) 式はクイ間隔の狭いときに生じる可能性があるとされている。

クイ間隔が増すと、クイ間から地すべり土塊が抜け出す可能性があるとして (図 2.2.15 参照), そのときクイに作用する力を求めている。

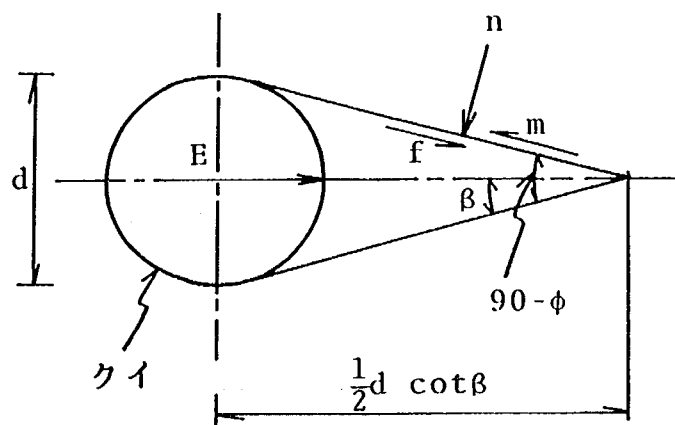


図 2.2.15 クイ周辺部での地盤の破壊形態(Hennesによる)

図 2.2.14, 2.2.15 においてクイの前面 (山側) で頂角  $(90 - \phi^\circ)$  でせん断破壊をしたときを想定すると,

$$E(R - \frac{j}{3})d = D(\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c)R$$

$$\therefore E = \frac{D(\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c)R}{d(R - \frac{j}{3})} \dots \dots \dots (2.2.95)$$

となり  $F$  を計画安全率とすると

$$E = \frac{FD(\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c)R}{d(R - \frac{j}{3})} \dots \dots \dots (2.2.96)$$

となる。また図 2.2.15 により

$$n = \frac{1}{2} E \sin \beta$$

$$m = \frac{1}{2} E \cos \beta$$

$$f = n \tan \phi + cj \left( \frac{d}{2 \cos \beta} \right)$$

であるので

$$\sum F_i = 0$$

$$\therefore m = n$$

したがって

$$E \cos \beta = E \sin \beta \tan \phi + \frac{cjd}{\cos \beta}$$

$$E = \frac{cjd}{(\cos \beta - \sin \beta \tan \phi) \cos \beta} = cjd$$

$$\therefore E = 2cjd \dots \dots \dots (2.2.97)$$

ここで  $c$  : 土の粘着力

$j$  : クイの有効長 (すべり面上部のクイ長)

$d$  : クイの直径

となる。

(2.2.97) 式が一般に Hennes 式といわれている式であるがこれを (2.2.96) 式に代入するとクイの施工により安全率の上昇度を知ることができる。

すなわち

$$2cjd = \frac{FD(\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c)R}{d(R - \frac{j}{3})} \dots \dots \dots (2.2.98)$$

あるいは

$$\frac{D}{d^2} = \frac{2c(3R - j)j}{3F(\sum t_c - \sum P_c \tan \phi - cL_c)R} \dots \dots \dots (2.2.99)$$

となり、地すべり地にクイを打設した場合には (2.2.93) 式および (2.2.98) 式によって斜面の安全度をチェックする必要があるとしている。またクイに作用する土圧は (2.2.97) 式によって求まるとされているが、式の導入時に明らかなように  $c$ ,  $\phi$  材料の移動土塊が塑性流動を起こしたとき剛なクイに作用するとして式を導びいている。しかし実際にはクイの前面での破壊は図 2.2.15 に示すような形態をとらないことが実験結果により明らかになり、また当然クイに作用する土圧は過小な値を与え、過去に Hennes 式を基に地すべりグイを設計し、地すべり土塊の活動とともにクイが破壊された経験からも適当な土圧算定式とは思われないし、またクイを打設することによってすべり面がクイの先端部を通るすべり面に転移することは地盤に対してのクイの相対強度が非常に大きい場合を除いては考えられず、したがって Hennes の研究成果を地すべり地内のクイの解析に用いることは地すべりの実態に即さないといえる。

渡・中村<sup>8)</sup>は剛なクイに作用する土圧算定式を求めたが、変形を許さない剛なクイに作用する極限土圧を求めたため、このような土圧算定式が適用できる場合はごく特殊な場合に限定されていると思われる。実際には極限土圧は非常に大きな土圧となるため、もし剛なクイが地すべり土塊に抵抗しても極限土圧に到る中間段階の土圧が作用するものと考えられる。渡・中村による実験結果については 2—4—1 で詳しく述べることにする。

申<sup>19)</sup>はクイ基礎の支持機構に関するテルツァギーの考え方を導入して、クイに作用する極限水平力 (単位巾当り) を次式により求めている (図 2.2.16 参照)。

$$q_x = cN_c + p_x \cdot N_q = cN_c + K_a \cdot \gamma \cdot x \cos i \cdot N_q \dots \dots \dots (2.2.100)$$

ここで

$c$ : 地盤の粘着力

$\gamma$ : 地盤の単位体積重量

$K_a$ : ランキン主動土圧係数

$i$ : 地表面傾斜角

$N_c, N_q$ : 支持力係数

( $N$  値 $\sim\phi$  関係から推定)

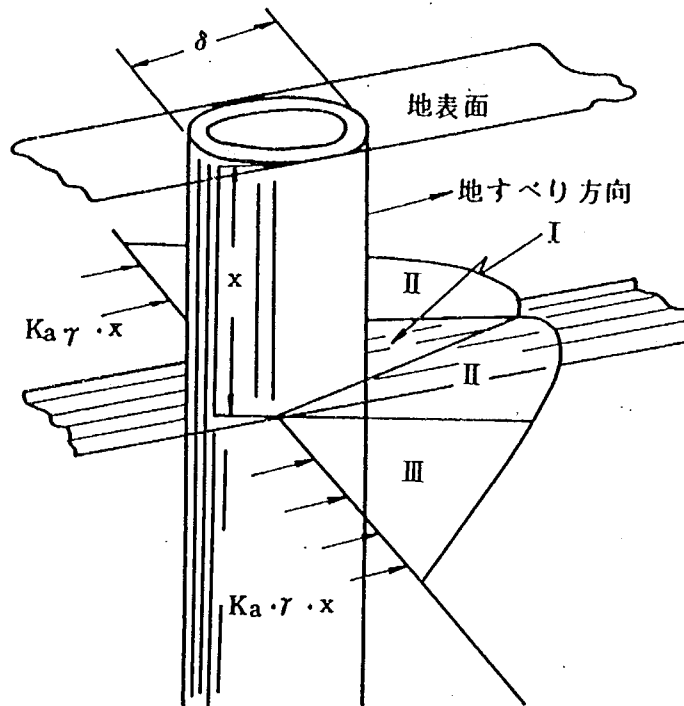


図2.2.16 クイ基礎の極限支持機構(中潤植による)

この方法も、クイの変形を考慮せず、地盤の極限支持力を求めている一つの方法であるが、クイにかかる極限土圧を求めているという点で問題が残されている。

伊藤<sup>18)</sup>等は変形しない剛なクイ間を地すべり土塊が通り抜ける時にクイが受ける力を解析的に二通りの方法で求めている。

一つはクイ周辺部の地すべり土塊が塑性変形状態にあるとしたものであり、もう一方は典型的な塑性流動状態にあると考えたものである。

塑性変形を考慮した場合図2.2.17に示すようにクイ列の2本のクイの中心間における土塊ACDFE'B'C'Aを考えて次の仮定を設定している。

- (i) 地盤は粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  により表わされる。
- (ii) 地盤は深さ方向に平面ひずみ状態とする。
- (iii) 地盤が変形すると折線 AEB, A'E'B' にすべり面が生ずる。ただし  $\overline{EB}, \overline{E'B'}$  は  $x$  方向と  $(\pi/4 - \phi/2)$  の角をなす。そして図2.2.18に示す微少要素の釣合、モールクロンの降伏条件を考慮して

クイに作用する外力  $p$  求めている。

これによると

$$p = p_{BB'} - K_a \cdot \gamma z \cdot D_2$$

(但し  $K_a$ : 主動土圧係数)

ここで,

$$\begin{aligned} p_{BB'} &= D_1 \{ \sigma_x \} D = D_1 \\ &= D_1 \left\{ \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi \frac{1}{2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \left[ \frac{c(2N_\varphi \frac{1}{2} \tan \varphi + 1)}{N_\varphi \tan \varphi} \right. \right. \\ &\quad \times \exp \left\{ N_\varphi \cdot \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \varphi \cdot \tan \left( \frac{\pi}{8} - \frac{\pi}{4} \right) - 1 \right\} \\ &\quad + K_a \cdot \gamma \cdot z \cdot \exp \left\{ N_\varphi \cdot \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \varphi \cdot \tan \left( \frac{\pi}{8} - \frac{\varphi}{2} \right) \right\} \\ &\quad + c \cdot \frac{2N_\varphi \cdot \tan \varphi + 3N_\varphi \frac{1}{2}}{N_\varphi \frac{3}{2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \Bigg\} \\ &\quad - c \frac{2N_\varphi \tan \varphi + 3N_\varphi \frac{1}{2}}{N_\varphi \frac{3}{2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \Bigg\} \\ &\quad \text{(但し } N_\varphi = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)) \end{aligned}$$

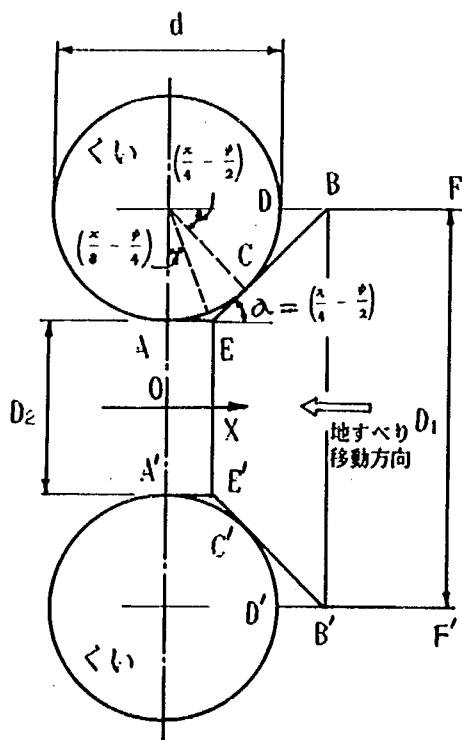


図2.2.17 クイ間の土塊の塑性変形  
(伊藤富雄, 松井保による)

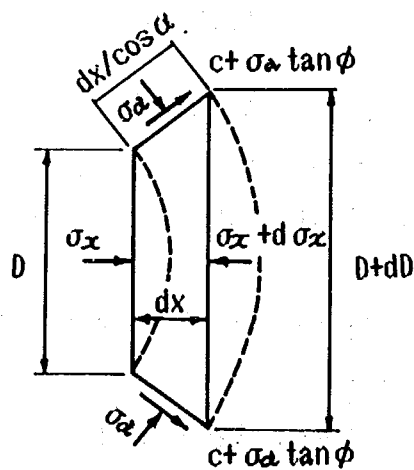


図2.2.18 微少要素の釣合  
(伊藤富雄, 松井保による)

一方、クイ周辺地盤が塑性流動を示すとし図 2.2.19 に示すように土塊  $ACDFF'D'C'A'$  を考え次の仮定を設けた。

- (i) 地盤は定常流状態により Bingham 流動体として降伏応力  $\tau_y$  と塑粘性係数  $\eta_p$  により表わされる。
- (ii) 地盤は深さ方向に一樣に流動が生じ、 $EBB'E'$  における流動方向は常に求心的に  $O$  点に向い、 $\alpha = \frac{\pi}{4}$  とする。半径  $r$  における微少部分  $GHH'G$  によって  $\overline{GH}$ ,  $\overline{G'H'}$  に生ずると考えた場合の粘性力の合力であるとする。

そして図 2.2.20 に示すような幅  $B$ , 長さ  $L$  のチャンネルを考え、力の釣合および Bingham 流体である点を考慮してクイに作用する外力  $P$  を求めている。

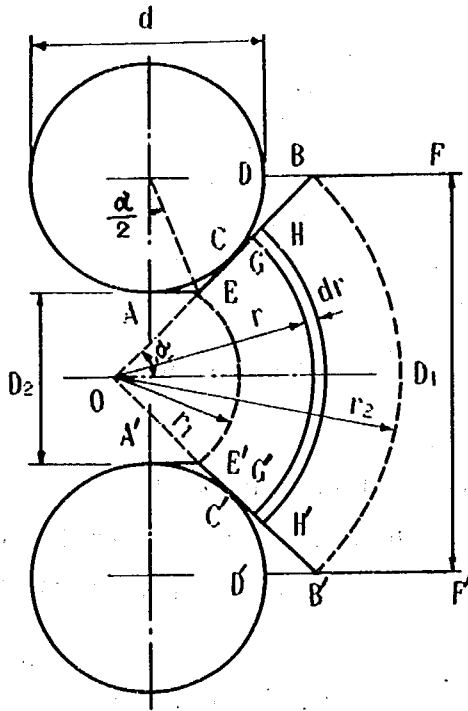


図2.2.19 クイ周辺地盤の塑性流動  
(伊藤富雄, 松井保による)

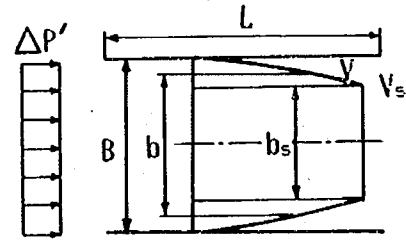


図2.2.20 クイに作用する外力  
(伊藤富雄, 松井保による)

$$p = p_1 + p_2 + p_3 \quad \dots \dots \dots (2.2.101)$$

ここで  $p_1$  は  $\overline{EB}$  および  $\overline{E'B'}$  に作用する  $x$  方向の応力で

$$p_1 = \sqrt{2}\tau_y(D_1 - D_2) - \sqrt{2}m(D_1^{-1} - D_2^{-1}) + 2\sqrt{m\tau_y} \times \left\{ \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} - \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} \right. \\ \left. + \log \frac{D_1(1 + \sqrt{1 + m/2\tau_y D_1^2})}{D_2(1 + \sqrt{1 + m/2\tau_y D_2^2})} \right\} \quad \dots \dots \dots (2.2.102)$$

$$\text{但し } m = 16\eta_p v_1 D_1 / \pi^2$$

$p_2$  は  $\overline{EB}$  および  $\overline{E'B'}$  に土圧によって作用する応力で、主働土圧と考えれば

$$p_2 = (rz - 2c)(D_1 - D_2) \quad \dots \dots \dots (2.2.103)$$

つぎに  $p_3$  は  $\overline{AEE'A}$  において  $p_1$  と同様に考えて、 $\overline{AE}$ ,  $\overline{A'E'}$  に作用する応力である。

そこで先ず塑性変形による考え方で試算をしてみた。クイ径 3.5 m, クイ間隔 7.0 m とし,  $c=2 \text{ tf/m}^2$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\gamma=1.75 \text{ tf/m}^3$  としすべり面までの深度を 10.5 m とした場合とクイ間隔を 14.0 m と倍にした場合についての比較をみるために図 2.2.21 を求めてみたが, クイ間隔がせばまるとクイにかかる土圧が著しく大きくなることがわかった。

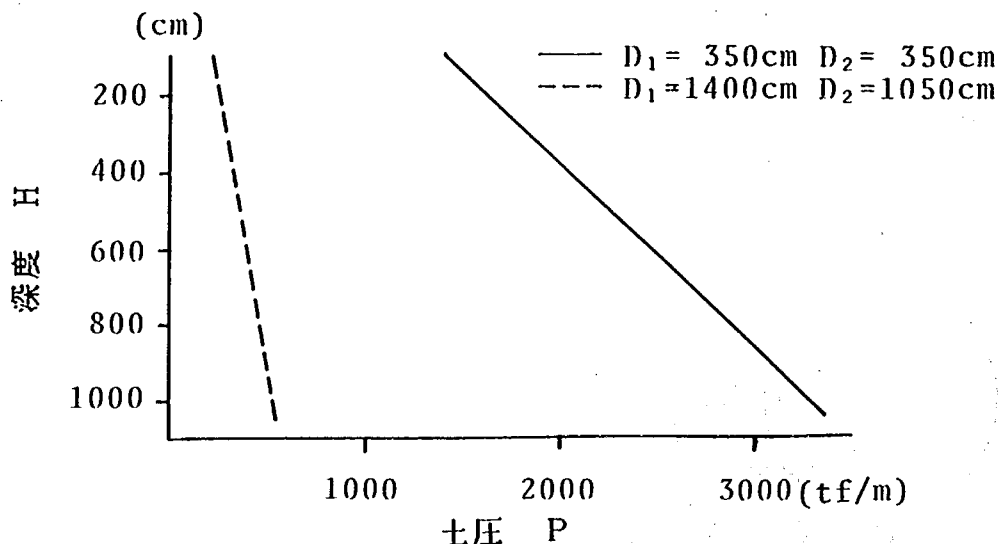


図2.2.21 クイに作用する土圧(塑性変形と考慮した場合)

一方塑性流動による考え方で試算をした結果を図 2.2.22 に示す。ここでもクイ間隔を 7.0 m と 14.0 m とし, クイ径を 3.5 m とした。また粘着力  $c=2 \text{ tf/m}^2$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $\gamma=1.75 \text{ tf/m}^3$ , すべり面までの深さ  $H=10.5 \text{ m}$ , すべり面傾斜角  $\theta=4^\circ$ , すべり面における地すべり速度  $v=0 \text{ cm/sec}$ , 地表面から深度 10.45 m までは地すべり速度  $v=5.56 \times 10^{-5} (\text{cm/sec})$  の一様な速度で運動し, すべり面に沿った 5 cm の間で塑性流動してくるものとして計算した。

計算結果からみると, 深度とともに直線的に土圧が増加し, またクイ間隔がせばまっても塑性変形による場合ほど変化が少ないことがわかる。

以上例題でもって土圧算定式を検討してみたが, あくまでも変形をしない剛なクイに作用する土圧であり, クイ間隔の影響を考慮しても地すべりの地盤そのものを塑性的あるいは塑性流動的に考えるには問題があると思われる。地すべり土層が数 m 程度で軟弱な場合には塑性流動的な考え方が説明が可能かと思われるが, 今後現場での検証が必要と考えられる。

Ginzburg<sup>23)</sup> による研究は地すべりの地内に剛なクイを打設した場合, クイに作用する地すべり推力はその半分が, クイに直接働き, 残りの半分はクイ間のアーチ作用により吸収されるとし, クイの限界間隔を求めている。

図 2.2.23 に示すようにアーチは放物線を仮定し, クイより  $f$  の距離のところに作用する地すべり推力を等分布荷重  $q_v$  としたときクイに作用する土圧  $R_v$  は

$$R_v = q_v \cdot \frac{b}{2} \dots\dots\dots (2.2.104)$$

となる。そしてクイの抵抗力  $R$  は

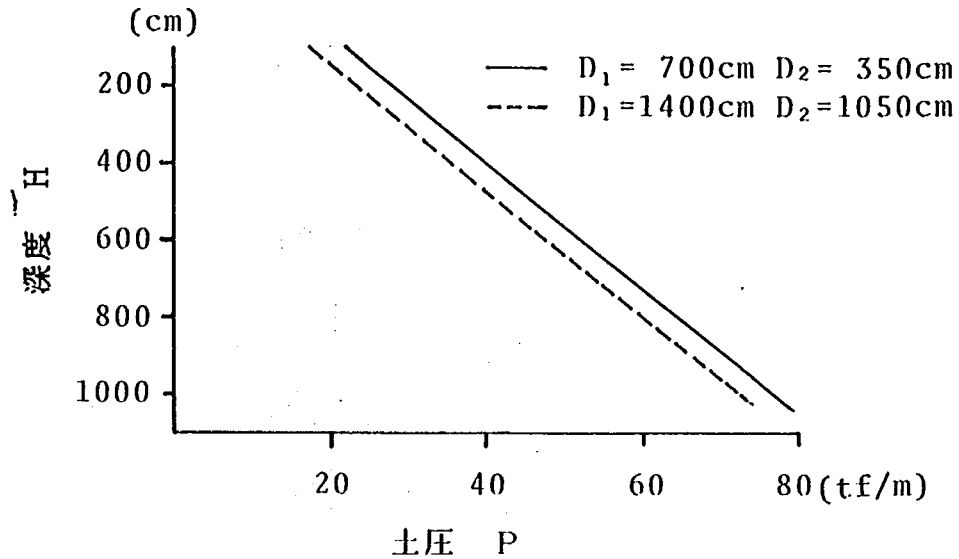


図2.2.22 クイに作用する土圧(塑性流動を考慮した場合)

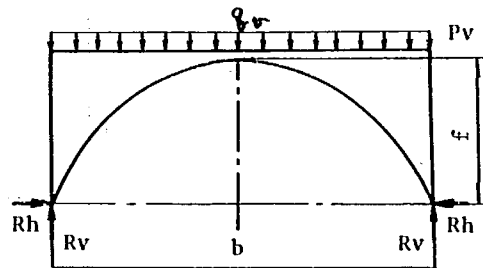


図2.2.23 クイに作用するアーチ作用(Ginzburgによる)

$$R = E_{0n} \cdot \frac{b}{2} \dots \dots \dots (2.2.105)$$

として求まる。

ここでクイ間隔  $b$  は次式より求まる (図2.2.24 参照)。

$$b = \frac{6\xi^2 c_{cp} h_{cp} \cos \alpha - E_{0n} (2\xi - \tan \varphi_{cp})}{0.2 E_{0n} \xi^2 \cos \alpha} \dots \dots \dots (2.2.106)$$

但し,  $E_{0n}$ : 地すべり推力

$$\xi = \frac{E_{0n} + \sqrt{E_{0n}^2 - 2E_{0n} h_{cp} C_{cv} \tan \varphi_{cp}}}{4 h_{cp} \cdot C_{cp}}$$

$C_{cp}$ : 地すべり土塊の加重平均粘着力

$\varphi_{cp}$ : 地すべり土塊の加重平均内部摩擦角

$\alpha$ : すべり面勾配

$h_{cp}$ : クイ長

ここで得られた  $b$  の値は極限状態のもとであり, 実際に用いる場合にはこれよりも小さな値が必要であり, 限界間隔を越えると地すべり土塊がクイ間をすり抜けるとしている。

この場をクイは変形しない剛なものと考えているが, クイ間のアーチ作用を考慮し, 地すべり推力全部が

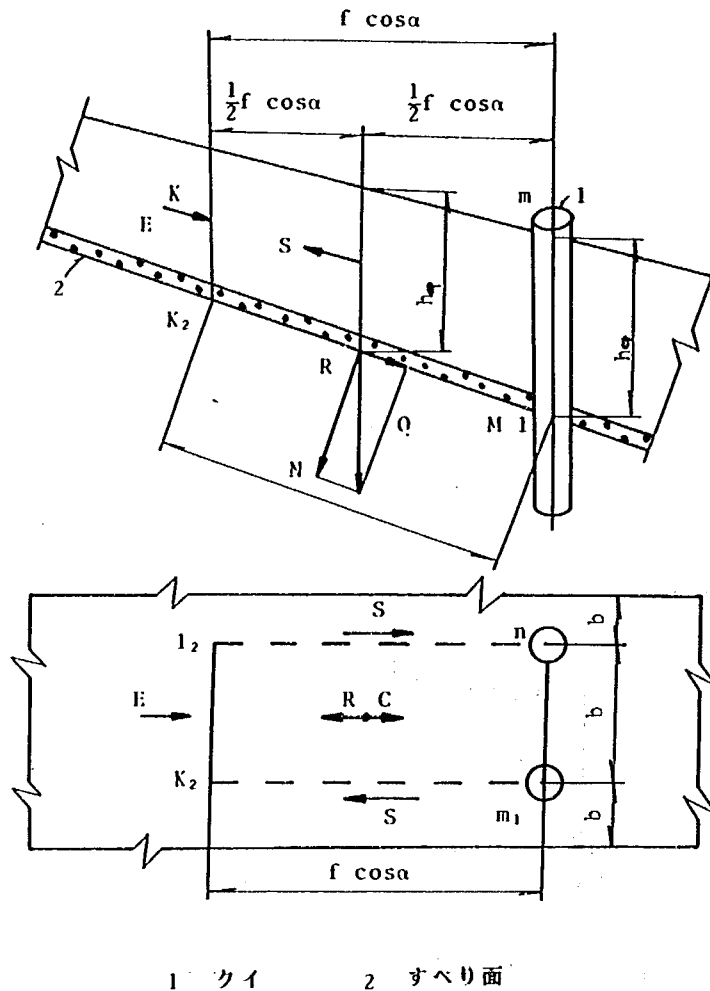


図2.2.24 クイに作用する外力(Ginzburgによる)

そのままクイに作用しないという非常に興味のある結果を得ている。実際の地すべり地内で剛なクイに作用する土圧測定を実施し、アーチ作用を考慮する設計ができればさらに経済的な工法にクイ工になるものと期待される。

福岡<sup>35)</sup>等は室内実験的に剛なクイに作用する土圧を求めている。長さ2m、幅1m、厚さ1mの実験槽内に砂を詰め、その内に土圧計の設置された剛な模型グイを入れ、実験槽を徐々に傾斜させ、クイに作用する力及び土圧を測定した。この実験によると、

- (i) 土圧の作用点の高さは、実験槽の傾斜に伴って進行する土塊の移動量が大きくなるにつれてすべり面より上部の方向に移動し最終的にはすべり面からクイ長の $\frac{1}{3}$ の位置にまで上昇する。
- (ii) クイの前面(山側)に作用する土圧分布はほぼ三角形であるが、すべり面に近くなると多少減少する。
- (iii) クイに作用する円柱グイの円周方向の土圧分布をみると土塊の移動方向により斜交する山側で最大となる。
- (iv) クイに作用する土圧について土圧係数を求めているが、研究の中段階であり、今後の研究を重ねることによって定量的評価を提案したいとしているが、一応主働土圧の約3倍、受働土圧の $\frac{1}{3}$ 程度としている。福岡等の研究はまだ研究の中途であるが、剛なクイに作用する土圧と地すべり移動土塊の変位とに関する

非常に興味ある研究であり、地すべり移動土塊の材料の変化による影響も含めて、今後さらに研究の発展が期待されるものである。

以上剛なクイに作用する地すべり土圧に関する研究成果について述べてきたが、クイが剛な抑えグイであるという解析を行なうためには次の点を考慮しなければならない。

- (i) すべり面上部でクイ背面（谷側）での反力を期待しない。
  - (ii) 地すべり土塊の変位を考慮してクイに作用する土圧を考える。
  - (iii) クイに作用する土圧によってクイは変位する。
- (ii)と(iii)については相互に関するものであり、両者の関係を現時点で明かにするのは非常に難しいため、それぞれ別個の問題として取扱うことになる。

剛なクイに作用する土圧の問題については先にも述べたように非常に多くの研究があるが、まだ十分な結果は得られていないものと考えられ、今後の成果を待たねばならない。

すべり面より上部に作用する土圧の問題を除けば、剛なクイに地すべり土圧が作用した場合のクイの解析ということになるが、この問題について土木工学で取扱われている水平力を受ける基礎の問題と一致する。

水平力を受ける剛な基礎の解析理論については非常に多くの成果があるが、現場でも多くの実績を持つ道路橋示方書のケーソン設計指針<sup>36)</sup>を剛な抑えグイの解析に準用できるものと考えられ、以下その解析法を示す。

剛体として挙動するクイで下方斜面の反力を期待できない場合、図 2.2.25 に示すようにすべり面を仮想地表面として、この面より突出した部分に地すべり土圧  $H$  が作用し、またこの  $H$  によるモーメントおよびすべり面上部でのクイ柱体の重量を垂直荷重 ( $N$ ) とする力が仮想クイ頭に作用するものと考えられる。

(イ) 地盤反力度と変位量の計算

いまクイ周面地盤が図 2.2.25 に示すように 3 層から成り立っていると考えられる場合

(i) 底面の地盤反力度が台形分布をする場合

底面の地盤反力度

$$\left. \begin{aligned} p_{12} &= k_{H1}(h-l_1)\theta \\ p_{12} &= k_{H2}(h-l_1)\theta \\ p_{22} &= k_{H2}(h-l_1-l_2)\theta \\ p_{31} &= k_{H3}(h-l_1-l_2)\theta \\ p_{32} &= k_{H3}h-l)\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.107)$$

また、 $0 \leq y \leq l_1$  においては、

$$p_y = k_{H1} \frac{y}{l_1} (h-y)\theta$$

底面の地盤反力度

$$q_{1,2} = \frac{N + wl - U}{A} \pm k_v a \theta \dots\dots\dots (2.2.108)$$

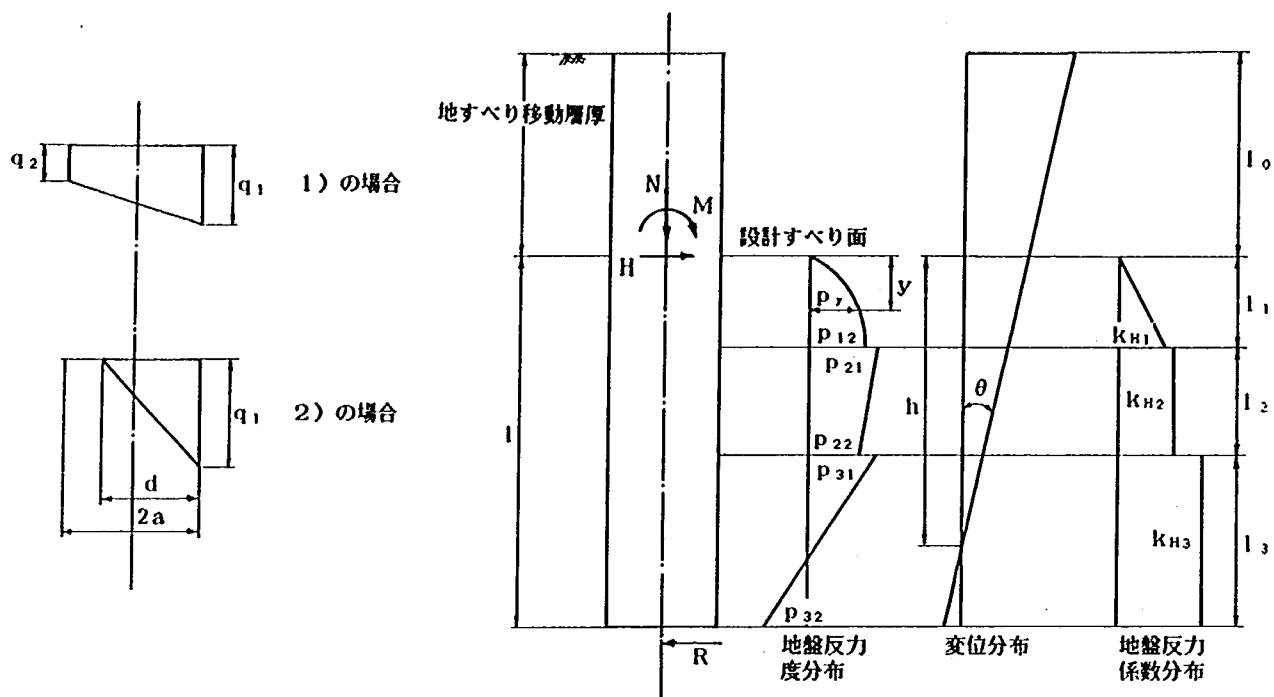


図2.2.25 地盤反力度および変位分布

底面のせん断力

$$R = K_s(h-l)\theta A \quad (2.2.109)$$

クイの変位

$$\delta_y = (h-y)\theta \quad (2.2.110)$$

クイの回転角

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_2}{K_1K_3 - K_2^2} \quad (2.2.111)$$

クイの回転中心の深さ

$$h = \frac{MK_2 + HK_3}{MK_1 + HK_2} \quad (2.2.112)$$

ただし,

$$K_1 = 2b\left(\frac{1}{2}k_{H1}l_1 + k_{H2}l_2 + k_{H3}l_3\right) + K_sAl$$

$$K_2 = 2b\left\{\frac{1}{3}k_{H1}l_1^2 + k_{H2}l_2\left(l_1 + \frac{1}{2}l_2\right) + k_{H3}l_3\left(l_1 + l_2 + \frac{1}{2}l_3\right)\right\} + K_sAl$$

$$K_3 = 2b\left\{\frac{1}{4}k_{H1}l_1^3 + \frac{1}{3}k_{H2}l_2^3 + \frac{1}{3}k_{H3}l_3^3 + k_{H2}(l_1 + l_2)l_1l_2 + k_{H3}(l_1 + l_2 + l_3)(l_1 + l_2)l_3\right\} + K_sAl^2 + \frac{4}{3}ba^3k_v\alpha$$

(ii) 底面の地盤反力度が三角形分布をする場合

前面の地盤反力度は(i)の場合と同一の形で表わされる。

底面の地盤反力度

$$q_1 = k_v \theta d \dots\dots\dots (2.2.113)$$

底面のせん断力

$$R = K_s(h-l)\theta A' \dots\dots\dots (2.2.114)$$

クイの変位, 回転角, 回転中心の深さは

(i)の場合と同一の形で表わされる。

ただし,

$$\begin{aligned} K_1 &= 2b\left(\frac{1}{2}k_{H1}l_1 + k_{H2}l_2 + k_{H3}l_3\right) + K_s A' \\ K_2 &= 2b\left\{\frac{1}{3}k_{H1}l_1^2 + k_{H2}l_2\left(l_1 + \frac{1}{2}l_2\right) + k_{H3}l_3\left(l_1 + l_2 + \frac{1}{2}l_3\right)\right\} + K_s A' l \\ K_3 &= 2b\left\{\frac{1}{4}k_{H1}l_1^3 + \frac{1}{3}k_{H2}l_2^2 + \frac{1}{3}k_{H3}l_3^2 + k_{H2}(l_1 + l_2)l_1 l_2 + k_{H3}(l_1 + l_2 + l_3)(l_1 + l_2)l_3\right\} \\ &\quad + K_s A' l^2 + k_v a^4 v_2 \end{aligned}$$

ここに

$N$ : すべり面においてクイに作用する鉛直力 (tf)

$H$ : すべり面においてクイに作用する水平力 (tf)

$M$ : すべり面においてクイに作用するモーメント (tf・m)

$w$ : クイの単位長さ当たりの重量 (tf/m)

$U$ : クイに働く浮力 (tf)

$l$ : クイのすべり面以下の根入れの深さ (m)

$2a$ : クイ側面幅 (m)

$2b$ : クイ前面幅 (m)

$A$ : クイの底面積 (m<sup>2</sup>)

$k_{H2}, k_{H2}, k_{H3}$ : 図 2.2.25 に示すような前面地盤の水平方向地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$k_v$ : クイ底面地盤の鉛直方向地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>)

$K_s$ : クイ底面地盤のせん断ばね定数 (tf/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ : 底面の形状によって定まる係数で, 円形の場合 0.589

$A'$ : 浮上りを生じていないクイの有効底効底面積 (m<sup>2</sup>) で表 2.2.2 による。

$d$ : 浮上りを生じていないクイの底面反力幅で表 2.2.2 による。

$\beta$ : 図 2.2.26 に示す角度 (rad) で, 次式が満足されるように決定する。

$$N + wl - U = k_v a^3 \theta \nu_1 \dots\dots\dots (2.2.115)$$

$\nu_1, \nu_2$ : 底面の形状によって定まる係数で, 表 2.2.2 による。

$y$ : 仮定地表面からの深さ (m)

一様な地盤の場合には, 図 2.2.25 における第 2, 3 層を抹消するとよい。すなわち,  $l_2 = l_3 = 0$ ,  $k_{H2} = k_{H3} = 0$ ,  $l = l_1$ ,  $k_H = k_{H1}$  とすればよい。その場合に前面の最大地盤反力度は次のようになる。

表2.2.2  $A'$ ,  $d$ ,  $\nu_1$ ,  $\nu_2$ の式

| 底面の形状 | $A'$                                       | $d$                 | $\nu_1$                                                                              | $\nu_2$                                                                                          |
|-------|--------------------------------------------|---------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 円形    | $a^2(\pi - \beta + \sin \beta \cos \beta)$ | $a(1 + \cos \beta)$ | $\frac{2}{3} \sin^3 \beta + \sin \beta \cos^3 \beta$<br>$+ (\pi - \beta) \cos \beta$ | $\frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4}(\pi - \beta)$<br>$+ \frac{1}{16} \sin 4\beta$ |

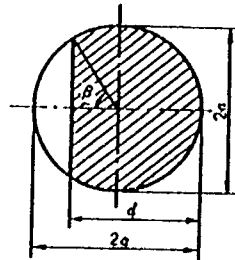


図2.2.26 クイの有効底面積

$$\left. \begin{array}{l} y = \frac{h}{2} \text{ において } p_1 = \frac{k_H h^2}{4l} \theta \\ y = l \text{ において } p_2 k_H (h-l) \theta \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.2.116)$$

ここに,

$p_1$ ,  $p_2$ : 前面の最大地盤反力度 ( $\text{tf/m}^2$ )

$k_H$ : すべり面より深さ  $l$  なる点の前面地盤の水平方向の地盤反力係数 ( $\text{tf/m}^3$ )

$l$ : クイのすべり面以下の根入れ深さ (m)

$h$ : クイの回転中心までの深さ (m)

$\theta$ : クイの回転角 (rad)

底面の鉛直地盤反力度などについては, 前記の式と全く同じ形で表わされる。また, 地盤構成が非常に複雑な場合には, 地盤の分割数を多くし, 前記と同一の計算を行なえばよい。

(ロ) クイ本体の鉛直方向曲げ応力度の計算

クイ周面地盤が3層から成り立ち, 各層ごとに地盤反力係数が同じであると考えられる場合について式を示すと, 次のようになる。

すべり面から  $y$  なる深さにおける曲げモーメント

$$0 \leq y \leq l_1$$

$$M_y = M + H_y - \frac{b k_{H1} \theta}{6 l_1} y^3 (2h - y) \dots\dots\dots (2.2.117)$$

$$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$$

$$\begin{aligned} M_y = & M + H_y - \frac{1}{6} b k_{H1} \theta l_1^2 (2h - l_1) \\ & - \frac{1}{3} b k_{H1} \theta l_1 (3h - 2l_1)(y - l_1) \end{aligned}$$

$$-\frac{1}{3}bk_{H2}\theta(y-l_1)^2(3h-2l_1-y) \dots\dots\dots (2.2.118)$$

$$l_1+l_2 \leq y \leq l$$

$$\begin{aligned} M_y = & M + H_y - \frac{1}{6}bk_{H1}\theta l_1^2(2h-l_1) \\ & - \frac{1}{3}bk_{H2}\theta l_2^2(3h-3l_1-l_2) \\ & - \frac{1}{3}bk_{H1}\theta l_1(3h-2l_1)(y-l_1) \\ & - bk_{H2}\theta l_2(2h-2l_1-l_2)(y-l_1-l_2) \\ & - \frac{1}{3}bk_{H3}\theta(y-l_1-l_2)^2(3h-2l_1-2l_2-y) \dots\dots\dots (2.2.119) \end{aligned}$$

すべり面から  $y$  なる深さにおけるせん断力

$$0 \leq y \leq l_1$$

$$S_y = H - \frac{bk_{H1}\theta}{3l_1}y^2(3h-2y) \dots\dots\dots (2.2.120)$$

$$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$$

$$S_y = H - \frac{1}{3}bk_{H1}\theta l_1(3h-2l_1) - bk_{H2}\theta(y-l_1)(2h-l_1-y) \dots\dots\dots (2.2.121)$$

$$l_1 + l_2 \leq y \leq l$$

$$\begin{aligned} S_y = & H - \frac{1}{3}bk_{H1}\theta l_1(3h-2l_1) - bk_{H2}\theta l_2(2h-2l-l_2) - k_{H3}(y-l_1-l_2)(2h-l_1-l_2-y) \\ & \dots\dots\dots (2.2.122) \end{aligned}$$

ここに,

$M_y$ : すべり面より  $y$  なる深さにおける曲げモーメント (tf・m)

$S_y$ : すべり面より  $y$  なる深さにおけるせん断力 (tf)

$M$ : すべり面においてクイに作用するモーメント (tf・m)

$H$ : すべり面においてクイに作用する水平力 (tf)

$l_1, l_2, l_3$ : 周面地盤の層厚 (m) で、図 2.2.25 に示す。

$k_{H1}, k_{H2}, k_{H3}$ : 前面地盤の各層の水平方向地盤反力係数 (tf/m<sup>3</sup>) で、図 2.2.25 に示す。

$2b$ : クイの前面幅 (m)

$y$ : すべり面からの深さ (m)

$h$ : すべり面からクイの回転中心までの距離 (m)

$\theta$ : クイの回転角 (rad)

ただし、 $h, \theta$  については、(イ)の(i)の規定による。

### 2-2-5 剛体クサビグイの理論的解析

地すべり移動土塊中でクイ背面（谷側）に十分反力を期待できるクイの解析について、一つの方法を中村<sup>30)</sup>は提案している。この解析で移動土塊の変位が増加するにしたがってクイも傾動し、すべり面下部でのクイの地盤反力により移動土塊の推力とバランスし、このときすべり面でクイによるせん断抵抗力を増加させようとするものである。

地すべり移動土塊中でクイより下方斜面の反力が期待できるような位置に施工されたクイをモデル化して考えると図2.2.27に示すようになる。

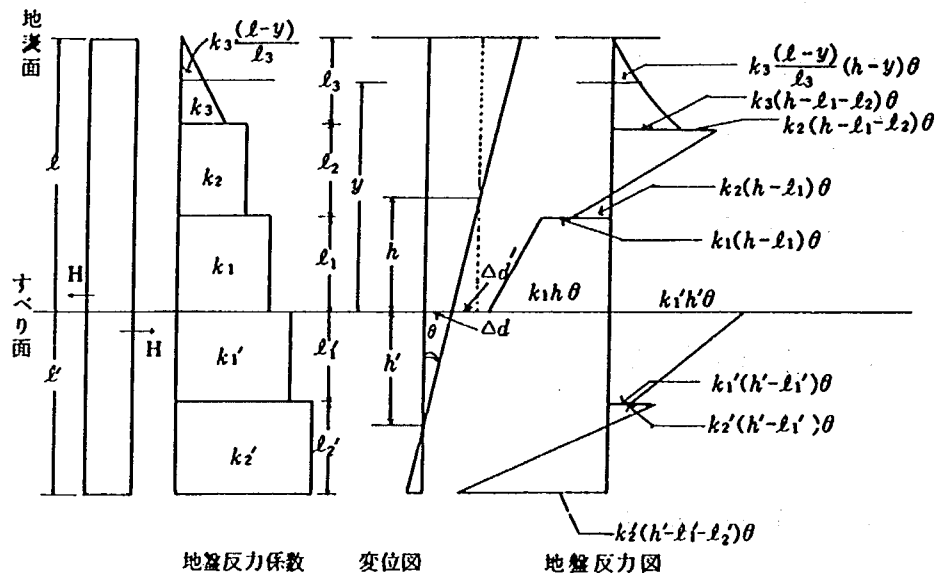


図2.2.27 多層系地盤の剛体クサビグイ解析

図2.2.27に従って計算式を誘導する。すべり面より上部のクイの長さを  $l$ 、下部を  $l'$  とし、地すべり土塊が  $\Delta d$  だけ移動したとき、すべり面でせん断力  $H$  がクイに作用するものとする。ここでの解析は図2.2.27に示すようにすべり面より上部では3層の地盤より、またすべり面下部では2層の地盤より構成されているものとし図のような地盤反力係数を持つものとして行なわれる。クイ底面での反力 ( $R$ ) が台形分布をするときは、

水平力が釣合うとすると

$$H - R - F_m = 0 \quad (2.2.123)$$

$R$  は次式で求まる

$$R = 0 \quad (2.2.124)$$

$$R' = K_s'(h' - l')\theta A \quad (2.2.125)$$

(2.2.124) 式, (2.2.125) 式はそれぞれすべり面の上下に対しての  $R$  である。

$F_m$  を水平方向の地盤反力度の和とするとすべり面の上部では

$$F_m = 2b \left[ \int_{l_1+l_2}^{l_1+l_2+l_3} k_3 \left( \frac{l-y}{l_3} \right) (h-y)\theta dy \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \{ k_2(h-l_1-l_2)\theta + k_2(h-l_1)\theta \} l_2 \right]$$

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2} \{k_1(h-l_1)\theta + k_1 h \theta\} l_1 \Big] \\
& = 2b \left\{ \int_{l_1+l_2}^{l_1+l_2+l_3} k_3 \left( \frac{l-y}{l_3} \right) (h-y) \theta dy \right. \\
& \quad \left. + k_2 \left( h-l_1-\frac{l_2}{2} \right) l_2 \theta + k_1 \left( h-\frac{l_1}{2} \right) \theta l_1 \right\} \dots\dots\dots (2.2.126)
\end{aligned}$$

すべり面下部では

$$\begin{aligned}
F'_m &= 2b \left[ \frac{1}{2} \{k'_1 h' \theta + k'_2 (h'-l'_1) \theta\} l'_1 \right. \\
& \quad \left. + \frac{1}{2} \{k'_2 (h'-l'_1) \theta + k'_2 (h'-l'_1-l'_2) \theta\} l'_2 \right] \\
& = 2b \left\{ k'_1 \left( h'-\frac{l'_1}{2} \right) \theta l'_1 + k'_2 \left( h'-l'_1-\frac{l'_2}{2} \right) \theta l'_2 \right\} \dots\dots\dots (2.2.127)
\end{aligned}$$

次にモーメントの釣合を考える。いますべり面より上と下のモーメントを  $G, G'$  とすると、すべり面でのモーメントの合計はすべり面上下で  $\Sigma M, \Sigma M'$  であり次式で示される。

$$\Sigma M = Rl + G - M_B \dots\dots\dots (2.2.128)$$

$$\Sigma M' = R'l' + G' - M'_B \dots\dots\dots (2.2.129)$$

ここで

$$\begin{aligned}
G &= 2b \left[ \int_{l_2+l_3}^{l_1+l_2+l_3} k_3 \frac{(l-y)}{l_3} y (h-y) \theta dy \right. \\
& \quad \left. + k_2 \left( h-l_1-\frac{l_2}{2} \right) l_2 \theta \right. \\
& \quad \times \left\{ l_1 + \frac{k_2(3h-3l_1-2l_2)}{2k_2 \left( h-l_1-\frac{l_2}{2} \right)} \cdot \frac{l_2}{3} \right\} \\
& \quad \left. + k_1 \left( h-\frac{l_1}{2} \right) \theta l_1 \left[ \frac{k_1(3h-2l_1)}{2k_1 \left( h-\frac{l_1}{2} \right)} \cdot \frac{l_1}{3} \right] \right] \dots\dots\dots (2.2.130)
\end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned}
G' &= 2b \left[ k'_1 \left( h'-\frac{l'_1}{2} \right) \theta l'_1 \left\{ \frac{k'_1(3h'-2l'_1)}{2k'_1 \left( h'-\frac{l'_1}{2} \right)} \cdot \frac{l'_1}{3} \right\} \right. \\
& \quad \left. + k'_2 \left( h'-l'_1-\frac{l'_2}{2} \right) \theta l'_2 \right. \\
& \quad \times \left\{ l'_1 + \frac{k'_2(3h'-3l'_1-2l'_2)}{2k'_2 \left( h'-l'_1-\frac{l'_2}{2} \right)} \cdot \frac{l'_2}{3} \right\} \right] \dots\dots\dots (2.2.131)
\end{aligned}$$

$M_B$  はクイの底面の地盤反力度に関するモーメントであり、鉛直方向の地盤反力度に対するモーメントは

$$M'_B = \frac{4}{3} b^4 K_v \cdot \alpha \dots\dots\dots (2.2.132)$$

ただし  $\alpha = 0.589$

であり、クイ上部では

$$M_B = 0$$

である。

ところで、

$$\Sigma M + \Sigma M' = 0 \dots\dots\dots (2.2.133)$$

なので、

$$G = G' + R' l' - M'_B = 0 \dots\dots\dots (2.2.134)$$

一方 (2.2.123) 式より

$$H - F = H - R' - F' = 0 \dots\dots\dots (2.2.135)$$

$$\therefore F = R' + F' \dots\dots\dots (2.2.136)$$

(2.2.134) 式、(2.2.136) 式を  $\theta$ 、 $h$  の連立方程式として解きそれぞれを求めることができる。

次にクイ底面の地盤反力度が三角形になる場合のクイにかかる地盤反力度は底面の一部が有効になるの  
で(図 2.2.28 参照) ,

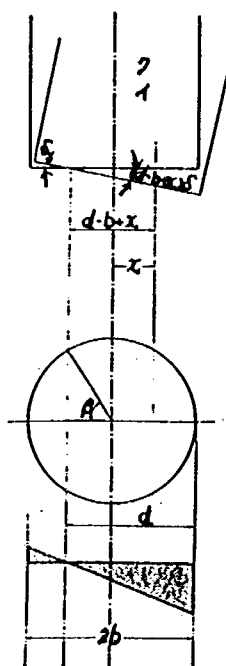


図2.2.28 底面が三角形地盤反力分布をする場合の解析

$$M'_B = K_v b^4 \nu_2 \dots\dots\dots (2.2.137)$$

ここで

$$\nu_2 = \frac{2}{3} \sin^3 \beta \cos \beta + \frac{1}{4} (\pi - \beta) + \frac{1}{16} \sin 4\beta \dots\dots\dots (2.2.138)$$

クイ底面の面積が  $A$  から  $A'$  に減少するとして、(2.2.134), (2.2.136)式を用いてまったく同様な計算によって、 $\theta$ ,  $h$ を求めることができる。

次に地すべり活動によりクイに水平方向の力がかかり、地盤反力が作用し、それによってクイに発生する曲げモーメントとせん断力を求める計算を示す。図 2.2.27 よりすべり面より上に深さ  $y$  における曲げモーメントは

$0 \leq y \leq l_1$  では

$$M_y = \Sigma M + H \cdot y - \left\{ \frac{k_1}{6} \theta y^2 (3h - y) \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.139)$$

$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$

$$M_y = \Sigma M + H \cdot y - \left\{ \frac{k_1}{6} \theta l_1^2 (3h - l_1) + \frac{k_1 \theta l_1 (2h - l_1)}{2} (y - l_1) + \frac{k_2}{6} \theta (y - l_1)^2 (3h - 2l_1 - y) \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.140)$$

また  $l_1 + l_2 \leq y \leq l$  では

$$M_y = \Sigma M + H \cdot y - \left\{ \frac{k_1}{6} \theta l_1^2 (3h - 2l_1) + \frac{k_2 \theta}{6} l_2^2 (3h - 3l_1 - l_2) + \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1)(y - h) + \frac{k_2 \theta}{2} l_2 (2h - l_1 - l_2)(y - l_1 - l_2) + \int_{l_1+l_2}^y \frac{k_3 \theta}{l_3} (l - x)(h - x)(y - x) dx \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.141)$$

またすべり面より下の  $y'$  における曲げモーメントは

$0 \leq y' \leq l'_1$  では

$$M_{y'} = \Sigma M' + H_{y'} - \left\{ \frac{k'_1}{6} \theta y'^2 (3h' - y') \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.142)$$

$l'_1 \leq y' \leq l'_1 + l'_2$  では

$$M_{y'} = \Sigma M' + H_{y'} - \left\{ \frac{k'_1}{6} \theta l_1'^2 (3h' - l'_1) + \frac{k'_1 \theta l'_1}{2} (2h' - l'_1)(y' - l'_1) + \frac{k'_2}{6} \theta (y' - l'_1)^2 (3h' - 2l'_1 - y') \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.143)$$

一方すべり面より上で深さ  $y$  におけるせん断力は

$0 \leq y \leq l_1$  において

$$S_y = H - \left\{ \frac{k_1 \theta}{2} y (2h - y) \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.144)$$

$l_1 \leq y \leq l_1 + l_2$  において

$$S_y = H - \left\{ \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1) + \frac{k_2 \theta}{2} (y - l_1)(2h - l_1 - y) \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.145)$$

また  $l_1 + l_2 \leq y \leq l$  において

$$S_v = H - \left\{ \frac{k_1 \theta l_1}{2} (2h - l_1) + \frac{k_2 \theta l_2}{2} (2h - 2l_1 - l_2) + \int_{l_1+l_2}^y \frac{k_3 \theta}{l_3} (l-x)(h-x) dx \right\} 2b \dots\dots (2.2.146)$$

一方すべり面より下  $y'$  におけるせん断力は

$0 \leq y' \leq l'_1$  では

$$S'_v = H - \left\{ \frac{k'_1 \theta}{2} y' (2h' - y') \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.147)$$

$l'_1 \leq y' \leq l'_1 + l'_2$  において

$$S'_v = H - \left\{ \frac{k'_1 \theta l'_1}{2} (2h' - l'_1) + \frac{k'_2 \theta}{2} (y' - l'_1) (2h' - l'_1 - y') \right\} 2b \dots\dots\dots (2.2.148)$$

以上すべり面を挟んでの 5 層系地盤におけるクイに作用する地盤反力度，変位，曲げモーメント，せん断力についての計算を行なうことが可能となったが，さらに複雑な地盤構成に対しても同様なやり方で計算が可能である。

## 2-3 タワミグイによる地すべりの抑止効果

### 2-3-1 クサビグイの室内実験

#### (1) 目的

地すべり移動土塊中に設置されたクサビグイの挙動を調べるため室内実験を実施した。クサビグイの模型グイを相似率を考慮して作製し，実験槽内で実験を行なった。

#### (2) 実験モデルの設定

実験ではクサビグイとしての条件として

- (i) クイの前面及び背面にすべり面が連続して存在する。
- (ii) 移動土塊はすべり面上を同一変位で移動する。すなわち移動土塊の垂直的な速度差はない。
- (iii) 移動土塊はクイと一体となって変形する。
- (iv) クイの上下端では変位，曲げモーメント，せん断力等が発生しないよう十分な長さを有する。

以上の条件を十分満足できるような実験装置(図 2.3.1 参照)を作製した。実験土槽の大きさは幅 80 cm，長さ 150 cm，高さ 140 cm でこれに土を詰め，模型グイを設置して実験を行なった。

#### (3) 相似率の決定<sup>38),39),40)</sup>

模型実験を実施するあたり地盤反力，クイの剛性，根入長およびタワミ等について相似率を決定する必要がある。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たクイとの間には次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グイ) と模型グイ  $m$  とのタワミ曲線が相似であるとする，対応する深さ  $x$  において次の式が成り立つ。

$$\frac{x_p}{x_m} = R_x = \text{一定} \dots\dots\dots (2.3.1)$$

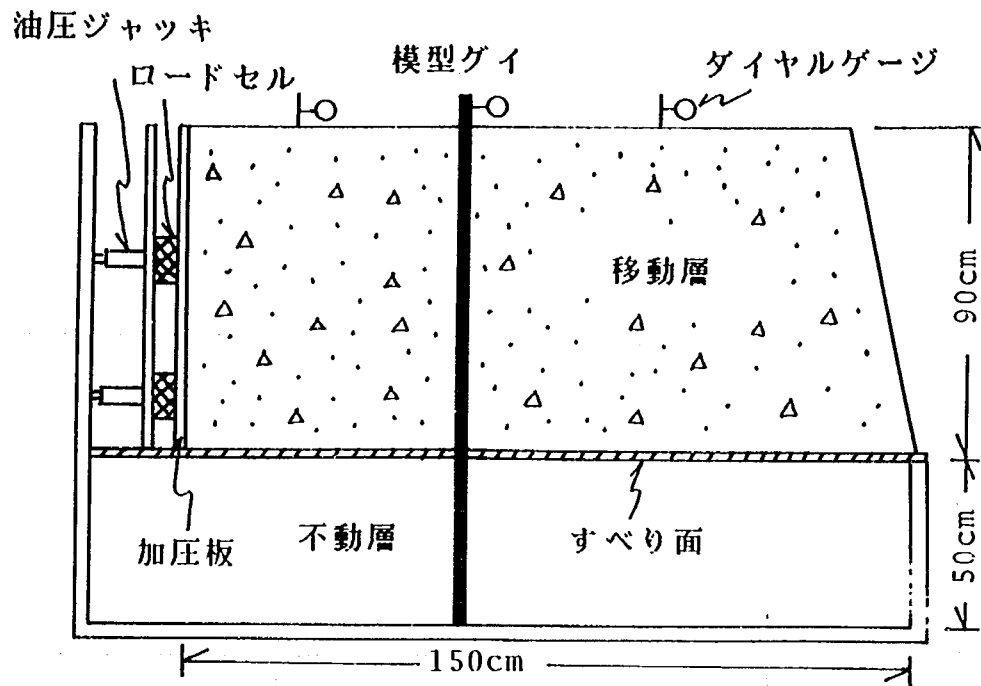


図2.3.1 実験装置

$$\frac{y_p}{y_m} = R_y = \text{一定} \quad (2.3.2)$$

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

$R$  : 原型グイの模型グイに対応する量の比

したがって

$$\left. \begin{aligned} \frac{dy_p}{dx_p} &= \left( \frac{R_y}{R_x} \right) \cdot \frac{dy_s}{dx_s} \\ \frac{d^2 y_p}{dx_p^2} &= \left( \frac{R_y}{R_x^2} \right) \cdot \frac{d^2 y_s}{dx_s^2} \\ \frac{d^3 y_p}{dx_p^3} &= \left( \frac{R_y}{R_x^3} \right) \cdot \frac{d^3 y_s}{dx_s^3} \\ \frac{d^4 y_p}{dx_p^4} &= \left( \frac{R_y}{R_x^4} \right) \cdot \frac{d^4 y_s}{dx_s^4} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.3)$$

またハリの理論より

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{EI} &= \frac{d^2 y}{dx^2} \\ \frac{S}{EI} &= \frac{d^3 y}{dx^3} \\ \frac{P}{EI} &= \frac{d^4 y}{dx^4} \end{aligned} \right\} \quad (2.3.4)$$

ここで  $M$  : 曲げモーメント

S: セン断力

P: クイの単位長さ当りの地盤反力

EI: クイの曲げ剛性

(2.3.4) 式を (2.3.3) 式に代入すると

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_p}{(EI)_p} &= \left( \frac{R_y}{R_x^2} \right) \cdot \frac{M_s}{(EI)_s} \\ \frac{S_p}{(EI)_p} &= \left( \frac{R_y}{R_x^3} \right) \cdot \frac{S_s}{(EI)_s} \\ \frac{P_p}{(EI)_p} &= \left( \frac{R_y}{R_x^4} \right) \cdot \frac{P_s}{(EI)_s} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3.5)$$

また  $\frac{(EI)_p}{(EI)_s} = R_{EI} = \text{一定}$  より

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_p}{M_m} &= R_M = \left( \frac{R_y}{R_x^2} \right) R_{EI} \\ \frac{S_p}{S_m} &= R_S = \left( \frac{R_y}{R_x^3} \right) R_{EI} \\ \frac{P_p}{P_s} &= R_R = \left( \frac{R_y}{R_x^4} \right) R_{EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

となる。

したがって (2.3.1), (2.3.2), (2.3.6) 式より  $R_M, R_S, R_R$  は一定でなければならないので (2.3.2), (2.3.5) 式より

$$\left. \begin{aligned} R_{EI} &= R_p \cdot R_x^4 \cdot R_y^{-1} \\ R_s &= R_p \cdot R_x \\ R_m &= R_p \cdot R_x^2 \\ R_l &= R_y \cdot R_x^{-1} \\ R_y &= R_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

ここで

$$R_l = \frac{i_p}{i_s}, \quad i = \frac{dy}{dx}$$

が求まる。

また地盤反力は次の一般式で示される。

$$P = K \cdot B = k \cdot x^m \cdot y^n \cdot B \dots\dots\dots (2.3.8)$$

計算の簡便さから  $m=0, n=1$  とすると Chang の式となり

$$P = E_s \cdot y \dots\dots\dots (2.3.9)$$

ただし  $E_s$ : 地盤の横方向弾性係数

$$\frac{E_{ps}}{E_{sm}} = R_{ES} \dots\dots\dots (2.3.10)$$

とすると

$$R_p = R_{Es} \cdot R_v \dots\dots\dots (2.3.11)$$

となり、これを (2.3.6) 式に代入すると

$$R_{EI} = R_{Es} \cdot R_x^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2.3.12)$$

となる。

ここで実際の地すべり地でのすべり面より下部の不動層の弾性係数を現地からの不攪乱試料を採取し、一軸圧縮試験より推定すると  $1,000 \sim 3,000 \text{ kgf/cm}^2$  (平均  $1,500 \text{ kgf/cm}^2$ ) となった。地すべり防止対策グイをクイ径  $\phi = 318.5 \text{ mm}$ , 肉厚  $t = 10.5 \text{ mm}$  のものを用いたとするとクイの必要根入長はクイ頭自由のクイ頭に水平力が作用したときの Chang の式より

$$x > \frac{\pi}{\beta} = \frac{\pi}{\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}} \dots\dots\dots (2.3.13)$$

となるので

$$x > 3.0 \sim 4.0 \text{ m}$$

となる。

ここで模型実験の地盤の弾性係数  $E_s$  が  $50 \text{ kgf/cm}^2$  とし模型グイの剛性を変化させ  $R_x$  を求め実験に必要なクイの根入長を求めることにした。模型グイは剛性を小さくする必要から断面形を矩形とし、(2.3.12) 式を変形し

$$R_x = \left( \frac{R_{EI}}{R_{Es}} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2.3.14)$$

とし、計算した。

ここで  $(EI)_s = 70,600 \text{ kgf/cm}^2$  (クイ幅  $B = 5 \text{ cm}$ , 厚さ  $t = 0.45 \text{ cm}$ ),  $(EI)_p = 2.499 \times 10^{10} \text{ kgf/cm}^2$  ( $\phi = 318.5 \text{ mm}$ ,  $t = 10.3 \text{ mm}$ ) なので

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

また

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

したがって (2.3.14) 式より

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

となり (2.3.1) 式より模型グイの根入長は

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

以上あれば良いことになるが、実験に用いる横方向の地盤弾性係数の異なる地盤条件を考慮して、この値の2割増の  $46 \text{ cm}$  とした。また同様のやり方が移動土塊も  $E_s$  が  $15 \text{ kgf/cm}^2$  程度であると考えられるの

で、すべり面上部でのクイ長は 60 cm 程度あれば良いことがわかる。

#### (4) 模型グイの設置及び土砂の積み込み

クイは 50 cm の厚さの不動層中に 46 cm を挿入し、すべり面より上部は 90 cm とした。またクイの設置位置は図 2.3.1 の左側にある加圧板（油圧ジャッキで载荷）からほぼ 0.5 m の位置に取り付けた。

土砂の積み込みは設置した模型グイに曲げを発生しないようにするため、突固め厚さは不動層で 5 cm、移動層では 10 cm とし、突固め用ランマーで慎重に突き固めた。

すべり層として飽和ペントナイトを 2.0 cm の厚さに不動層の上面および実験土槽と移動層の境界部に敷きならした。ペントナイトを敷きならした後、移動土層を積み込み、所定の実験断面に整形した。

なお実験に用いた土は新潟県中頸城郡柿崎産の砂質ロームで比重 2.704、液性限界 71%、塑性指数 21.6 である。

#### (5) 実験方法及び計測

図 2.3.1 に示すようにすべり面上部の移動土層に载荷し、一様な変位を与えるために油圧ジャッキにより 800～1,500 kgf の荷重を加えた。

計測は地表面変位、クイ頭変位、加圧板の変位をダイヤルゲージ（1/100 mm 読み）で、またクイの歪測定は防水型ストレングージを用いて行なった。ゲージはクイ 1 本当り 20 点平均で貼り付け、すべり面付近を密に（3 cm）すべり面から遠ざかる程粗に（5～15 cm）に貼り付けた。記録器は 0.2 sec/点読み速度のデジタル歪計を使用した。

実験条件は図 2.3.2 にとりまとめて示す。

|      | ケース 1                                                                     | ケース 2                                             | ケース 3                                                                                            |
|------|---------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 模型断面 |                                                                           |                                                   |                                                                                                  |
| 模型グイ | B=50mm, t=4.5mm<br>EI=79700kgf・cm <sup>2</sup>                            | B=800mm, t=4.5mm<br>EI=1275200kgf・cm <sup>2</sup> | B=50mm, t=60mm<br>EI=189000kgf・cm <sup>2</sup><br>B=50mm, t=4.5mm<br>EI=79700kgf・cm <sup>2</sup> |
| 移動層  | $E_{s1}=1.6\text{kgf/cm}^2$                                               | $E_{s1}=14.7\text{kgf/cm}^2$                      | $E_{s1}=13.0\text{kgf/cm}^2$                                                                     |
| 不動層  | $E_{s2}=40.3\text{kgf/cm}^2$                                              | $E_{s2}=56.2\text{kgf/cm}^2$                      | $E_{s2}=55.0\text{kgf/cm}^2$                                                                     |
| 载荷条件 | P=4kgf/cm <sup>2</sup> (235.7kgf) を 1 時間毎に負荷し、クリープ破壊直前に P を調節しながら変形を増大させる |                                                   |                                                                                                  |

図2.3.2 実験条件

## (6) 実験結果及び考察

実験により測定されたクイ歪より (2.3.15) 式に示す弾性曲線式を基本として、曲モーメントを求め、これを図上において微分、積分を行ないクイに作用するせん断力、タワミ等を求めた。

$$\left. \begin{aligned} M &= EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \varepsilon \cdot E \cdot Z \\ S &= EI \frac{d^3 y}{dx^3} \\ y &= \iint \frac{M}{EI} dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3.15)$$

ただし  $\varepsilon$  : クイ歪

$M$  : 曲げモーメント

$EI$  : クイの剛性

$Z$  : 断面係数

$S$  : セン断力

$x$  : クイ頭からの深さ

$y$  : 深さ  $x$  におけるタワミ

ケース 1 (図 2.3.3 参照) の場合、クイ幅  $B=5\text{cm}$ 、クイの厚さ  $0.45\text{cm}$ 、根入長  $46\text{cm}$ 、また不動層の地盤の横方向弾性係数  $E_{s2}=40.3\text{kgf/cm}^2$ 、移動土層のもので  $E_{s1}=1.6\text{kgf/cm}^2$  である。

モーメント分布図をみるとすべり面の上下にモーメントの最大値を持つ S 字型の分布を示す。最大曲げモーメントを示す位置はすべり面上部ではすべり面より  $30\text{cm}$  付近に発生し、すべり面下部では  $3\text{cm}$  付近に発生している。またすべり面下部に発生する最大曲げモーメントの値はすべり面上部で発生するものよりも大きいことがわかる。

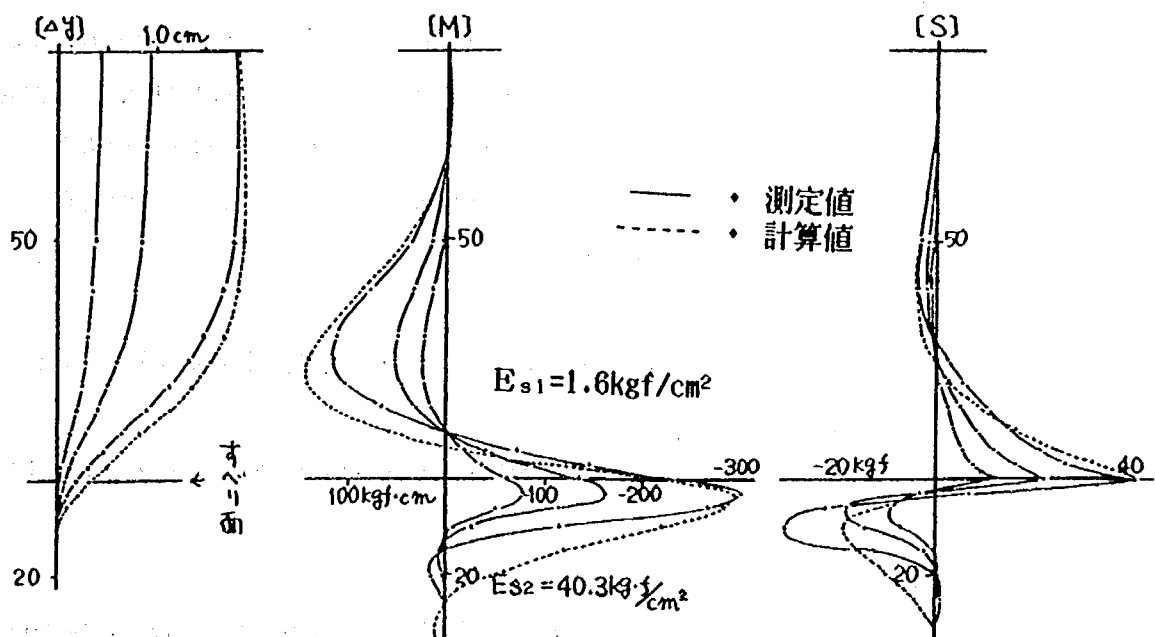


図2.3.3 ケース 1 のタワミ、曲げモーメント、せん断力分布

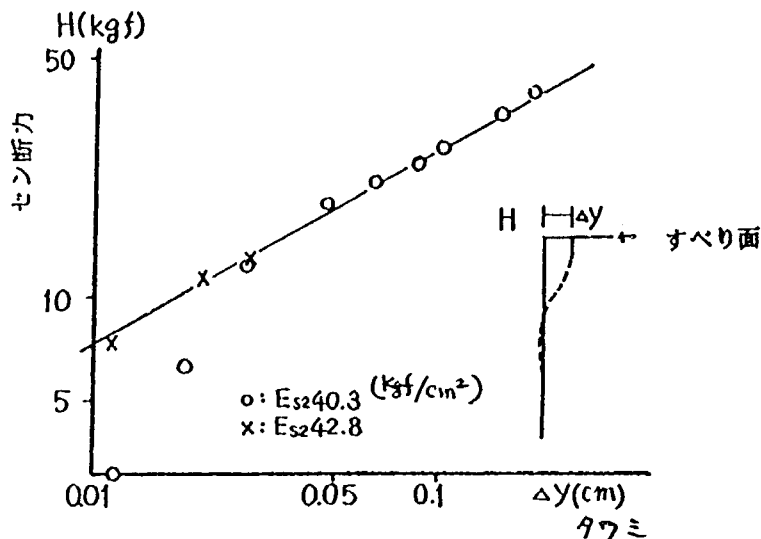


図2.3.4 セン断力とタワミの関係

セン断力分布図より判断できることは、セン断力はすべり面に集中的に発生している。図2.3.4はすべり面に発生するセン断力  $H$  とクイ頭変位  $\Delta y$  との関係を示したものである。これによるとクイ頭変位(タワミ)に対するセン断力の増加率は両対数目感上で0.56という値を示すことがわかる。

タワミ分布図をみるとすべり面付近でのみ変形が認められるとすべり面から離れるとクイの変形は見られない(図2.3.3参照)。

ケース2(図2.3.5参照)はクイ幅  $B=80\text{cm}$ 、クイの厚さ  $0.45\text{cm}$  で不動層の地盤の横方向弾性係数  $E_{s2}=56.2\text{kgf/cm}^2$ 、移動土層の  $E_{s1}$  が  $14.7\text{kgf/cm}^2$  の場合のものであるが、ケース1と同様な結果が得られた。

次にケース3(図2.3.6参照)であるが、この場合クイ幅  $B=5\text{cm}$ 、厚さ  $t=0.6\text{cm}$  のクイと、 $B=5\text{cm}$ 、 $t=0.45\text{cm}$  の2本のクイを移動層の移動方向と直交する方向に一列に並べて設置して実験を行なった。このときのクイ頭変位  $\Delta y$  とすべり面におけるセン断  $H$  の関係を示したものである。二本のクイは剛性を異にするが、クイの  $\Delta y$  と  $H$  との関係は同一傾向を示す。しかし剛性の大きいクイの方が上方に位置する。

このことを図2.3.7をもって説明する。地すべり推力  $P$  とすべり面でセン断力( $H$ )、クイ頭変位( $D$ )との関係を見ると、クイ頭変位はほとんど同じでもすべり面で発生するセン断力は剛性の大きいクイほど大きいことがわかる。この場合もクイ頭変位  $\Delta y$  に対するセン断力  $H$  の増加率は両対数目感上で0.84という値をとり1.0とはならなかった(図2.3.6参照)。

以上実験結果から以下のことが得られた。

- (i) 曲げモーメントはすべり面の上下にその極大値を持つが、横方向地盤弾性係数の大きい地盤(一般にすべり面下部の不動層)で最大値を示す。
- (ii) クイ頭変位が同じならばクイの剛性、横方向地盤弾性係数が大きいほど曲げモーメントおよびセン断力は大きく現われる。
- (iii) セン断力はすべり面で最大値を示す。
- (iv) クイ頭変位  $\Delta y$  とすべり面に作用するセン断力  $H$  との関係は比例関係になく、 $H=k\Delta y^n$  ( $n$  は実験によると0.50~0.84)の関係がみられた。これは地盤が完全弾性体でないためと思われる。

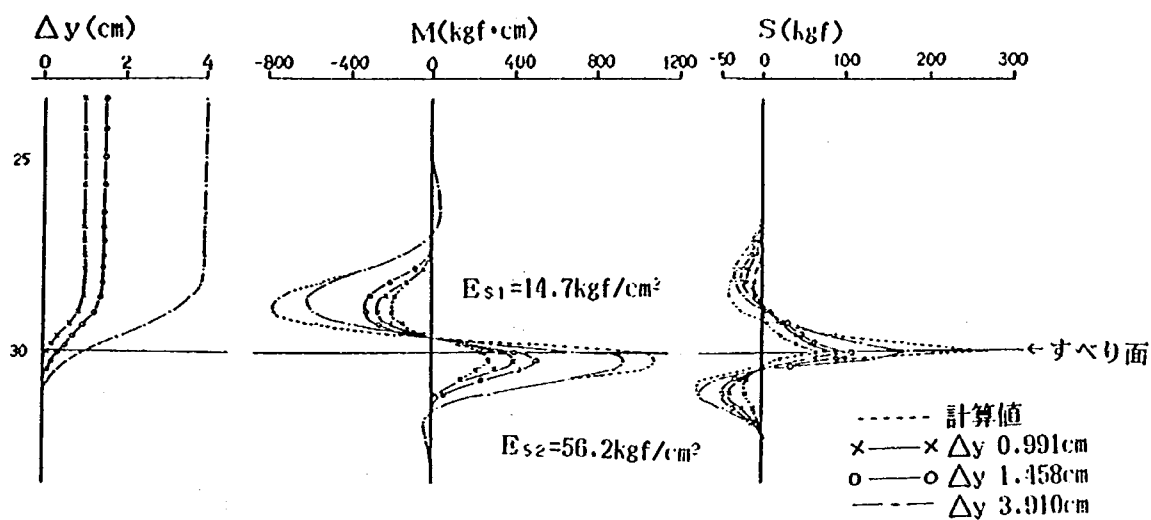


図2.3.5 ケース2のタワミ, 曲げモーメント, セン断力分布

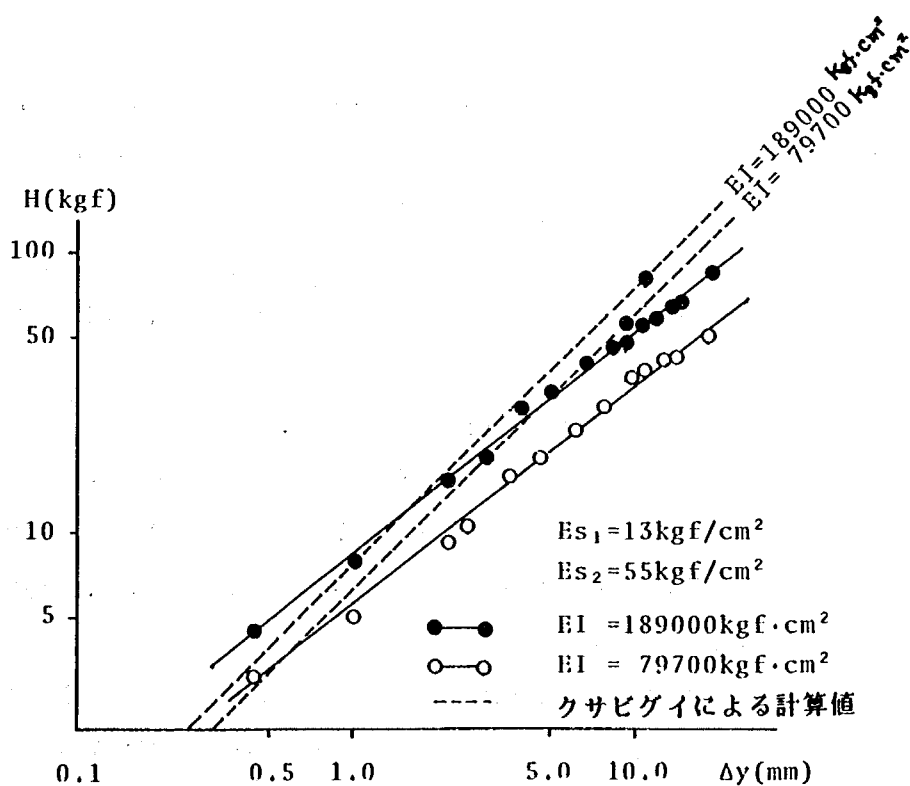


図2.3.6 セン断力とタワミ関係図

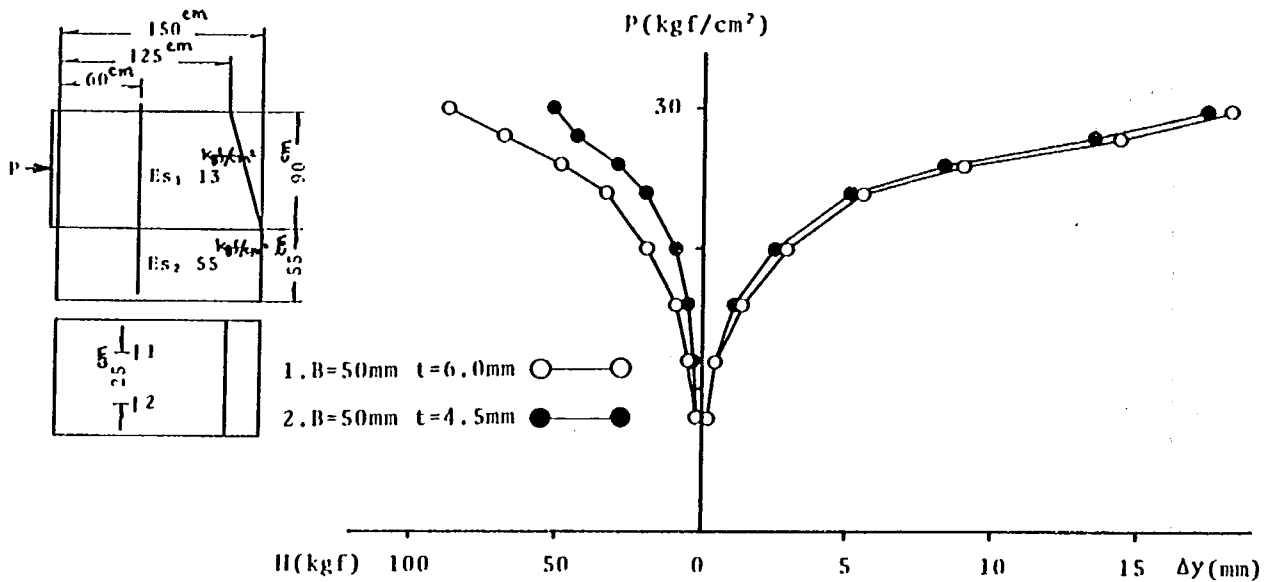


図2.3.7 地すべり推力( $P$ )とすべり面でのせん断力( $H$ )  
およびクイ頭変位( $\Delta y$ )関係図

(v) クサビグイは実験からもすべり面をクイ頭とし、移動層と不動層にそれぞれ根入部を持つ2本のクイがすべり面で連続したものと考えられる。したがってクイの変形はすべり面を中心にその上下でみられ、すべり面からの深度が大きくなるにつれて変形はみられなくなる。

## 2-3-2 タワミグイの基礎的な室内実験

### (1) まえがき

地すべり地内に打設されたタワミグイの挙動を解明する目的でいくつかの基礎的な実験を行なった。

第1点はクイを境にして山側(前面)には明瞭なすべり面を持つが、谷側(背面)ではすべり面がまだ形成されていない状態でのクイの挙動を検討することである。

第2点目は、クイを複列に打設したときのクイの挙動を検討することであり、また第3点はクイ段数が複数になったときのクイの挙動を検討することである。これらのクイの挙動を解明するため実験を実施した。

### (2) クイ背面に既存すべり面を与えない実験とその結果

実験モデルとして図2.3.8に示すようにクイ背面に既存のすべり面がまだ形成されていない(地すべり土塊と同じ材料が存在する)とき、クイ前面より地すべり荷重がかかったときどのような挙動をするかを検討できるようなモデルとした。また実験条件を表2.3.1に示した。模型グイ、模型地盤、計測等は既に述べたクサビグイの実験と同様な方法で行なった。

実験結果は図2.3.9に示す。クイのタワミ、曲げモーメント、せん断力分布図は2-3-1の(6)におけるクサビグイの実験のケース1などと非常に類似した形態を示していることがわかる。しかしよく観察すると特にタワミ図などではっきりしているがやや片持ちバリのクイ全体が土塊の移動方向と同じ方向に倒れるような様子を示し、完全なクサビグイ的な挙動を示していないことがわかる。

一方図2.3.10、図2.3.11にクサビグイ実験でのケース1と比較してクイ頭変位実測値とすべり面にお

クイ巾  $B = 5 \text{ cm}$   
クイ厚  $t = 0.45 \text{ cm}$   
根入長  $l_2 = 46 \text{ cm}$

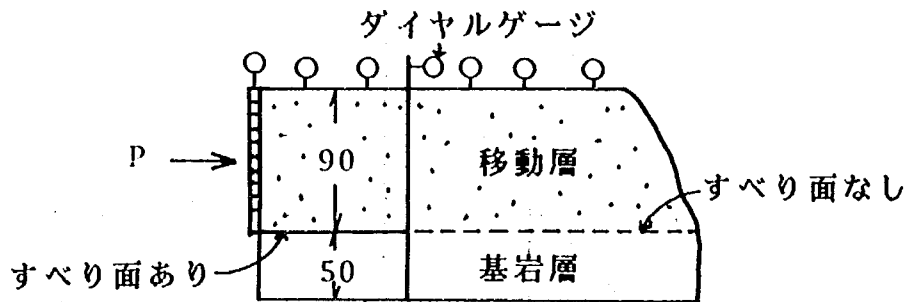


図2.3.8 実験モデル

表2.3.1 実験条件

|      | 土質分類            | 比重 $G_s$ | 含水比 $w\%$ | 密度 $\text{gf/cm}^3$ | 一軸圧縮強度 $\text{kgf/cm}^2$ |
|------|-----------------|----------|-----------|---------------------|--------------------------|
| 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    | 36 - 36   | 1.82 - 1.85         | 1.5 - 2.0                |
| すべり層 | Bentonite(250*) |          | 220 - 250 |                     | $C = 0.010 - 0.013$      |

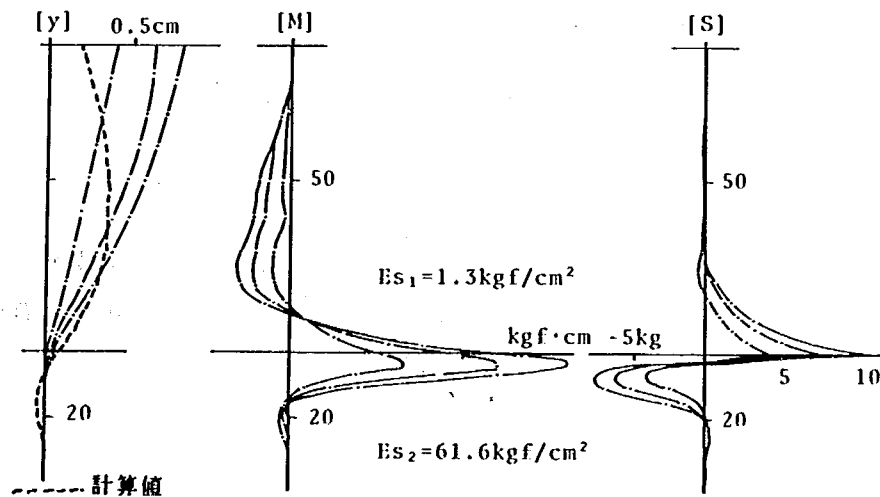


図2.3.9 タワミ、モーメント及びせん断力図

けるせん断力、およびすべり面下  $0.3 \text{ cm}$  における変位  $\Delta y'$  (解析値) と  $P/B$  の関係を示した。クイの背面にすべり面がない場合の地盤条件は  $E_{s1} = 1.3 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $E_{s2} = 61.6 \text{ kgf/cm}^2$  でありクサビグイの場合は  $E_{s1} = 1.4 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $E_{s2} \approx 40 \text{ kgf/cm}^2$  程度であり、ほぼ類似条件である。また模型グイも同種のものを用いた。図 2.3.10, 2.3.11 よりも明らかなように、同じクイ頭変位  $\Delta y$ , あるいは  $\Delta y'$  に対してすべり面におけるせん断力あるいは  $P/B$  の値の関係は共に勾配が  $0.5$  であり、またクサビグイの方がクイ背面にすべり面がない場合よりも  $\Delta y, \frac{P}{B}$  のいずれの値も大きくなっていることがわかる。すなわちクイ背面にすべり面

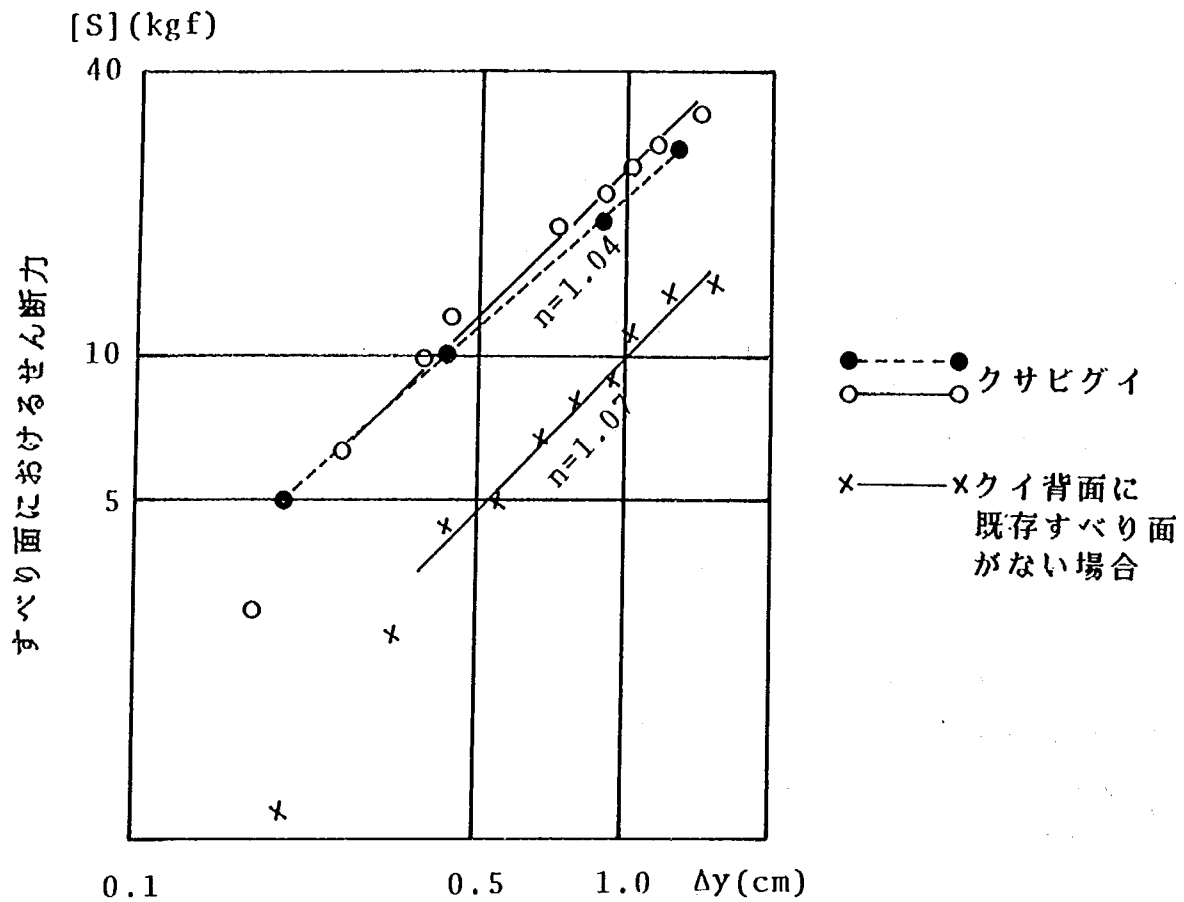


図2.3.10 セン断力及びクイ頭変位図

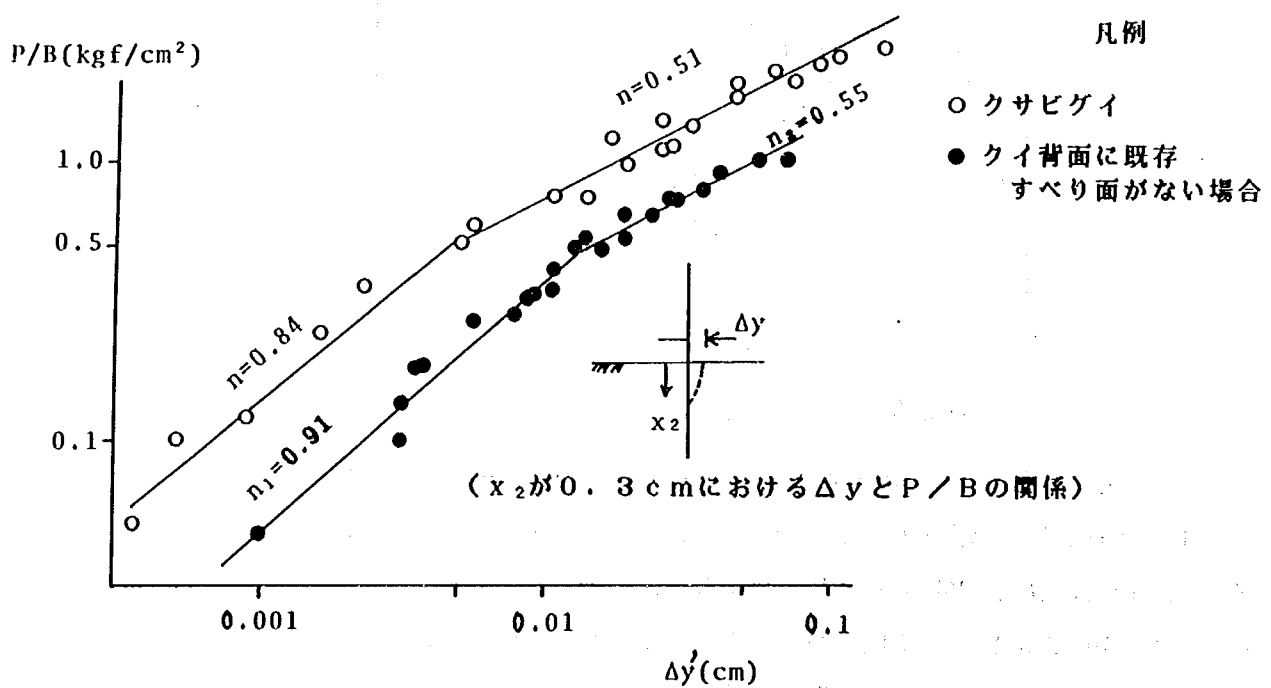


図2.3.11  $P/B$ とすべり面での変位関係図

がない状態でクイを挟んで地すべりの荷重がかかると、クイ背面に新たなせん断面を形成しながら抵抗力を発揮して行くことが考えられる。したがってクイ背面の土塊の抵抗力とクイとの抵抗力の和はクサビグイの場合よりも大きな変形に耐え、抵抗力も大きくなっていることがいえる。

以上とりまとめて言えば、同じ地すべり推力に対してクイ背面に抵抗土塊があるだけ同じクイ頭変位でもクイが負担する荷重は小さくなるといえる。

### (3) 複列グイの効果に関する実験と考察

実験モデル及び実験条件について図 2.3.12 にとりまとめた。実験方法等についてはクサビグイの実験と同様なやり方で行なった。

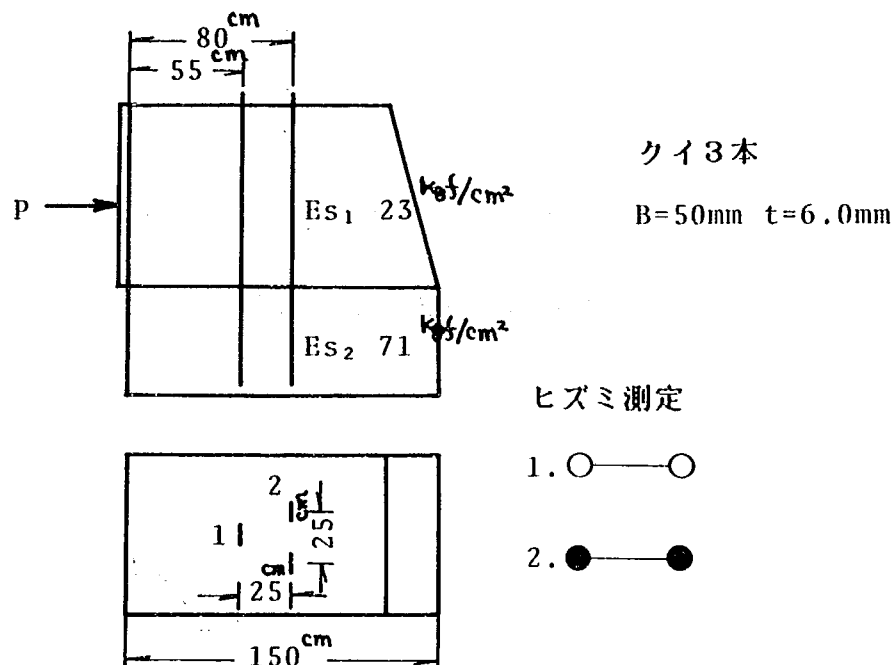


図2.3.12 実験モデルと実験条件

図 2.3.13 に  $E_{s1} \div 23 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $E_{s2} \div 71 \text{ kgf/cm}^2$  の地盤条件でクイ幅  $B = 50 \text{ mm}$ , 厚さ  $6.0 \text{ mm}$  (クイ剛性  $EI = 189,000 \text{ kgf/cm}^2$ ) の 3 本のクイを 2 列に配列したとき、ジャッキによる載荷力  $P$  とヒズミ測定を行なった模型グイ 1, 2 のすべり面で発揮されたせん断力 ( $H$ ) およびクイ頭変位 ( $\Delta y$ ) を示した。図から伺えるように、2 列のクイの変形挙動はほぼ等しいことがわかる。一方図 2.3.14 にクイ頭変位量 ( $\Delta y$ ) とすべり面で発生したせん断力 ( $H$ ) の関係を示したが、変位量が小さい時と変位量が  $0.6 \text{ mm}$  を超えた領域では両者の関係に変化がみられる。すなわち変位量が  $0.6 \text{ mm}$  を超えると、2 列のクイの群グイ効果と思われる現象が現われる。すなわち地すべり土塊の同じ変位に対して単列のクイの場合にすべり面に作用するせん断力よりも小さいせん断力が作用し、クイ一本当りの負担が軽減されていることがわかる。図 2.3.14 に点線が示されているがこれはクサビグイとして理論的に求められた値 ((2.2.63) ~ (2.2.72) 式による) である。変位量の小さいときはほぼこれに平行であるが、変位量が大きくなると変位と勾配との関係は異なってくる。これは変位の小さい時はクサビグイとしてクイは単独で働いているが、変位量が大きくなると 2 列のクイの群グイ効果が発揮され地すべりに対する耐力が増加したと考えられる。

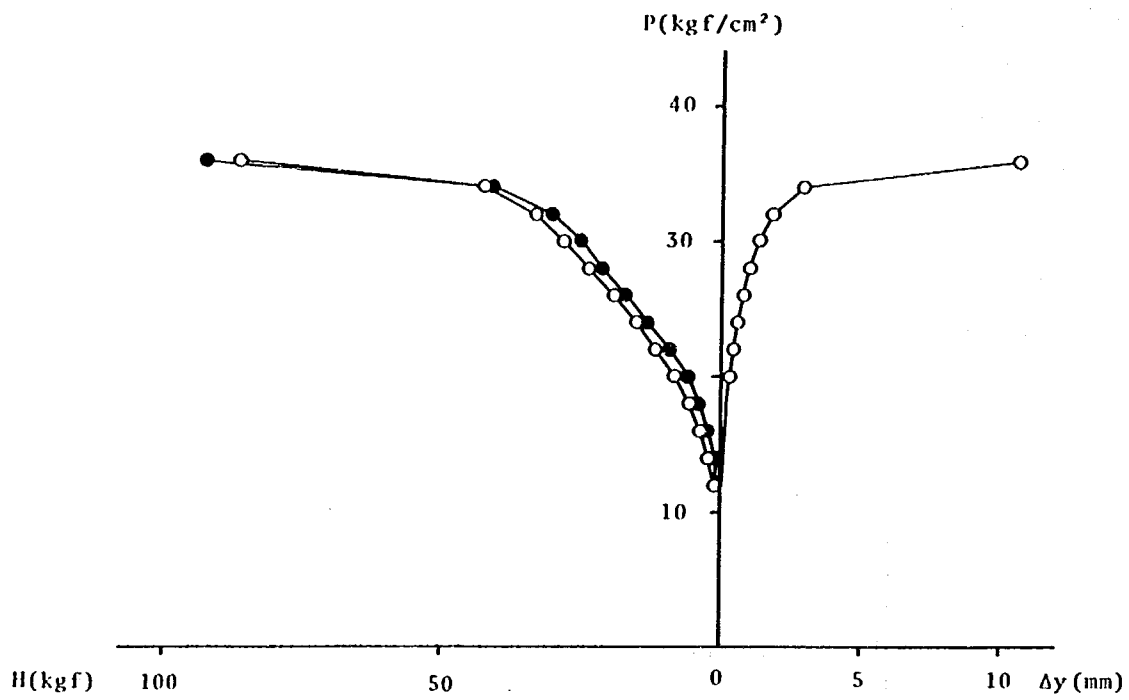


図2.3.13 P-H- $\Delta y$ 関係図

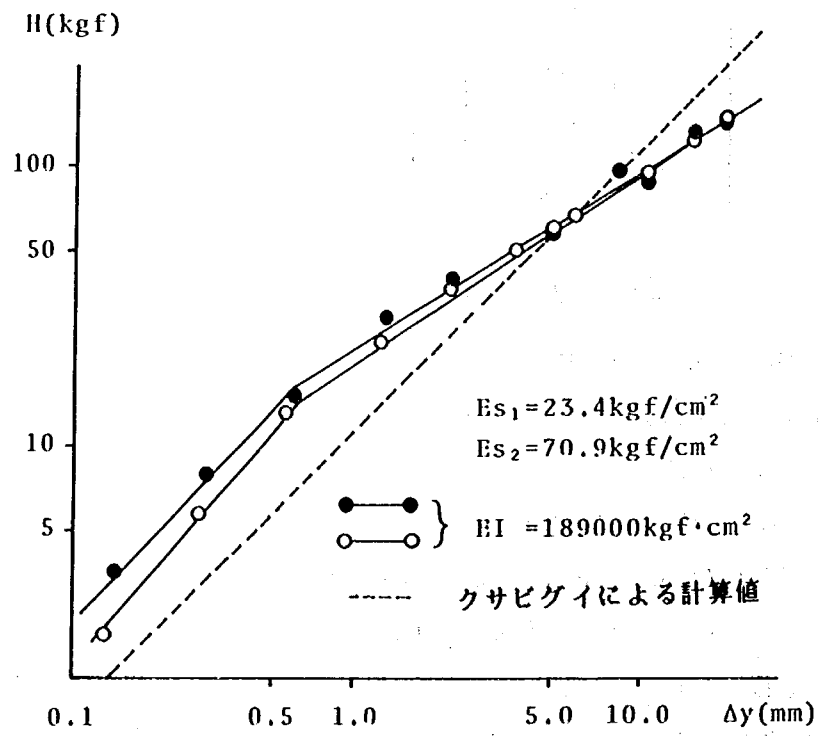


図2.3.14 セン断力(H)とクイ頭変位関係図

図2.3.15は5本の模型グイが2列に設置された場合であるが、この場合も2列のクイは同じような挙動を示す。また図2.3.16にクイ頭変位とすべり面でのせん断力との関係を示したが変位量が0.5 mm ぐらいになると群グイ効果が現われ、単独のクサビグイとは挙動を異にしてくる。これは3本のクイの場合と傾向は同じであるが5本の場合の方が3本の場合よりも地すべりに対する耐力が増加していることがわかる。

例えばクイ頭変位量が10.0 mm の場合、クイ3本のときはすべり面に約100 (kgf) のせん断力が発生しているが、クイ5本のときはまだ約70 (kgf) のせん断力しか作用しておらず、3本の場合 (図2.3.14 参

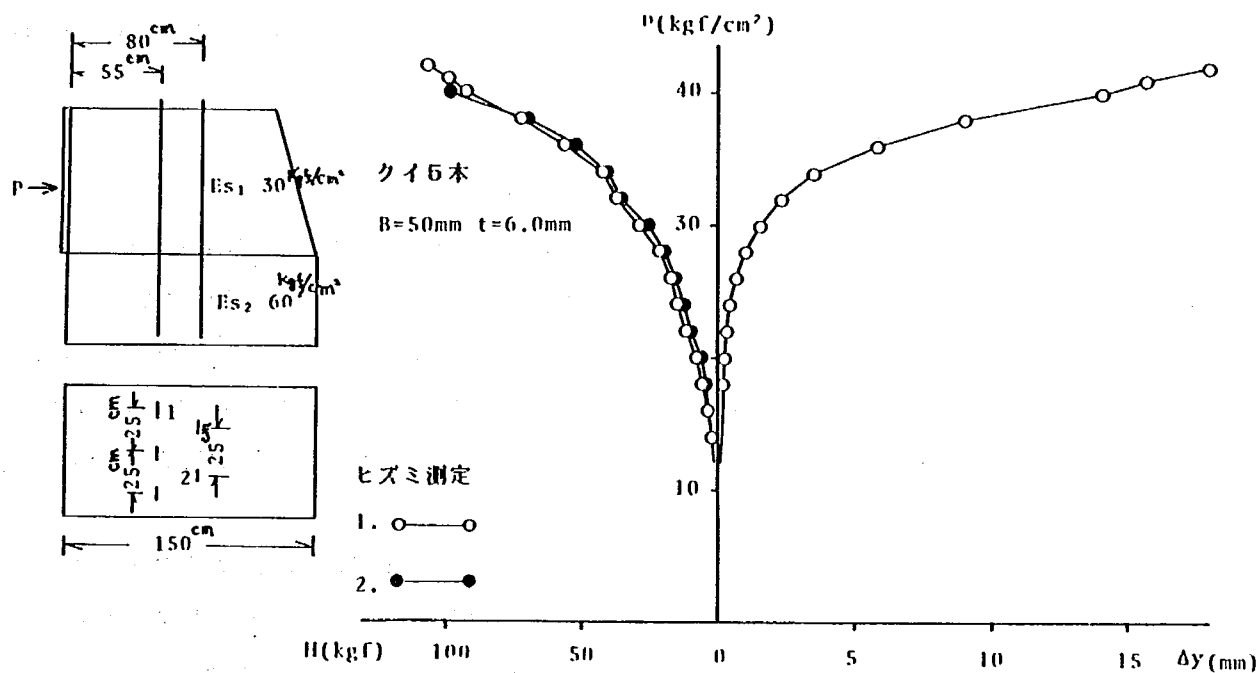


図2.3.15 P-H- $\Delta y$ 関係図

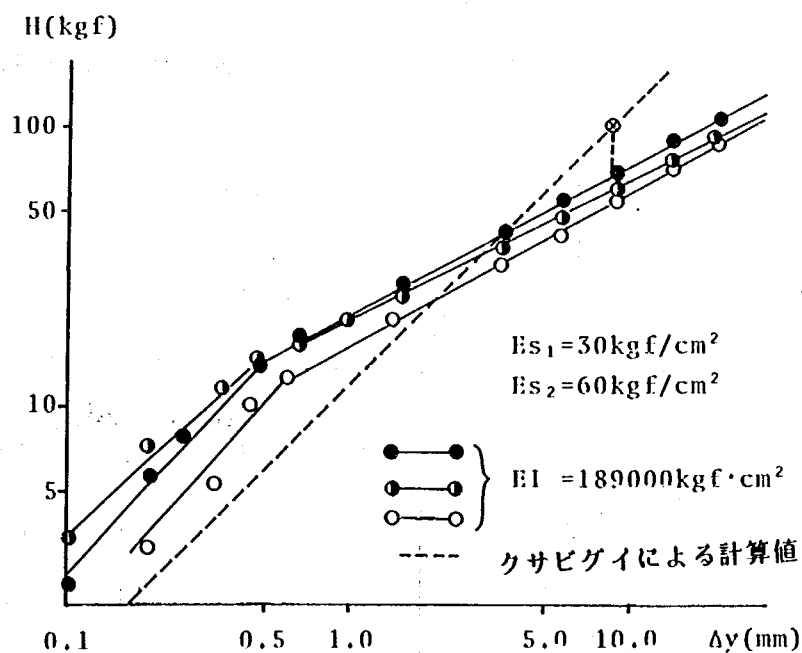


図2.3.16 H- $\Delta y$ 関係図(複列グイ)

照) よりさらに大きな地すべりの変位を受け入れられる余地があることを示している。換言すれば同じ地すべり推力に対してクイの本数が増加すればそれだけ1本当りの負担荷重は減少することになるといえる。

以上のことより複列クイの挙動に関する実験より以下のことがわかった。

- (i) 複列にクイを設置した場合、各クイの挙動は同様な挙動を示す。
- (ii) 複列のクイは地すべりの変位が小さいときは単列のクサビグイと同様な挙動を示すが変位量が大きくなると群グイ効果を発揮し、地すべりに対する許容できる変位は単列グイよりも大きくなる。
- (iii) 当然のことだが同じ地すべり推力に対してクイの本数を増加するとそれだけ1本のクイに対する負担力は減少する。

#### (4) 複段数に設置されたクイの挙動及び考察

地すべり地内にクイを単列で2段に設置したときのクイの挙動を実験的に検討した。実験モデルを図2.3.17に示したが、長さ3mの斜面上で、载荷位置より90cm、200cmの位置にクイ幅 $B=50\text{mm}$ 、厚さ $t=6.0\text{mm}$ のクイを各段2本ずつ設置して側方より荷重( $P$ )をかけた。この場合も移動層と不動層の間にベントナイトを敷き、すべり面とした。地盤条件としては図に示すように移動土層は均一地盤としたが、不動層は各段ごとに地盤条件の異なった二層地盤とした。実験はA、B、Cと3ケースについて行ない、各ケースごとに模型グイ1、2でクイヒズミを測定した。また各ケースにおける地盤条件 $E_{s1}, E_{s2}, E'_{s2}$ の組合せも図2.3.17に示してある。

図2.3.18にケースAにおける推力 $P$ と試験グイ1、2におけるクイ頭の変位( $\Delta y$ )およびすべり面に発生しているせん断( $H$ )についての関係を示した。図2.3.18より伺えるように剛性の同じクイでも载荷地点に近い段のクイほどクイ頭の変位量が大きく、したがってすべり面で発生するせん断力は大きくなる。図2.3.19、図2.3.20にもケースB、Cについて $P, H, \Delta y$ との関係を示したが、ケースAと同様に、载荷地点に近い段のクイほど変位、せん断力が大きくなる。

このことは斜面上方に地すべり推力を発生させる源があり、斜面下方に、ある間隔をおいて2段の同種

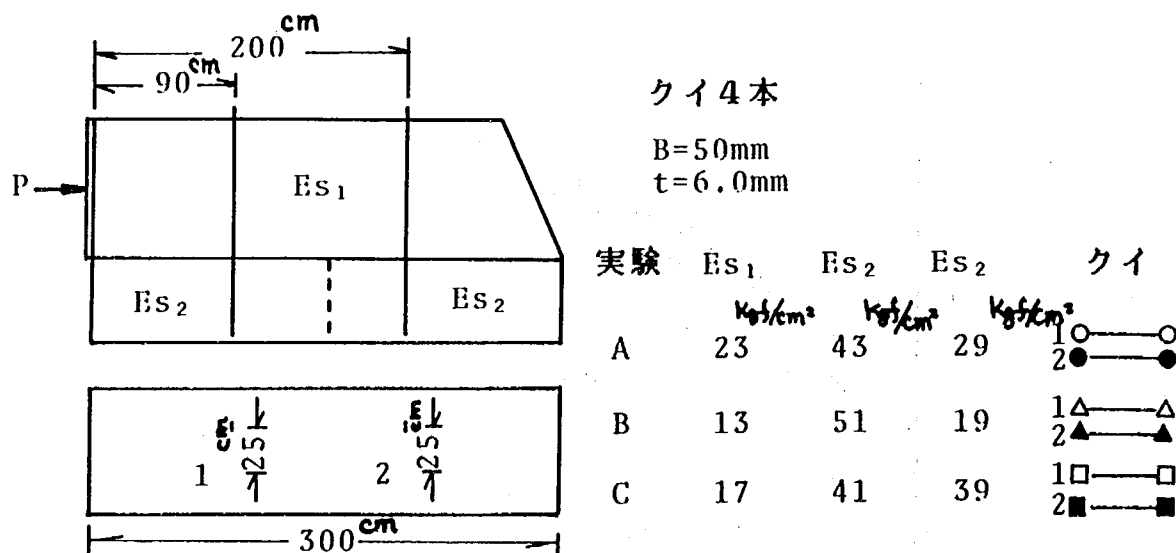


図2.3.17 実験条件

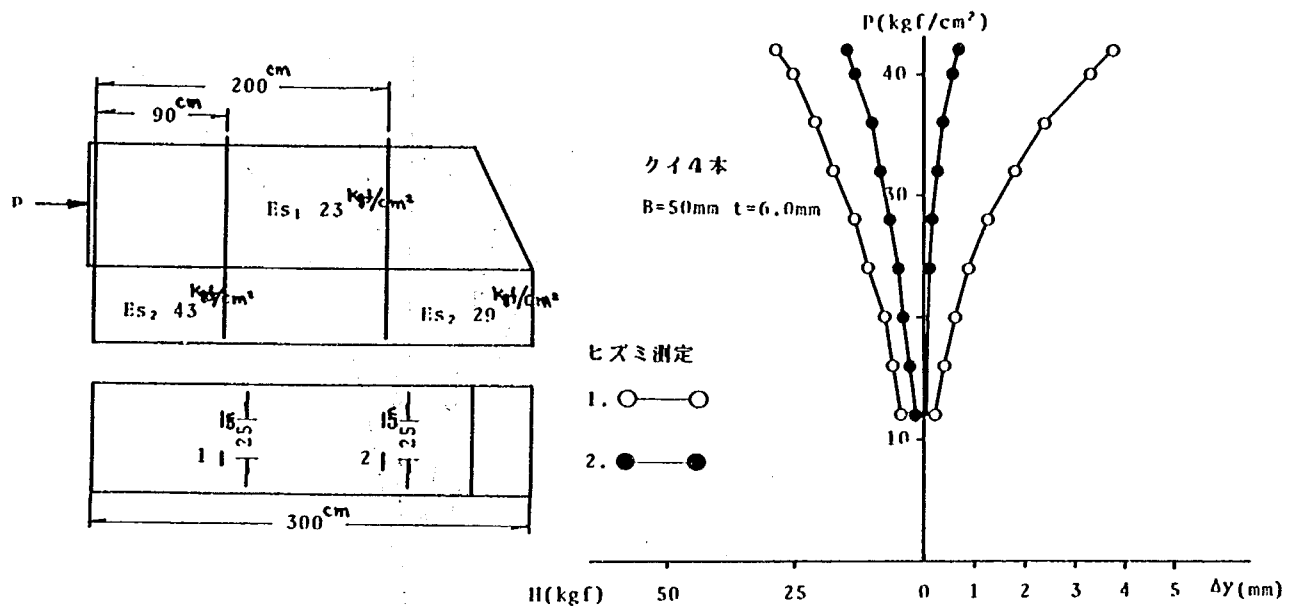


図2.3.18 P-H- $\Delta y$ 関係図 (ケースA)

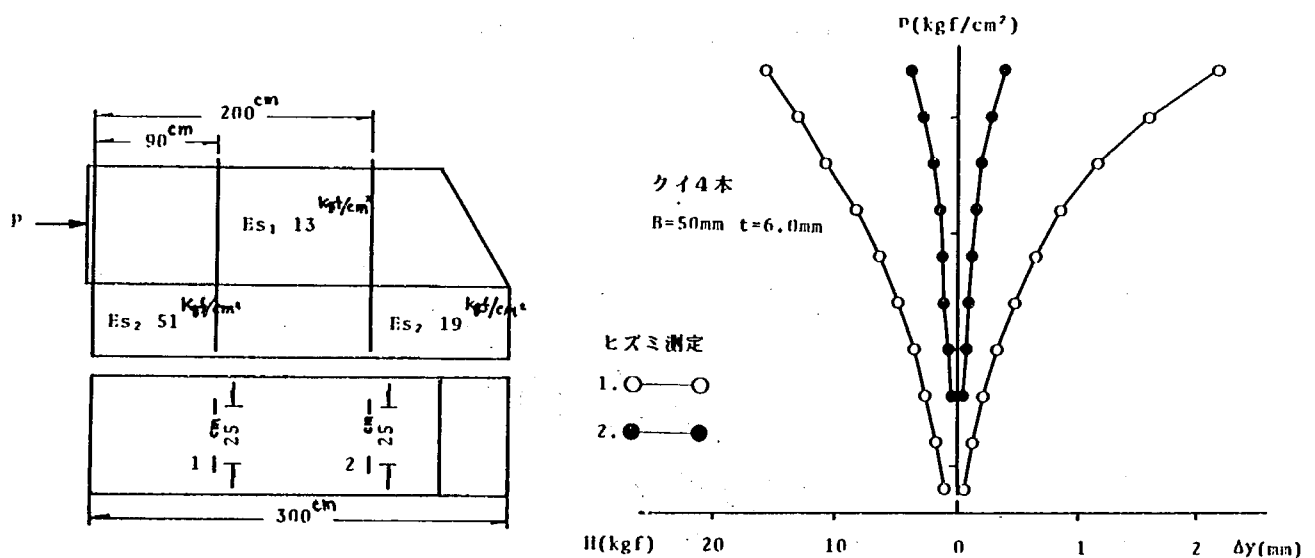


図2.3.19 P-H- $\Delta y$ 関係図 (ケースB)

のクイ列を設置した場合、斜面上段のクイの変形量は斜面上段のクイの変形量より大きくなり、したがって上、下段のクイは同時期にすべり面において同じ大きさのせん断力を発揮しないことになる。

ちなみに上段のクイがもし破壊されても下段クイはまた抵抗力を発揮しない場合もありうる。

次に図2.3.21にA, B, C3ケースにおけるクイ頭変位 ( $\Delta y$ ) とすべり面でのせん断力 ( $H$ ) との関係を示したが、各実験において、2段のクイはいずれも  $H$  と  $\Delta y$  とでは両対数紙上では直線的な関係にある。これは各段のクイがそれぞれクサビグイとして単独に挙動していることを意味している。また図でも弾性係数の大きな地盤ほど同じ変位量に対してすべり面で発揮されるせん断力は大きいことが示されている。すなわちすべり面の上、下のクイの根入部における地盤条件がすべり面で発生されるせん断力が大きいため、換言すれば弾性係数の大きい地盤ほどクイの抑止効果が小さい変位で生じることになる。

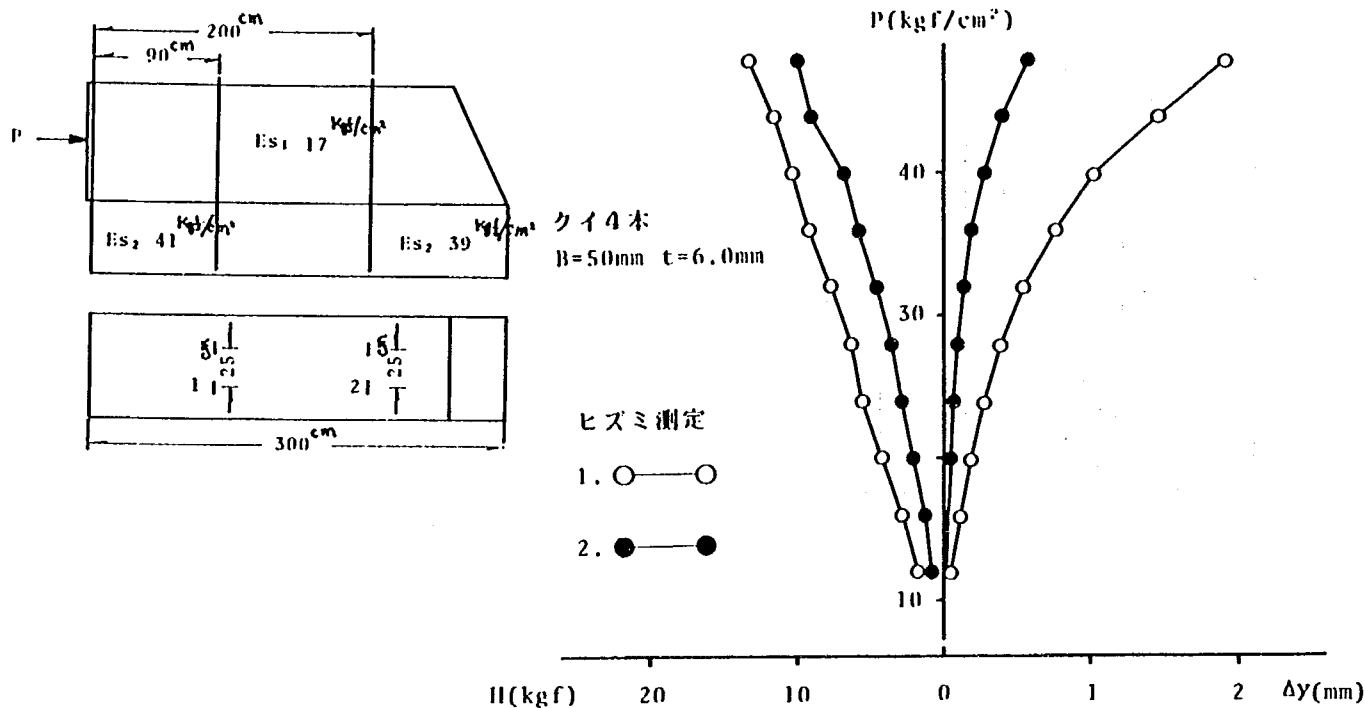


図2.3.20 P-H- $\Delta y$ 関係図 (ケースC)

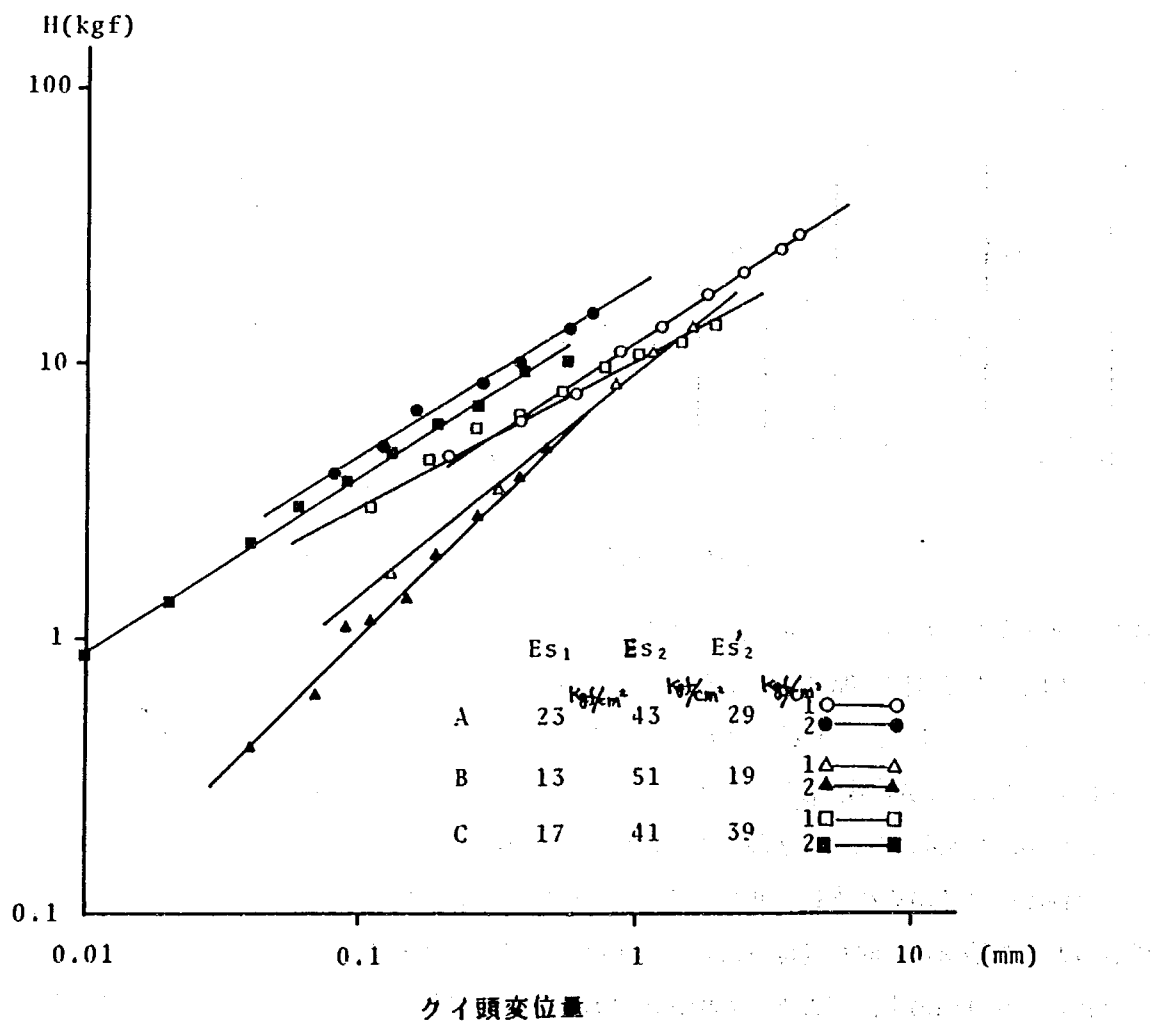


図2.3.21 セン断力ークイ頭変位関係図

### 2-3-3 地すべり地内におけるタワミグイの挙動(1)

#### —— 寸分道地すべり ——

#### (1) 目 的

地すべり抑止のために新潟県新井市にある寸分道地すべりにおいて昭和54年8月～11月にかけて複列1段のクイがまた昭和55年9月～12月にかけて二段のクイが新潟県により施工された。これらのクイを利用して、地すべり地内におけるタワミグイの挙動および抑止効果を解明するため各種計測<sup>(1)</sup>及び解析を行った。

#### (2) 試験地の概要

寸分道地すべりは一級河川関川の流域内にある第三系椎谷層の分布する地域に位置する。

地すべり防止対策用クイが施工された地区は、寸分道川の左岸側に分布する地すべりブロックの一つで、斜面勾配約20°を持つ斜面上を粘性土が緩慢に運動するところである。図2.3.22に示すように調査ブロックの大きさは長さ200m、平均幅100m、面積2.0haである。

#### (3) クイ工の概要<sup>(2)</sup>

クイ工は昭和54年と昭和55年に施工された。昭和54年に施工されたクイは地すべりブロックを横断して47本、単列、2m間隔である。クイ構造は二重管構造で、外側のクイ径は318.5mm、厚さ10.3mm、また内側のクイは径267.4mm、厚さ9.3mmで二重管内にはH型钢の入った複合グイである。またH型钢は150×150.7mmである。クイと建込みボーリングとの間詰は砂で充填したが工事の都合でクイの施工時期から遅れて融雪後に行なわれた。クイの設置個所の平面的な位置は図2.3.22にまた横断図は図2.3.23に示した。横断図に示され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

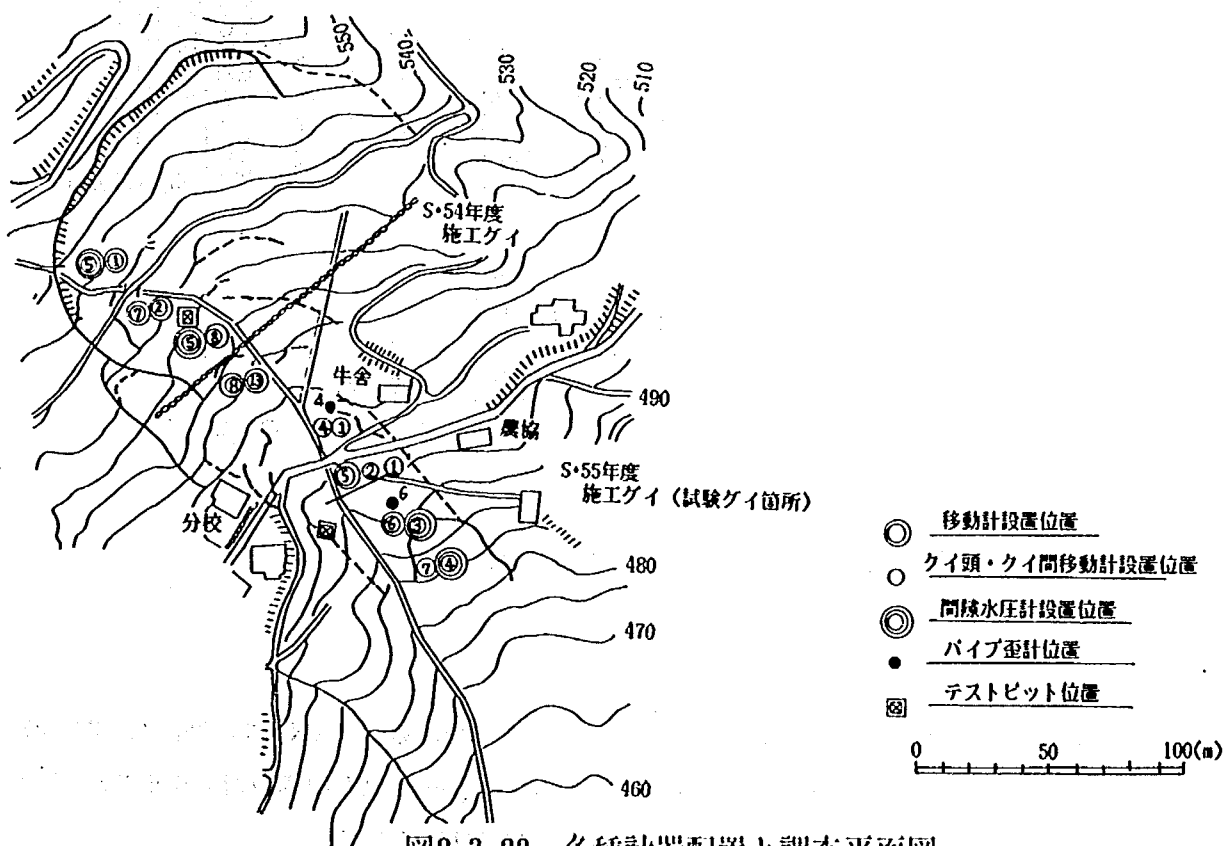


図2.3.22 各種計器配置と調査平面図

の境界深度をもって推定すべり面深度とした。

昭和55年のクイは平面図(図2.3.22参照)に示す位置に施工された。施工された36本の鋼管グイは直径318.5mm、肉厚10.3mmのものを単管で2.6mの千鳥配列(すなわち1.3mのクイ間隔)で施工された。クイの施工された横断面図を図2.3.24に示す。

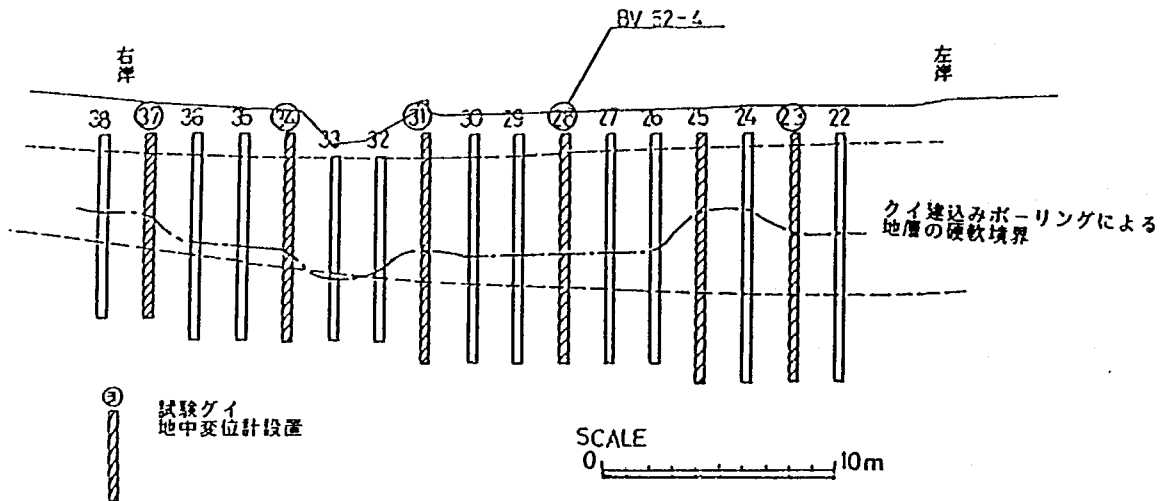


図2.3.23 試験グイ位置と横断面図

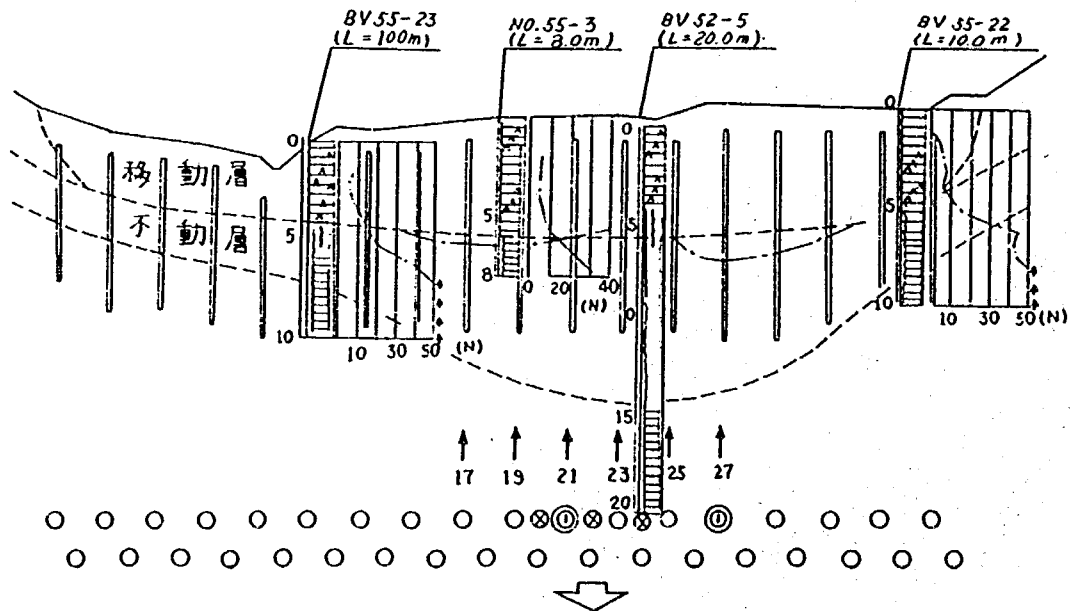


図2.3.24 クイ配置とクイ施工断面図

#### (4) 調査方法

##### (イ) クイヒズミの測定

昭和54年に施工されたクイより図2.3.23に示した断面で5本の試験グイ(No.23, 28, 31, 34, 37)をまた昭和55年度施工のものでは図2.3.24に示すように千鳥で配列された山側の列より6本の試験グイ(No.17, 19, 21, 23, 25, 27)を選定し、ヒズミ計を取り付け建込んだ。

試験グイに生じるヒズミの測定は図2.3.25に55年度に施工された試験グイの一例を示すように、ストレンゲージを50 cm 間隔に貼付した。クイ建込み時の剝離防止のための被覆保護を行なった後、ボーリング孔内に建込んだ。

一方54年に施工した試験グイはクイに1 m 間隔でストレンゲージを貼付し建込んだ。

試験グイはボーリング孔とクイとの隙間をモルタルでグラウトし、管内はコンクリートで充填した。

#### (ロ) 移動量および間隙水圧測定

移動計、間隙水圧計の設置位置は図2.3.22に示すように、昭和53年に滑落ブロックの主測線上に設置した。移動計の設置方法は、ボーリングをすべり面以深まで行ない、すべり面より下部の不動層にアンカーを設け、アンカーからインバー線を地表まで立ち上げ伸縮計に取り付けた(図2.3.26参照)。また、間隙水圧計の設置方法は、推定されているすべり面の直上までボーリング掘削した底部に設置し、センサー部分は砂で間詰めを行ない、その上部から地表までベントナイトで充填した(図2.3.27参照)。

#### (5) 地盤調査

クイ工を施工する斜面の地盤の状況を把握したクイ工の設計に必要な諸定数を求めるために地盤調査が実施された。調査は標準貫入試験( $N$  値)及び調査井の掘削による地盤構成の肉眼観察と不攪乱試料による土質試験である。

ボーリング孔3孔において標準貫入試験を実施したがその位置は図2.3.22に示した。 $N$  値より横方向

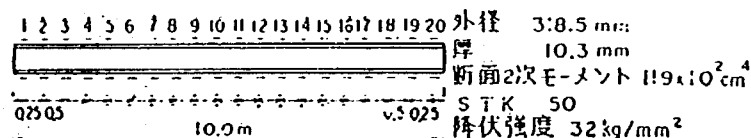


図2.3.25 ストレインゲージ配置とクイ規格

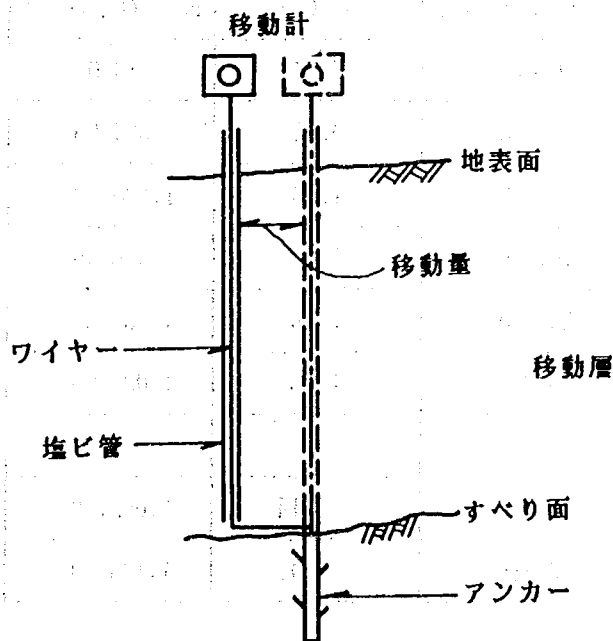


図2.3.26 移動計設置図

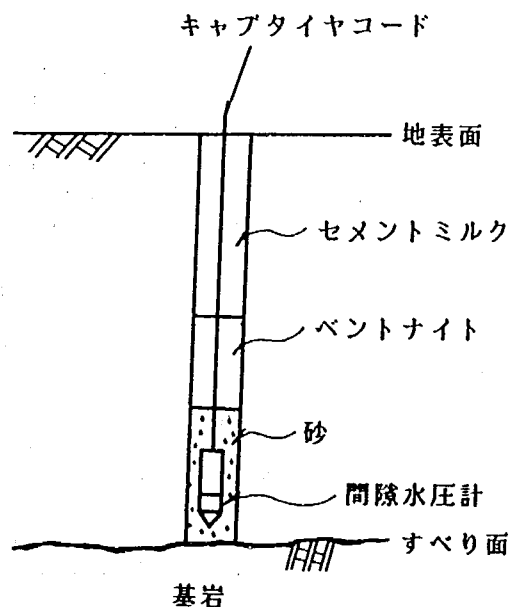


図2.3.27 間隙水圧計設置図

地盤反力係数  $k_h$  を求め表 2.3.2 にまとめた<sup>43)</sup>。

調査井掘削によると、1.0 m 付近では赤褐色を呈した角礫（泥岩片 4 cm 程度のを多く含む）混りの粘性土であり、2～5.2 m までは風化泥岩より構成されている。深度 5.2 m ですべり面がみられた。すべり面粘土は厚さ 1 cm 程度の青灰色を呈するもので、グリース状の非常にネトリしたものである。すべり面下部 6.0 m まではヘアクラックの発達した泥岩で、その下部はクラックの少ないマツプな岩が分布する。

土質試験結果を表 2.3.3 に示したが、これらの値は各深度の試験値の平均を示している。含水比はすべ

表2.3.2 柱状図、N値および  $k_h$

| NO. 1 |                                                                                     |       |       |        |              | NO. 2 |                                                                                     |       |       |       |              | NO. 3 |                                                                                       |       |       |       |              |
|-------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|--------|--------------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|--------------|-------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|--------------|
| 深度    | 柱状図                                                                                 | 分類    | N値    | 推定N値   | $k_h(t/m^2)$ | 深度    | 柱状図                                                                                 | 分類    | N値    | 推定N値  | $k_h(t/m^2)$ | 深度    | 柱状図                                                                                   | 分類    | N値    | 推定N値  | $k_h(t/m^2)$ |
| (m)   |                                                                                     |       |       |        |              | (m)   |                                                                                     |       |       |       |              | (m)   |                                                                                       |       |       |       |              |
| 1.0   |    | 岩片混粘土 | 7     |        | 1400         | 1.0   |    | 岩片混粘土 | 6     |       | 1200         | 1.0   |    | 粘土    | 7     |       | 1400         |
| 2.0   |    | 風化泥岩  |       |        |              | 2.0   |    | 強風化泥岩 |       |       |              | 2.0   |    | 粘土    |       |       |              |
| 3.0   |    | 泥岩    |       |        |              | 3.0   |    | 泥岩    |       |       |              | 3.0   |    | 岩片混粘土 |       |       |              |
| 4.0   |    | 破砕泥岩  | 50/25 | 60/30  | 12000        | 4.0   |    | 風化泥岩  | 50/18 | 83/30 | 16600        | 4.0   |    | 風化泥岩  | 8     |       | 1600         |
| 5.0   |   | 破砕泥岩  | 50/19 | 79/30  | 15800        | 5.0   |   | 泥岩    | NOK   |       |              | 5.0   |   | 泥岩    | 29    |       | 5800         |
| 6.0   |  | 破砕泥岩  |       |        |              | 6.0   |  | 破砕泥岩  |       |       |              | 6.0   |  | 泥岩    |       |       |              |
| 7.0   |  | 泥岩    | 50/12 | 125/30 | 25000        | 7.0   |  | 泥岩    | 50/18 | 83/30 | 16600        | 7.0   |  | 泥岩    | 50/16 | 94/30 | 18800        |
| 8.0   |  | 泥岩    |       |        |              | 8.0   |  | 泥岩    |       |       |              | 8.0   |  | 泥岩    |       |       |              |

表2.2 表2.3.3 土質試験結果

| 深度(m)           | w (%) | $\gamma_t$ (tf/m <sup>3</sup> ) | qu (kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\epsilon$ (%) | $E_s'$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-------|---------------------------------|---------------------------|----------------|-------------------------------|
| 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           | 1,630.20                      |
| 3.5             | 16.60 | 2.180                           | 10.280                    | 2.44           | 448.40                        |
| 4.0             | 16.54 | 2.186                           | 24.600                    | 1.79           | 1,584.60                      |
| 4.5             | 17.31 | 2.171                           | 10.700                    | 1.48           | 1,021.90                      |
| 5.2<br>(すべり面粘土) | 45.95 |                                 |                           |                |                               |
| 5.5             | 17.04 | 2.171                           | 8.040                     | 1.14           | 1,092.50                      |
| 6.0             | 17.49 | 2.183                           | 9.780                     | 1.42           | 1,165.20                      |

w : 含水比     $\gamma_t$  : 湿潤密度  
 $\epsilon$  : 圧縮強度ピーク値ヒズミ

qu : 一軸圧縮強度  
 $E_s'$  : 変形係数

り面粘土で高く、約 46%を示すが、すべり面上部で 16~19%、すべり面粘土の繰返し一面せん断試験により残留強さを求めたら  $c=0, \phi_r=21.5^\circ$  であった。残留強さを求めるための試験条件として垂直荷重を 0.26, 0.66, 1.014kgf/cm<sup>2</sup> に変化させ 0.01mm/min でせん断させた。

## (6) 調査結果

### (イ) クイの挙動解析

試験グイに貼付されたヒズミゲージによって測定されたクイヒズミの測定値より、曲げモーメント分布図を求め、図上において微分、積分を行なってせん断力分布図、地盤反力分布図、タワミ図を求めた。

54年に施工された試験クイ No.28 の昭和 55 年 4 月、10 月、昭和 56 年 3 月、6、12 月におけるタワミ図、曲げモーメント分布図、せん断力分布図、地盤反力分布図をそれぞれ図 2.3.28~図 2.3.31 に示した。図 2.3.29 のタワミ図からいえることは時間の経過とともに徐々に変形量が増大する片持バリの的な変形を示していることがわかる。また図 2.3.28 の曲げモーメント分布図をみると、昭和 56 年 3 月を境にその分布形が変化していることがわかる。すなわち 3 月以前の分布は弓形で深度 4.5 m の地点付近で最大値を持つが、3 月以後は深度 3 m の地点で最大値を持つようになる。これは先にも述べたが建込みボーリングとクイとの間の間詰が融雪後に実施されたため、クイに荷重がかかったとき、比較的深部にまでその影響が現われるが、クイの変形量も大きくなり、ボーリング孔壁とクイの接触度が大きくなるとすべり付近を固定点とする片持ちバリの的な傾向がさらに明瞭になって来たものと思われる。

55年に施工された No.19 試験グイにおけるタワミ図、モーメント分布図、せん断力分布図を図 2.3.32 に示す。この図より明らかなようにモーメント分布図は S 型の分布をし、またせん断力分布図からは、すべり面で最大せん断力を示すことが伺われる。

以上試験グイの解析から、昭和 54 年に施工されたクイは抑えグイ的な挙動を示し、また昭和 55 年に施工されたクイはクサビグイ的な挙動を示していることが伺える。

### (ロ) 間隙水圧測定及び移動量調査結果

図 2.3.33 に主測線に沿っての断面図を示したが、これに移動計及び間隙水圧計との位置を示した。図より伺えるように、移動計 No.1 と間隙水圧計 U-6、移動計 No.2 と間隙水圧計 U-7、No.3 と U-8、No.4 と U-1 が対応させてある。ここに示した各間隙水圧の変化を経時的に図 2.3.34 に示してある。これによると全体的には間隙水圧計の変動と降雨の間にはやや相関性がみられるが、U-7 は地すべり地内で実施された暗渠工、横ボーリング排水工の影響を受けて徐々に値が減少していることがわかる。

次に移動計による地すべり移動量の移動量の状況を図 2.3.35 に示す。図 2.3.35 は日移動量の絶対値を月間累積量で示した結果であるが 54 年にクイが打設完了した 11 月から冬期にかけて移動計の故障、積雪による計器の破壊等で欠測となったが昭和 55 年 4 月から再び観測が可能となった。昭和 55 年 4 月から昭和 55 年 12 月までの斜面の移動量をみると、常時地すべり変動はみられるが、特に地すべり斜面上部に設置した No.1 移動計の動きが昭和 56 年 1 月から 3 月にかけて大きくなっている。しかしその後の動きは以前と比較して鈍くなっている。また昭和 56 年 3 月と 4 月とでは 54 年に施工されたクイの山側に設置された No.2 移動計と、谷側に設置された No.3 移動計ではこの 2ヶ月間の移動量が No.2 では 5 mm、No.3 では 20 mm とそれまでの移動量が逆転している。その後の移動量もクイの山側斜面に設置

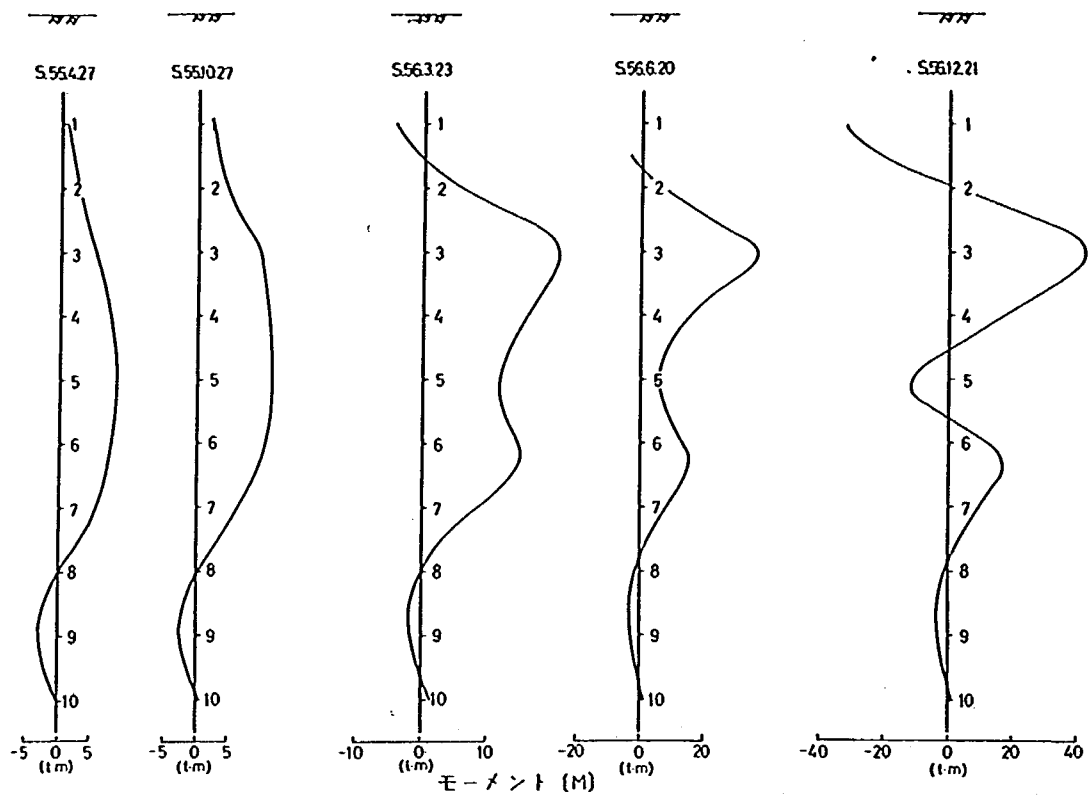


図2.3.28 No. 28 グイモーメント分布図

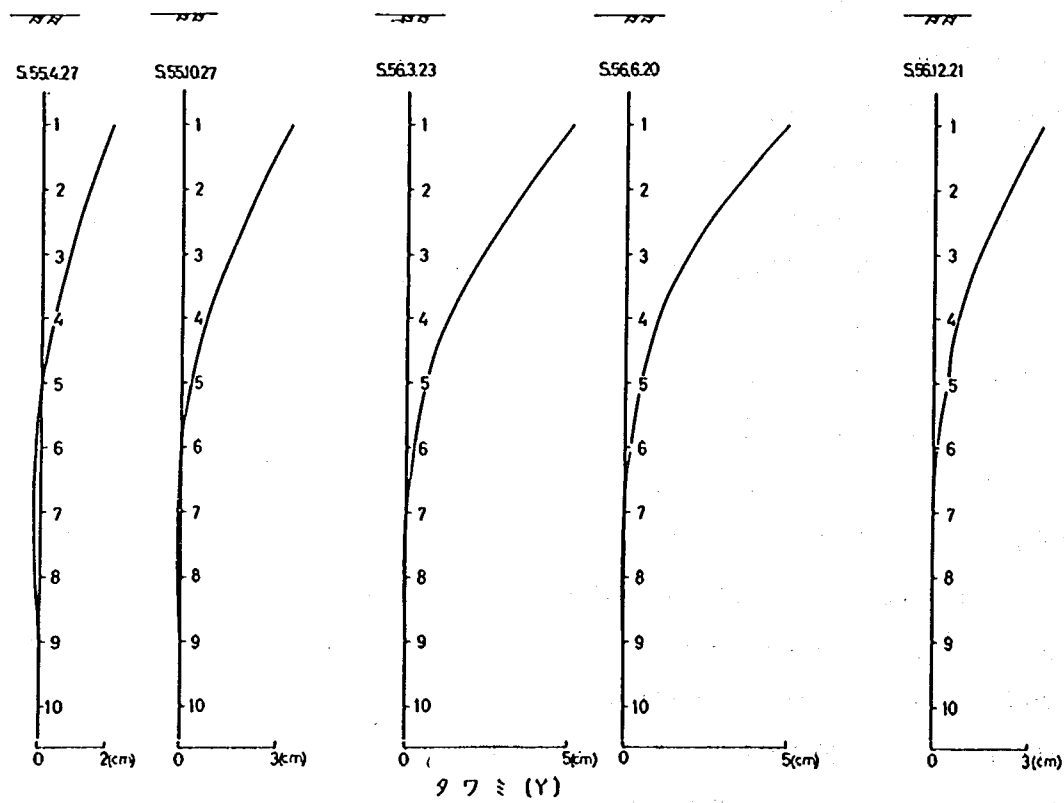


図2.3.29 No. 28 グイタワミ分布図

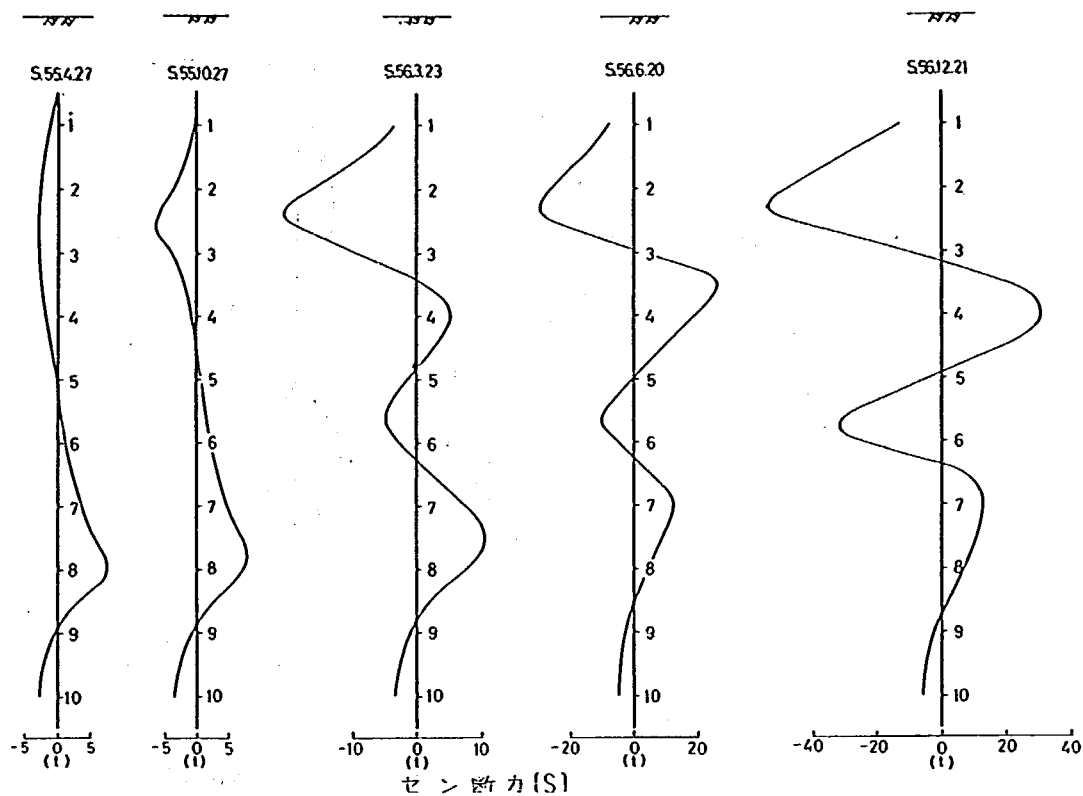


図2.3.30 No. 28 グイせん断力分布図

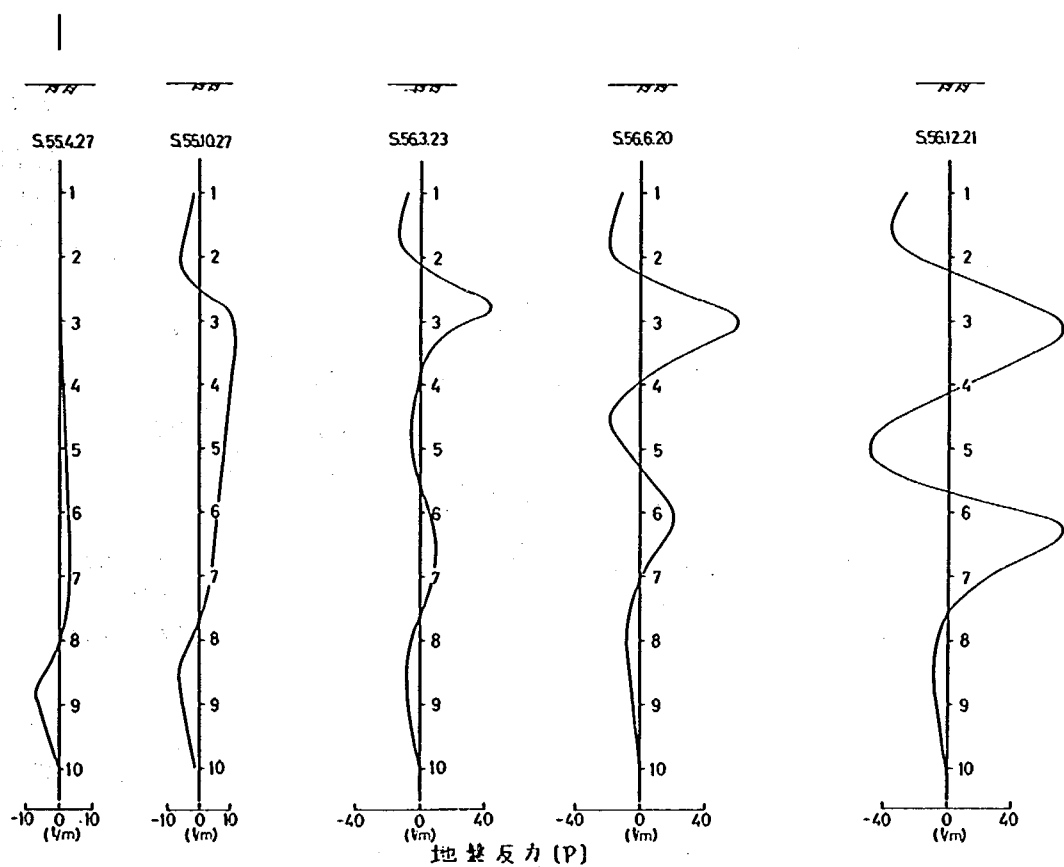


図2.3.31 No. 28 グイ地盤反力分布図

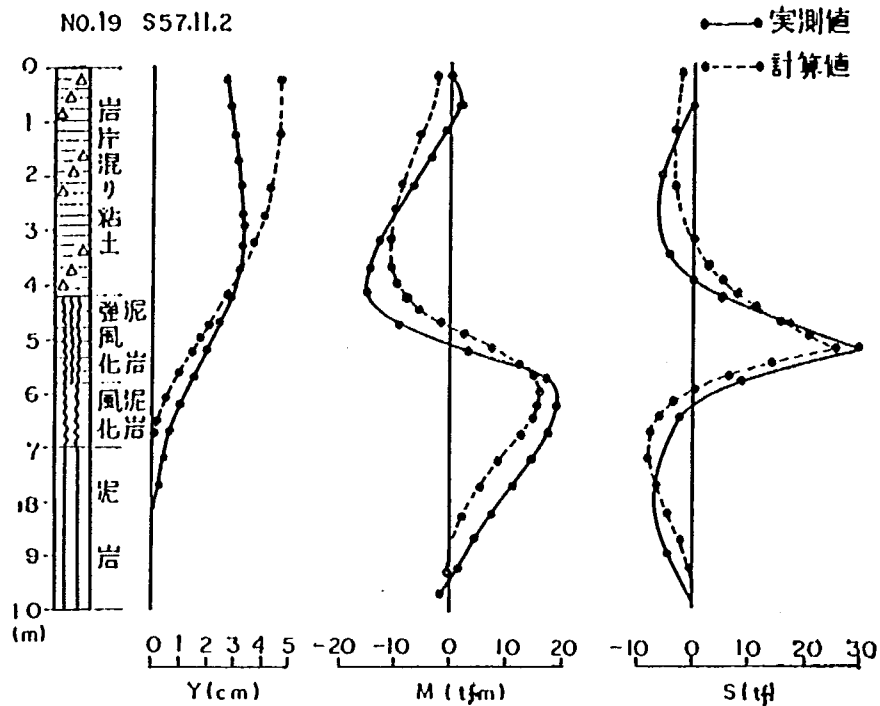


図2.3.32 クイのタワミ，モーメント，せん断力分布図(No. 19 グイ)

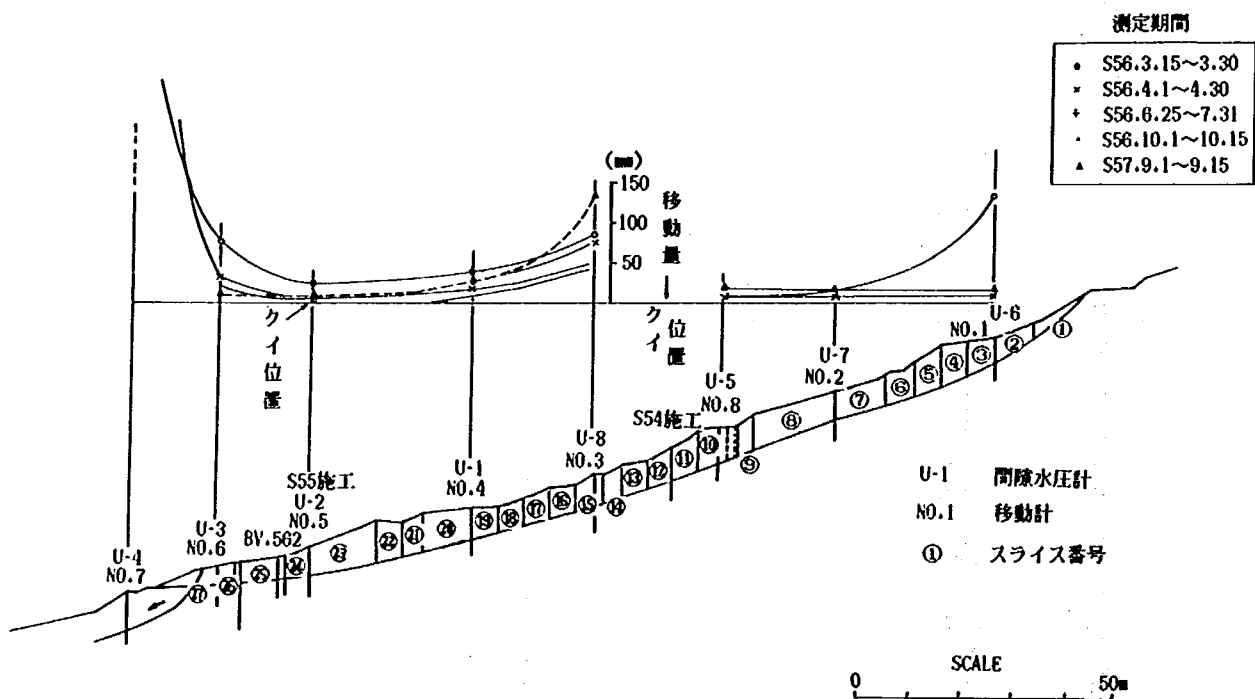


図2.3.33 斜面の移動量分布

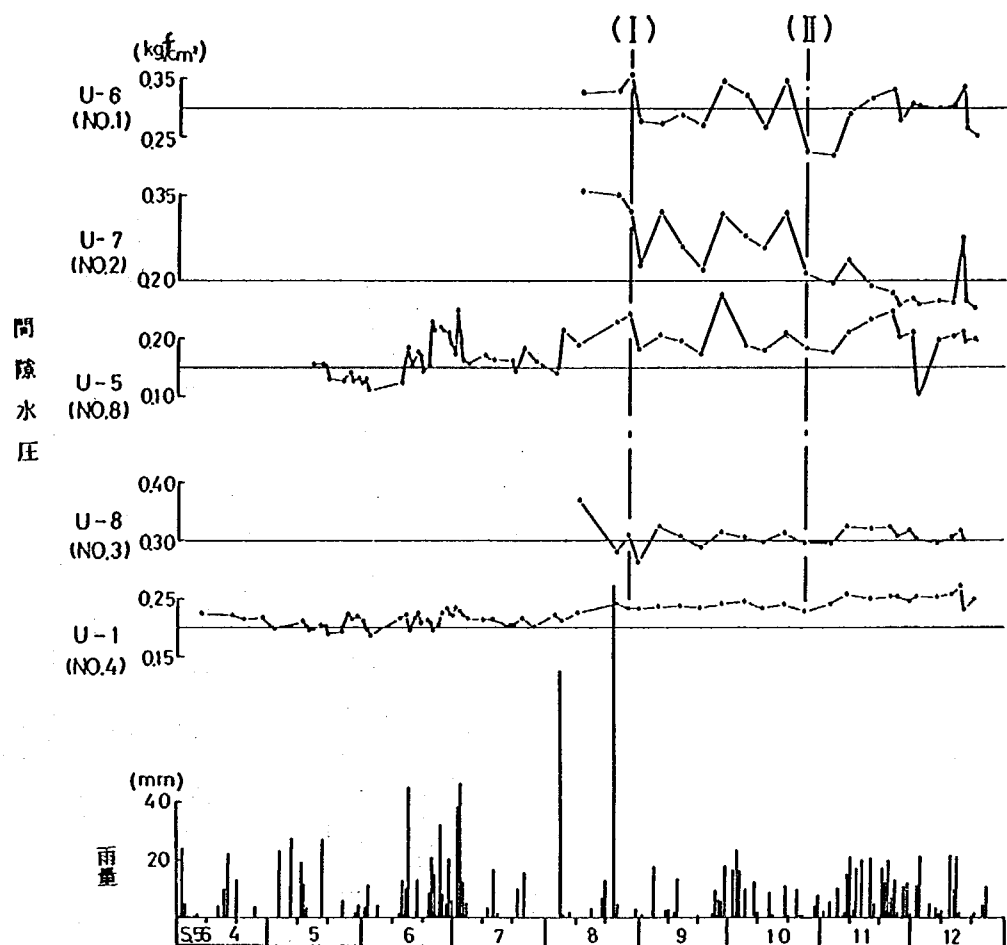


図2.3.34 間隙水圧と降雨量関係図

された No.2, No.8 移動量に比較してクイの谷側の No.3 移動計は大きな移動量を示し出したといえる。すなわちクイを挟んで山側にある No.2 移動計と谷側にある No.3 移動計の移動量は昭和 56 年 2 月まではほぼ同様な値であったが、3 月以後谷側斜面の移動量が大となり、谷側の斜面はクイを境にして独自の動きを開始したと思われる。これはクイが変形することによって徐々に力を発揮して、上部斜面の滑動力とバランスし、その効果を発揮しはじめたものと思われる。

一方図 2.3.33 は移動量観測結果をある期間ごとに縦断測線上に示したものである。図から明らかなように昭和 56 年 3 月 15～3 月 30 日までは 54 年施工のクイより上部斜面では No.1 移動計よりクイに向って徐々に減少しており、それ以後は動きが少なくなっている。しかしクイより下方斜面では 55 年に施工されたクイに向って移動量は漸次減少していることがわかる。これらのことから昭和 54, 55 年に施工されたクイはそれぞれその効果を発揮しているものと考えられる。

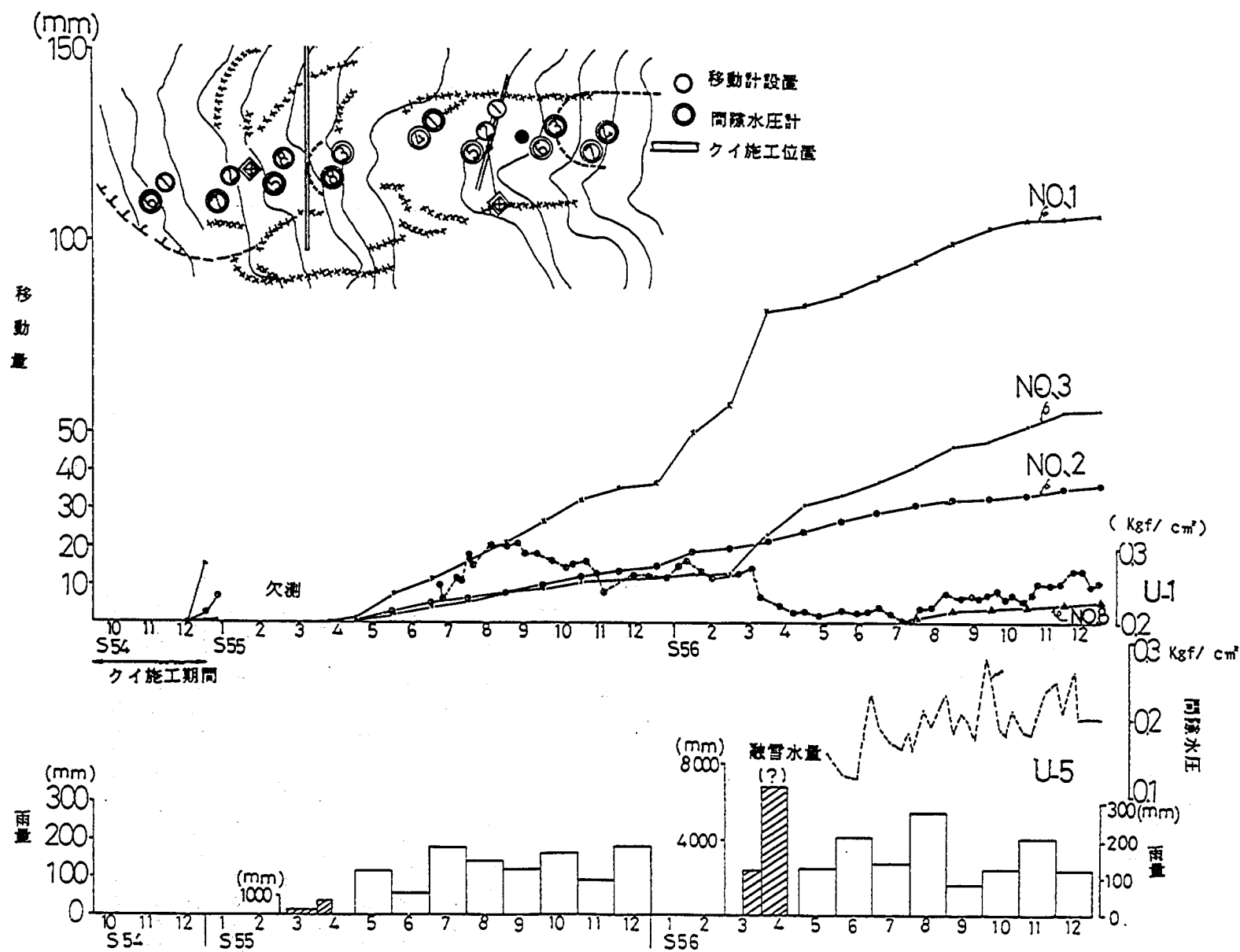


図2.3.35 雨量，移動量および間隙水圧関係図

## 2-3-4 地すべり内でのタワミグイの挙動(2)<sup>4)</sup>

### ——松久須根地すべり——

#### (1) 目的

道路の切取り法面を含む斜面で地すべりが発生し、その防止対策工としてクイ工が実施されたが、それらのクイが地すべり地内でどのような挙動を示すかを測定するため、ヒズミ計が貼付されたヒズミ測定グイを設置し、クイの挙動を観測するとともに、地すべり変動を測定するための各種観測も合せて行った。

#### (2) 地すべり発生の状況

福島県磐城市で常磐バイパスを建設中、松久須根地区の切取り斜面に地すべりが発生した。この地すべりは当初のり面頂部の引張キレツとのり面を斜めに横切る移動土塊のわずかなせり出しに始まり、その後時間とともに急速に斜面背後へと拡大し、最終的には路線より奥行き約 200 m、幅約 170 m の地すべりとなった (図 2.3.36 参照)。

この地すべりに対し、現地踏査を実施し、調査ボーリングによるすべり面の把握、各種の動態調査を実施した。地すべり地の変状発達過程および各種調査の経過を順に追って示すと表 2.3.4 の通りである。

#### (3) 地すべり地域の概要

本地区は標高 100 m 程の丘陵部にあたり、この地区の地質構造を反映して南東にのびる尾根の北東側と南西側では、その斜面勾配が異なっている。すなわち、北東側は  $15^{\circ}\sim 20^{\circ}$  の緩傾斜であり、南西側は  $25^{\circ}\sim 30^{\circ}$  の急傾斜となっている。

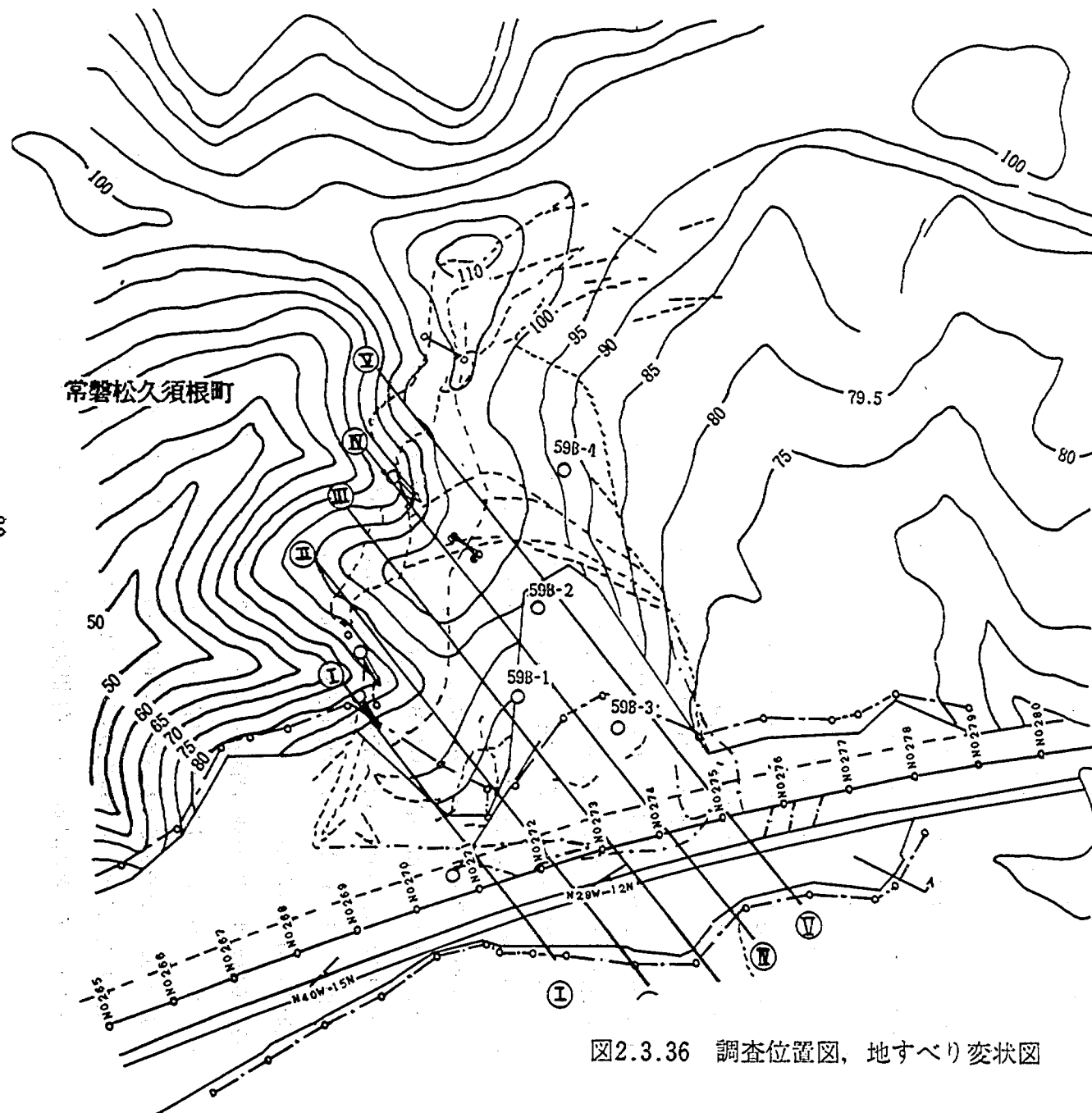
本地区では、新第三紀中新世の水野谷層、亀の尾層が分布し、全体の地質構造は北西—南東方面に傾斜する単斜構造である。下位の水野谷層は粗～細粒砂岩よりなり、泥岩を挟在する。分布は、本地区南側の西北西～東南東にのびる谷斜面下部および南の丘陵地であり、本地区では亀の尾層が主に分布する。本層の一般的な走行傾斜は  $N 30^{\circ}\sim 50^{\circ}W$ ,  $8^{\circ}\sim 15^{\circ}NE$  (但し、地すべり発生地では走向  $N 50^{\circ}$ , 傾斜  $7.7^{\circ}NE$ ) で、上述の地形と密接に関連しており、部分的にゆるやかな波状構造を示すことがある。

岩質は主として暗灰～暗青灰を呈する頁岩よりなり、凝灰岩や砂岩の薄層をはさむ。頁岩は層理が明瞭であり、層理に直交する鉛直に近い潜在的な亀裂の発達が見られる。一般に、風化部は褐灰～灰白色で数 cm のオーダーで板状に剝離しやすくなる (写真 2.3.1)。また、本層下部は 20～30 cm 毎に粘土化した部分 (数 mm～数 cm の薄層) が存在し、潜在的なすべり面を形成していると判断される (写真 2.3.2)。また調査によると、亀の尾層の頁岩中に高い膨潤性を示す粘土鉱物であるモンモリロナイトが含まれていることが明らかにされている。凝灰岩は数 cm～50 cm の厚さを有し、風化したものは白色～淡黄灰色を呈する。砂岩は 1 cm～数 cm の層厚で挟在されている。

#### (4) 地すべりの形態的特徴

松久須根地すべりの形態的特徴は次のようである。

- (i) すべり面はボーリング孔で判定された。ボーリング孔掘削後約 12 時間経過すると孔の一部が閉塞されたため、これを想定されるすべり面の上限とした。しかし調査結果によるとこのすべり面の下部にも粘土化した部分や顕著な鏡肌が発達していることから、設計におけるすべり面としてはゾーンと考えた。すなわちその範囲はボーリング掘削時に確認されたすべり面から 3 m 程度下位までと判断した。



### 凡例

| 記号       |                                                |
|----------|------------------------------------------------|
| ---      | 引長によるキレツ箇所 (太線は4/16~5/20の踏査結果、細線は6/12の踏査結果を示す) |
| —        | 圧縮による盛上がり箇所 (同上)                               |
| ○ 59B-1  | ボーリング地点及び番号                                    |
| ○—       | 排水ボーリング地点及び方向                                  |
| ○—○ NO.1 | 変位杭設置位置及び番号                                    |
| ●—● S-1  | 伸縮計設置位置及び番号                                    |
| N30W 10N | 地層の走行・傾斜                                       |
| ⑧→       | すべり面露頭位置及び擦痕の方向                                |
| ①—①      | 測線                                             |

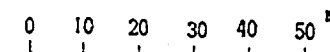


図2.3.36 調査位置図, 地すべり変状図

表2.3.4 変状の発展と調査経過一覧表

| (年)(月)(日) |   |    | 変 状 状 況                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 調 査                                  | 動態観測計器                                                                                                                          | 応急対策工                                                                              |
|-----------|---|----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| 昭和54年     | 4 | 5  | 4月中旬<br>路線左側側溝および左側のり面の変状発見<br><br>4月23日<br>STA No.269 ~ STA No.273 左側のり面を斜めに横切る上盤割の押し出し (20 cm 位) とのり面排水溝のせり出しが認められた。                                                                                                                                                                                                                                                              |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 10 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 15 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 20 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 25 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           | 5 | 5  | 5月17日<br>STA No.270 L-60 ■ 付近のり面の開口が進行 (1 ~ 3 ■、深さ3 ■) し、のり面背後の尾根部およびその南側斜面に高さ1 ~ 3 ■ の滑移層と最大幅 15 ■ 程度の陥没帯が出現した。一方、STA No.273 ~ STA No.275 左側路面の盛り (高さ1 ~ 1.5 ■) およびSTA No.275 + 10 ~ STA No.276 間の路面を横断する3条の段差が認められた。尾根の南側斜面にある小さな状の窪地にみられる滑移層の底にはすべり面の露頭が観察され、その面には厚さ1 ~ 5 ■ の地すべり粘土 (乳灰色) が認められた。<br>5月30日<br>STA No.274 L-90 ■ (のり面付近) にはほぼ南北に尾根を横切る開口キレット (巾10 ~ 30 cm) が出現した。 | 5/18 ~ 5/20<br>地表調査、横断調査実施           | 5/20<br>変位杭 (No.1, No.2, No.3) 設置観測                                                                                             |                                                                                    |
|           |   | 10 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 15 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 20 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 25 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           | 6 | 5  | 6月12日<br>STA No.275 L-170 ■ 周辺に新たな開口キレットが数箇所発生した。また、STA No.272 L-110 ■ 付近からSTA No.275 L-70 ■ 付近にかけては半円状に陥没帯となり、その陥没帯を挟んで2つのブロックに分断された。<br>6月19日<br>STA No.271 ~ STA No.277 の右側切り取りのり面とその背後の地山部、STA No.275 ~ STA No.283 の左側縦横斜面部およびSTA No.283 ~ STA No.290 の左側切り取り斜面とその背後の地山部の何れの地区も変状は認められない。                                                                                       | 5/25 ~ 6/12<br>調査ボーリング実施             | 5/28 ~ 5/29<br>変位杭 (No.4, No.5) 設置観測<br>6/1<br>変位杭 (No.6, No.7) 設置観測<br>6/10<br>三角点設置観測<br>6/15<br>変位杭 (No.1, No.2, No.3) 設置、観測 | 5/31 ~ 6/4<br>押え盛土実施<br><br>6/8 ~ 6/12<br>排水ボーリング実施<br><br>6/15 ~ 6/18<br>追加押え盛土実施 |
|           |   | 10 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 15 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 20 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 25 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           | 7 | 5  |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 6/12<br>地表調査実施<br><br>6/19<br>地表調査実施 | 7/3 ~ 7/7<br>伸縮計 (S-1, S-2, S-3) 設置、観測                                                                                          |                                                                                    |
|           |   | 10 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 15 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 20 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
|           |   | 25 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |
| 昭和60年     | 2 |    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 | 3/3 ~ 3/9<br>押え盛土除去<br><br>3/14 ~ 3/25<br>車線拡巾掘削                                   |
|           | 3 |    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                      |                                                                                                                                 |                                                                                    |



写真2.3.1 砂岩，頁岩，  
凝灰岩の細互層

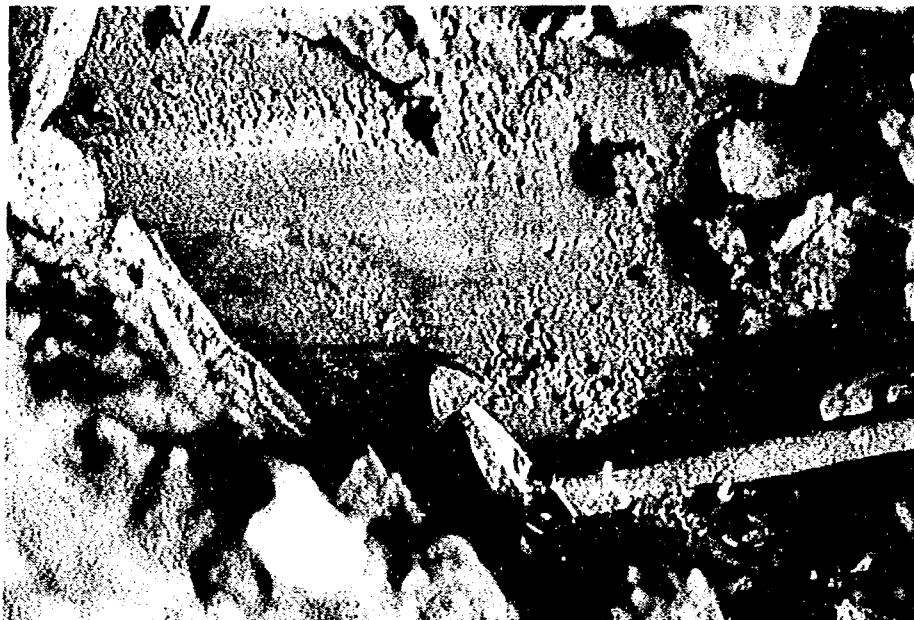


写真2.3.2 すべり面

(ii) 地すべりの横断方向ですべり土塊の質量とすべり面の深さおよび長さが、極端に変化する。図 2.3.37 は、すべり土塊断面形状を三次元表示したものである。測線 I から測線 V に向って、各測線間距離は 20 m と小さいにもかかわらず、すべり土塊質量、すべり面長さ、すべり面深度とも増加するのがわかる。

(5) 地すべりの素因と誘因

松久須根地区の地すべりは、地形的および地質的要因に、地すべり発生の素因を有している。すなわち地質的要因としては

(i) 当地に分布している亀の尾層は頁岩を主体としてこれに凝灰岩、砂岩の薄層を頻繁に挟在した細互層を形成している。これらの岩石には既往の調査結果から膨潤性の高い粘土鉱物であるモンモリロナイトが含まれていることが知られており、また、乾・湿の繰り返しを受けると鱗片状に剝離し易い性質を有している。

(ii) 地質構造は地層の走向がおおむね西北西―東南東を示し、 $10^{\circ}\sim 15^{\circ}$ 程度で緩く北東方向に傾斜している単斜構造をなしており、斜面に対しては斜交する流れ盤となっている。また、局部的には小断層、或いは微褶曲が認められる。これらの構造は第三系堆積初期からの阿武隈山地の隆起を伴った先第三系基盤岩の傾動運動に伴って形成されたものであり、繰り返し応力により、層理面に沿ったスリップ面が形成され、さらに、その内でも凝灰岩は差別的な風化によりモンモリロナイトの多い薄い粘土のゾーンを

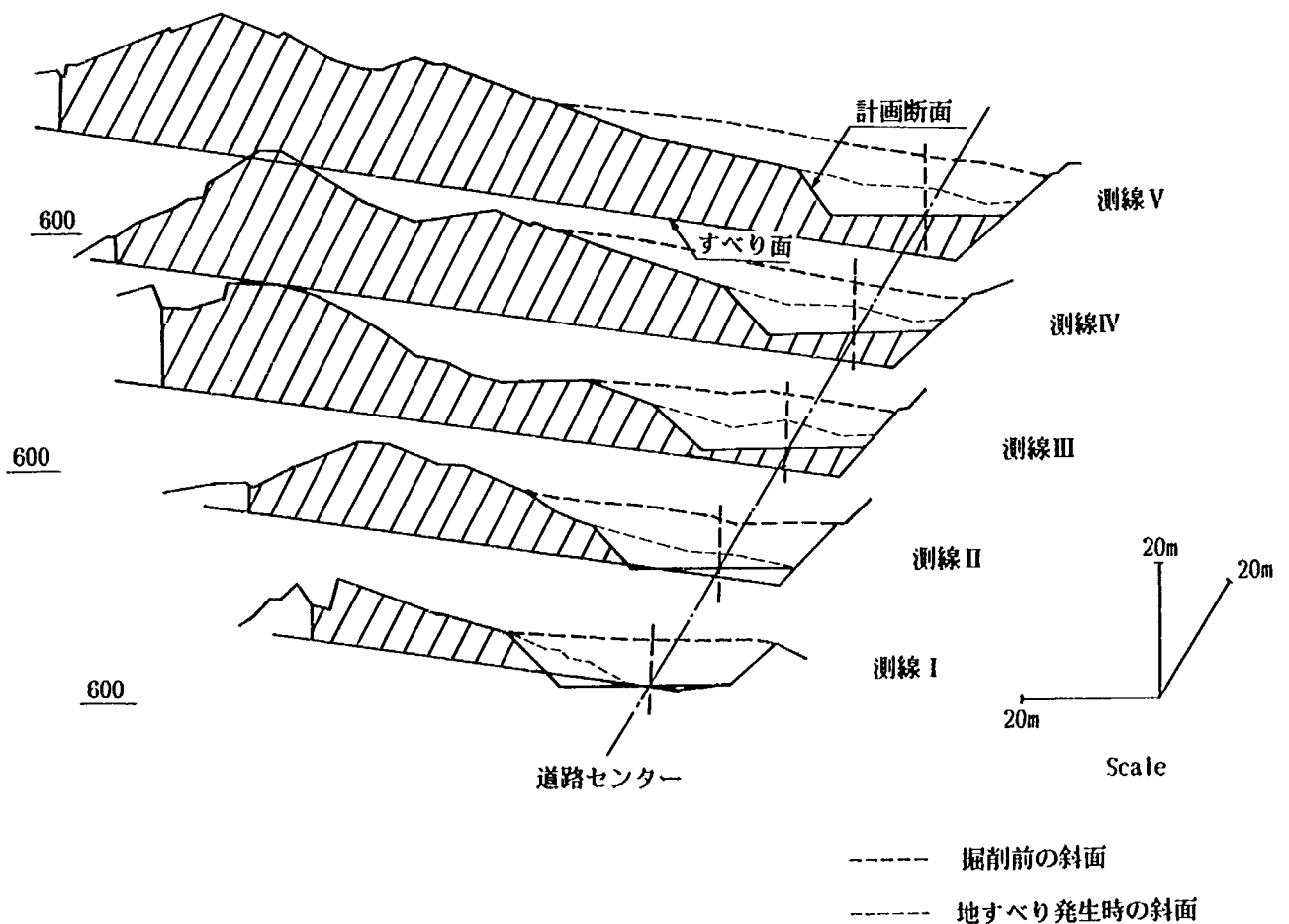


図2.3.37 測線に沿うすべり土塊

形成し、これが、潜在的なすべり面となっていたと考えられる。この様な現象は、斜面の変状後に発生した滑落崖の中にも認められる。

また地形的的要因としては

- (i) 当地の地形は、東—西方向に伸びた尾根の東側（瀬沢側）斜面が緩斜面であるのに対して南側（松久須根側）斜面は急傾斜をなし、際立った地形的特徴を示している。これは地層の流れ盤側が緩傾斜、受け盤側が急傾斜となっている結果である。
- (ii) 道路建設以前の原地形に直線上に連続した滑落崖が数段認められていたことが知られており、この流れ盤側の緩斜面は過去の地すべり履歴を現していると考えられる。

次に地すべりの誘因としては

- (i) 尾根部を切り取ることによって、応力のバランスが損なわれたこと。
  - (ii) 応力解放により、すべり面強度が低下したこと。
  - (iii) 分離面が弛み、雨雪の地中への浸透が容易となり、間隙水圧が上昇したこと、
- があげられる。

#### (6) 応急対策

地すべりの移動は発生当初から活発であった。この移動量の測定を5月20日より開始した。地すべりの移動は10 cm/day程度であったが、スピードが増し、将来すべり落ちる可能性がでてきた。このため応急工事として地すべり末端部におさえ盛土を実施した。おさえ盛土は地すべりの運動状況を考慮し2度にわたって実施し、完全に地すべりの動きを停止させた。

#### (7) 地すべり斜面の安定計算と必要抑止力の算定

解析断面は地すべりの移動方向に対して5測線を選定した。各断面で簡便式により安全率の計算を行った。

すなわち

$$F_s = \frac{\sum \{(N - U) \tan \phi\} + C \cdot \sum l}{\sum T} \dots\dots\dots (2.3.17)$$

$N$ ：スライスの重力による法線力 (tf/m<sup>2</sup>)

$T$ ：スライスの重力による接線力 (tf/m<sup>2</sup>)

$U$ ：スライスに働く間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$l$ ：スライスのすべり面長 (m)

$\phi$ ：すべり面の内部摩擦角

$C$ ：すべり面の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

すべり面でのせん断強さはリングせん断試験によって残留強さを求めた。これによると、 $C=0$  tf/cm<sup>2</sup>、 $\phi_r=5^\circ$ である。一方表2.3.5、2.3.6に地すべり移動土塊の物理特性およびボーリングコアの岩石試験結果をとりまとめて示す。

各測線について安定計算を(2.3.17)式をもとに行った。地すべり対策工として排土工などいくつかの工法が検討されたが、最終的にクイ工を用いることになった。

表2.3.5 移動ブロックの物理特性

| 項 目                              | 位 置  | 59B-2        | 59B-2          | 59B-3        | 59B-3        |
|----------------------------------|------|--------------|----------------|--------------|--------------|
|                                  | 採取深度 | 6.75 ~ 6.90m | 13.60 ~ 13.80m | 4.60 ~ 4.70m | 7.50 ~ 7.65m |
| 見掛比重                             |      | 1.845        | 1.822          | 1.773        | 1.736        |
| 含水比(%)                           |      | 34.5         | 34.2           | 31.8         | 21.4         |
| 単位体積重量<br>(tf/m <sup>3</sup> )   |      | 1.874        | 1.833          | 1.801        | 1.911        |
| 一軸圧縮強度<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |      | 22.6         | 50.1           | 47.5         | 33.2         |
| 静弾性係数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> )  |      | 3900         | 7100           | 6200         | 2000         |

表2.3.6 岩石試験結果

| 項目                      | 土質    | 強風化部<br>(露頭ブロック) | 風化部   | 強風化部  | 備考 |
|-------------------------|-------|------------------|-------|-------|----|
| 比重                      |       | 2.625            | 2.641 | 2.659 |    |
| 粒<br>度<br>特<br>性<br>(%) | 礫 分   | 1                | 5     | 3     |    |
|                         | 砂 分   | 25               | 15    | 25    |    |
|                         | シルト 分 | 43               | 61    | 53    |    |
|                         | 粘土分   | 31               | 19    | 19    |    |
| 含水比 (X)                 |       | 64.5             | 61.0  | 36.4  |    |
| 液性限界 (X)                |       | 108.4            | 121.5 | 85.0  |    |
| 塑性限界 (X)                |       | 42.4             | 51.6  | 37.3  |    |
| 塑性指数 (X)                |       | 66.0             | 69.9  | 47.7  |    |

この地すべりは道路建設途中で発生し、道路を計画の断面にするためには抑え盛土を排除し、さらに地すべり発生前の地形よりも掘削する必要があったためである。

クイは2段に設置することとし、各測線での上、下段が受け持つ抑止力を表2.3.7にまとめた。また表2.3.8に各クイの設計結果の主要値を示した。

表2.3.7 クイの抑止力

| 測線               |            | I    | II   | III   | IV    | V     |
|------------------|------------|------|------|-------|-------|-------|
| 上<br>段<br>ク<br>イ | 抑止クイの位置(m) | 38.0 | 45.0 | 52.0  | 60.0  | 68.0  |
|                  | すべり層厚 (m)  | 8.5  | 14.2 | 9.6   | 18.6  | 18.8  |
|                  | 抑止力 (tf/m) | 33.9 | 78.5 | 153.0 | 202.4 | 299.4 |
| 下<br>段<br>ク<br>イ | 抑止クイの位置(m) | 20.2 | 18.2 | 17.9  | 18.1  | 19.0  |
|                  | すべり層厚 (m)  | 4.2  | 6.0  | 8.1   | 9.9   | 12.4  |
|                  | 抑止力 (tf/m) | 17.6 | 36.7 | 51.1  | 86.3  | 104.5 |

表2.3.8 クイの設計主要値

| クイ位置 | 測線  | クイ径<br>(mm) | 肉厚<br>(mm) | 曲げ応力度               |                                      |                                      | せん断応力度            |                                  |                                    | 変位           |             |
|------|-----|-------------|------------|---------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------|----------------------------------|------------------------------------|--------------|-------------|
|      |     |             |            | $M_{max}$<br>(tf・m) | $\sigma_s$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_s$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $S_{max}$<br>(tf) | $\tau$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | $\tau_a$<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) | すべり面<br>(cm) | 地表面<br>(cm) |
| 上段グイ | I   | 500         | 41         | 178.8               | 2848                                 | 2850                                 | 61.0              | 103                              | 1650                               | 0.35         | 14.52       |
|      | II  | 500         | 12         | 57.7                | 2632                                 | 2850                                 | 196.3             | 1067                             | 1650                               | 0.65         | 1.29        |
|      | III | 500         | 30         | 137.7               | 2803                                 | 2850                                 | 382.5             | 864                              | 1650                               | 1.03         | 2.06        |
|      | IV  | 500         | 27         | 128.3               | 2849                                 | 2850                                 | 364.3             | 908                              | 1650                               | 1.00         | 2.01        |
|      | V   | 500         | 34         | 154.7               | 2847                                 | 2850                                 | 419.2             | 842                              | 1650                               | 1.10         | 2.20        |
| 下段グイ | I   | 500         | 12         | 50.0                | 2281                                 | 2850                                 | 34.8              | 189                              | 1650                               | 0.28         | 3.55        |
|      | II  | 500         | 34         | 152.7               | 2810                                 | 2850                                 | 76.8              | 154                              | 1650                               | 0.53         | 7.90        |
|      | III | 1000        | 21         | 427.0               | 2758                                 | 2850                                 | 148.1             | 229                              | 1650                               | 0.57         | 8.24        |
|      | IV  | 1000        | 48         | 923.0               | 2830                                 | 2850                                 | 264.6             | 184                              | 1650                               | 0.85         | 12.34       |
|      | V   | 1000        | 47         | 911.4               | 2846                                 | 2850                                 | 219.2             | 156                              | 1650                               | 0.81         | 16.00       |

## (8) 観測計器の設置

設置された計器の配置は図2.3.36に示したがまた概略の位置を図2.3.38に示す。

クイヒズミの測定は下段グイでP-1, P-2, P-4, また上段グイではP-3について実施した。測定は鋼管グイにヒズミ計を取付け、クイに発生するヒズミ分布を測定しようとするものである。

ヒズミ計はヒズミゲージ式変換器で、検出部には自己温度補償型箔ヒズミゲージが貼り付けられ、ホイーストンプリッジが形成されている。ヒズミ計取付け後、初期値の調整を行ない、ケーブルを固定し、ヒズミ計を建込時の衝撃より保護するためのサイドプロテクターを溶接した。

図2.3.39はヒズミ観測グイ(P-4)の設置状況を示したものである。ヒズミ計の測点番号は各観測グイごとに山側をA測線、道路側をB測線とし、下より順に番号付を行った。

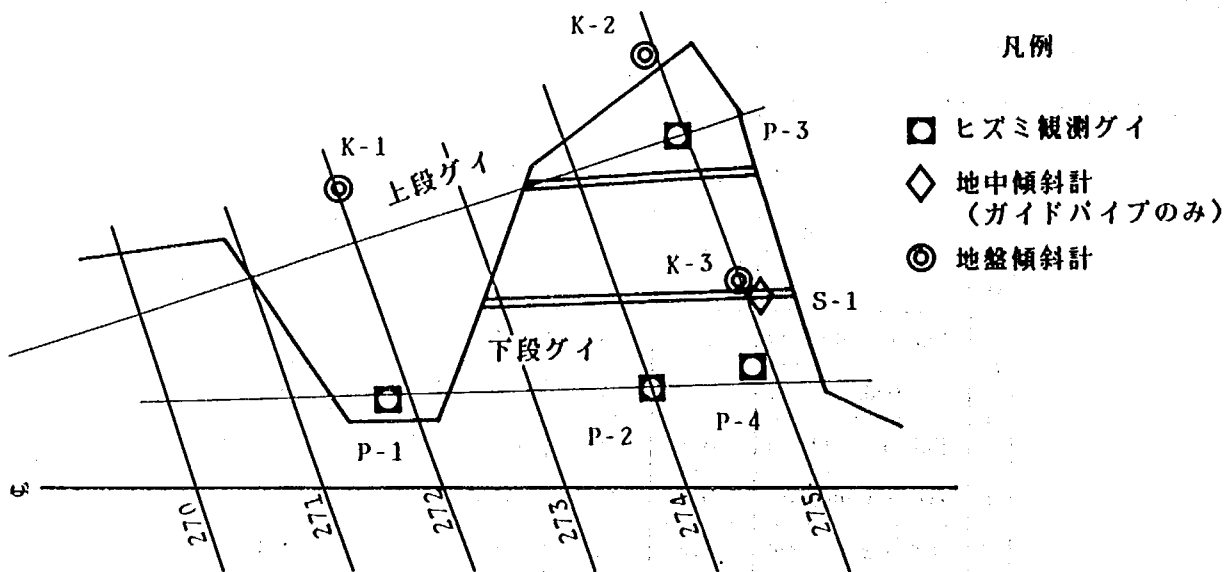


図2.3.38 ヒズミ測定グイ

P-4

(No.30  $\phi 1000\text{mm}$   $t=47\text{mm}$   $l=19.5\text{m}$ )

ゲージ数  $N=15 \times 2=30$

スイッチボックス

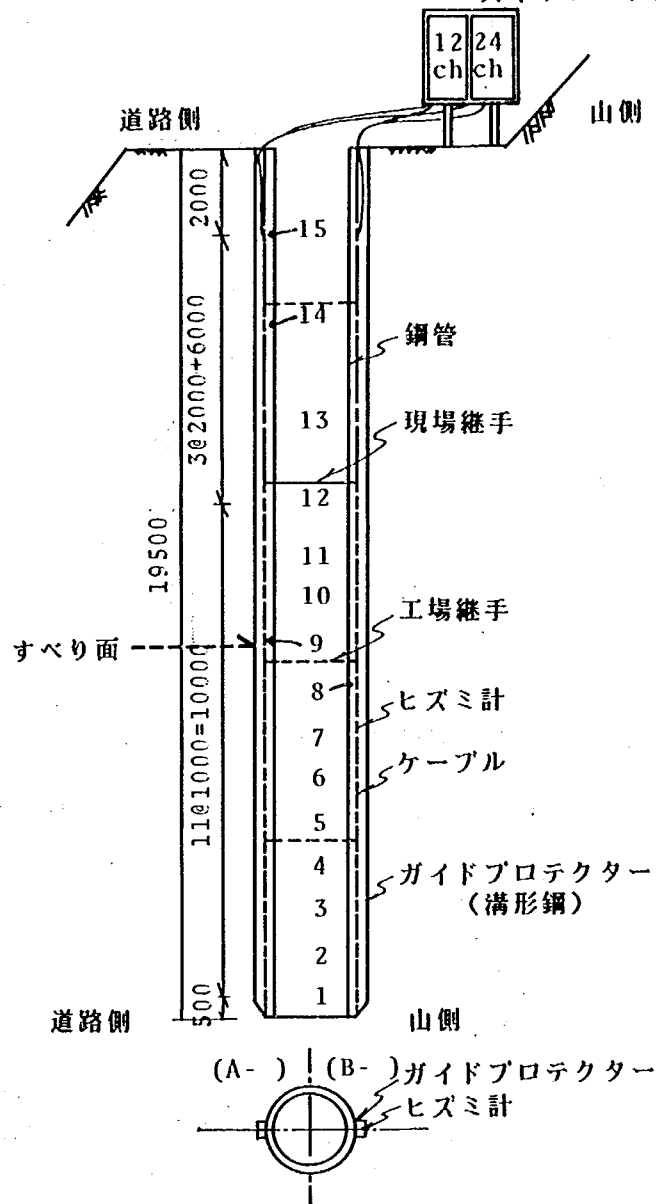


図2.3.39 ヒズミ測定グイ

クイの建込に際しては測線の方角をトランシットを用いて地すべりの主方向に合せた。

測線  $V$  上の切取り法面で、ボーリング孔にガイドパイプ付の管を埋設し、地中傾斜計による地すべりの変位量を測定するとともに図 2.3.38 に示すように地盤傾斜計による傾斜変動量の測定も行った。

#### (9) クイの挙動測定結果

図 2.3.40～図 2.3.47 にクイヒズミ測定結果より求めた各抑止グイの断面力分布図(モーメント、せん断力、地盤反力) および変位分布図を示している。

以下各クイ毎に断面力分布、変位分布について述べる。

##### (i) クイ P-1 (図 2.3.40, 2.3.41)

モーメント分布図によると発生モーメントの分布形状は、弓形モーメント分布を生じている。発生モーメントの最大値はGL-6~7mの間に位置している。変位図よりクイ変位の進行状況をクイ頭変位で見ると、抑え盛土取除きの影響が一旦落ちつく1985年4月19日において約2.6cmを示し、その後降雨の影響を受けて変位量が若干増加するものの7月5日の時点でクイ頭変位量4.3cmを示した後は7月末時点までほぼ安定した状態を示している。

セン断力分布図より最大セン断力を推定すると、その値は約30tfを示している。

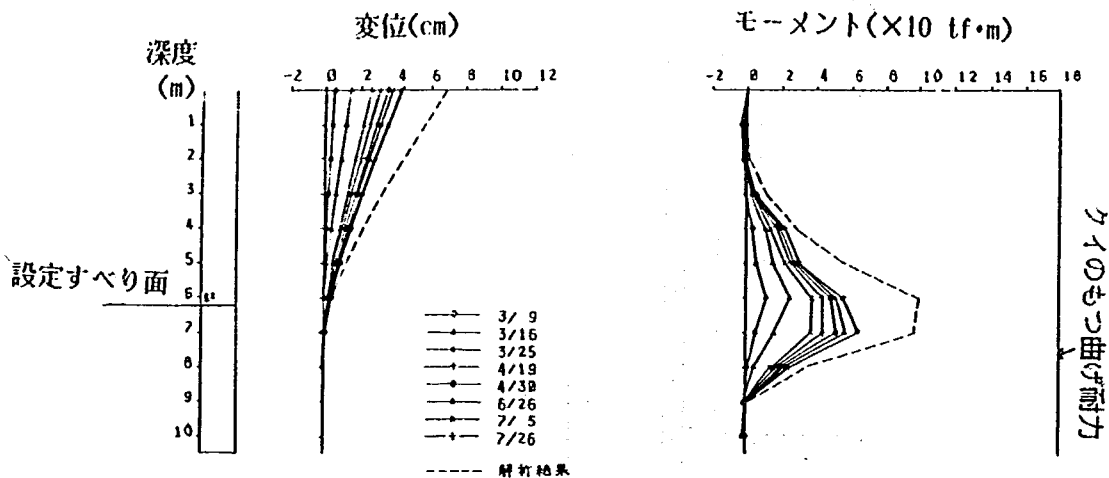


図2.3.40 クイP-1 変位・モーメント図

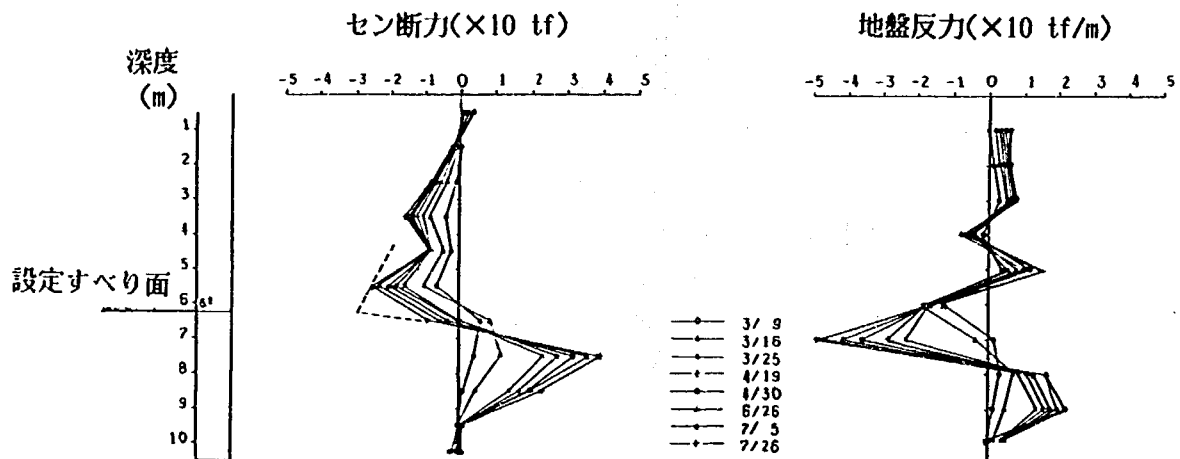


図2.3.41 クイP-1 セン断力、地盤反力図

(ii) クイP-2 (図2.3.42, 図2.3.43)

モーメント分布図によると、発生モーメントの分布形状はP-1と同様、弓形モーメント分布を生じているが、GL-13.5m以深において若干分布形状に変化を起し、GL-13.5m~15.5m間において約100tf·mのモーメントの発生が見うけられる。

変位図によると、クイ頭における変位量は1985年7月5日以降7月末時点に至るまでほぼ安定しており、約10cm程度を示している。

セン断力分布図より、クイに作用している最大セン断力を推定すると約175tfを示している。

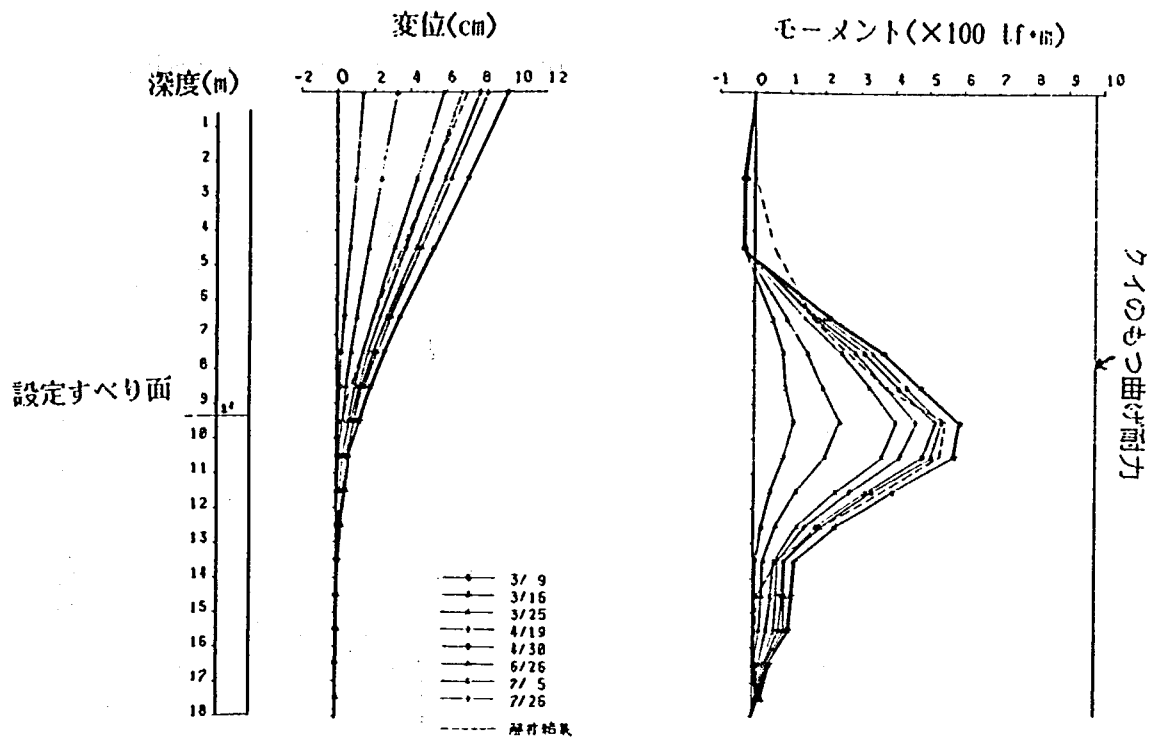


図2.3.42 クイ P-2 変位・モーメント図

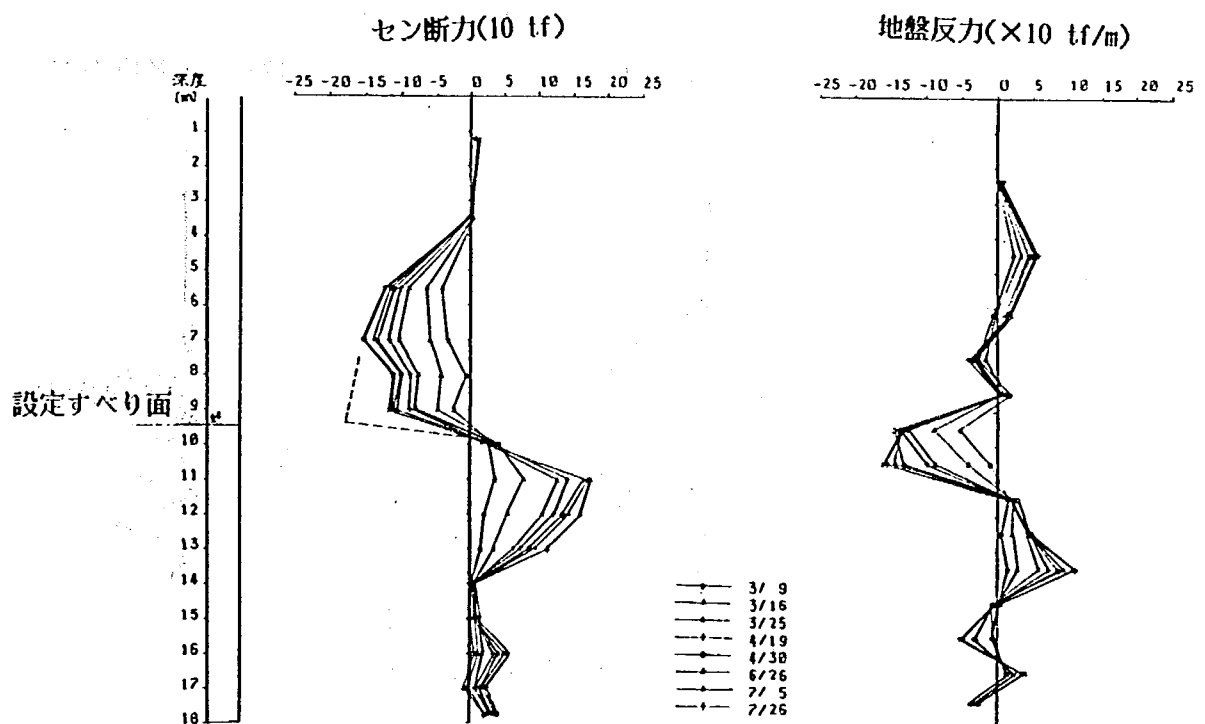


図2.3.43 クイ P-2 セン断力，地盤反力図

(iii) クイ P-3 (図 2.3.44, 2.3.45)

モーメント分布図によると，発生モーメントの分布形状は S 型モーメント分布を生じており，これはすべり面以浅の地盤反力係数が高いためクイ頭の拘束力が高いためと考えられる。発生モーメントの最大値は，すべり面の上部と下部においてほぼ等しい値を示しており，それぞれ約 100 tf・m 程度を示

している。

変位図によると、クイ頭変位量は7月5日までに約6 cmを記録し、その後はほぼ平衡状態を保っている。

セン断力分布図によると、クイに作用している最大セン断力は約60 tfを示している。

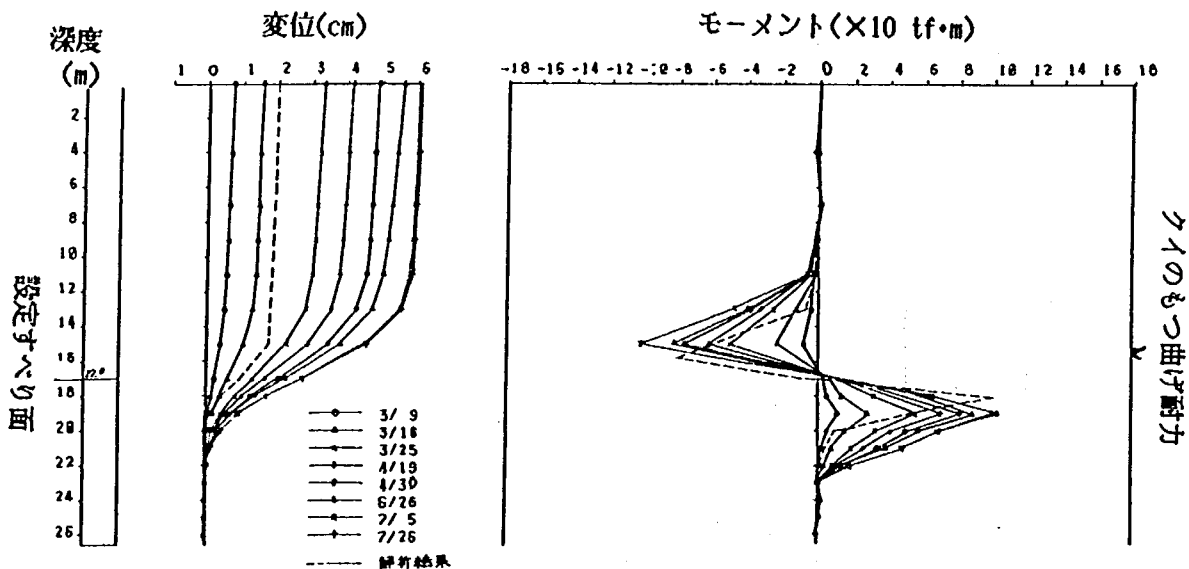


図2.3.44 クイ P-3 変位・モーメント図

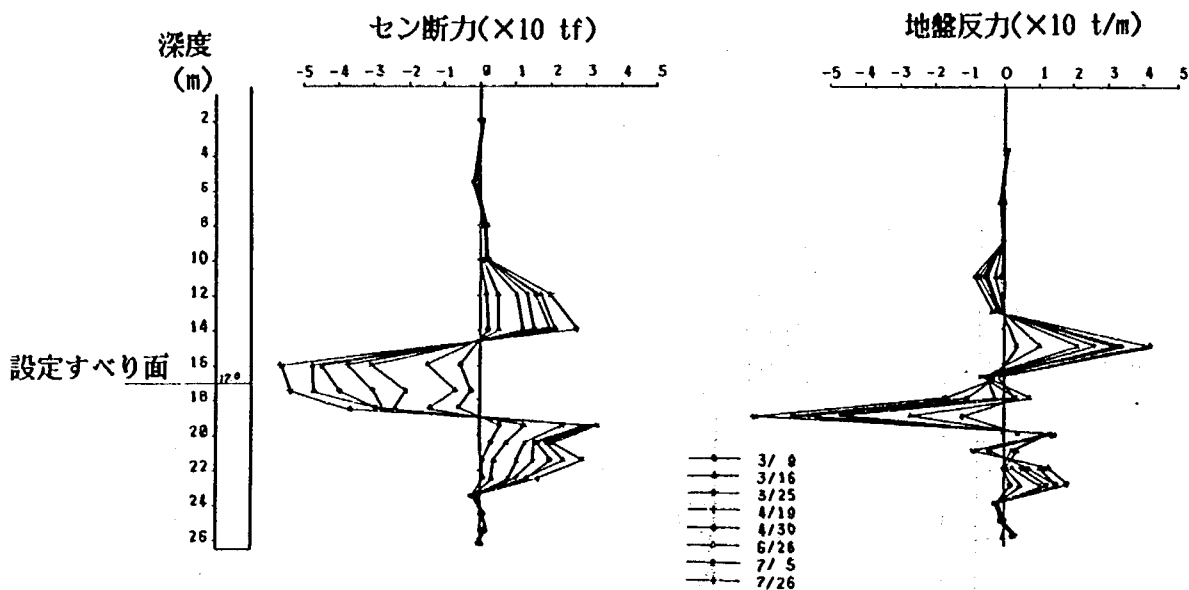


図2.3.45 クイ P-3 セン断力、地盤反力図

(iv)クイ P-4 (図 2.3.46, 2.3.47)

モーメント分布図によると、発生モーメントの分布形状は弓形モーメント分布を生じている。

変位図によると、クイ頭における変位量は抑え盛土取除き、及び降雨の影響を受けて増加しているが7月5日以降安定した状態を示しており、7月末時点においてその変位量は約7 cmを示している。

セン断分布図により、クイに作用している最大セン断力を推定すると、約110 tfを示している。

図 2.3.48 にクイ P-1~P-4 のクイに生じるクワミ量および曲げモーメントの変化、抑え盛土除去及び計

画断面の完成(4車線拡巾掘削)などの工事および降雨との関係などを示した。これよりわかるように抑え盛土除去, 4車線拡巾掘削時に大きな地すべりの移動がみられ, クイのタワミ, 曲げモーメントなども増大するが, 徐々に移動土塊の推力とクイの抵抗力が釣り合いを保つようになり, 降雨時に多少地すべりの移動がみられる程度となっている。

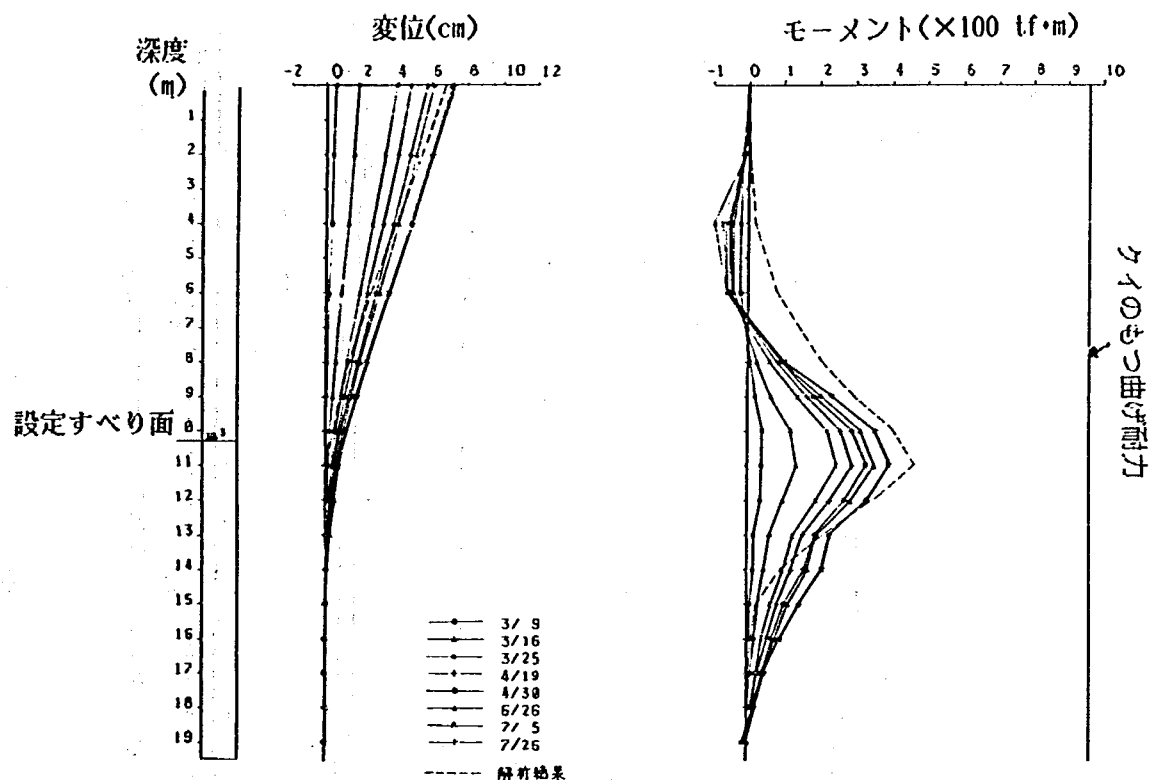


図2.3.46 クイ P-4 変位・モーメント図

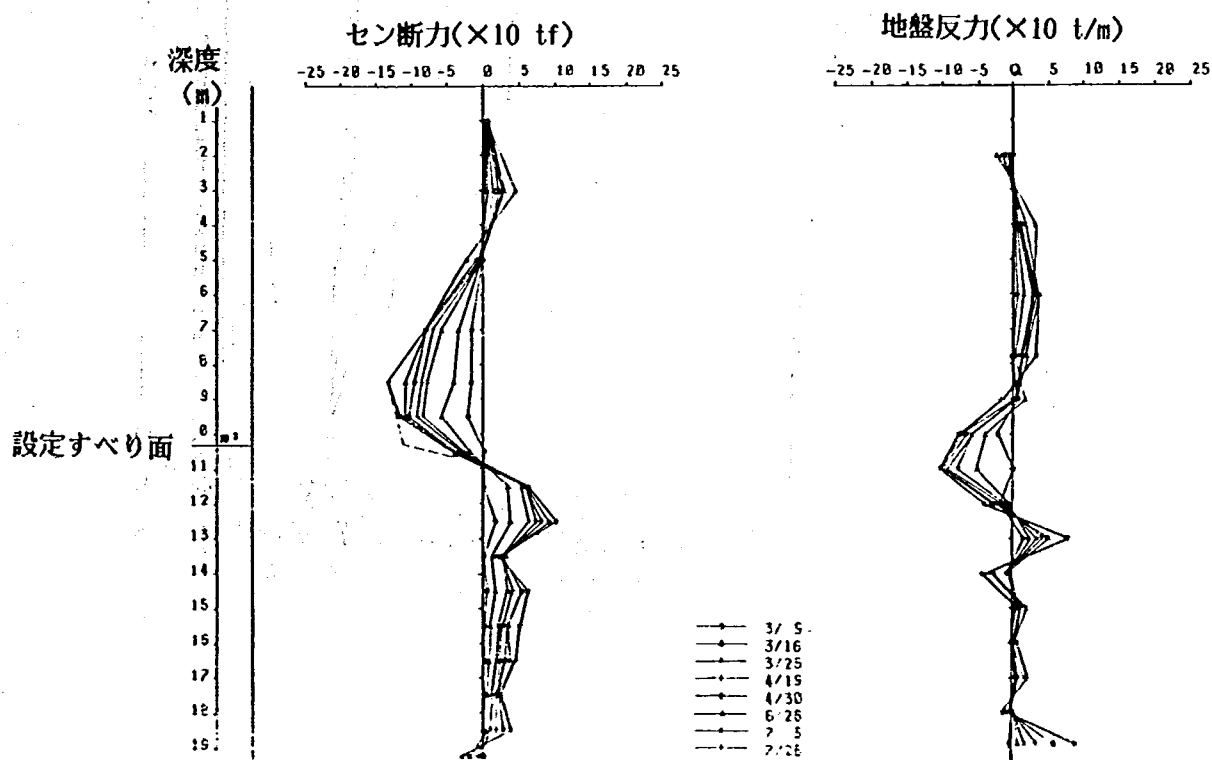


図2.3.47 クイ P-4 セン断力, 地盤反力図

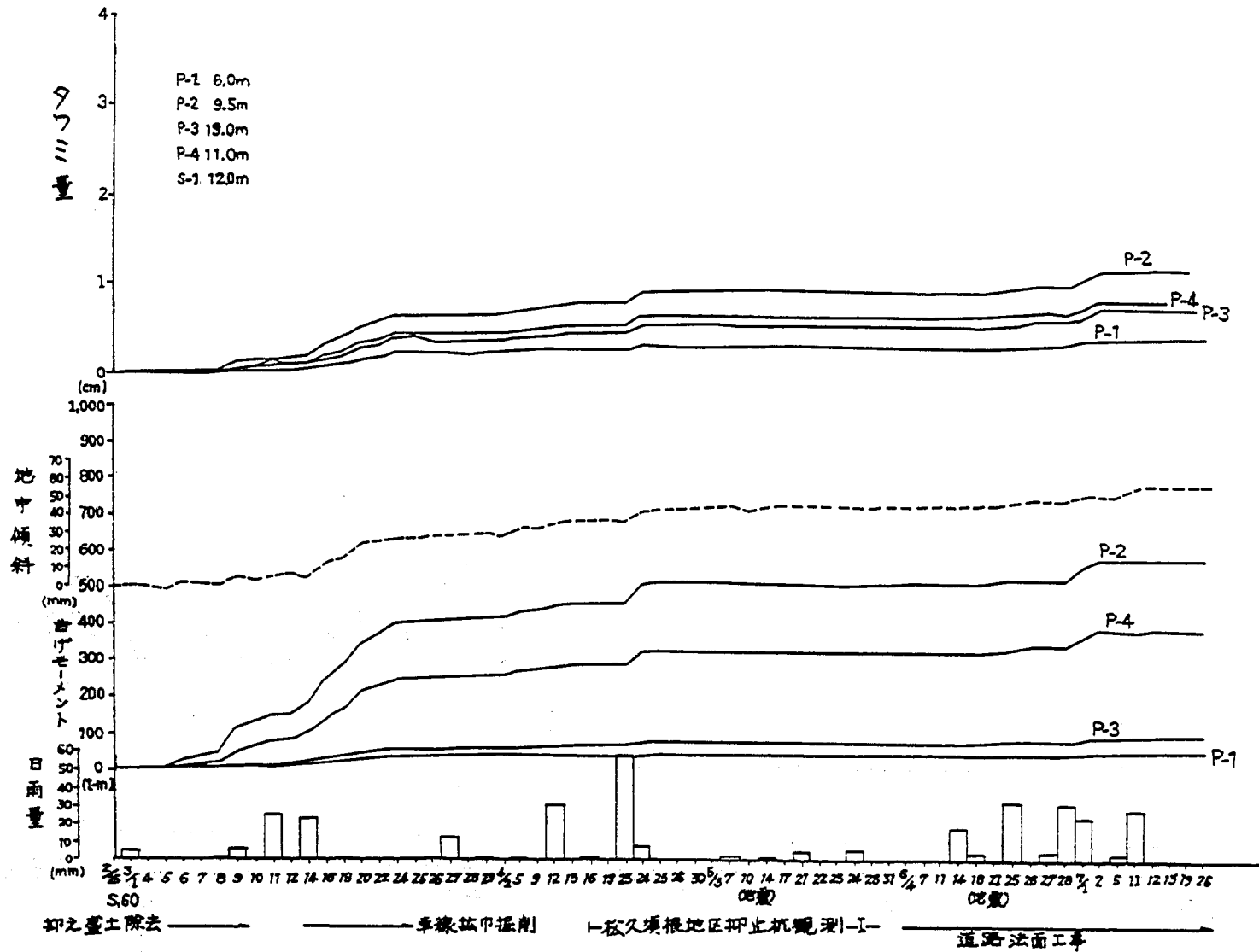


図2.3.48 タワミ量，曲げモーメント，地中傾斜，日雨量，変位の関係図

## 2-3-5 考 察

地すべり地内に設置されたタワミグイの挙動を室内実験や実際の地すべり地内（寸分道地すべり及び松久須根地すべり）において調査・試験を実施したが、これらの調査・試験結果が既に述べたクイの理論的解析結果とどの程度適合するかを検証と、クイを地すべり地内に設置することによる抑止効果がどの程度かを検討することにする。

先ず室内実験的にクサビグイの挙動を検討したが、図 2.3.3 のケース 1 における測定値とクサビグイ計算式 (2.2.63~2.2.72) 式により計算された計算値をすべり面で 40 kgf のせん断力が作用したときの比較を行ったが、タワミ ( $\Delta y$ ) 図、曲モーメント ( $M$ ) 図やせん断力 ( $S$ ) 図はほぼ実測値と計算値が一致していると考えても問題はないと思われる。

また、図 2.3.5 のケース 2 においても実測値と計算値がほぼ一致していることがわかる。さらにケース 3 (図 2.3.6 参照) であるが剛性の異なる 2 本のクイの変位とすべり面でのせん断力との比較を示したが、両対数グラフにおいて計算値の勾配は 1.0 であるが実測値は 0.84 であり、値は完全に一致していないがほぼ同一の傾向があるものとしても問題はないと思われる。これは実験に用いた地盤は完全弾性体ではなく、また理論的なクサビグイの解析では地盤を完全弾性体として仮定したために起因していると考えられる。

したがって室内実験的には 2-2-3 におけるクサビグイの解析式 (2.2.63~2.2.72) 式は十分実用に供せられると考えられる。

一方実際の地すべり地内でのタワミグイの挙動と理論的解析結果の適合性等について考察を加えることにする。

先ず 2-2-3 で述べた寸分道地すべりについてであるが、昭和 55 年に施工された斜面下方のクイはクサビグイ的挙動を示すことがわかったので (2.2.63~2.2.72) 式でもって実測値と計算値を比較し、図 2.3.32 に示した。これによっても昭和 55 年施工されたクイはクサビグイとして効果を発揮していることがわかる。

このとき計算に用いた諸定数は  $E=2.1 \times 10^6$  (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $I=11900$  (cm<sup>4</sup>)、移動層の横方向弾性係数  $E_{s1}=2200$  (tf/cm<sup>2</sup>)、基盤岩層の横方向弾性係数  $E_{s2}=11100$  (tf/cm<sup>2</sup>) とした。

ところでタワミグイが現場でどのような挙動を示すかについては福本による研究があるが、比較のために現場での実測値とクサビグイとの計算値を図 2.3.49 に参考のためにさらに一例を示してみた。測定は新潟県中頸城郡牧村の上牧地すべり地で行われたもので、この地すべりは福本<sup>13)</sup>によると第三系寺泊層に属する地すべりである。図に示すように移動層はレキ混じり粘土層と軟質泥岩層よりなり不動層は泥岩である。計算は、測定された  $N$  値より地盤の横方向弾性係数をすべり面上部で  $E_{s1}=500$  tf/m<sup>2</sup>、すべり面下部で  $E_{s2}=1,000$  tf/m<sup>2</sup> と推定し<sup>45)</sup>、クサビグイとして上牧 No.4 グイで  $P=15.3$  ft とし、また上牧 No.5 グイでは  $P=36.4$  tf とし (2.2.65) (2.2.70) 式を用いて行ったものであるが、計算値と実測値がほぼ一致することが確かめられた。計算値と実測値との多少の差は、実測においてペーパーストレンゲージの間隔が 1 m となっているため地盤の横方向弾性係数の大きいときにはごく短区間でタワミが大きく変化するのをカバーできないことや、実際の地盤構成で実測  $N$  値をみても理想的な二層構造をしていないことなどによるものと思われる。しかし  $N$  値より適当に地盤の横方向弾性係数と選ぶことによってクサビグイの解析式が十分に実用に供することができるものと考えられる。

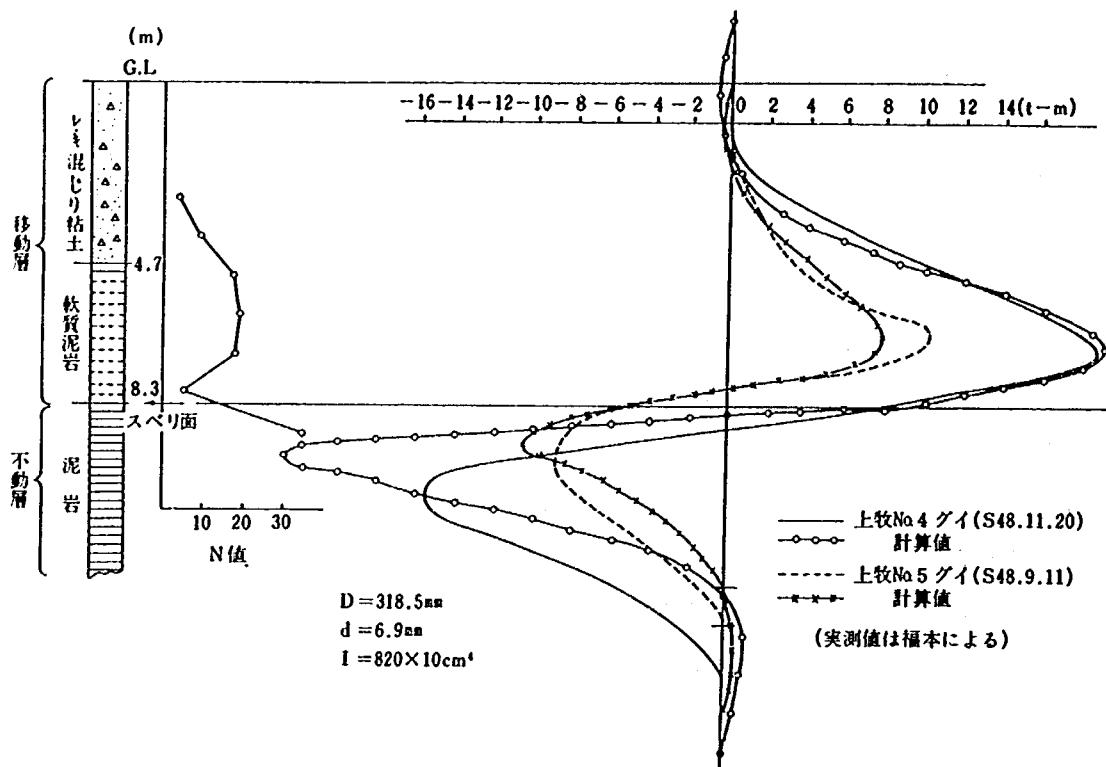


図2.3.49 クサビギイの曲げモーメントの計算値と現場観測結果との比較

また昭和55年度に施工されたクイがクサビギイとして挙動するのを前提で試験グイ No. 19の他の時期におけるタワミ量、モーメント、セン断力等や試験グイ No. 23におけるそれらを求め表2.3.9に示した。これによりわかるようにクイ頭の変位とともにすべり面で作用するセン断力は徐々に増加し、No. 19グイでは昭和57年11月2日には24.5 tfの、また No. 23グイでは44 tfのセン断力がすべり面抵抗として発揮されていることがわかる。

次にこれらのすべり面でのセン断力の増加がどのように斜面の安定度向上に関与しているか検討してみることにする。

昭和54年に施工したクイがクサビギイとし、試験グイ No. 19と No. 23について昭和56年1月20日、2月27日、3月25日、5月12日、57年6月29日、11月2日の時点におけるそれぞれ曲げモーメント、セン断力等を計算してとり表2.3.9にとりまとめた。計算によると時間の経過とともにいずれの試験グイも曲げモーメントが増加し、すべり面でのセン断力は増加している。直径318.5mm、肉厚10.3mmの鋼管グイの場合、許容曲げ応力度が1400 kgf/cm<sup>2</sup>であり、したがって断面係数が744 cm<sup>3</sup>であるので許容抵抗モーメントは744×1,400=1,041,600(kgf・cm)=10.4(tf・m)である。No. 19, No. 23のいずれのクイも既に許容抵抗モーメントを越えているが、クイの破壊強度までには致っておらず、クサビギイの機能を果しているものと考えられる。

すべり面で発揮しているセン断力がどの程度斜面の安定度に関与しているか安定計算を実施した。

安定計算はまず移動観測の結果を移動期と停止期に区分し、実測された間隙水圧値を用いた。間隙水圧値は図2.3.34に示したが移動期(I)は昭和56年8月28日であり停止期(II)は昭和56年10月26日である。土質定数は観測井より採取した試料より残留強さを求め $c_r=0$ ,  $\phi_r=21.5^\circ$ が得られている。

表2.3.9 No. 19, No. 23 グイの断面力計算結果

| Pile NO. | 年    | 月 / 日 | クイ頭変化 Y (cm) | 曲げモーメント Mmax(tf・m) | セン断力 Smax (tf) | 深 度 Smax (m) | 反 力 Pmax (tf/m) |
|----------|------|-------|--------------|--------------------|----------------|--------------|-----------------|
| 19       | s 56 | 1/20  | 1.2          | 2.8                | 1.8            | 4.75         | 5.0             |
|          |      | 2/27  | 2.0          | 6.4                | 4.3            | 5.50         | 5.5             |
|          |      | 3/25  | 0.6          | 11.0               | 8.3            | 5.40         | 11.4            |
|          |      | 5/12  | 2.2          | 15.4               | 13.3           | 5.25         | 47.06           |
|          | s 57 | 6/29  | 5.0          | 15.4               | 14.0           | 5.50         | 17.0            |
|          |      | 11/2  | 3.5          | 15.6               | 24.5           | 5.50         | 35.0            |
| 23       | s 56 | 1/20  | 4.6          | 9.6                | 5.9            | 4.60         | 27.0            |
|          |      | 2/27  | 10.0         | 14.9               | 5.9            | 4.25         | 30.0            |
|          |      | 3/25  | 10.7         | 20.0               | 7.0            | 4.25         | 32.0            |
|          |      | 5/12  | 7.0          | 22.0               | 14.5           | 6.00         | 40.0            |
|          | s 57 | 6/2   | 4.0          | 32.0               | 25.0           | 4.00         | 55.0            |
|          |      | 11/2  | 7.5          | 44.0               | 44.0           | 4.75         | 70.0            |

安定解析断面は昭和54年に施工されたクイから下方斜面を対象とし、安定計算は簡便式を用いて安全率を算出した。

計算結果を表2.3.10に示す。ここで試験グイ No. 25 と No. 19 のクイのみの値しか示されていないが、同様な状況を他のクイも呈しているとして、これら二本のクイの値で代表させることにしている。またクイは千鳥に施工されているため、試験グイに発生しているセン断力を1.3mで除している。

これらの計算結果より明らかなように、移動期の安全率は0.95程度であり、停止期には1.06程度となり、地すべり斜面は微妙な状態で釣合を保っていることになる。クイの抑止効果は地すべり土塊の変位によって徐々に力を発揮して行くがその時の斜面の安全率はほぼ1.0である。

例えば表2.3.10において昭和56年5月17日の時点でもしクイの効果を考慮しないと斜面の安全率  $F_s = 0.93$  であり、これにクイの効果を考慮すると  $F_s = 1.02 \sim 0.96$  程度になることがわかる。また同様な検討を昭和57年11月2日について行なれば、クイを考慮しない場合には斜面の安全率は  $F_s = 0.99$  であり、クイの効果を考慮すると  $F_s = 1.01 \sim 1.07$  となる。このようにクイの施工により地すべり斜面の安全率は向上するが、地すべりが運動している時点ではほぼ1.0の安全率を維持していることがわかる。

表2.3.10 クイの抑止効果と斜面の安全率

| クイ施工   | 時 期                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 移動期の安全率 (Fs)         | 停止期の安全率 (Fs) |
|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|--------------|
| 前      | 昭和<br>55.9.9                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 0.98                 | ×            |
|        | 55.10.2                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | ×                    | 1.06         |
| 後      | 56.5.17                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 1.02~0.96<br>(0.93)* | ×            |
|        | 56.8.28                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 1.0前後<br>(0.94)      | ×            |
|        | 56.10.26                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | ×                    | 1.06以上       |
|        | 57.9.18                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 1.0前後<br>(0.93)      | ×            |
|        | 57.11.2                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 1.07~1.01<br>(0.99)  | ×            |
| 備<br>考 | <p>1) ( ) *の値はクイの抑止効果を無視したときの値。</p> <p>2) 安定計算条件</p> <p>Cr=0</p> <p><math>\phi r=21.5^\circ</math> すべり面</p> <p><math>\gamma t=2.1tf/m^3</math> 移動土塊の単位体積重量</p> <p>3) 安全率</p> <p>i) 昭和56.5.17のFs</p> $Fs = \frac{253.3}{270.5 - \left( \frac{24.5}{1.3} \sim \frac{44.0}{1.3} \right)}$ <p>=1.02~0.96<br/>但し、NO.25グイ Smax=28.6t,<br/>NO.27グイ Smin=12.5t</p> <p>ii) 昭和57.11.2のFs</p> $Fs = \frac{253.3}{270.5 - \left( \frac{44.0}{1.3} \sim \frac{24.5}{1.3} \right)}$ <p>=1.07~1.01<br/>但し、NO.23グイ Smax=44.0t,<br/>NO.19グイ Smin=24.5t</p> <p>iii) 昭和55.10.2のFs'</p> $Fs' = \frac{286.77}{270.50} = 1.06$ <p>iv) 昭和56.10.26のFs'</p> $Fs' = \frac{286.317}{270.5} = 1.06$ |                      |              |
|        |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                      |              |

地すべりはすべり面での間隙水圧等の上昇により運動を繰り返すが、将来予想される間隙水圧変化等による地すべりの推力（アンバランスフォース）の増大にも十分耐え得るような強度をもったクイ工の計画、施工が必要となる。

寸分道地すべりの場合はクイはすでに許容値を超えた状態にあるため、大規模暗渠工などの地下水排除工が実施されており、さらに斜面の安定度の向上がなされている。

ここで寸分道地すべり地におけるクイの抑止効果およびクサビグイの理論的解析式との適合度についてまとめると以下のごとくなる。

(i) クイは地すべりの移動量の増加とともに抵抗力を発揮してゆく。クイの施工された地すべり斜面の移動時の安全率はほぼ 1.0 である。このため将来予測される地すべり推力に十分耐えられるに必要なクイを施工する必要がある。

(ii) クイの打設位置によってクサビグイや抑えグイの挙動を示す。クイの背面（谷測）の抵抗力が十分あるタワミグイの挙動はクサビグイの理論的解析式 (2.2.62) ～(2.2.72) 式で十分説明は可能である。

次に 2－3－4 で述べた松久須根地すべり地のクサビグイの挙動について考察してみることにする。

クイの挙動解析（クイの挙動のシュミレーション）を行う場合、クイに作用する力、その荷重の作用点（すべり面位置を含む）や地盤の反力特性（地盤の反力係数およびその分布形態）を仮定する必要がある。これら解析に必要な設定条件を表 2.3.11 に示してある。

地盤定数についてはクイ P-1、P-2、P-4 は抑えグイとなると考えられるのですべり面より下部のみとし、上部は地盤反力を期待せず 2－2－2 で述べた抑えグイの解析を行った。

またクイ P-3 はクサビグイと考えられるので、2－2－3 の解析で仮定したモデルをやや複雑にして電算機を用いて解析した。これはすべり面が幅を持った層状をなしていることを考慮したためであるが、基本的な解析の考え方は 2－2－3 のクサビグイの解析と同じである。今回の解析にあたってのモデルは図 2.3.50 に示したが、これに基づいて解析を実施した。

一方各クイに作用すると考えられる地すべり荷重はクイ間隔より以下のようなになる。

クイ P-1： $21.2(\text{tf/m}) \times 2.5(\text{m}) = 53.0(\text{tf})$

クイ P-2： $48.0(\text{tf/m}) \times 3.5(\text{m}) = 168.0(\text{tf})$

表2.3.11 解析に用いた設定条件

| 観測<br>グイ<br>NO. | すべり面<br>位置<br>(GL- m) | すべり土塊<br>の滑動力<br>(tf/m) | 地盤の<br>セン断抵抗<br>(tf/m) | 作用力<br>(tf/m) | 地盤定数<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-----------------------|-------------------------|------------------------|---------------|--------------------------------|
| P-1             | 6.2                   | 56.2                    | 35.0                   | 21.2          | 2500                           |
| P-2             | 9.4                   | 127.4                   | 79.4                   | 48.0          | 2500                           |
| P-3             | 17.0                  | 473.5                   | 294.8                  | 178.7         | 750 1250<br>1750 2500          |
| P-4             | 10.3                  | 147.6                   | 91.9                   | 55.7          | 2500                           |

$$\text{クイ P-3: } 178.7(\text{tf/m}) \times 1.4(\text{m}) = 625.5(\text{tf})$$

数値計算結果を一覧表として表 2.3.12 に示す。

図 2.3.40～図 2.3.47 においては、クイ P-1～P-4 の変位分布図、モーメント分布図、せん断力分布図に数値解析結果を同時に示した。

先ずクイ背面（道路側）のすべり面上部において土塊の抵抗力の期待できない P-1, P-2, P-4 の抑えグイと考えられるクイについて検討してみる。

P-1 においては弓形モーメント分布をしており、数値解析結果におけるモーメント分布形状とほぼ相似形を呈している。発生モーメントの最大値はクイの持つ耐力（表 2.3.8 参照）の約 37% である。またせん断力分布図においてはクイに作用している最大せん断力に対して、数値解析で想定されるすべり荷重は 53 tf なので、7 月末時点においてクイが負荷したすべり荷重は約 56% 程度であると考えられる。

クイ P-2 において、モーメント分布は数値解析結果との比較において、地表面より、GL-13.5 m 間では、ほぼ相似形を呈しているが GL-13.5 m 以深では若干異なった分布形状を示している。これは、すべり面以

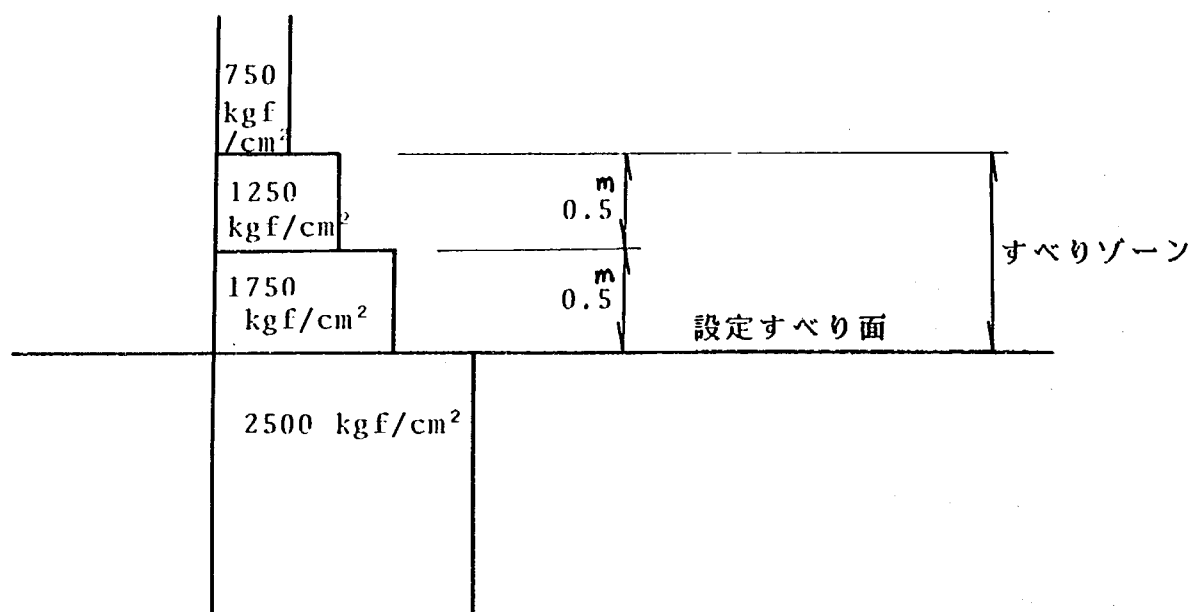


図2.3.50 地盤定数のモデル化

表2.3.12 数値解析結果一覧表

| クイNO. | 曲げモーメント (tf・m) |       | せん断力 (tf) |        | 変 位  | 備 考 |
|-------|----------------|-------|-----------|--------|------|-----|
|       | 計算結果           | 曲げ耐力  | 計算結果      | せん断耐力  |      |     |
| P-1   | 115.59         | 179.3 | 64.80     | 948.2  | 6.83 |     |
| P-2   | 564.67         | 978.3 | 178.41    | 2486.4 | 7.16 |     |
| P-3   | 101.72         | 179.3 | 250.18    | 948.2  |      |     |
| P-4   | 467.05         | 960.8 | 148.30    | 2437.2 | 6.75 |     |

深における地盤反力係数が数値解析で設定したものと異なったためと考えられる。

セン断力分布についてはクイに作用している最大セン断力に対して数値解析における設定荷重 (168 tf) の 100% が 7 月末時点でクイに負荷されていると考えられるが、発生最大モーメントはクイの持つ曲げ耐力の約 60% 程度を示している。

次に P-4 において数値解析結果におけるモーメント分布と比較すると、GL-13 m 以深において異なった分布形状を呈している。これはクイ P-2 同様、解析において設定した地盤反力係数が実際とは異なっていたためと考えられる。

セン断力分布図より、クイに作用している最大セン断力を推定すると、約 110 tf を示しており、これは設定されたすべり荷重の約 85% を示している。

なお 7 月末時点で発生している最大曲げモーメントは、クイのもつ曲げ耐力の約 40% 程度を示している。

ところでクサビグイとして挙動すると考えられるクイ P-3 である。しかしモーメント分布について数値解析結果との比較においてはモーメントの分布形状はともに S 型モーメント分布を示しているが、すべり面以浅の最大モーメント発生地点において実測値が解析値を上回っていること、GL-20 m 以深のモーメントの発生状況が若干異なっていること等微妙な差異を生じている。これは数値解析における地盤反力係数の設定によるものと考えられる。なお、クイの曲げ耐力に対する 7 月末時点における最大発生曲げモーメントは約 61% を示している。

セン断力分布においては解析によりすべり面に作用していると考えられる作用荷重に比べて、クイに実際に作用している最大セン断力 (約 60 tf) は小さい値を示しているがモーメント分布図によると、発生モーメントの最大値は解析結果によるものとほぼ一致しており、すべり荷重はほぼ 100% が、クイに負荷されていることを示している。これらの結果の差異は、クサビグイの場合、セン断力が非常に極部的に発生するため、現場計測において、最大セン断力を把握しきれないためと考えられる。

また図 2.3.51 は実測値での最大発生曲げモーメントとクイの持つ曲げ耐力および解析結果での最大曲げモーメントの関係を経時的にまとめたものである。図 2.3.51 の上の図は実測における最大発生曲げモーメントを解析における最大曲げモーメントで除してその割合として表示している。すなわち地すべり土塊の持つ作用力がクイに負荷された割合を示している。また図 2.3.51 の下の図は、実測値での最大発生曲げモーメントを各クイの持つ曲げ耐力で除して、その割合として表示したのでクイの持つ性能に対して実際にクイが発揮している能力の割合を示している。図によると抑え盛土除去とともに地すべりによる荷重が徐々にクイに負荷され、降雨がその過程を促進しているものと考えられる。7 月末時点では、クイ P-2、P-3 においては設計荷重として設定されている地すべり荷重のほぼ 100% がクイに負荷され、クイ P-1 では約 60%、またクイ P-4 では約 80% の負荷がなされていることを示している。

またクイの持つ耐力に対しては 7 月末時点でのクイの発揮している能力は最大値を示す P-2 においても約 60% 程度の値をとり、ほぼ安定した状態を保っている。

三次元的な地すべり土塊を二次元的にみてクイを計画・設計し、また施工しているためクイの施工位置によってクイの抑止効果の発揮している状態は多少異なるが平均的にみると、7 月末時点においてクイの負担した地すべり作用力は 85% 程度であり、クイの発揮している能力は約 50% である。

以上松久須根地すべりにおけるクイの挙動解析の結果をとりまとめると以下のようになる。

モーメントとの分布形状はクイ P-1, 2, 4 では弓形のモーメント分布を示し、抑えグイの機能を果している。またその挙動も当初予想していたものと同じであり、クイ背面（道路側）にクイをささえる土塊が存在していない場合は、クイは片持バリとしての挙動を示すと考えて良い。

またクイ P-3 も予想通り、クサビグイとしての機能を果しており、モーメントの分布を見ても S 型の分布を示している。しかし地盤定数の設定と思われるが、クイ設計時に考えていたものよりもタワミに対しては実測値の方が大きな値を示している。

ところで本章の最後としてとりまとめてみると、地すべり地内でのタワミグイの挙動について実験的あるいは実際の地すべりにおいて測定した結果と 2-2-2, 2-2-3 で述べたタワミグイの理論的解析結果を比較した場合、クサビグイにしる、抑えグイの場合にしるほぼ両者の結果が一致すると考えても良いと思われる。

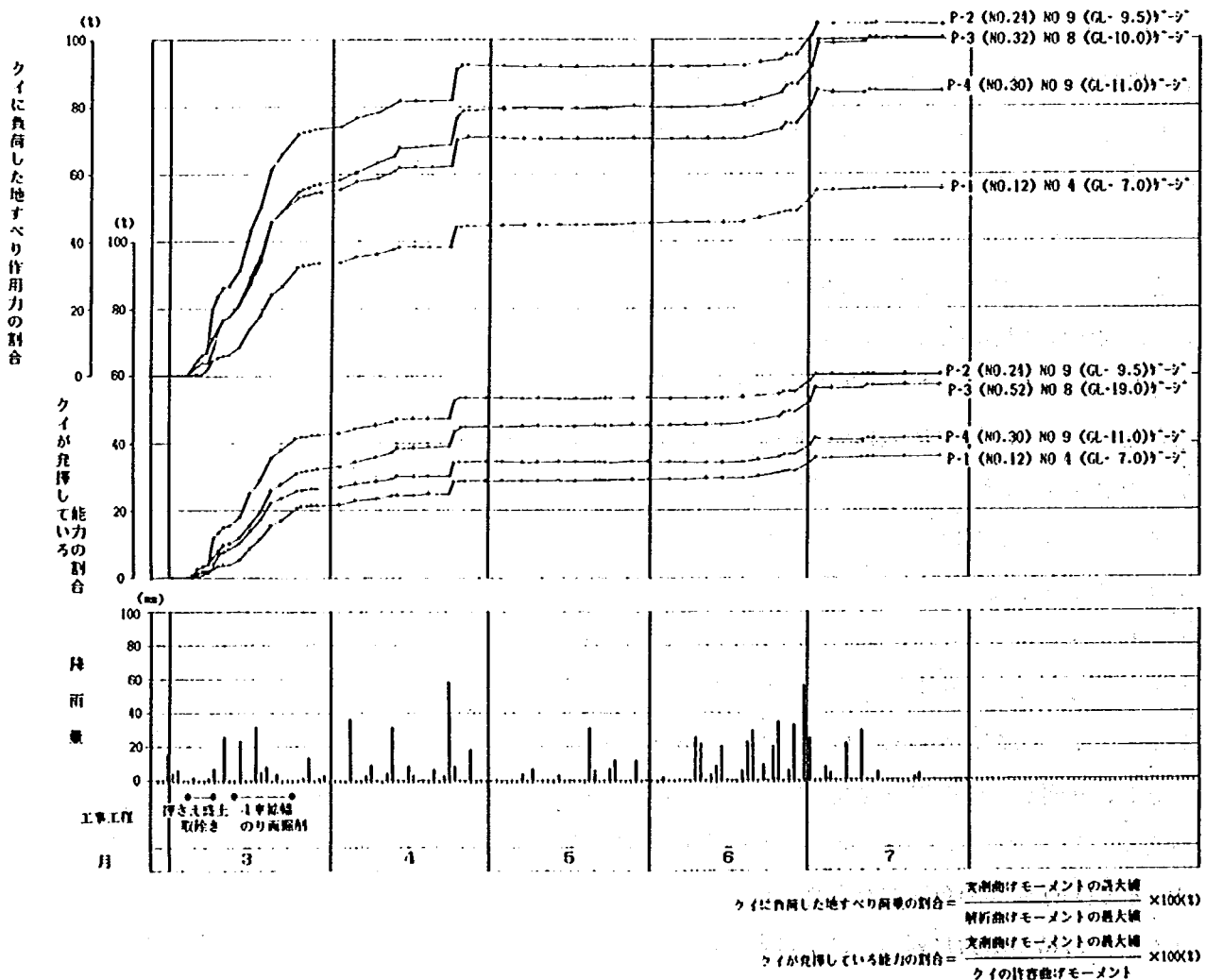


図2.3.51 作用荷重の負荷率とクイ能力発揮率

## 2-4 剛体グイによる地すべりの抑止効果

### 2-4-1 剛体グイの室内実験

#### (1) 目的

地すべり地内に打設された剛なクイが、地すべり移動土塊によりどのような横抵抗を受けるか、またクイが地すべり土塊にどのような影響を与えるかを調べるために室内実験を実施した<sup>8)</sup>。

#### (2) 実験装置

地すべり地内に剛な単グイが挿入された状態をモデル化して考え図2.4.1に示す。直径1mの円型ひずみ制御式一面セン断試験器の下箱に径5cmの円形鋼グイを固定し下箱とともに水平に移動させ、セン断試験器中の静止した土塊中をクイが移動する形をとった。セン断試験器のセン断面にあたる部分にプラスチックボードを敷き、その面をすべり面と考えた。すべり面上部のクイの前面に圧力変換器を2.5cm間隔で9個設置し、クイの変位による土圧変化を測定した。この圧力変換器は直径5mm、厚さ0.5mm、容量2kgf/cm<sup>2</sup>のものである。圧力計の設置されたクイの変位による各深度での土圧変化は動的歪測定器を通してオシログラフに記録した。またクイが土塊を押し切る力の測定はプルーピングリングによった。クイが土塊を押し切る力はセン断器中にクイを設定したときの力からクイを設置しないで、プラスチックボードと土の間との摩擦力との差をクイにかかる水平土圧とした。またクイ前面に発生する圧縮亀裂を観察するとともに、クイに作用する土塊が平面的にどの範囲まで影響するかを調べるために、クイに平行なベントナイト幕をクイ前面に10cm間隔につくり、クイ移動後、地表面に平行に土を剥り取り、影響範囲を調

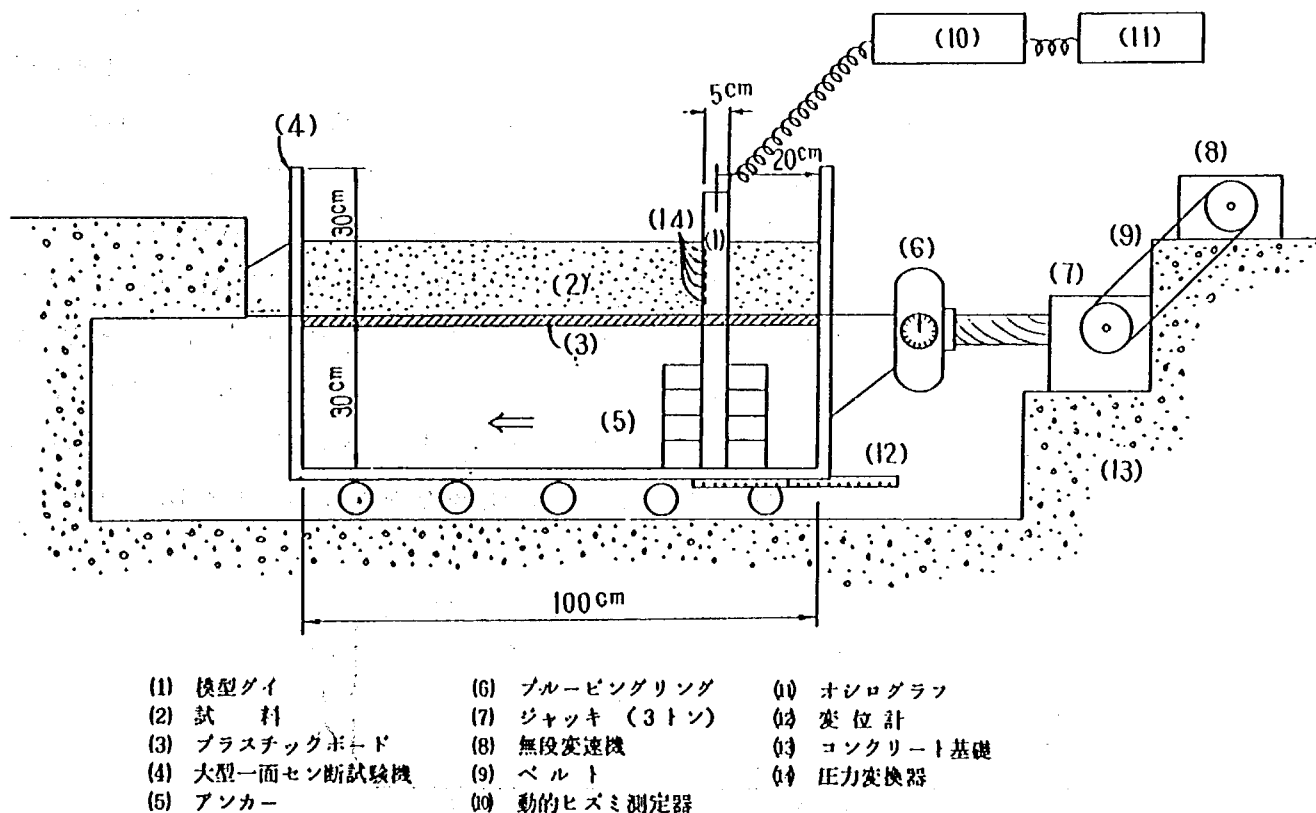


図2.4.1 実験装置

べた。また垂直的なセン断形状を調べるためにクイの前面に格子状に 10 cm 間隔に小さな孔を穿ち、ペントナイト粉末を詰め込み、クイを移動させた後にクイ前面に発生した受働降伏セン断土塊の形状を調べた。

実験に使用した土は三種類（新潟県直江津産のシルト質砂，埼玉県白岡産関東ローム，多摩川産砂）である。

シルト質砂は湿潤単体積重量  $\gamma = 1.6 \text{ gf/cm}^3$  をランマーで締め固め，すべり面から上部のクイの突出長（有効長）を 8, 10, 13, 15, 18, 20 cm と変化させた。このとき土の強度常数は粘着力  $C = 0.23 \text{ kgf/cm}^2$ ，内部摩擦角  $\phi = 17^\circ 42'$  を得た。砂は  $C = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$ ， $\phi = 30^\circ$  の値が得られた。クイの有効長（すべり面上部の移動土塊中のクイ長）は 15 cm で実験を行なった。関東ロームは含水比を 60% 程度とし， $\gamma = 1.2 \text{ gf/cm}^3$ ，クイの有効長を 15 cm で実験を行なった。このときの土塊の強度定数は三軸圧縮試験より  $C = 0.14 \text{ kgf/cm}^2$ ， $\phi = 22^\circ$  が得られた。

これらの実験はセン断試験器中でクイを 1 cm/min の移動速度で 10 cm 程度変位させた。

### (3) 実験結果

#### (イ) クイ前面のセン断破壊形

ペントナイト柱および幕などを作りクイ前面に形成されるセン断面および亀裂の発生状況を観察した。地表面に現われる亀裂はクイが移動するとともにクイを中心点とし放射状に発生し，クイの変位が増すにつれて徐々にその亀裂は伸びていった。同時にクイ前面では土塊の盛り上がりが見られるが，クイの変位がある程度になるとクイ前面に，移動方向に直角に亀裂が発生し，さらに変位が大になると移動前のクイの位置を中心とする扇形のすべり線が形成され，その扇形の土塊はクイと一体となり移動する。また垂直的な断面を見ると，クイの移動とともに土は圧縮されセン断が起り，クイの前面にクイと一体となって動く土塊が形成され，土塊が土の中にクサビが押し込まれる状態になり，変位量がある程度の大きさになると，クサビ形土塊の前面の土塊を押し上げ，表面に向って新たにすべり面を形成する。即ち図 2.4.2 の BC の線がそれで，地表に現られた扇形すべり線と合致する。変位がさらに大きくなると土塊 ABC は上昇する。これらの事を個々の実験結果から眺めてみる。含水比は実験の都合上一定ではないが，クイの有効長（セン断試験器のセン断面より上部の土の厚さ）が 8, 10, 13, 15, 18 cm の各々について図 4.2.3～4.2.7 に変位量（横軸）とクイを移動させるため（クイありの状態）に要する力（縦軸）との関係とクイ前面の垂直断面のすべり面の形状（8%変位後）を示した。……はすべり線を，また …… は詰め込まれたペントナイト柱を示し，セン断線を明瞭にするために記入した。これらからわかるように，図 2.4.2 のすべり線 AB と DE をなす角度は  $20^\circ$  前後の値を，またすべり線 BC と DE とな

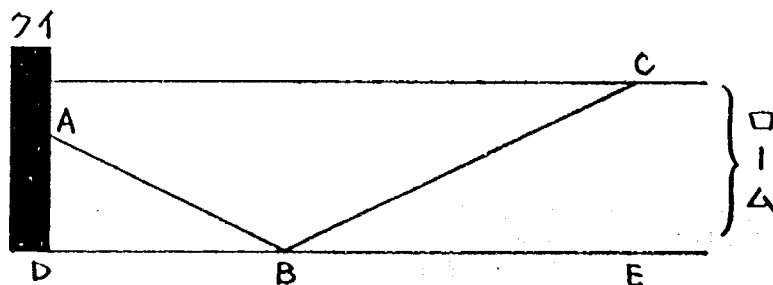


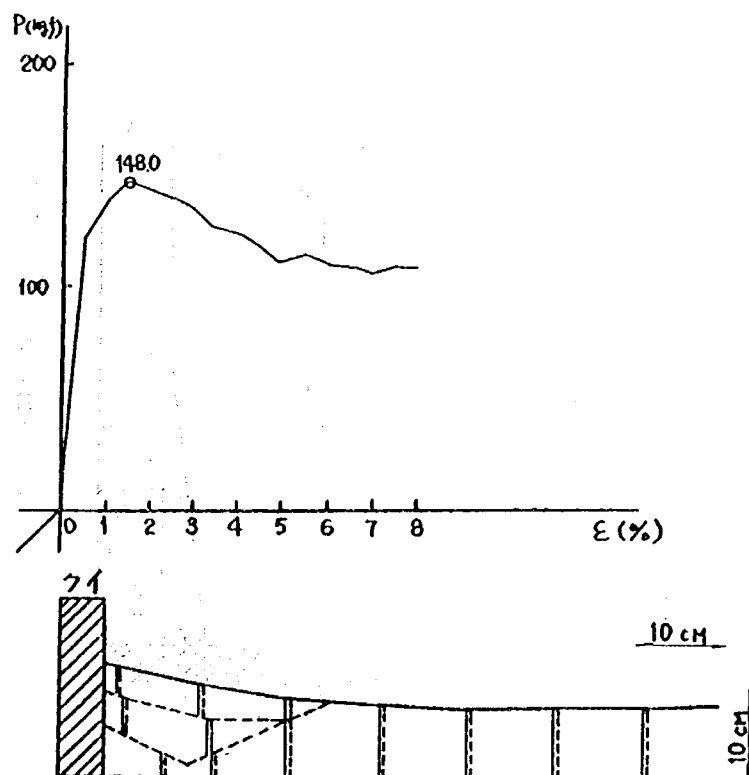
図2.4.2 クイ前面のセン断面

る角は  $20 \sim 30^\circ$  の値をとることがわかる。クイ前面の土塊 ABC はクイの近くで圧縮量が大きく、クイから離れるにしたがって小さくなる。このことはベントナイト柱のセン断後の変位量がクイから離れるにしたがって少なくなっていることからわかる。含水比との関係もあるが一般にクイの有効長が増すにつれてクイを移動するときの抵抗力は増加し、抵抗力のピークを示す変位量は有効長が短い場合 1~2% 附近で現われるが、有効長が大の場合や、含水比が高くなるとピークの現われる時期が遅れる傾向がみられる。

クイ前面に形成されるセン断土塊の形状を観察した結果、図 2.4.8 に示すようなモデルを考えることが出来た。

AF, CF は垂直的な、扇形 CIHB は平面的なすべり面を表わしている。クイの直径幅の土塊 HI の両側に扇形の土塊 ABH, ACI が形成される。さらに土塊 AGFJ は剛体化し、クイと一体となって、土塊の中にクサビ状に押し込まれ、変位量が大きくなるとクサビ土塊の前面上向にすべり面 BCFJ が形成され、地表面には扇形すべり線として BC が現われる。そしてすべり面 AJF は水平面と  $\delta$  をなし、すべり面 BCFJ は水平面と  $\left(45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2}\right)$  となり、また一本のクイの影響はクイの側面から  $\alpha$  となす。すなわち  $\angle BAH = \angle CAI = \alpha$  となることがわかった。

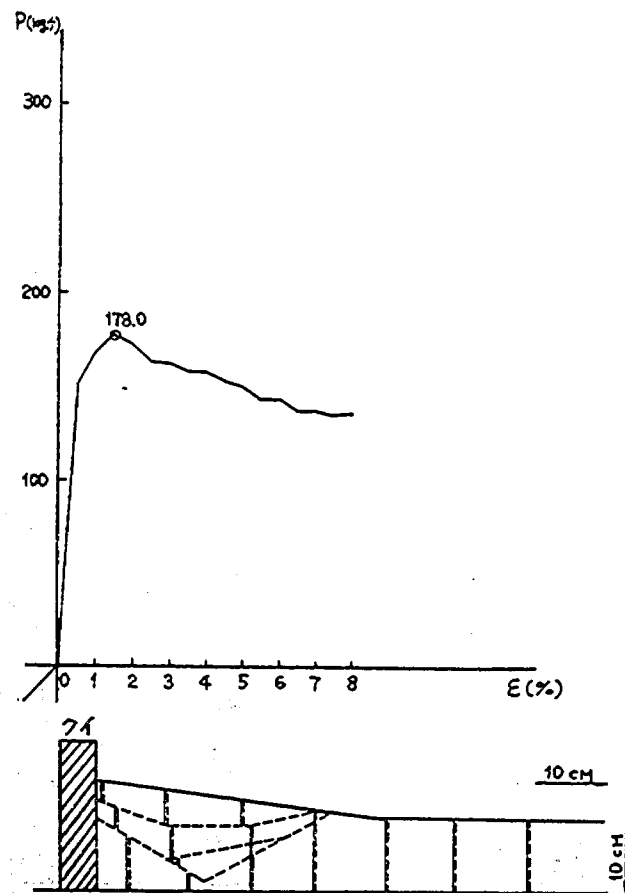
このようなセン断土塊モデルはロームのみならずシルト、砂のいずれの場合にも考えられることが実験的にわかった。また角  $\alpha$  および  $\delta$  はそれぞれ  $45 + \frac{\phi^\circ}{2}$ ,  $45 - \frac{\phi^\circ}{2}$  に等しいことが測定された。



クイの有効長 8 cm

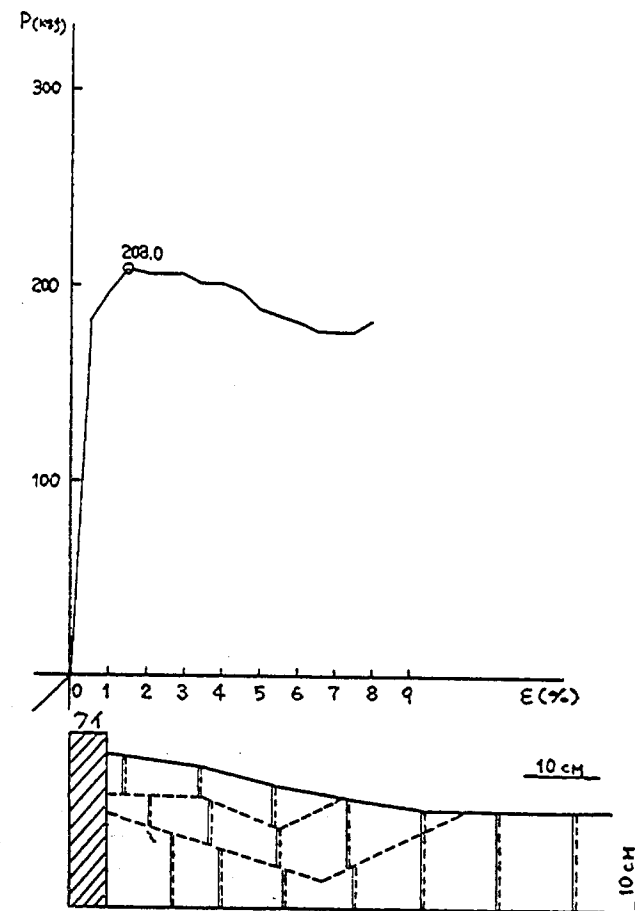
(含水比 62%)

図2.4.3 クイ(8cm)への荷重、ヒズミ、セン断面図



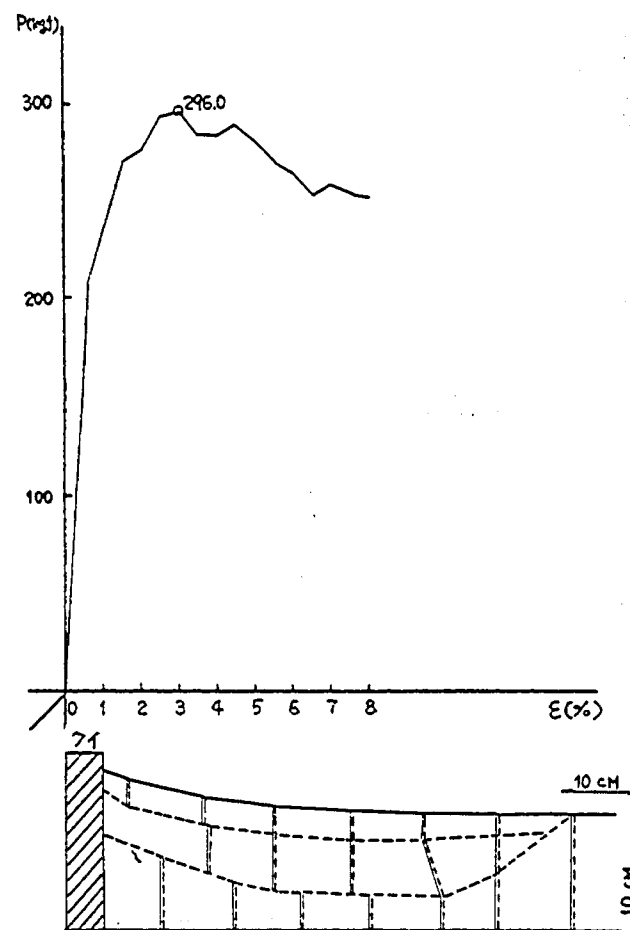
クイの有効長 10 cm  
(含水比 5.8 %)

図2.4.4 クイ(10cm)への荷重, ヒズミ, セン断面図



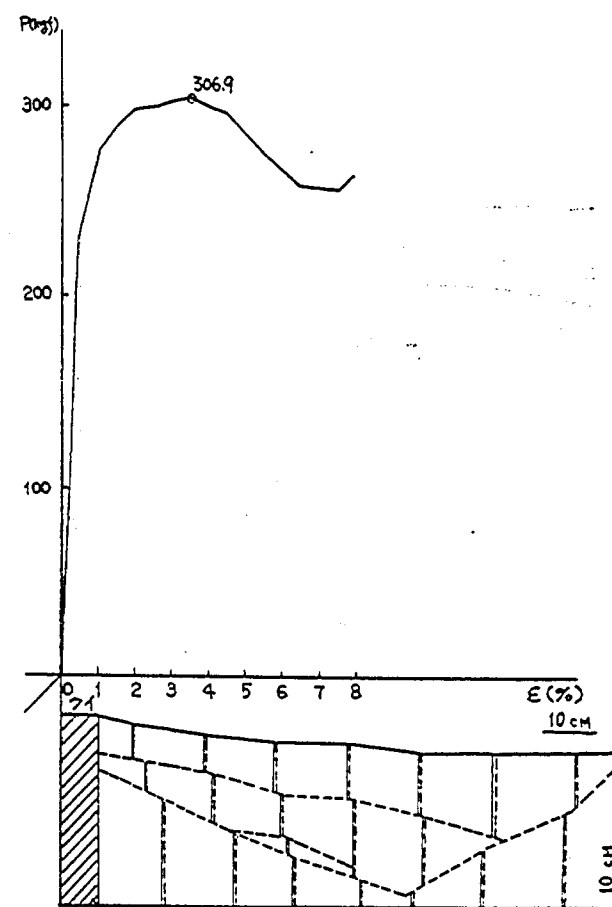
クイの有効長 13 cm  
(含水比 6.2 %)

図2.4.5 クイ(13cm)への荷重, ヒズミ, セン断面図



クイの有効長 15 cm  
(含水比 70%)

図2.4.6 クイ(15cm)への荷重, ヒズミ, セン断面図



クイの有効長 18 cm  
(含水比 55%)

図2.4.7 クイ(18cm)への荷重, ヒズミ, セン断面図

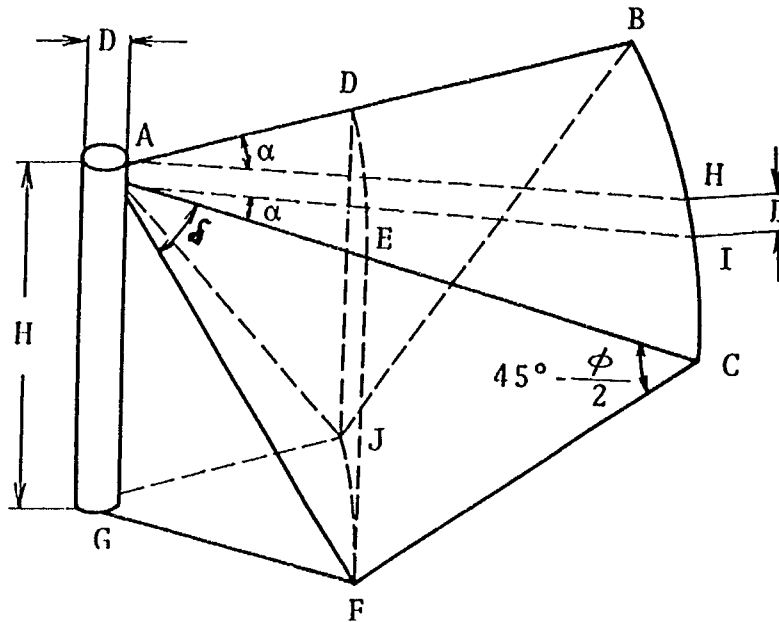


図2.4.8 クイ前面のセン断土塊モデル

(ロ) クイにかかる土圧

以上すべり面および、表面亀裂の発生状況を見てきたが、さらにクイの有効長を変化させクイを設置した場合（クイあり）のクイを移動するのに必要な力と、クイをぬきとり（クイなし）、セン断面にそって土のみをすべらした時の力の差をとり、真にクイが土中を押し進む時の力がどの様になるかを見た。

図2.4.9にロームによる実験の一例を示す。縦軸にクイあり、クイなしのときの値とそれらの差を示した。

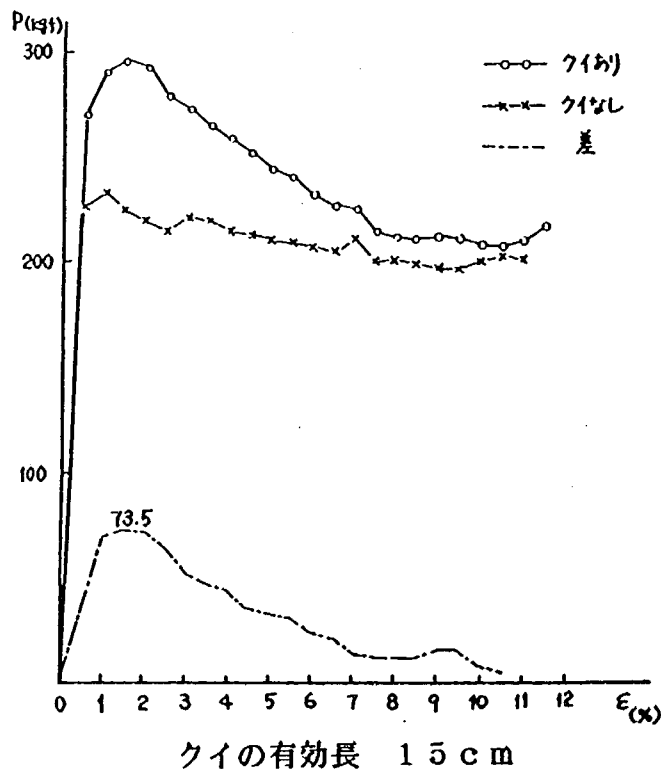


図2.4.9 クイ(15cm, 関東ローム)の荷重とヒズミの関係図

図2.4.10 にシルトでクイの有効長を8 cm, 10 cm, 13 cm, 15 cm, 18 cm, 20 cm と変化させたときのクイを挿入したときの値からクイなしの時の値との差（土圧）と変位との関係を示した。これらによると有効長が大きくなるにしたがって土圧は大となり、また、土圧のピーク発生時点が徐々に遅れてくることがわかる。図2.4.11 に関東ローム、および砂の場合で、クイの有効長が15 cm の場合の土圧—変位の関係を示した。

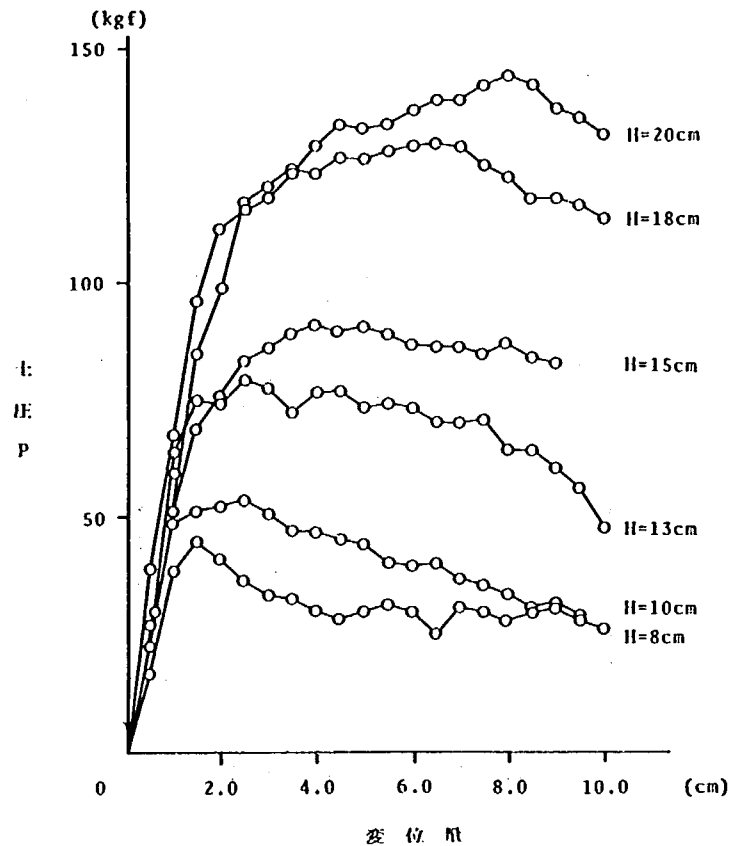


図2.4.10 クイに作用する土圧と変位量関係図

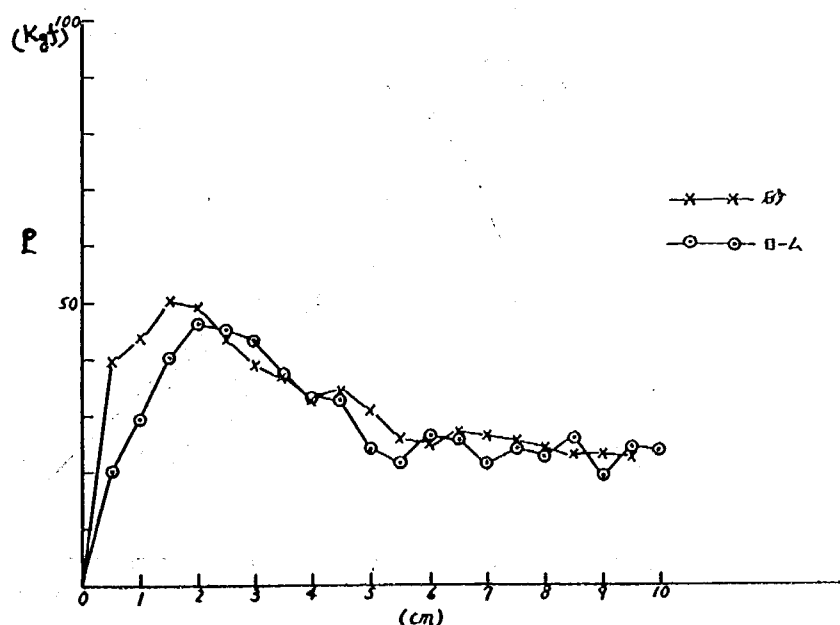


図2.4.11 クイに作用する土圧と変位量関係図(砂, ローム)

クイ前面に設置された圧力計によりクイの移動に伴う土圧変化を図2.4.12に示した。これはクイの有効長が15 cmでシルトを用いた場合のものである。図において変位量が1 cmから0.5 cmごとに10 cmまでの、深度2.5 cm, 5.0 cm, 7.5 cm, 10.0 cm, 12.5 cmに設置された土圧計による土圧変化を示した。これによると変位量が4 cm程度までは、各点の土圧は徐々に増加しているが、変位がそれ以上になると減少する傾向を示す。変位量4 cmのときに図2.4.10のH=15 cmのときの土圧は最大値をとる。

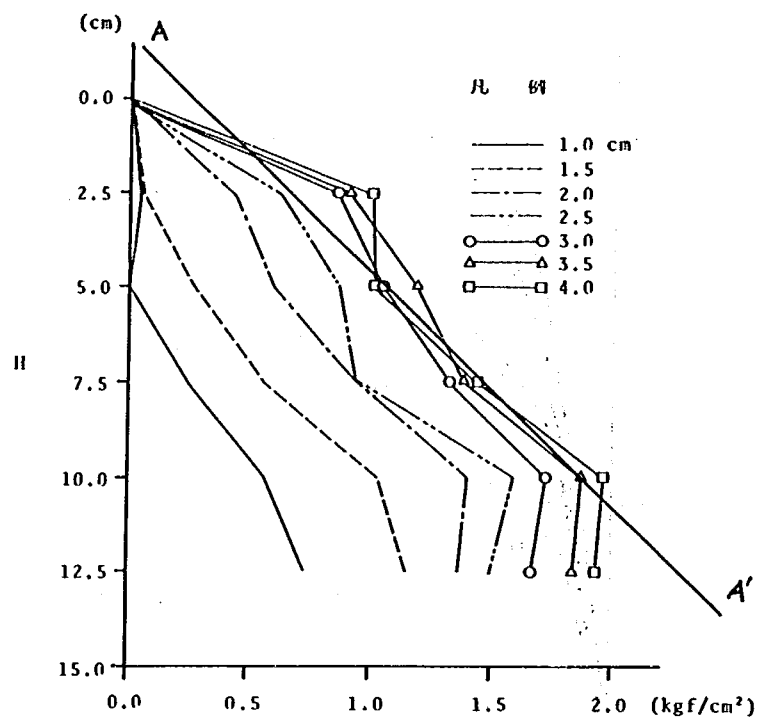


図2.4.12 (a) 土圧変化図

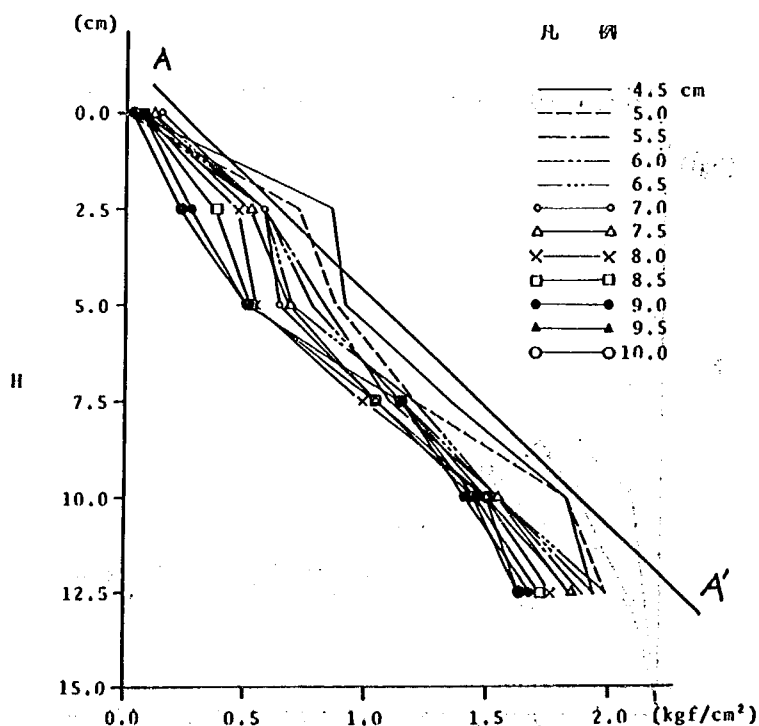


図2.4.12 (b) 土圧変化図

土圧分布は三角形に近い形をしているが、各深度の土圧は非常に大きな値を示していることがわかる。

#### (4) 実験結果の考察

実験によりクイの移動により受働降伏セン断土塊および土圧、土圧分布を知ることができた。図 2.4.8 の土塊 AGFJ をクイの一部と考えその円錐形の一部となる土塊の表面に受働土圧が作用し、クイの壁面には土塊前面の土圧が集中すると、すべり面より上の  $x$  における土圧強度  $p(x)$  は次式のようなになる。

$$p(x) = \{N_\phi \gamma (H-x) + 2\sqrt{N_\phi} C\} \times \left\{ D + 2(H-x) \cos \delta^\circ \sin \alpha^\circ \frac{\pi \alpha^\circ}{180} \right\} \dots\dots\dots (2.4.1)$$

したがってクイに作用する全水平土圧  $P$  は

$$P = \int_0^H p(x) dx = 2H^2 \cos \delta^\circ \sin \alpha^\circ \frac{\pi \alpha^\circ}{180} \times \left( \frac{1}{3} N_\phi \gamma H + \sqrt{N_\phi} C \right) + DH \left( \frac{1}{2} N_\phi \gamma H + 2\sqrt{N_\phi} C \right) \dots\dots\dots (2.4.2)$$

ここで

$p(x)$ : すべり面より  $x$  における水平土圧強度

$P$ : クイにかかる全水平土圧

$H$ : クイの有効長

$D$ : クイの直径

$\alpha^\circ, \delta^\circ$ : セン断角 (図 2.4.8 参照)

$\gamma$ : 土の単位体積重量

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi^\circ}{1 - \sin \phi^\circ}$$

$C$ : 土の粘着力

$\phi$ : 土の内部摩擦角

ところで前述したごとく  $\alpha, \delta$  が土の内部摩擦角に等しいものとして、シルト、砂、ロームの場合の土圧を計算し表 2.4.1 に示す。これによると計算値と実測値がほとんど等しいと考えられる (実測値は図 2.4.10 および 2.4.11 より求めた。) また土塊 AJFG の前面にかかった土圧がクイの半周に集中されたと

表 2.4.1 実験値と計数値の比較

| 材 料     | シ ル ト                                                                                    |      |      |      |       |       | ローム                                                                                  | 砂                                                                                    |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|-------|-------|--------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| 有効長 cm  | 8                                                                                        | 10   | 13   | 15   | 18    | 20    | 15                                                                                   | 15                                                                                   |
| 実験値 kgf | 45.2                                                                                     | 53.8 | 76.8 | 91.4 | 130.3 | 144.6 | 47.0                                                                                 | 54.9                                                                                 |
| 計算値 kgf | 41.8                                                                                     | 52.5 | 76.5 | 94.7 | 125.2 | 147.9 | 46.6                                                                                 | 50.5                                                                                 |
| 備 考     | $\gamma t = 1.6 \text{ gf/cm}^3$<br>$C = 0.23 \text{ kgf/cm}^2$<br>$\phi = 17^\circ 42'$ |      |      |      |       |       | $\gamma t = 1.2 \text{ gf/cm}^3$<br>$C = 0.14 \text{ kgf/cm}^2$<br>$\phi = 22^\circ$ | $\gamma t = 1.7 \text{ gf/cm}^3$<br>$C = 0.07 \text{ kgf/cm}^2$<br>$\phi = 30^\circ$ |

仮定し全土圧を求める式を高さ方向に微分し、各深度での土圧を  $\frac{1}{2}\pi D$  で割り、各深度でのクイ前面の単位面積にかかる土圧の強さを求め、これを図 2.4.12 にプロットし A—A' 曲線を得ることができた。これにより計算値はだいたい土圧が最大になったときの土圧分布線に近い値のものとなった。

したがって、(2.4.1) あるいは (2.4.2) 式により地すべり土塊のクイ前面にかかる土圧は実験的に求められたと考えて良いと思われる。

## 2-4-2 地すべり地内での剛体グイの挙動

——猿供養寺地すべり——

### (1) 目 的

地すべり移動土塊中に打設された剛なクイがどのような挙動を示すかを測定するため、すなわちクイに作用する土圧、クイの傾動や周辺地すべり土塊に与える影響などを調べるために、建設省土木研究所の試験地である猿供養寺地すべり地内に 2 本の試験グイが設置され、土圧測定等の試験調査が実施された<sup>(46),(47)</sup>。

### (2) 試験調査方法

設置された 2 本の剛なクイは共に直径 1.5 m のもので、その構造は図 2.4.13 に示す。No. 1 試験グイは 50 cm 削掘毎にライナープレートを用いて、1 リングを組み立て、10 m まで掘削し、コンクリートを充填したもので下部 5 m は不動土塊内に埋設されている。No. 2 試験グイは No. 1 グイと同一規格ライナープレートを用い、長さも同一であるが、特に不動層への固定を確実にするために直径 30 cm、長さ 10 m の鋼管 3 本を本体から更に 5 m、泥岩中に入り込ませ、コンクリートを充填し地すべりに対するクイの抵抗力を強化した。

各クイには土圧計を設置し、土圧強度の測定を行なった。No. 1 グイにおいては図 2.4.13 に示すごとく

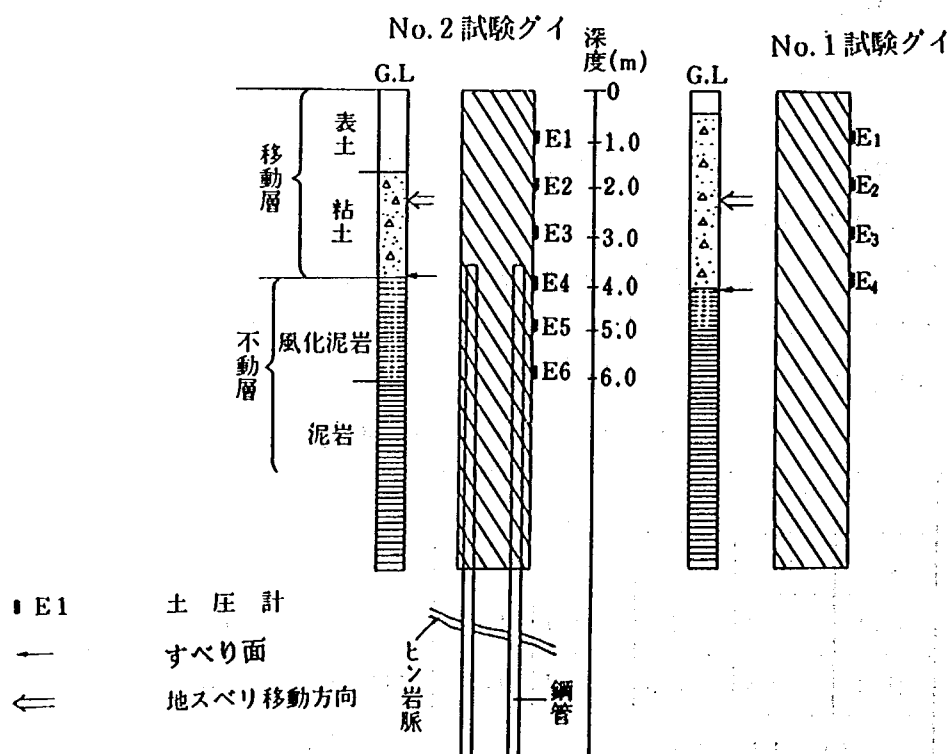


図 2.4.13 試験グイ設置図

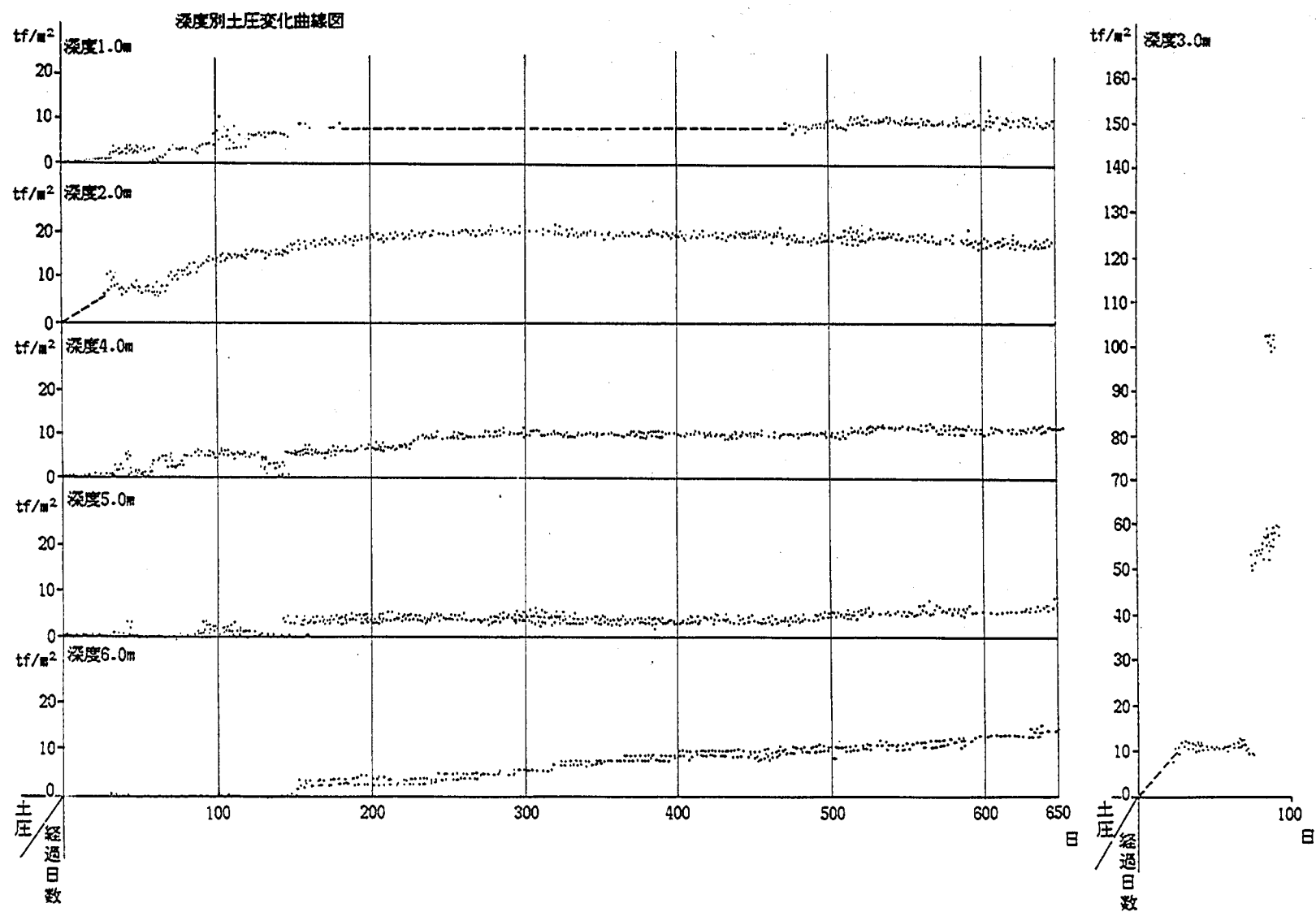


図2.4.15 深度別土圧変化曲線図

地表より 1, 2, 3, 4 m と 4 個の摺動抵抗型土圧計 (最大  $10\text{kgf/cm}^2$ ) を設置した。また, No. 2 グイには地表より 1 m 間隔で 6 個 ( $E_1 \sim E_6$ ) の土圧計が設置された。これらの土圧計の容量は  $E_1 \sim E_5$  までは  $10\text{kgf/cm}^2$ ,  $E_6$  は  $20\text{kgf/cm}^2$  のものでいずれも差動トランス型のものである。

一方地すべり移動土塊内に打設された 2 本の試験グイがどのような挙動を示すか水管式傾斜計によるクイ頭の傾斜変動を測定した。また試験グイが地すべり土塊に与える影響範囲を調査するために周辺部の地表の変位状況測定用として, 木グイが設置された。

ところで No. 1 試験グイの掘削により明らかにされた地盤構成は図 2.4.13 に示したが, すべり面は地表より約 5 m の深度であった。5 m ~ 10 m までは同質の寺泊層黒色泥岩であって掘削当時は固結しているが, 水, 空気に触れると, 風化は容易に進み 5 mm 位の細片に分解する。一方, No. 2 試験グイ地点での地盤構成をみると, すべり面の位置は地表より約 4.5 m の位置にあり, その下部には破碎泥岩, 泥岩が続いている。

### (3) 試験, 調査結果

試験グイ No. 1 では各深度において一週間に 1 回の割合で土圧が測定された。測定結果は図 2.4.14 に示す。図 2.4.14.b は週 1 回の土圧測定の結果, 最大土圧分布すなわち各土圧計とも, ある一定値になりほとんど変化を示さなくなった時点のものである。これによると, すべり面附近 ( $E_4$  土圧計) では約  $100\text{tf/m}^2$  の非常に大きな土圧が作用したことがわかる。

試験グイ No. 2 に設置された土圧計に作用する土圧変化を深度毎に経日変化を示したものが図 2.4.15 である。これによれば各深度にほぼ共通していることは土圧強度は徐々に増加しているが, 3 m 深度の土圧

深 度 土圧関係図 (場所: 第一試験地、杭名: NO. 1 グイ)

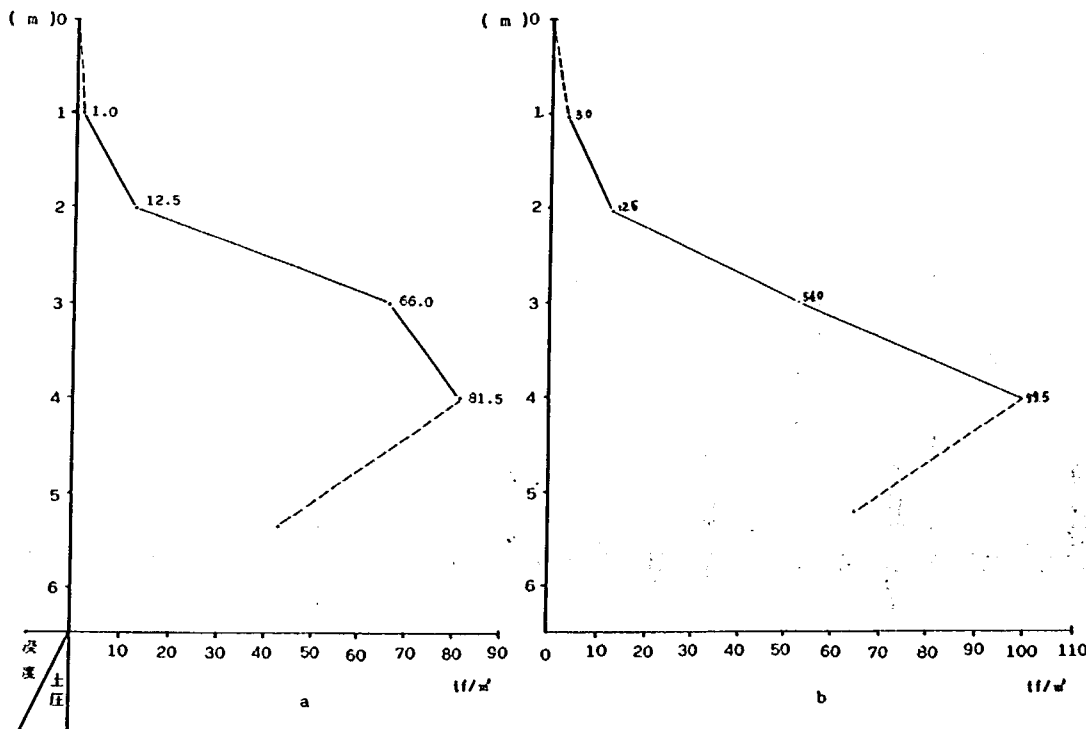


図2.4.14 深度-土圧関係図(No. 1 試験グイ)

変化は連続性に乏しく、第1段階で約  $100 \text{ tf/m}^2$  を記録した後、測定不能となった。またすべり面以下の 5 m, 6 m での位置の土圧計に作用する土圧の発生がすべり面より上部での土圧の発生に比較して、時間的に遅れている。すなわち最下部 6 m 位置での土圧計では最上部のものに比較して百日余りの遅れとなっている。

No. 2 試験グイに作用する土圧変化の中で代表的な深度—土圧関係を図 2.4.16 に示す。これによればク

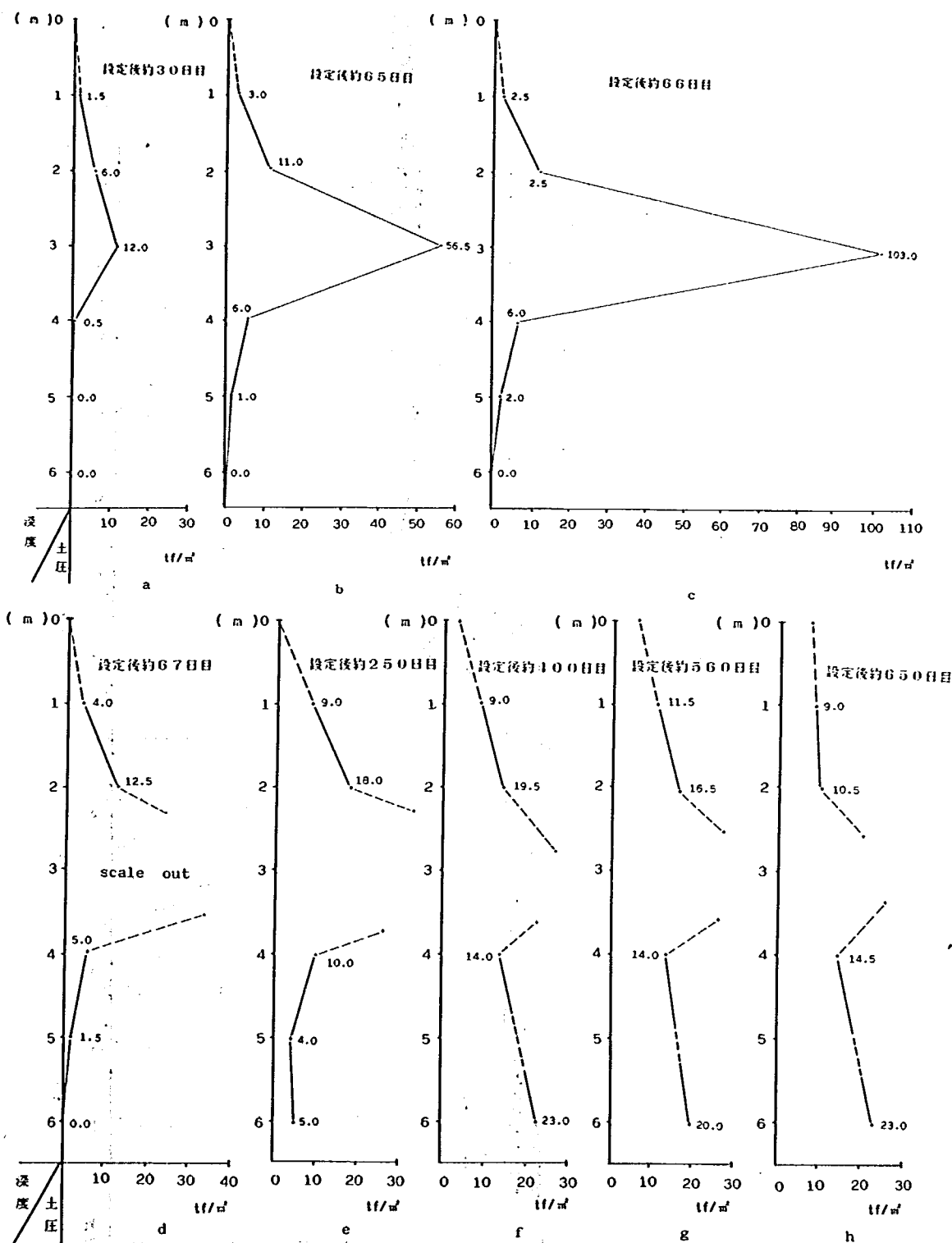


図2.4.16 深度—土圧関係図(No. 2 試験グイ)

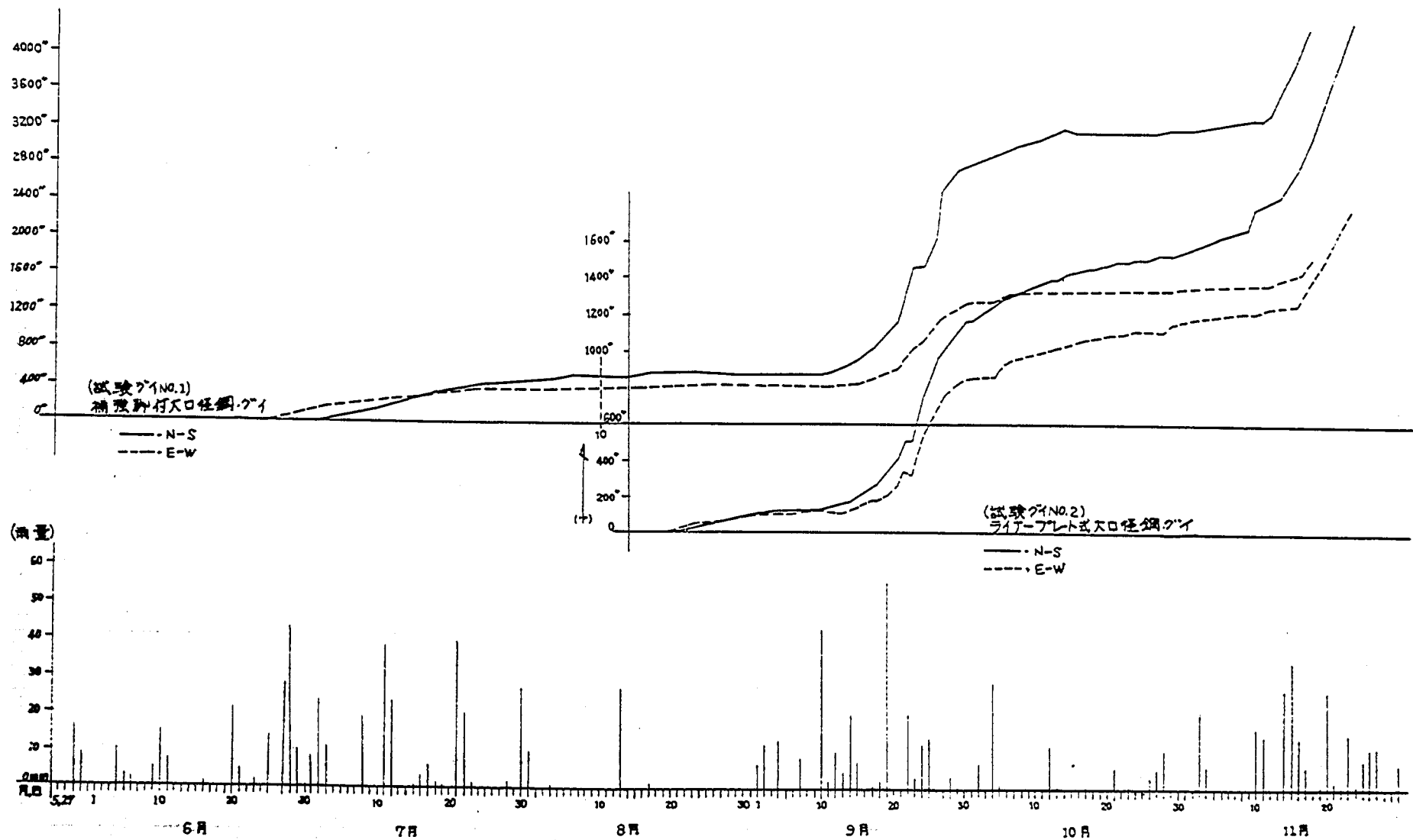


図2.4.17 大口径グイ傾斜変動図(水管式傾斜計による)

イ埋設後約 30 日目には(図 2.4.16.a 参照)土圧は 3 m 位置に約  $12\text{tf}/\text{m}^2$  のピークを持つ分布を示したが、すべり面より下部 5, 6 m の位置には土圧の発生は認められない。

約 60 日経過後では 3 m 位置の土圧計は、約  $56.5\text{tf}/\text{m}^2$ (図 2.4.15.b 参照)に、さらに翌日には約  $119\text{tf}/\text{m}^2$  を示した後スケールアウトした。

No. 2 試験グイにおいてはすべり面が土圧計  $E_4$  より少し上部にあったと思われるが、地すべり面に近い土圧計  $E_3$  は測定は断続的ではあるにしても No. 1 試験グイと同様に約  $100\text{tf}/\text{m}^2$  ほどの土圧を示した。

ところで No. 2 試験グイの地表より 1 m の位置に約  $10\text{tf}/\text{m}^2$  の過大と思われる土圧が測定されたが、この真偽を確認するために土圧計前部の土塊を取り除いたところ土圧計はほぼ零の強度を示し、このことより土圧計は正常に作用したものと推定される。

次に試験グイの頭部に設置された水管式傾斜計の変動について測定結果をみることにする。

No. 1 試験グイは昭和 38 年 11 月に完成し、昭和 39 年 4 月融雪期には既に浮き上り、やや傾斜していたことが認められ、昭和 41 年 7 月にはその傾斜は約 28 度にも達した。

No. 2 試験グイは昭和 39 年 12 月に完成した。昭和 40 年 4 月の融雪期にはやや傾動が観測されたので確認のため 5 月～12 月の約 8 ケ月間、更に昭和 41 年 5 月～11 月の 7 ケ月間にわたって水管傾斜計によってクイ頭部の測定が実施された。この測定結果の一部は図 2.4.17 に示す如くで、傾斜速度は秋雨期に急に大きくなる傾向がみられ、これは地すべり本体の活動期と全く一致している。また傾斜変動が全く一方向に累積されていることからこの傾斜曲線は地すべり運動により生じたクイの傾斜転倒を示しているものと言える。

また地表面に設置された移動観測グイによる測定の結果、いずれの移動観測グイにおいても特に試験グイ周辺部で試験グイの影響と思われる移動土塊の明瞭な変形はみられず、地すべり土塊の移動とともに、試験グイは地すべり土塊に抵抗しながらも徐々に傾斜・転倒していったものと思われる。試験グイ本体内部に埋設された鋼管にストレンゲージパイプを挿入した結果、試験グイ本体の折損はなく基盤岩の破壊によりクイが傾斜し、浮き上りを生じたことが確認された。

#### (4) ま と め

地すべり移動土塊中に設置された剛な単グイに作用する土圧等を測定したが、その結果は十分ではないものの定性的な結果として次に述べるようなものが得られた。

- (i) すべり面より上部の各深で、垂直土圧(土被り圧)よりもはるかに大きな水平土圧が作用することが測定された。例えば深度 3 m の位置で移動土塊の単位体積重量  $\gamma \approx 1.8\text{tf}/\text{m}^3$  とすれば垂直土圧は  $5.4\text{tf}/\text{m}^2$  となるのに対し、試験グイで実測された水平方向の土圧は約  $103\text{tf}/\text{m}^2$  となった。
- (ii) 試験グイに作用する土圧分布をみると、すべり面附近で急激に増大し、最大土圧を示すが、それより下部では極端に低下する。
- (iii) 直径 1.5 m の剛な単グイに、非常に大きな土圧が作用し、根入れ部での基盤が破壊し、クイは傾動した。

#### 2-4-3 考 察

建設省土木研究所の試験地である猿供養寺地すべり地内にシャフトグイが打設され、このクイにかかる土

圧が測定された。クイの直径は 1.5 m ですべり面より下に 6 m, すべり面より地表面まで 4 m の長さをもっている。

猿供養寺地すべりの地盤構成は図 2.4.18 に示す。いまケーソンの設計法<sup>36)</sup>に準拠してすべり面上下における水平方向の地盤反力係数を求める。

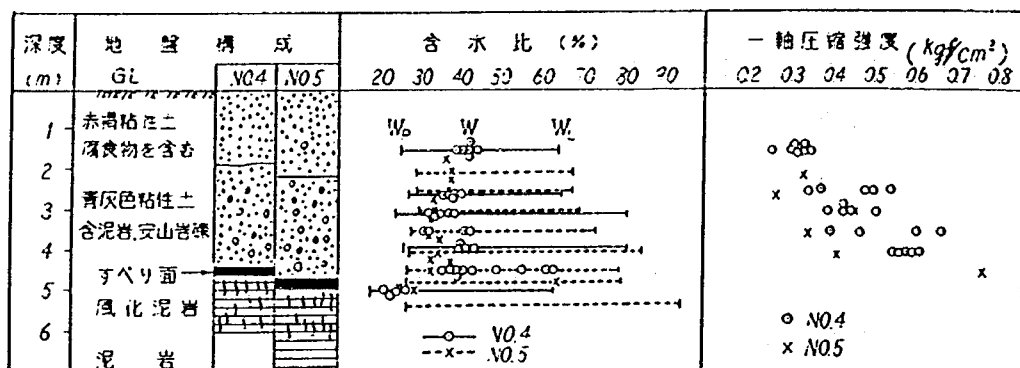


図2.4.18 猿供養寺地すべり地盤構成図

すべり面上部で

$$E_0 = 28N = 28 \times 4q_u = 28 \times 4 \times 0.65 = 72.8 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$(\because q_u = 0.65 \text{ kgf/cm}^2, \text{標準貫入値 } N = 4q_u)$$

$$K_0 = 0.040 \times \alpha' \times E_0$$

$$= 0.040 \times 1.0 \times 72.8 = 2.685 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$(\because \alpha' = 1.0 \text{ 常時})$$

$$A_H = 2b \times l = 150 \text{ cm} \times 300 \text{ cm} = 45,000 \text{ cm}^2$$

$$B_H = \sqrt{A_H} = 212.13 \text{ cm}$$

$$k = 12.8 \times K_0 (B_H)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 2.688 \times (212.13)^{-3/4} = 0.6189 (\text{kgf/cm}^3)$$

すべり面下部では

$$E'_0 = 28N = 28 \times 30 = 840 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$K'_0 = 0.040 \times 1.0 \times 840 = 33.6 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$A'_H = 150 \text{ cm} \times 600 \text{ cm} = 90,000 \text{ cm}^2$$

$$B'_H = 300 \text{ cm}$$

$$k' = 12.8 \times K'_0 (B'_H)^{-2/4}$$

$$= 12.8 \times 33.6 \times (0.01387) = 5.966 (\text{kgf/cm}^3)$$

次にクイ底面における鉛直および水平地盤反力度の推定を行なう。鉛直方向の地盤反力係数  $K_v$  は

$$K_{v0} = 0.033 \alpha' E' (\alpha' = 1.0 \text{ 常時})$$

$$= 0.033 \times 1.0 \times 840 = 27.72 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$K_v = 12.8 \times K_{v0} (B_v)^{-3/4}$$

$$= 12.8 \times 27.7 \times (150)^{-3/4}$$

$$(\because B_v = 2b = \text{クイの直径})$$

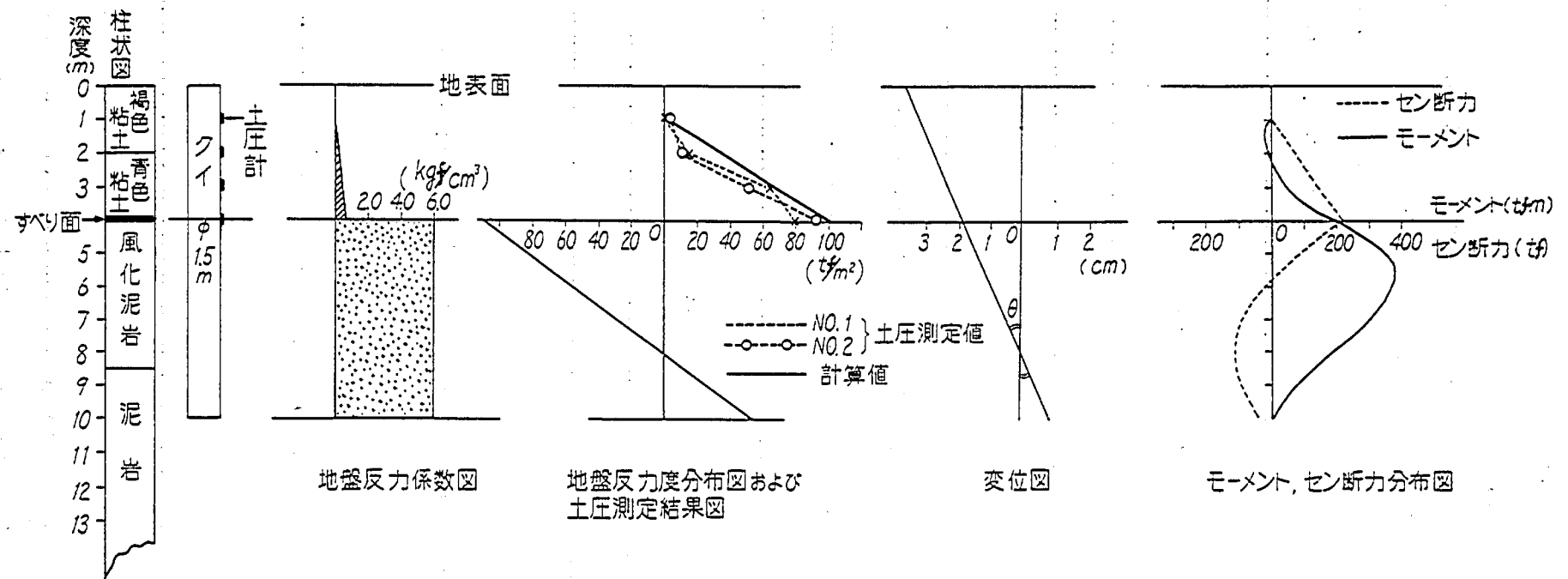


図2.4.19 2層系地盤内における剛体グイの解析および土圧実測例

$$=8.2779(\text{kgf}/\text{cm}^3)=8277.9(\text{tf}/\text{m}^3)$$

$$K_s=\lambda \times K_v=\frac{1}{3} \times 8.2779=2.7593(\text{kgf}/\text{cm}^3)$$

さて図 2.4.19 に示すようなすべり面上下の地盤がそれぞれ 1 層より構成されている地盤内でのシャフトグイの計算を示す<sup>30)</sup>。多層系地盤と同様に考えると水平方向の釣合より

$$H-R-F=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.3)$$

すべり面上部で  $R$ 、すべり面下部では  $R'$  とするとクイの両端での地盤反力は台形分布をする場合には

$$R=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.4)$$

$$R'=K_s(h'-l')\theta A$$

$F$ ,  $F'$  をすべり面上下における地盤反力度の和とすると

$$F=\frac{1}{3}bk\theta(3h-l) \cdots \cdots \cdots (2.4.5)$$

$$F'=k'b'l'\theta(2h'-l') \cdots \cdots \cdots (2.4.6)$$

モーメントの釣合より

$$\Sigma M=Rl+G-M_B \cdots \cdots \cdots (2.4.7)$$

$G$  は水平方向の地盤反力度のすべり面の上下におけるモーメントであるから

$$G=\frac{b}{6}k\theta l^2(2h-l) \cdots \cdots \cdots (2.4.8)$$

$$G'=\frac{b}{3}k'\theta l'^2(3h'-2l') \cdots \cdots \cdots (2.4.9)$$

クイの両端面における地盤反力度に関するモーメントは

$$M_B=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.10)$$

$$M'_B=\frac{4}{3}b^4K_v\alpha\theta \cdots \cdots \cdots (2.4.11)$$

また  $\Sigma M+\Sigma M'=0$  より

$$\frac{b}{6}kl^2(2h-l)+\frac{b}{3}k'l'^2(3h'-2l')+K_s(h'-l')l'A-\frac{4}{3}b^4K_v\alpha=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.12)$$

また  $H-R-F=H-R'-F'=0$  より

$$\frac{b}{3}kl(3h-l)=K_s(h'-l')A+bl'k'(2h'-l') \cdots \cdots \cdots (2.4.13)$$

また  $H-F=0(\because R=0)$  より

$$H-\frac{b}{3}kl\theta(3h-l)=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.14)$$

あるいは  $H-R'-F'=0$  より

$$H-K_s(h'-l')\theta A-k'b'l'\theta(2h'-l')=0 \cdots \cdots \cdots (2.4.15)$$

さらにすべり面から上下に  $y$ ,  $y'$  だけ離れた地点における曲げモーメントは

$0 \leq y \leq l$  において

$$M_y = \frac{b}{6} k \theta l^2 (2h - l) - Hy + \frac{bk\theta}{6l} y^2 (6hl - 2ly - 2hy + y^2) \quad (2.4.16)$$

また  $0 \leq y' \leq l'$  において

$$M_{y'} = \frac{b}{6} k \theta l'^2 (2h - l) + Hy' - \frac{b}{3} k' \theta y'^2 (3h' - y') \quad (2.4.17)$$

一方すべり面から上下に  $y, y'$  離れた地点でのせん断力は

$0 \leq y \leq l$  では

$$S_y = H - \frac{b}{3} k \theta y (3h - y) \quad (2.4.18)$$

$0 \leq y' \leq l'$  では

$$S_{y'} = H - bk'y'\theta(2h' - y') \quad (2.4.19)$$

ここで  $H = 220 \text{tf}$  とすれば (2.4.17) 式より

$$\begin{aligned} & \frac{1}{6} \times 618.9 \times 0.75 \times (3.0)^2 (2h - 3.0) \\ & + \frac{1}{3} \times 5966 \times 0.75 \times (6.0)^2 (3h' - 12) \\ & + 2759.2 (h' - 6.0) \times 6.0 \times 3.14 (0.75)^2 \\ & - \frac{4}{3} (0.75)^4 \times 8277.9 \times 0.589 = 0 \\ \therefore h &= -136.67h' + 591.67 \quad (2.4.20) \end{aligned}$$

また (2.4.13) 式より

$$\begin{aligned} & \frac{1}{3} \times 0.75 \times 618.9 \times 3 (3h - 3) \\ & = 2759 (h' - 6.0) \times 3.14 \times (0.75)^2 \\ & + 0.75 \times 6 \times 5966 (2h' - 6) \\ \therefore h &= -135.68 + 42.059h' \quad (2.4.21) \end{aligned}$$

したがって (2.4.14), (2.4.15) 式より

$$h = 35.48 \text{m}, \quad h' = 4.07 \text{m}$$

したがって (2.4.16) 式より

$$220 - \frac{1}{3} \times 618.9 \times 0.75 \times 3 \times \theta (3 \times 35.48 - 3) = 0$$

$$\therefore \theta = 4.5819 \times 10^{-3} (\text{ラジアン})$$

ところで底面の地盤反力分布が台形か、三角形かを調べる必要がある。

$$q_{1,2} = \frac{wl - U}{A} \pm K_v b \theta \dots\dots\dots (2.4.22)$$

ここで

$$U = 1.0 \times 3.14 \times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2 \times (3+6) = 15.89 \text{tf}$$

$$w = 2.5 \times \left(\frac{1.5}{2}\right)^2 \times 3.14 = 4.42 \text{tf/m}$$

$$l = 10 \text{m}$$

$$A = 1.766 \text{m}^2$$

$$K_v = 8277.9 (\text{tf/m}^3)$$

$$\theta = 4.5819 \times 10^{-3}$$

であるから

$$\begin{aligned} q_{1,2} &= \frac{44.15 - 15.89}{1.766} \pm 8277.9 \times 0.75 \times 4.5819 \times 10^{-3} \\ &= 44.4 (\text{tf/m}^2) \text{ あるいは } -12.44 (\text{tf/m}^2) \end{aligned}$$

したがって底面の地盤反力は三角形分布であることがわかる。

$$q_1 = K_v \theta d \dots\dots\dots (2.4.23)$$

より  $d = 1.1706 \text{m}$

また  $d = b(1 + \cos\beta)$  より  $\cos\beta = 0.56083$

$$\therefore \beta = 0.9752 \text{ (ラジアン)}$$

したがって

$$A' = b^2(\pi - \beta + \sin\beta \cdot \cos\beta)$$

より減少した底面  $A'$  は  $A' = 1.4795 \text{m}^2$  となる。したがってこの  $A'$  を用いて(2.4.12), (2.4.13)式よりくり返し計算で改めて  $h$ ,  $h'$  が求まり

$$h = 34.763 \text{m}$$

$$h' = 4.025 \text{m}$$

となる。そして(2.4.14)式より  $\theta = 4.679 \times 10^{-3}$  (ラジアン) が求まり、すべり面の上下におけるモーメント, セン断力は(2.4.16), (2.4.17), (2.4.18), (2.4.19)式によって求まる。

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{0.75}{6} \times 618.9 \times (4.679 \times 10^{-3}) (3.0)^2 \\ &\quad \times (2 \times 34.763 - 3.0) - 220y \\ &\quad + \frac{0.75}{6 \times 3} \times 618.9 \times (4.679 \times 10^{-3}) y^2 (6 \times 34.763 \times 3 - 2 \times 3 \times y - 2 \times 34.763 \times y + y^2) \\ \therefore M_y &= 216.73 - 220y + 75.463y^2 - 9.108y^3 + 0.1206y^4 \dots\dots\dots (2.4.24) \end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned}
M_y' &= \frac{0.75}{6} \times 618.9 \times (4.679 \times 10^{-3}) (3.0)^2 \\
&\quad \times (2 \times 34.763 - 3.0) + 220y \\
&\quad - \frac{0.75}{3} \times 5966 \times (4.679 \times 10^{-3}) \times y'^2 (3 \times 4.0256 - y') \\
\therefore M_y' &= 216.73 + 220y' + 6.9787y'^3 - 84.280y'^2 \dots\dots\dots (2.4.25)
\end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned}
S_y &= 220 - \frac{1}{3} \times 0.75 \times 618.9 (4.679 \times 10^{-3}) y \times (3 \times 34.763 - y) \\
\therefore S_y &= 220 + 0.7239y^2 - 75.50y \dots\dots\dots (2.4.26)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_y' &= 220 - 5966 \times 0.75 (4.679 \times 10^{-3}) y \times (2 \times 4.0256 - y') \\
\therefore S_y' &= 220 + 20.936y'^2 - 168.56y' \dots\dots\dots (2.4.27)
\end{aligned}$$

さらにすべり面上部における深度  $y$  における地盤反力は

$$k \frac{(l-y)}{l} (h-y) \theta = 618.9 \times \frac{(3-y)}{3} (35.480 - y) \times 4.679 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (2.4.28)$$

よりまたすべり面下部では

$$k' \theta (y' - h') = 5966 \times 4.679 \times 10^{-3} (y' - 4.0256) \dots\dots\dots (2.4.29)$$

より求まる。

以上により曲げモーメント図、せん断力図、地盤反力度分布図を示すと図2・4・19になる。ここで地盤反力度分布図上に現場における土圧測定結果を同時に示した。土圧測定はすべて面上部の山側においてのみ測定されたが、すべり面近くで約  $100 \text{tf/m}^2$  の最大土圧が測定された。この値は剛なクイが転倒時にすべり面附近で発生する地盤反力度とほぼ同一の値であることがわかる。

ここでもしすべり面上部のクイ周辺部で破壊したとするとこのときの土圧は既に報告<sup>8)</sup>したように次式で求まる。

$$\begin{aligned}
P(y) &= \{N_p \gamma_1 (l-y) + 2N_p C\} \\
&\quad \times \left\{ 2b + 2(l-y) \cos \delta \cdot \sin \alpha \cdot \frac{\pi \alpha}{180} \right\} \dots\dots\dots (2.4.30)
\end{aligned}$$

ここですべり面における破壊時での土圧を求めると  $l=4.0\text{m}$ ,  $\gamma_1=1.85 \text{tf/m}^3$ ,  $y=0$ ,  $C=2.0 \text{tf/m}^2$ ,  $\phi=15^\circ$  とすると

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}, \quad \delta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}, \quad N_p = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

より

$$\begin{aligned}
P(0) &= \{1.698 \times 1.85(4-0) + 2 \times \sqrt{1.689} \times 2.0\} \\
&\quad \times \left\{ 0.75 \times 2 + 2(4-0) \times 0.767 \times \frac{3.14 \times 52.5}{180} \right\}
\end{aligned}$$

$$=126.5 \text{tf/m}^2$$

となる。すなわちすべり面近くでの土圧が  $100 \text{tf/m}^2$  を超えクイ周辺部の土塊が破壊され、極限土圧が作用しないうちに、すべり面下部での基岩の破壊が進行したと思われる。すべり面で約  $100 \text{tf/m}^2$  の土圧が作用したときクイは (2.4.14) 式から求められるように  $\theta = 4.5819 \times 10^{-3}$  (ラジアン) すなわち  $\theta = 945$  秒傾斜したことになる。このことは図 2.4.17 に示すごとく、すべり面での最大土圧が作用した時点は、クイ施工完了後 66 日であるが、このとき既にクイは傾動を開始しており、クイ頭で傾斜変動が測定された時点以後ではすでに述べたようにクイの根入れ部における基岩が破壊され、クイは転倒・傾斜の度を強めていったものと推定される。

#### 〈記号説明〉

$A, A'$  ; クイの面積

$B$  ; 地すべり幅

$b$  ; クイの半径

$C$  ; 土の粘着力

$E$  ; 弾性係数

$E_0$  ; 地盤変化を考慮した換算変形係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$F$  ; 安全率

$F_m$  ; 水平方向の地盤反力度の和

$G$  ; すべり面上下のモーメント

$H$  ; クイにかかる設計外力

$I$  ; 断面二次モーメント

$h$  ; すべり面からクイの回転の中心までの距離

$K$  ; 地盤の横方向反力係数

$K_s$  ; 水平方向のセン係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

$K_v$  ; 鉛直方向の地盤反力係数

$k, k'$  ; 水平方向の地盤反力係数 ( $\text{kgf/cm}^3$ )

$L$  ; すべり面長

$l, l'$  ; クイ長

$M$  ; モーメント

$M_B, M'_B$  ; クイ底面の地盤反力度に関するモーメント

$N$  ; 垂直力

$n$  ; クイの本数

$P$  ; スライス壁に作用する水平内力

$q_u$  ; 一軸圧縮強度

$T$  ; 地すべり推力

$U$ ；間隙水圧

$y, y'$ ；すべり面からの距離

$\theta$ ；クイの回転角

$\lambda$ ；鉛直地盤反力係数に対する水平方向セン断ばね係数比

$w$ ；クイの単位体積重量

## 2-5 クイ工の設計法の一提案

### 2-5-1 現行の設計法と問題点

クイ工は力でもって地すべり推力に対抗しようとする工法で、地すべり防止対策工の重要な工法の一つである。現行のクイの設計指針として「河川砂防技術基準」<sup>18)</sup>等があり、クイ工の設計に必要な守るべき最低の基準が盛り込まれているが、まだまだ多くの問題点を残しているのが現状である。

クイの設計時に配慮しなければならない主要な事項として以下のものがある。

- (i) クイに作用する荷重の算定法
- (ii) クイ、特にシャフト等の剛なクイに作用する荷重の分布形状
- (iii) クイ背面（谷側）の土塊のクイに与える効果
- (iv) クイ断面力等の計算法
- (v) クイの設置位置の決定
- (vi) クイ間隔の決定
- (vii) クイの根入長の決定
- (viii) クイ周辺土塊の地盤反力の推定法
- (ix) クイの連結構造体の効果
- (x) クイ強度の計算法

クイに作用する荷重の算定法に関しては現行では簡便式を基本式とし、これにすべり面でのセン断抵抗力を付加するものとしてクイのセン断抵抗力を加えているが、クイが地すべりの移動とともに抑止力を発揮して行くことから考えて、すべり面におけるセン断応力の減少がクイの抑止効果と考えられる。

クイはすべり面でセン断力を発揮するセン断グイとしての考え方が近年まで主流であったが、セン断グイで設計されたクイが現実には破壊されるケースも見られるなどの問題が生じたため現地計測や模型実験がいろいろなされてきた。これらの研究、調査結果によると通常、地すべり防止対策グイとして用いられているクイの破壊形態はセン断破壊ではなく、ほとんど全部が曲げ破壊であるといわれている。したがってクイに作用する荷重もクイの効果が従来のようにセン断抵抗力の増加ではなく、セン断応力の減少とみる方が妥当との考え方も出てくる。

次にクイ、特に剛なクイに作用する荷重の分布形状をどのように考えるかの問題であるが、これは、地すべり土塊内の内力の分布形状と密接な関係にあることは明らかである。現行ではクイに作用する荷重を三角形分布と仮定して検討していることが多いが、真に三角形分布をするかどうか、クイに作用する荷重の作用点の位置にも関連する非常に重要な問題である。

第3番目の問題はクイ背面土塊の効果の評価についての問題であるが、古くよりクイの抑止効果に関する研究での大きな問題点の一つである。現行ではこの効果を十分評価し得ないまま設計しているが、今後この問題についてはさらに研究を進めるべき問題であり、本論文においても背面土圧の効果については検討を加えるもののまだその答を得るに到っていない。

クイの断面力等の計算についてはクイの種類、クイ設置位置などによってクイの挙動が異なるため、それに適した計算方法や計算式を用いる必要があるが、現状ではまだ明確な選定基準がないまま計算が実施されている。

クイの設置位置、クイの間隔の決定法については現行では経験により得られた値が用いられているが、これについての理論的な説明が必要であり、さらにクイ工の合理的な説明が可能となるものと思われる。

次にクイの根入長やクイ周辺土塊の地盤反力の推定法についてであるが、現在これらの問題についてはタワミグイ、剛体グイのいずれの場合も一般の土木基礎としてクイに関する研究成果が非常に多く、特に地すべり特有な問題として解決しなければならない点が少ない。したがってこれらの問題については土木基礎の成果を利用することにとどめ、本論文では言及しないことにする。

第9番目の問題であるが、現行ではクイの頭部連結など連結構造体としての効果は十分あるものとして実際に用いられている。しかし、その効果についてもまだ明解な回答が得られていない。さらに地すべりの強大な推力に対して剛なクイの連結構造体も実際に用いられ、その抑止効果をあげているがこれについても検討を加える必要がある。

最後にクイ強度の計算法であるが、これについて多くの問題があるが、これも地すべり特有の問題としてでなく、クイ基礎工を含めた全般的な問題なので本論文では触れないことにする。

以上現行のクイ工設計のいろいろな問題点について述べてきたが、以下上記の主要な問題点について順次検討を加え、クイ設計を実施するに当たっての一つの試案を与えることにする。

## 2-5-2 クイ背面土塊の効果

クイ背面土塊をどのように評価するかは、地すべり防止グイの設計をする上で非常に大切な事項である。いま図2.5.1に示すように、クイ前面(山側)に既にすべり面が形成され、クイ背面にはまだすべり面が形成されていないような状態をモデル化して中村<sup>20)</sup>は補強グイとして解析を行なっている。解析は弾性地盤内に設置されたクイとして Chang の式を基に解いている。

これによるとすべり面より上部のクイ長を  $l_1$ 、地盤の横方向弾性係数を  $Es_1$ 、すべり面下部ではクイ長は  $l_2$ 、地盤の横方向弾性係数を  $Es_2$  とし、地表より  $a$  の地点で集中荷重  $P$  が作用したとき、 $0 \leq z_1 \leq a$ 、 $a \leq z_2 \leq l_1$ 、 $z_3 \geq l_1$  を I, II, III 領域とすると

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + Esy = 0$$

$$y = e^{\beta z} (A_0 \cos \beta z + B_0 \sin \beta z) + e^{-\beta z} (C_0 \cos \beta z + D_0 \sin \beta z) \dots\dots\dots (2.5.1)$$

であるので

$$z=0$$

$$y'' = y''' = 0$$

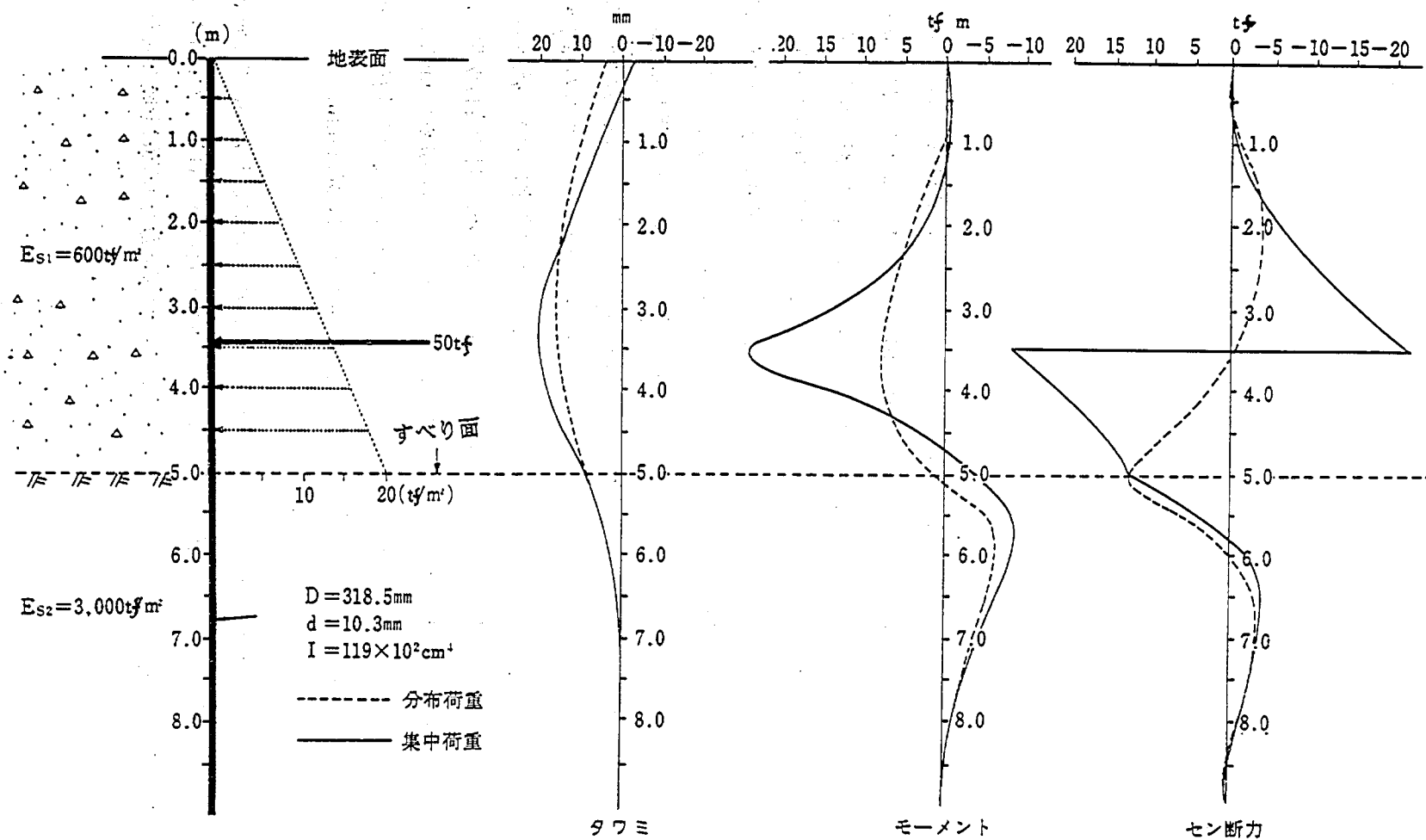


図2.5.1 補強グイの解析例

$z=a$  で

$$y_1 = y_2$$

$$y'_1 = y'_2$$

$$y''_1 = y''_2$$

$$y'''_1 - y'''_2 = \frac{P}{EI}$$

$z=l_1$  で

$$y_2 = y_3$$

$$y'_2 = y'_3$$

$$y''_2 = y''_3$$

$$y'''_2 = y'''_3$$

$z=\infty$  で

$$y_3 = 0$$

となり、この境界条件で(2.5.1)式を解き、係数  $A_0, B_0, C_0, D_0$  が求められ、各領域における  $y, \theta, M, S$  などを決めることができる(ただしIII領域の場合には  $A_0=B_0=0$ )。分布荷重の場合には  $P$  と  $a$  を変化させてそれぞれの深度における  $y, \theta, M, S$  などを足し合わせれば分布荷重の  $y, \theta, M, S$  などを求めることができる。図2.5.1はその一計算例を示したものである。これは  $l_1=5\text{m}$ ,  $I=119\times 10^2\text{cm}^4$  の単グイで  $Es_1=600\text{tf/m}^2$ ,  $Es_2=3,000\text{tf/m}^2$  であるとき、地すべり移動層から  $50\text{tf}$  の土圧を集中荷重、分布荷重(地すべり斜面内での水平内部応力分布を三角形分布と仮定する)としてクイに作用したときのクイのタワミ、モーメント、せん断力を計算したものである。これによると集中荷重で計算した場合と分布荷重で計算した場合は  $y, M, S$  とともに大きな違いがあることは明らかである。すなわち分布荷重で計算した方が曲げモーメントに対してもせん断力に対しても安全であることがわかる。実際の地すべり地においては分布荷重として土圧が作用すると考えられ、上の計算でもわかるようにクイ前面の土塊とともに非常に大きな抵抗力を発揮することがわかる。計算によると  $50\text{tf}$  の分布荷重がクイに作用しても最大で  $20\text{mm}$  程度の変位が生じ、最大曲げモーメントもわずかに  $7.5\text{tf}\cdot\text{m}$ , せん断力  $12\text{tf}$  である。クイの許容モーメントは  $10.2\text{tf}\cdot\text{m}$  であり、土圧分布形状が同じならば土圧の大きさに  $y, M, S$  などは比例するので、移動層より受ける土圧が三角分布とするとクイは  $68\text{tf}$  の土圧を負担することが可能であり、そのときの最大タワミは  $27.2\text{mm}$ , 最大せん断力は  $16.3\text{tf}$  (許容せん断力は  $69.8\text{tf}$  なので十分安全) となる。

一方2-2-3のタワミクサビグイの理論的解析で申<sup>21)</sup>の研究成果について既に論じたが、クイ背面に半無限に広がる弾性地盤上に任意の形状をした分布荷重を与えてクイの解析を行っており、クイ背面の地盤の評価としてクイ施工位置下流の土塊のすべり出しを考え、クイによる地盤反力と下流側土塊の釣合を考えている(図2.5.2参照)<sup>49)</sup>。

すなわち

$$Rs = \int_0^4 Es \cdot y dx = H \cdot \rho \dots\dots\dots (2.5.2)$$

$\rho: n, \beta h$  の関数を示す無次元値

は、地盤反力の反作用としてクイの下流側に伝達される。この力により下流側が単独にすべり出すためには、実際にはクイとクイとの間の地盤が引張り破壊を生じる必要があり、地すべり面が深ければ、この引張り抵抗は相当大きなものとなろう。一応すでに破断を生じたとし、すなわちこの抵抗分を無視した危険側での下流側単独の安定係数  $F_d$  を考えれば、

$$F_d = \frac{\sum^d S}{\sum^d T + R_s \cdot \cos \alpha} \dots\dots\dots (2.5.3)$$

$$= F_{do} \frac{1}{1 + R_s \cos \alpha / \sum^d T} \geq F$$

ここに、 $\sum^d S$ ,  $T$  は下流側のみの和

$$F_{do} = \sum^d S / \sum^d T$$

$F$ : 全体での目標安定係数

したがって、クイ打設地点は、

$$F_{do} \geq F(1 + R_s \cos \alpha / \sum^d T) \dots\dots\dots (2.5.4)$$

あるいは、

$$\frac{F_{do} - F}{F} \sum^d T \sec \alpha \geq R_s \dots\dots\dots (2.5.5)$$

左辺を  $R_s'$  とし、また  $R_s = H \cdot \rho = \sigma_s \cdot A_s \cdot \rho$  を代入すれば、

$$R_s' / \rho \cdot \sigma_s \cdot A_s \geq 1.0$$

$$\therefore R_s' = \frac{F_{do} - F}{F} \sum^d T \cdot \sec \alpha$$

を満足する下流側寄りの地点を選べば、下流側すべり出しに対して十分安全であるとしている。

以上中村および申によるクイ背面の地盤の評価法について示したがいずれの方法もクイ背面の地盤が半無限に広がっているとの前提で解析が進められている。しかし実際の地すべり斜面でクイ背面が無限に連続しているケースは皆無といって良い。

しかし申はすでに述べたようにクイ背面の地盤の抵抗力は有限とし、クイ下流側の土塊のすべり出しについての検討を行なっているがクイによる地盤反力の反作用として荷重とクイ背面土塊の推力、すべり面抵抗力との釣合を考慮しているものの、クイ背面の土塊の変位については考えていない。しかし実際の地すべり地ではクイ前面の地すべり土塊が変位し、これに伴ないクイは変形し、さらにクイ背面の土塊も変位・変形しながら抵抗力を発揮していくものと推定される。

したがってクイ背面の土塊は抵抗力に対しても変位に対しても有限であるといえる。

クイ背面の土塊が有限であると、たとえクイ背面にすべり面がなくても前述の中村、申によるクイの解析とは異なった挙動を示すことが考えられる。その一例を以下に示すことができる。

先ず第1は2-5-4のクイの負担荷重のところで単純な斜面における有限要素法による解析例を示すが、既存のすべり面が存在しなくてもすべり面を持つ上部斜面の土塊の運動方向にすべり面がさらに逐次的に形成されて行くことがいえる。すなわち地すべり下流斜面が有限の大きさの場合には既存すべり面の延長上に徐々に新しいすべり面（セン断面）が形成され、弾性床上に荷重がかかった状態とは異なった土塊の変形挙

動を示すことは明らかである。

もう一例は2—3—2のクイ背面に既存すべり面を与えないタワミグイの基礎実験の結果に対して、先に述べた補強グイすなわち背面土塊が無限に連続しているという前提で地すべり土圧が三角形と仮定して計算を

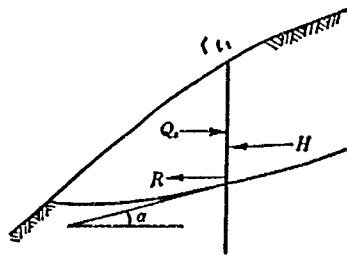


図2.5.2 クイ位置下方斜面の安定  
(申潤植による)

し、実験による実際のたわみの測定値と比較したものが図2.3.9であるが、計算値と実測値とはそのタワミ分布が非常に異なるということがわかる。

実測値はむしろクサビグイに近に変形挙動を示している。ある程度の背面土圧が期待できる場合にはクサビグイと抑えグイの中間的な挙動を示すことが考えられる。図2.5.3に示すようにクイ背面の有限な土塊ABCDが存在する場合にはその評価は当然されなければならない。

このような状態でのクイの解析法については今後の課題と考えられるが、設計という面からは2—5—5で述べるようにクサビグイと抑えグイと区別して考えて行くのが現在のところ適当と思われる。

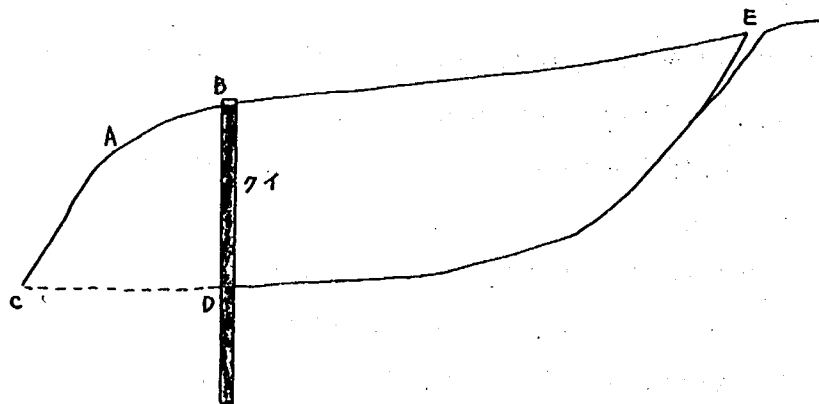


図2.5.3 クイ背面土塊

### 2—5—3 クイにかかる設計外力の算定

地すべりの斜面の安定解析でクイによる抑止力を求める必要がある。安定解析法にはいろいろな方法<sup>50)</sup>があるが、一般にはスライス分割による限界平衡法が用いられている。その中で特に地すべり斜面の解析では簡便法 (Fellenius 法などいろいろな呼び名がある) が用いられ、この方法を円弧すべりだけではなく非円弧すべり面にも拡張して適用している。簡便法の適用限界については他の文献に譲るが、簡便法はすべり面の形状が極端に変化する場合を除いて、かなりの精度の安全率を与えることがわかっている。

一方地すべり土塊内の内力分布を考えると、もっとも理論的とされる Morgenstern and Price 法によっ

て、スライスの壁に作用するせん断力と垂直力の関係を変化させ、いろいろ内力分布を検討<sup>31)</sup>した。この検討結果により、安全率は内力分布にあまり左右されないことまた、スライス壁に垂直な力の分布はほとんど変化がなく、スライス壁に作用するせん断力の分布のみが大きく変化することがわかった。クイの設計を行なう場合、せん断力はクイにかかる軸力として加算されるわけだが、これを無視して行なえば、クイは安全側に設計できることになる。したがってスライス壁に作用するせん断力を無視して、水平力のみによってクイを設計しても問題がないことがわかる。さらに都合の良いことには、いろいろな安定解析法によって求めた水平内力分布はほぼ同一の分布を示すことがわかった。この一例を図2.5.4に示す。この図は図2.5.4(a)に示す地すべり断面について Morgenstern and Price 法と簡便法で解析し、地すべり土塊内の水平内力分布を比較したものである<sup>30)</sup>。Morgenstern and Price 法では水平内力分布は計算結果として得られ、簡便法ではスライスの壁に作用する水平内力が、そのスライスの上部斜面の推力とすべり面のせん断抵抗力の差として求めることができた。すなわち計算式で示すと、 $i$  番目のスライスに作用する限界平衡状態における水平内力 ( $P_i$ ) は (2.5.6) 式で示される。

$$P_i = - \left\{ c \sum_{j=0}^i L_j + \sum_{j=0}^i (N_j - U_j) \tan \phi \right\} \cdot \frac{1}{F} + \sum_{j=0}^i T_j \dots\dots\dots (2.5.6)$$

したがって電子計算機を用いなければ計算できない複雑な安定解析式を用いて水平内力分布を求めるより、手計算で簡便に求まる簡便式を利用して解析を行なう方が一般には実用的であるので、とくに厳密な解析を必要としない地すべりでは簡便法で行なうことが適当である。

現在斜面の安全率をクイ工によって増加させそれを評価する方法としてはすべり面でのせん断力を増加させるということで (2.5.7) 式が用いられている。

$$(F + \Delta F) = \frac{c \sum L + \sum (N - U) \tan \phi + P}{\sum T} \dots\dots\dots (2.5.7)$$

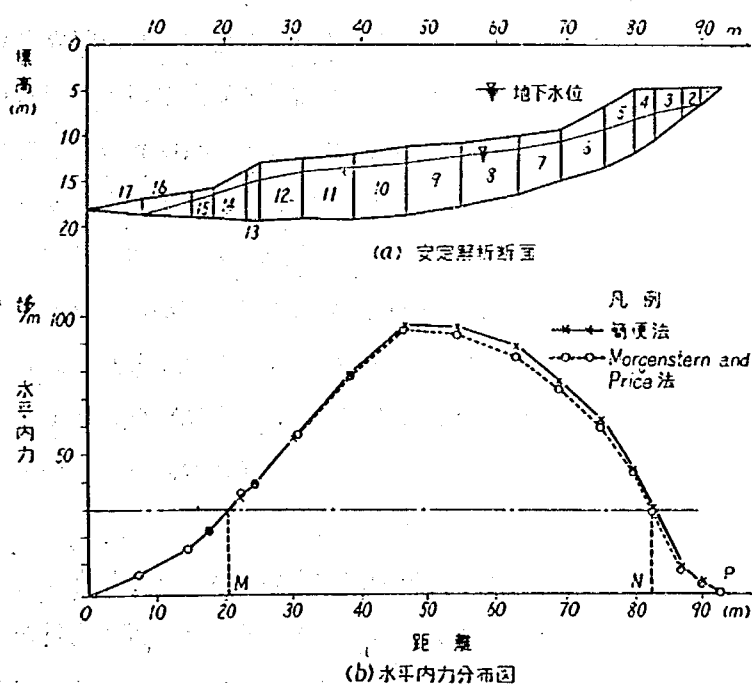


図2.5.4 安定解析による水平内力分布の比較

これは現状の斜面の安全率  $F$  を  $\Delta F$  高めるために必要な抑止力  $P$  が必要であることを意味している。このような考え方は地すべり土塊および不動地盤が剛ですべり面のみでセン断が起るといような地盤では可能であり、一般にはセン断グイとして考え得るものである。

しかし実際の地すべり地の地盤は完全に剛なものではなく、弾塑性的な性質を持つものであり、したがってクイも完全にセン断グイとして挙動することは考えられない。

地すべり抑止のためのクイは地すべり土塊の変位とともに力を発揮していくもので、すべり面でのセン断応力を地すべりの移動とともに減少していく工法と考えられる。

したがって現状の斜面の安全率  $F$  を  $\Delta F$  だけ高めるために必要な抑止力を  $P$  とすると次式と考えるのが適当である。

$$P = \Sigma T - \frac{1}{F + \Delta F} \{ c \Sigma L + \Sigma (N - U) \tan \phi \} \dots \dots \dots (2.5.8)$$

すなわち

$$(F + \Delta F) = \frac{\{ c \Sigma L + \Sigma (N - U) \tan \phi \}}{\Sigma T - P} \dots \dots \dots (2.5.9)$$

ところで (2.5.8) 式, (2.5.9) 式より求められる設計外力はクイの施工位置に関係なく計画安全率に対して求まる。ここでクサビグイとしてクイが機能するためにはクイ背面 (谷側) の土塊が十分期待される位置でなくてはならない。十分期待されるという意味は地すべり土塊が変位し、クイが徐々に力を発揮してきたときにも常にクサビ効果を発揮しているということ、すなわちクイ反力の反作用としての地盤反力にクイ背面の土塊が十分耐えられることが必要である。

通常の地すべり対策における安全率の算定において現状の安全率を 1.0 と仮定しているが、このような斜面でクサビグイとしてクイの効果を発揮するためにはクイの施工位置を考える必要がある。ここで問題になるのが地すべり土塊内の水平内力分布である。例えば図 2.5.4 (a) の地すべりの限界平衡状態における内力分布を示すと図 2.5.4 (b) のようになり、もしこの地すべりが現状で安全率が 1.0 であり、地すべり対策工によりこれを安全率を 1.2 にまで上昇させるためには (2.5.9) 式より 30 tf/m の抑止力が必要となる。いま必要水平抑止力線と水平内力曲線と交わる点が図 2.5.4 (b) 上で 2 点求まり、それらの点を  $M$ ,  $N$  とする。もし  $M$ ,  $N$  点にクイが施工されれば、クイは地すべり土塊内に挿入されたクサビグイとして挙動するが、もし  $OM$  あるいは  $NP$  の区間にクイが施工されれば、30 tf/m の設計外力がかかったときクイより下方斜面の土塊の反力を期待することができなくなり、図 2.2.1 の  $A$ ,  $C$  のようなクイとして設計しなければならなくなり、これは区間  $MN$  内に施工されたクイと挙動は異なる。なぜならば  $MN$  間にあるクイはクイより下方斜面の土塊の反力を期待することができるからである。したがってクイの設計はクイの下方斜面の土塊の反力を期待できるか否かで異なることになる。

すなわち水平力分布図を描き水平抑止力よりも水平内力が大きいときはクサビグイとし、また水平内力が小さいときは抑えグイとして設計するのが適当と考えられる。ところで水平抑止力線が水平内力分布図と交わらない時もあるが、このときは安全側に考えてすべて抑えグイとして設計することになる。

ところでクイをタワミ性のクイと考える場合と、剛なケーソンと考える場合の判別方法は (2.5.10),

(2.5.11) 式によって一般に行なわれている<sup>36)</sup>。

$$\sqrt{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{l} \dots\dots\dots (2.5.10)$$

$$\sqrt{\frac{E_s}{4EI}} > \frac{2}{l} \dots\dots\dots (2.5.11)$$

ここで、 $E_s := KB$

$EI$  : クイの剛性

$l$  : クイ長

(2.5.10) 式がなりたつときは剛なシャフトと考えることができ、(2.5.11) 式がなりたつときはタワミ性のクイとして解析する必要がある。一般に地すべり地で用いられる鋼管グイはタワミ性のクイとして、またシャフトグイは剛なグイとして解析できる。(2.5.10)、(2.5.11)式より明らかなように、剛なクイか、タワミ性のクイかはクイの剛性、径、長さおよび地盤条件によって定まる値なので地すべりによっては例え直径が3.5 m あってもタワミ性のクイとして解析する場合もあるので、設計にあたっては(2.5.10)、(2.5.11)式で判別を行なう必要がある。クイより下方斜面の土塊が期待できないときには、すべり面下部において判別式を適用するが、クイより下方斜面の土塊が期待できる場合は、すべり面の上下で判別を行なう必要がある。しかしこの場合、すべり面より上が剛なクイで、すべり面より下部がタワミ性のクイとして解析しなければならない場合もでてくる。このようにすべり面の上下でクイの特性が異なる場合は、実際には少ないと思われるのでここでは検討を行なわないことにする。

以上クイに作用する設計外力について検討してきたが、この外力に対して水平力分布図およびクイの種類を判別する式を用いて、剛体抑えグイ、剛体クサビグイ、タワミ抑えグイおよびタワミクサビグイとに区別してクイの設計を行なうことが適当と考えられる。

#### 2-5-4 クイの負担荷重の分布

##### (1) はじめに

すべり面上部の移動土塊のクイに及ぼす荷重分布について一般には三角形分布を仮定し、設計に用いられている。

しかしクイの負担する荷重の分布はクイの種類によって異なるものと考えられる必要がある。

クサビグイの負担荷重については剛なクイでもタワミグイでもすべり面上部のクイ反力あるいは地盤反力をもってクイの負担荷重と考えることができる。したがってクイ設置地点の地すべり内力分布からクイによる地盤反力分布を減じた応力がクイ背面(谷側)での土塊の内力分布として作用するものと考えられる。既に2-1-1で述べたように、福本<sup>14)</sup>はクイ反力分布は地すべり内力分布と等しいと考えているが、これは誤りでクイ反力と地すべり内力はまったく異なるものであるといえる。

一方抑えグイに作用する荷重分布の推定は三角形分布をしていると考えられている場合が多いが、地すべり土塊の種類等によって設計上は変化させた方が良いと考えられる。

そのためにここで単純斜面および亀の瀬地すべりの断面での地すべり内力分布等についての有限要素法(弾性解析)により解析を行ない、クイに作用する荷重分布の検討<sup>51)</sup>を行ない、参考にすることにした。

## (2) 単純斜面による検討

### (イ) 解析方法

長さ 66 m, すべり土層の厚さ 5 m の土塊が勾配 10° のすべり面上をすべり落ちるというモデル斜面において、内部応力、変形状態などを調べた。

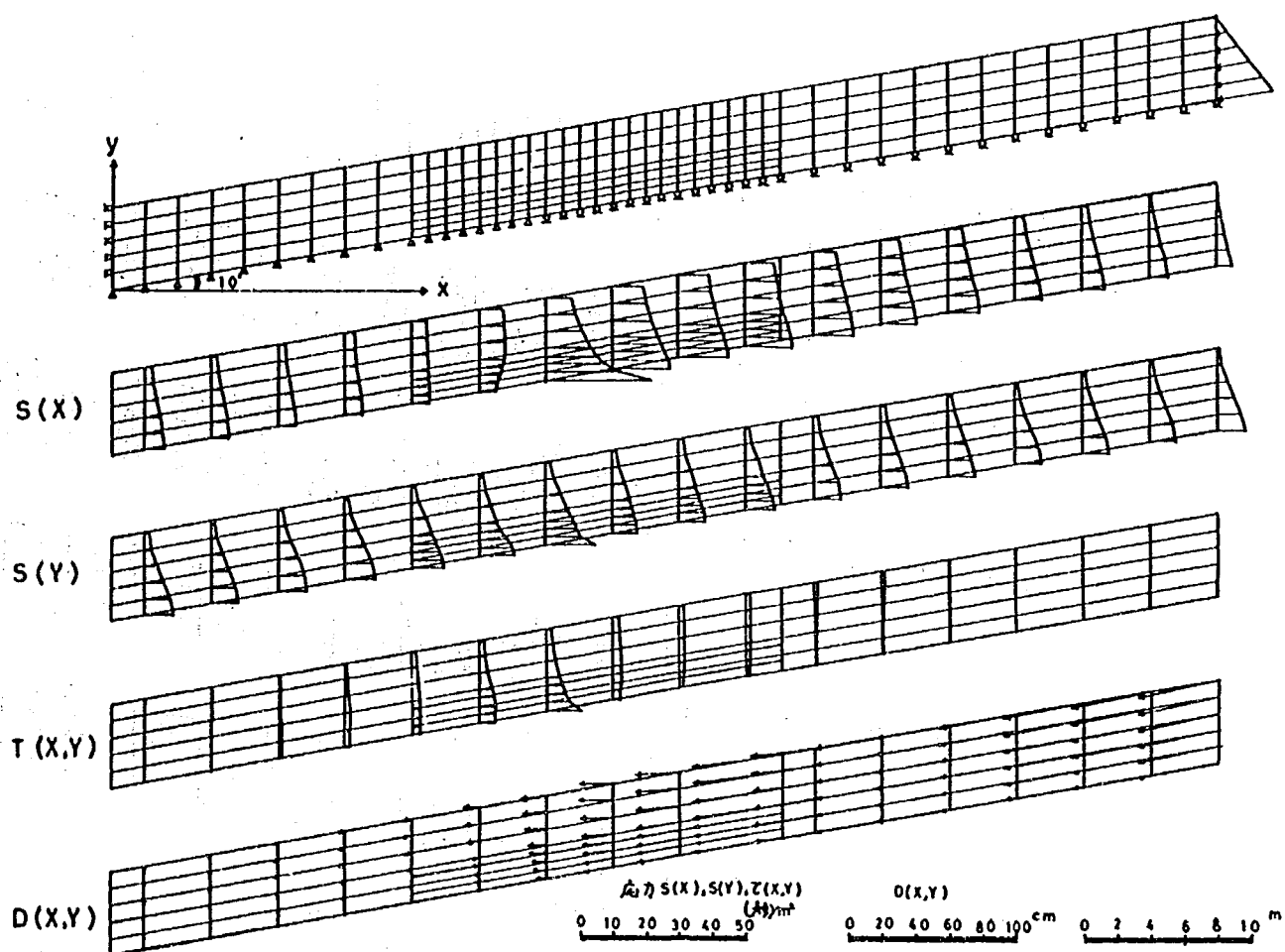
モデル斜面は図 2.5.5 に示すようにすべり面強度、弾性係数、固定条件、斜面上端の外力の大きさ、斜面末端部の固定条件などをかえて計算したが、以下その結果を示すことにする。

### (ロ) 解析結果

いくつかのケースを計算したがここではその一部を示す。図 2.5.5 は斜面長 66 m のうち下端部 25 m がヒンジで固定されており、上端部 41 m が摩擦抵抗なしのローラーの上を下端部の土塊に突込むような斜面を仮定した。上端部 41 m の斜面のすべり面に抵抗がないというような斜面は実際にはありえないが、長い斜面が抵抗土塊に突込むようなことを想定して、このようなモデル斜面を仮定して計算した。これによると、水平内部力  $S(X)$  が斜面上端部より徐々に大きくなりその分布も変化していることがうかがわれる。特に分布形は上端部では三角分布に近いものが、だんだんと斜面の下方にゆくにつれて、台形分布になり、すべり面と仮定した面が完全固定になる付近での  $X$  方向の土圧は急速に増大し、放物線分布に近い状態になっている。そしてそれ以下の斜面内では長方形分布から徐々に台形分布に変化していることがうかがわれる。垂直内部応力  $S(Y)$  は斜面のどの断面をとってもほぼ土塊の垂直的な自重による土圧を示しているが、せん断応力  $S(X, Y)$  は受働破壊を起そうとしている部分、すなわち固定条件のローラーからヒンジに変化する斜面で大きくなっていることがわかる。変位量をみると斜面上部では 50 cm 程度であるものが、下部にゆくにつれて徐々に減少し、また変位量の垂直的な分布も長方形すなわち地表面からすべり面まで等しい変位を示しているが、すべり面がローラーからヒンジに変化する付近から地表面付近がすべり土塊の深いところに比して変位量が大きくなりまた隆起も生じる。このような現象は地すべりの末端の変状と酷似している。移動斜面（ローラーをすべり面にもつ部分）が長くなると斜面の各部の  $X$  方向の応力にしたがって  $X$  方向の歪や変位が大きくなり、短いとその逆に小さくなるのが類似斜面の計算結果からいうことができる。しかし、それらの分布状態は図 2.5.5 に示したものと類似している。

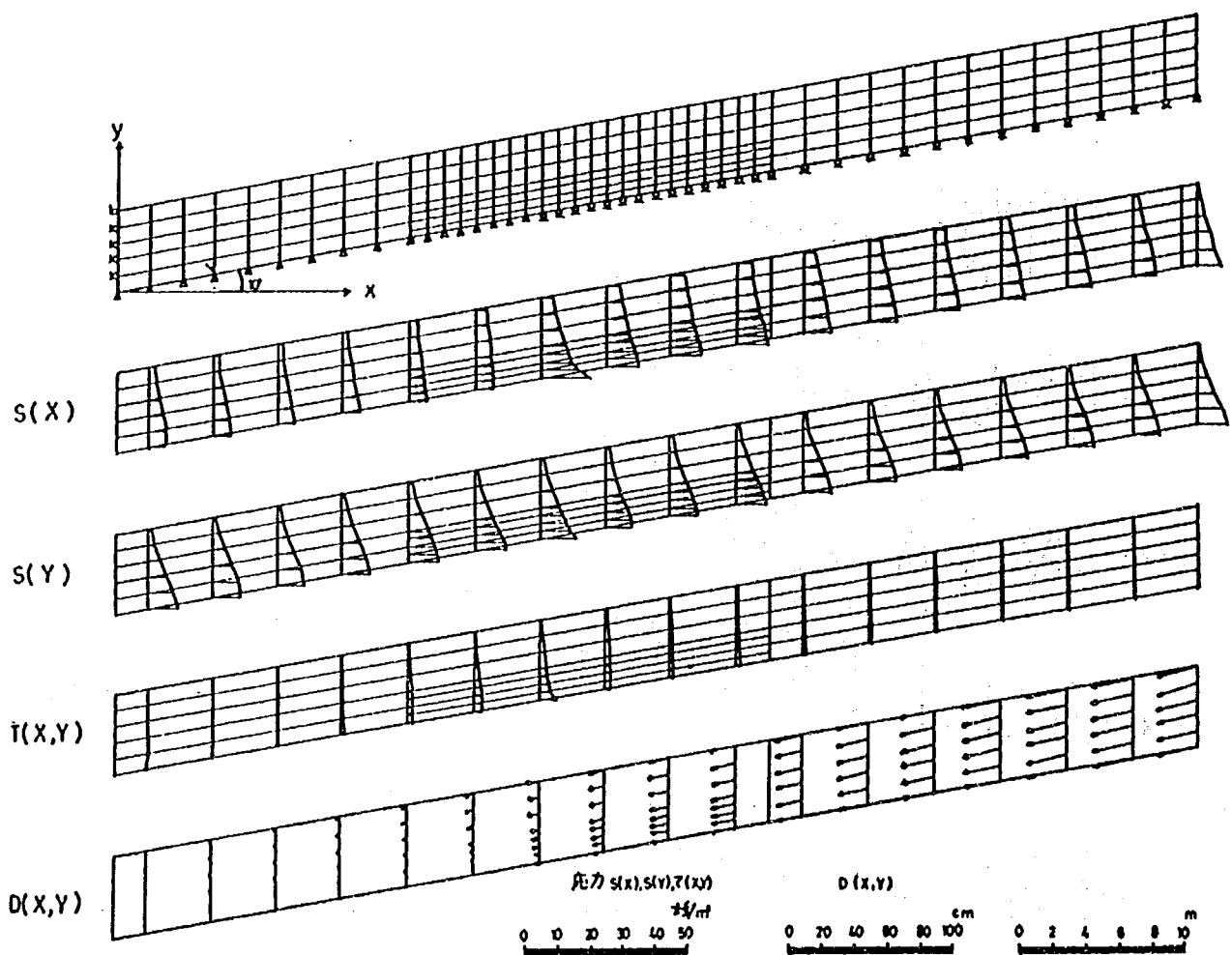
図 2.5.6 は図 2.5.5 に示した斜面上部のすべり面にあたるローラーに、 $c=0.5 \text{ tf/m}^2$ ,  $\phi=4$  度の摩擦抵抗が作用するとして考えた斜面であるが、このような斜面は実際の地すべり斜面でもよくみられる状態である。図 2.5.6 と図 2.5.5 と比較してみると、 $S(X)$  の斜面上部から下部にむかう応力の度合は図 2.5.6 の方が図 2.5.5 よりも小さいが、増加の傾向は類似している。このようなことは  $T(XY)$ ,  $D(XY)$  にもいえる。すなわち移動土塊に存在あるいは形成されるすべり面に摩擦抵抗がある場合でも、ない場合でも、あるいは大きな場合でも、小さな場合でも応力の変化の状態、歪あるいは変位の変化の状態は類似していることが計算の結果わかった。

図 2.5.5, 2.5.6 の場合のように、この弱層がない場合にはすべり面はローラーとヒンジの境界付近から上向に形成されて、地表部の隆起を生じることになったわけだが、図 2.5.7 の場合にはすべり面は弱層を通して斜面末端にまで成長していくことになる。すなわち図 2.5.7 からうかがえるように、斜面の



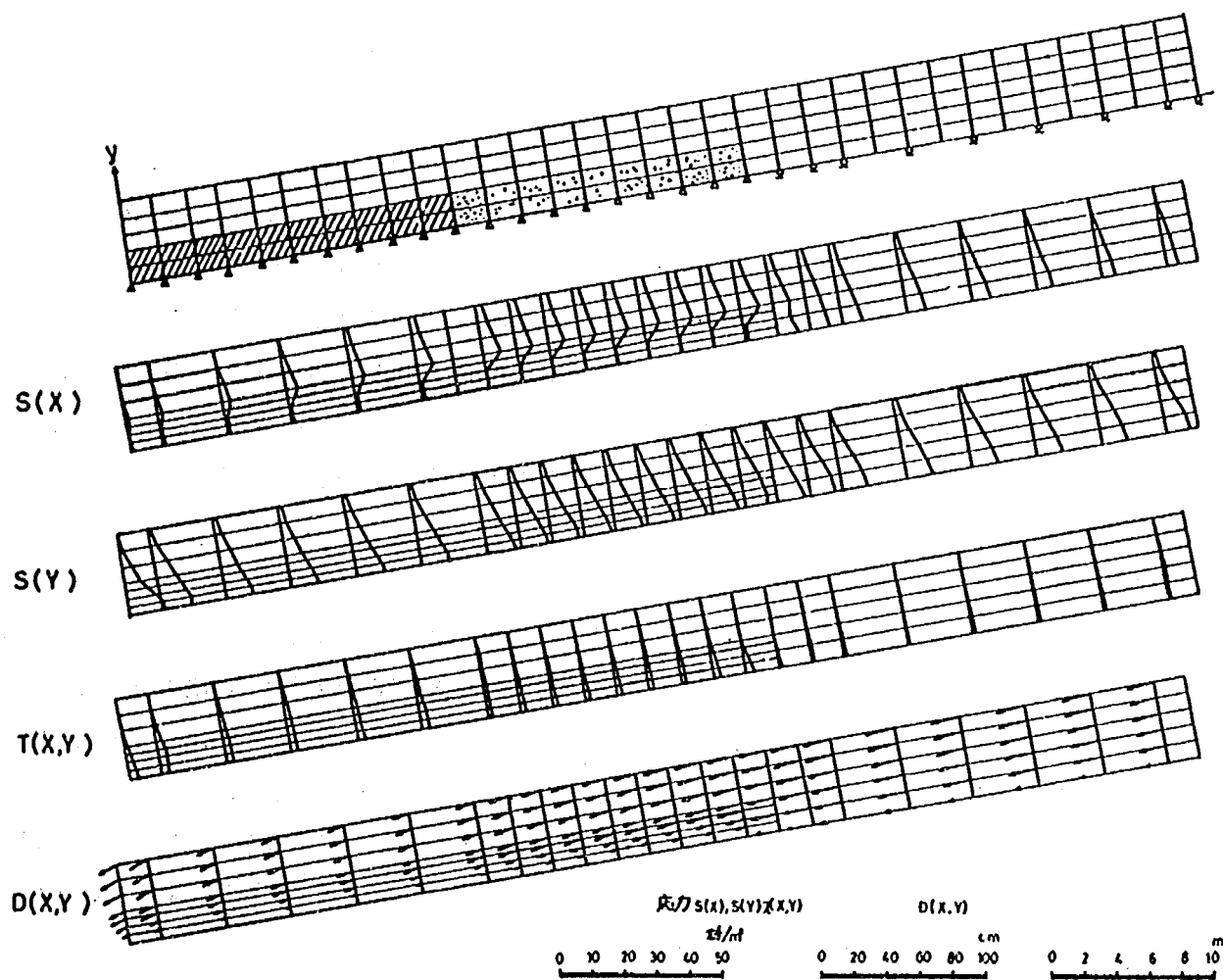
|            |           |                                          |      |
|------------|-----------|------------------------------------------|------|
| 斜面長        |           | 66 m                                     |      |
|            |           | 25m                                      | 41m  |
| 移動土塊       | E         | 500 $\text{kg/m}^2$                      |      |
|            | $\nu$     | 0.4                                      |      |
|            | c, $\phi$ | C = 20 $\text{kg/m}^2$ $\phi = 15^\circ$ |      |
| すべり面強度     |           | C = 0' $\phi = 0'$                       |      |
| すべり面勾配     |           | 10'                                      |      |
| 固定条件(すべり面) |           | ヒンジ                                      | ローラー |
| すべり面       | 上端        | $\sigma = \nu \cdot T_c, h$              |      |
| 固定条件       | 下端        | ローラー                                     |      |

図2.5.5 モデル斜面での解析(1)



|          |           |                                                      |                  |
|----------|-----------|------------------------------------------------------|------------------|
| 斜面長      |           | 66m                                                  |                  |
|          |           | 25m                                                  | 41m              |
| 移動土塊     | E         | 500 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$                   |                  |
|          | V         | 0.5                                                  |                  |
|          | c, $\phi$ | $c = 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$                | $\phi = 15'00''$ |
| すべり面強度   |           | $c = 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ $\phi = 4'00''$ |                  |
| すべり面勾配   |           | 1.0'                                                 |                  |
| 固定条件(斜面) |           | ヒンジ                                                  | ローラー             |
| 斜面       | 上端        | $\sigma = \gamma \cdot h$                            |                  |
| 拘束条件     | 下端        | ローラー                                                 |                  |

図2.5.6 モデル斜面での解析(2)



|          |           |                                                        |     |                     |
|----------|-----------|--------------------------------------------------------|-----|---------------------|
| 斜面長      |           | 65m                                                    |     |                     |
|          |           | 20m                                                    | 20m | 25m                 |
| 材料境界     | E         | $E_1 = 1000 \text{ t/m}^2$ , $E_2 = 500 \text{ t/m}^2$ |     | $500 \text{ t/m}^2$ |
|          | $\nu$     | 0.4                                                    |     | 0.4                 |
|          | $C, \phi$ | $C = 2.0 \text{ t/m}^2$ , $\phi = 15^\circ 00'$        |     |                     |
| すべり面強度   |           | $C = 0.5 \text{ t/m}^2$ , $\phi = 4^\circ 00'$         |     |                     |
| すべり面勾配   |           | 10°                                                    |     |                     |
| 固定条件(斜面) |           | ヒンジ                                                    |     |                     |
| 斜面       | 上端        | $\sigma = \nu \cdot \gamma \cdot h$                    |     |                     |
| 拘束条件     | 下端        | フリー                                                    |     |                     |

図2.5.7 モデル斜面での解析(3)

最下部では地表より 3 m から 5 m の間に異方性の材料 ( $E_x=100 \text{ tf/m}^2$ ,  $E_y=500 \text{ tf/m}^2$ ) を、また斜面中間部の地表より 3 m ~ 5 m の間にも異方性の材料 ( $E_x=50 \text{ tf/m}^2$ ,  $E_y=500 \text{ tf/m}^2$ ) があるような斜面の場合には、静面上部のすべり面 (ローラー) は、 $X$  方向に小さい弾性係数をもっているため、すべり面もこの弱層にそって  $X$  方向に成長してゆくことになる。応力分布をみるとすべり面にローラーを持つ部分では図 2.5.5, 2.5.6 と同じような変化を示す。しかし斜面中間部から下端部にゆくと、急に応力状態が変化する。特に  $S(X)$  においては著しい。すなわち、異方性材料よりなる土塊内では  $S(X)$  は  $E_x$  の大きい上部のすべり土塊を伝わって下部にがなれてしまい、異方性材料を持つ領域では  $X$  方向にすべりを起してしまっていることになる。したがって図 2.5.7 の下部に示した変位図でも異方性材料の上部にあるすべり土塊内での変位量は同じとなり、その深部にある異方性材料で流動を起し、斜面全体が変形し、末端地表面で 10 cm, 斜面上端で 16 cm の変位をみることになった。これと類似した計算を数ケース行なってみたがいずれもすべり面は異方性材料よりなる弱層に沿って成長してゆくことがわかった。

### (3) 亀の瀬地すべり検討

前項で単純斜面において有限要素を用いて地すべり土塊内部の応力について検討したが、ここでは亀の瀬地すべりの峠ブロックの 49-1-1 断面について検討を行った。49-1-1 断面をモデル化して図 2.5.8 のように考えた。これは亀の瀬地すべりの場合ミソ状粘土を含んだ破碎安山岩層の下に凝灰質の粘土層が存在し、すべり層を形成しているので、この層を実際のものよりも厚く表現しているが、それを点々で示した。またそのすべり層の上下は破碎されている領域があり、その部分を斜線で示し、さらに破碎をほとんど受けずに滑動したと思われる領域がすべり面上部の破碎岩の上に分布しているものとした。また固定条件としてすべり帯下部の破碎を受けた領域の下部には未破碎の固い安山岩層が分布し、弾性係数も極端に異なっていると思われるので、完全固定とした。

また各領域における弾性係数  $E$ , ポアソン比  $\nu$ , 単位体積重量  $\gamma$ , 土塊の粘着力  $c$ , 土塊の内部摩擦角  $\phi$  を図 2.5.8 に同時に示してある。

以上の条件のもとに計算を行なったがその結果として図 2.5.9 ~ 図 2.5.11 が得られた。

図 2.5.9 ~ 図 2.5.11 は地すべり土塊のある断面においてその垂直な方向の応力 ( $X$ ) と断面に沿ってのせん断応力  $T(X, Y)$ , およびその断面における変位をそれぞれ示した。まず水平応力 ( $X$ ) の分布図を見ると、地すべり頭部では引っぱりが発生するが、斜面中央部に行くと応力分布は三角分布をし、さらに中央部から末端部では台形分布になることがうかがえる。

一方、せん断応力分布  $T(X, Y)$  をみると斜面上部ですべり面の一定の勾配のところでは、ほとんどせん断応力はみられないが、すべり面の変曲点より末端部にかけは、プラス、マイナスの差はあるがかなりのせん断応力が生じることがわかる。

### (4) 考 察

有限要素法による検討からも地すべり斜面内の水平方向の内力分布をみると三角形分布だけではなく台形の形状などいろいろな形状を示すことが同がわれた。したがって抑えグイを地すべり地に設置し、このクイに作用する土圧分布を考えた場合、現在クイの設計に一般に行なわれているようにクイに作用する土圧を三角形と仮定することは問題があると思われる。

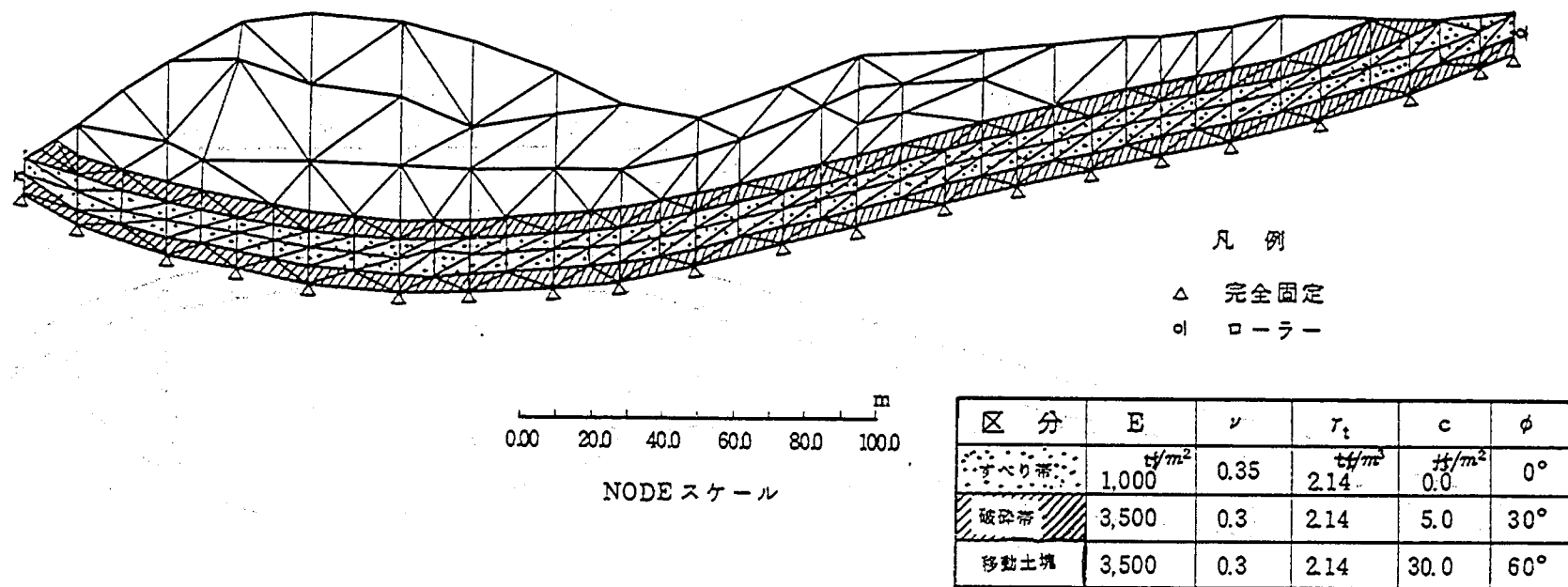


図2.5.8 49-1-1 断面計算解析図

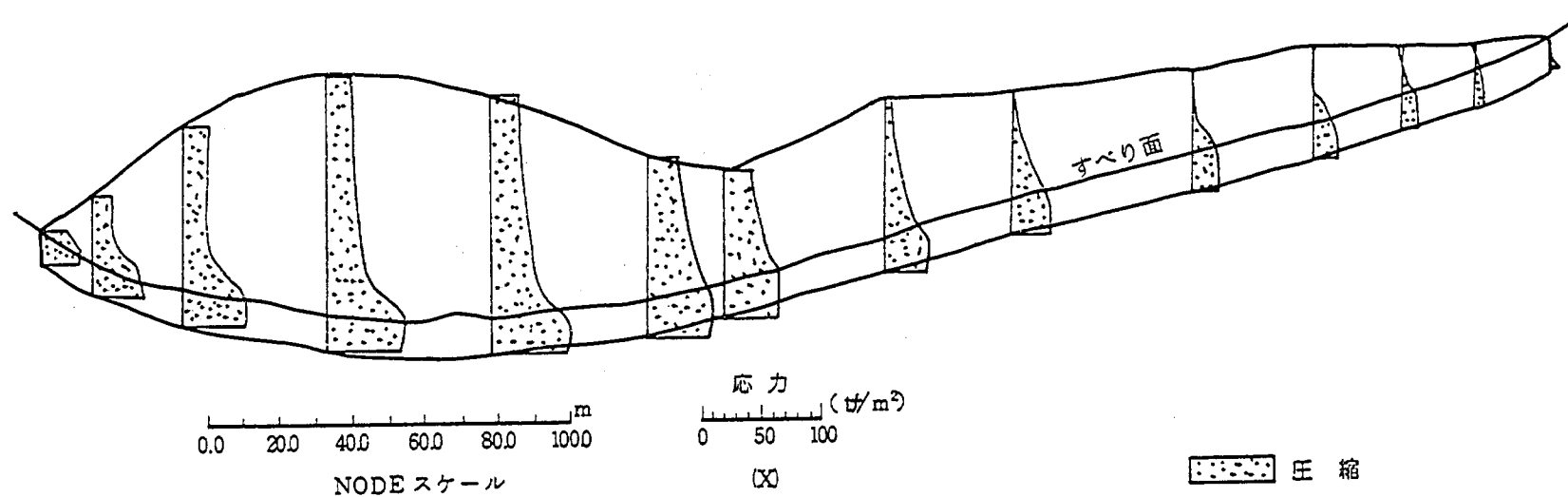


図2.5.9 49-1-1 断面応力(X)分布図

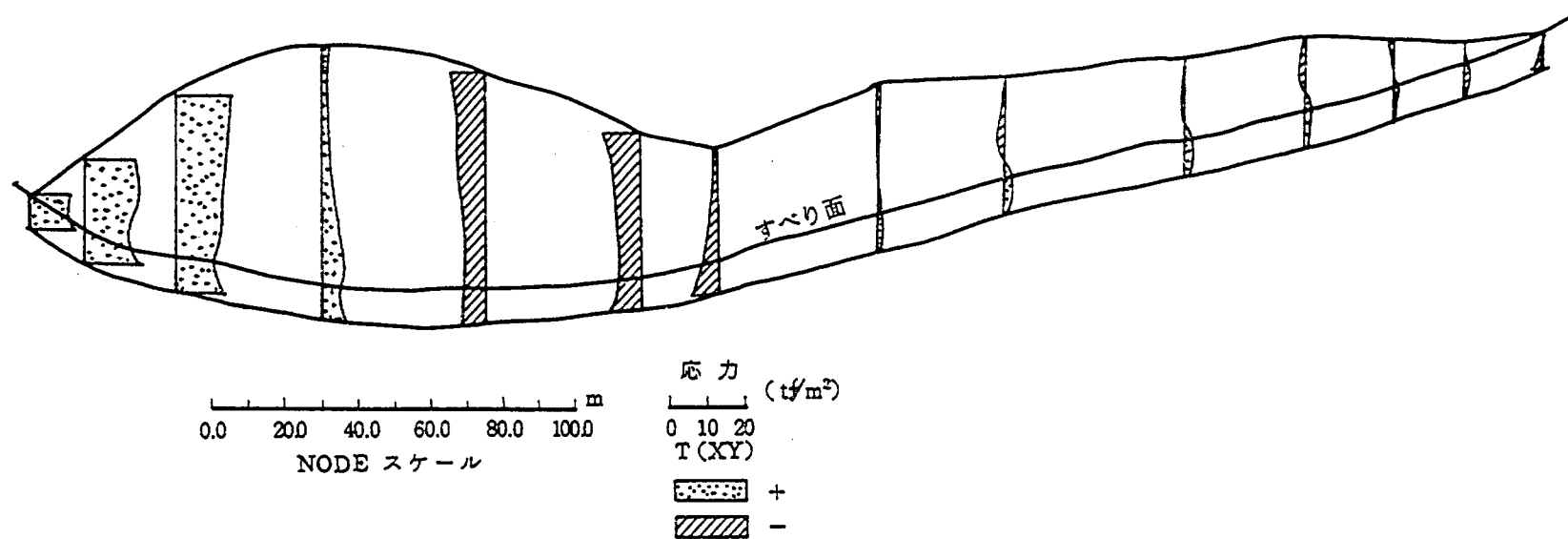


図2.5.10 49-1-1 断面せん断力 T(X,Y)分布図

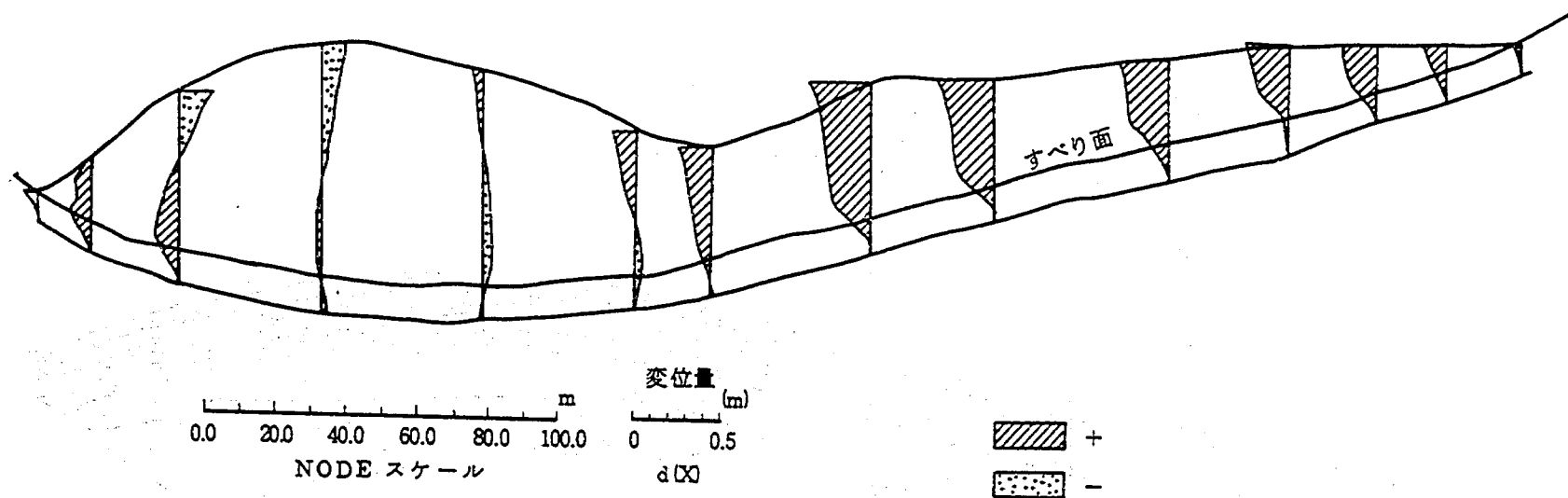


図2.5.11 49-1-1 断面変位図

抑えグイの場合、地すべり土塊内の土圧がそのままクイに作用するとすれば、粒状体のような材料で構成された地すべり斜面の場合にはクイに作用する土圧分布を三角形と仮定することは可能と思われる。しかし、一般的にはクイに作用する土圧分布形状は図2.5.12(c)に示すように台形状と考えるのが適当と思われる。またもし地すべり斜面が完全に剛なものならば図2.5.12(a)に示すように矩形の土圧分布とするものと考えられ、クイに作用する土圧の作用点はすべり面上部のクイの中間点となる。

地すべり土塊は一般には粒状体でも剛体でもないその中間的なものと考えられるので、通常設計に用いるためのクイに作用する土圧分布は図2.5.12(d)のように台形分布と考えるのが適当と思われる。この点に関し中国鉄道部西北研究所の徐氏とのディスカッションしたが、過去の抑えグイの設計実績から考えると一般に移動土塊が土砂の場合には作用点の位置はすべり面より  $h = \frac{3}{7}l$  ( $l$ はすべり面上部のクイ長) であり、したがって矩形の上底と下底の比は2:5となる。

また岩盤が移動土塊となる岩盤地すべりの場合には、 $h = \frac{2}{5}$  程度と考えられ、したがって矩形の上底と下底の比は1:4となる。

したがって抑えグイの設計ではこれらのことを考慮して、地すべり推力(設計荷重)を台形分布などに仮定してクイに作用させることが望ましい。

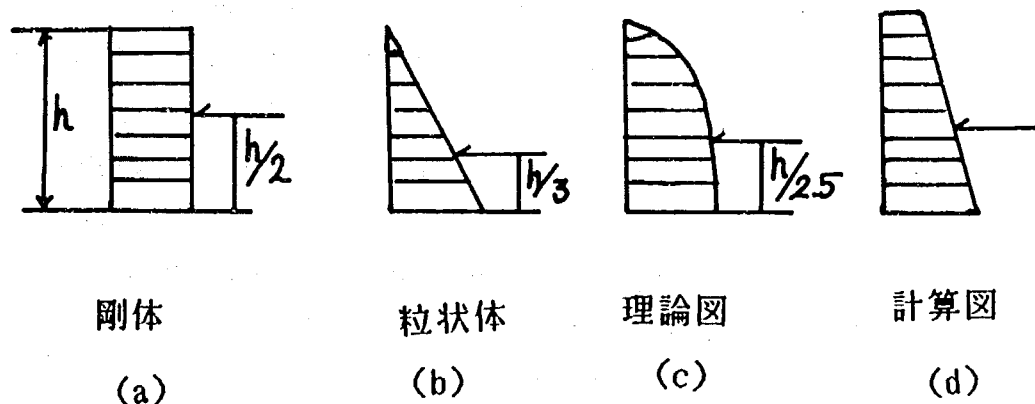


図2.5.12 クイに作用する土圧分布

#### 2-5-5 クイの断面内力の計算と計算手順

タワミグイの設計手順を図2.5.13に示す。地すべり調査により、地すべりの移動範囲やすべり面位置、地下水面、地すべり土塊の土質強度や物性などが把握される。次に調査結果に基づいて地すべり斜面の安定計算が行なわれ、クイの施工位置により、クサビグイか抑えグイかの区別及び必要抑止力が決定される。この必要抑止力に対して、クイの種類と断面寸法が仮定され、地盤調査より推定された横方向地盤反力係数を用いて剛性が判定され、ここで条件を満たせばタワミグイとしての設計となる。

タワミグイの断面力計算については既にクイの抑止効果と理論的考察で述べ、さらに、室内実験や地すべり地内での現地測定で確認されたようにタワミ抑えグイ、タワミクサビグイと区分して検討を加えれば良いことが明らかになったので、2-2-2および2-2-3の諸式を用いれば良い。これらの諸式より計算された曲モーメント、せん断力等の断面力計算値とクイ自身の持つ許容応力度と断面形状に対する安定度の検討がなされ、最後にクイ間隔の決定を行なえば良い。

剛体グイの設計においても剛体抑えグイ、剛体クサビグイとに区別して設計を行なうのが適当であり、クイに作用する地盤反力度、変位およびクイ本体の安定計算についても2-2-4および2-2-5で用いられている解析式を用いれば良いことが実証されている。

剛体グイの設計手順は図2.5.14に示す。

#### 2-5-6 クイ間隔の算定

一般に鋼管グイのようなタワミグイで単列あるいは千鳥の複列に施工する場合にはクイ間隔は2~4m程度としている。しかし、室内実験あるいは現場の計測でも明らかなようにタワミグイの場合には地すべり土塊の変位に伴ってクイも変形するため、クイ間の中抜けが心配されるような状況は発生していない。すなわちクイ間を土塊が中抜けする以前にクイが変形・破壊してしまう。

したがってタワミ性のクイは経済性、施工性を考慮してクイ間隔を適当に決定すれば良いことになる。しかしクイ列を単列にするか複列にするかは現場での計測ではまだ明かにされていないが、室内実験(2-3-2の(3))では明らかに単列よりも複列の方が抑止効果が上がることがわかっており、今後複列グイのような群グイ効果について検討する必要がある。

一方クイの剛性が上り、地盤との強度の関係でクイが剛体グイになると、クイ間隔を考慮しないとクイ間からの土塊の中抜けが生じる場合も出てくる。2-2-4で既に述べたがGinzburgによる方法<sup>23)</sup>とは別に図2.5.15に示すように一本の負担すべき荷重は幅 $L$ の地すべり土塊の推力であり、クイ間隔 $L$ が増加すれば、クイが負担すべき荷重は当然増加する。もし剛なクイがこれらの増加した荷重に十分耐えられれば、地すべり土塊がクイ間をすり抜けない限界クイ間隔があると考えられる。2-4-1の室内実験より単グイが地すべり土塊に与える影響がわかったので、単グイの影響圏を重さね合せ、クイを等間隔に単列にした場合を考えてみる。図2.5.15はクイをNo.1……, No. $n$ , ……と配列し、矢印の方向に地すべり土塊が移動した場合のクイの影響圏の平面図(I), 正面図(II), 側面図(III)である。図のごとく記号を与え、クイとクイとの間隔を $2a$ とすると、クイによる影響圏はすべり面より $b$ のところまで重なることになる。したがって $b=0$ すなわちすべり面のところでクイの影響圏が接したとき、

すなわち

$$a = H \cot \delta^\circ \sin \alpha^\circ \cdots \cdots \cdots (2.5.12)$$

のときにクイの限界間隔が与えられることになり、その間隔は図より

$$L_0 = 2a + D \cdots \cdots \cdots (2.5.13)$$

すなわち

$$L_0 = 2H \cot \delta^\circ \sin \alpha^\circ + D \cdots \cdots \cdots (2.5.14)$$

となる。

ここで  $L_0$ : 限界クイ間隔

$H$ : すべり面より上部のクイ長

$D$ : クイの直径

$\alpha, \delta$ : クイの影響範囲を示す角度

実験より

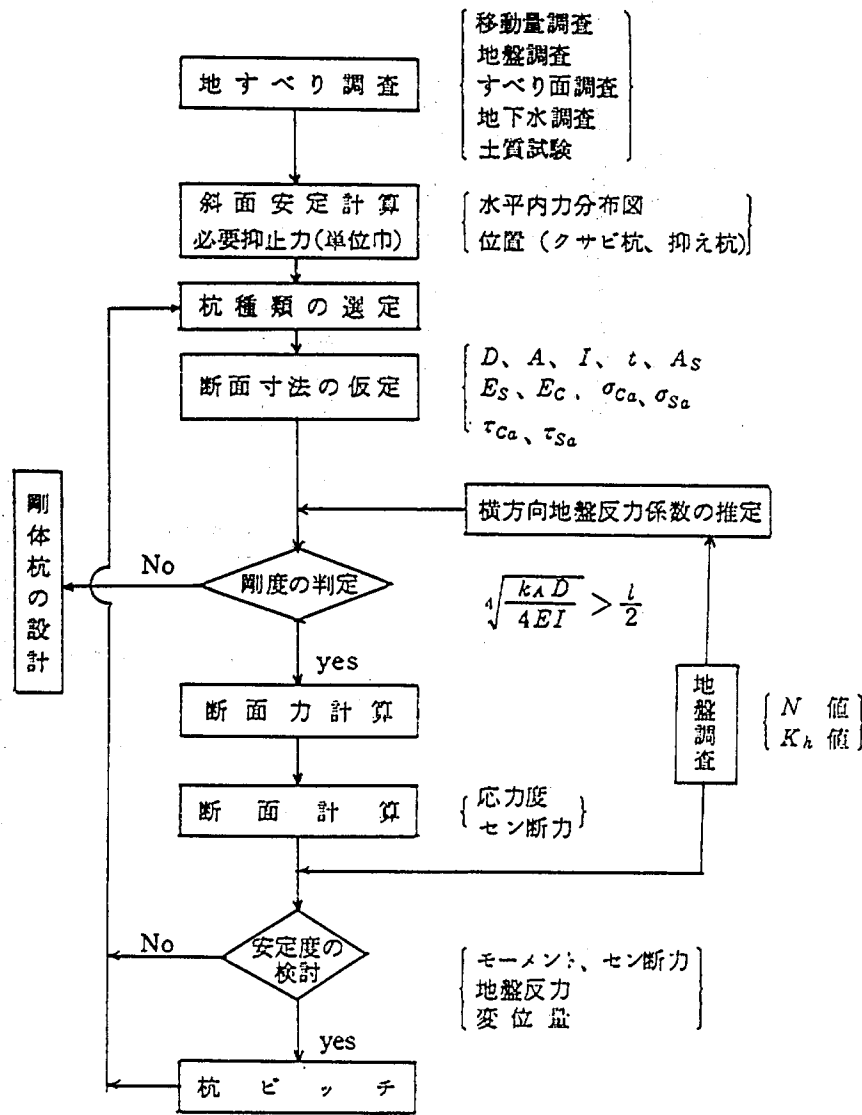


図2.5.13 曲げータワミグイの設計手順

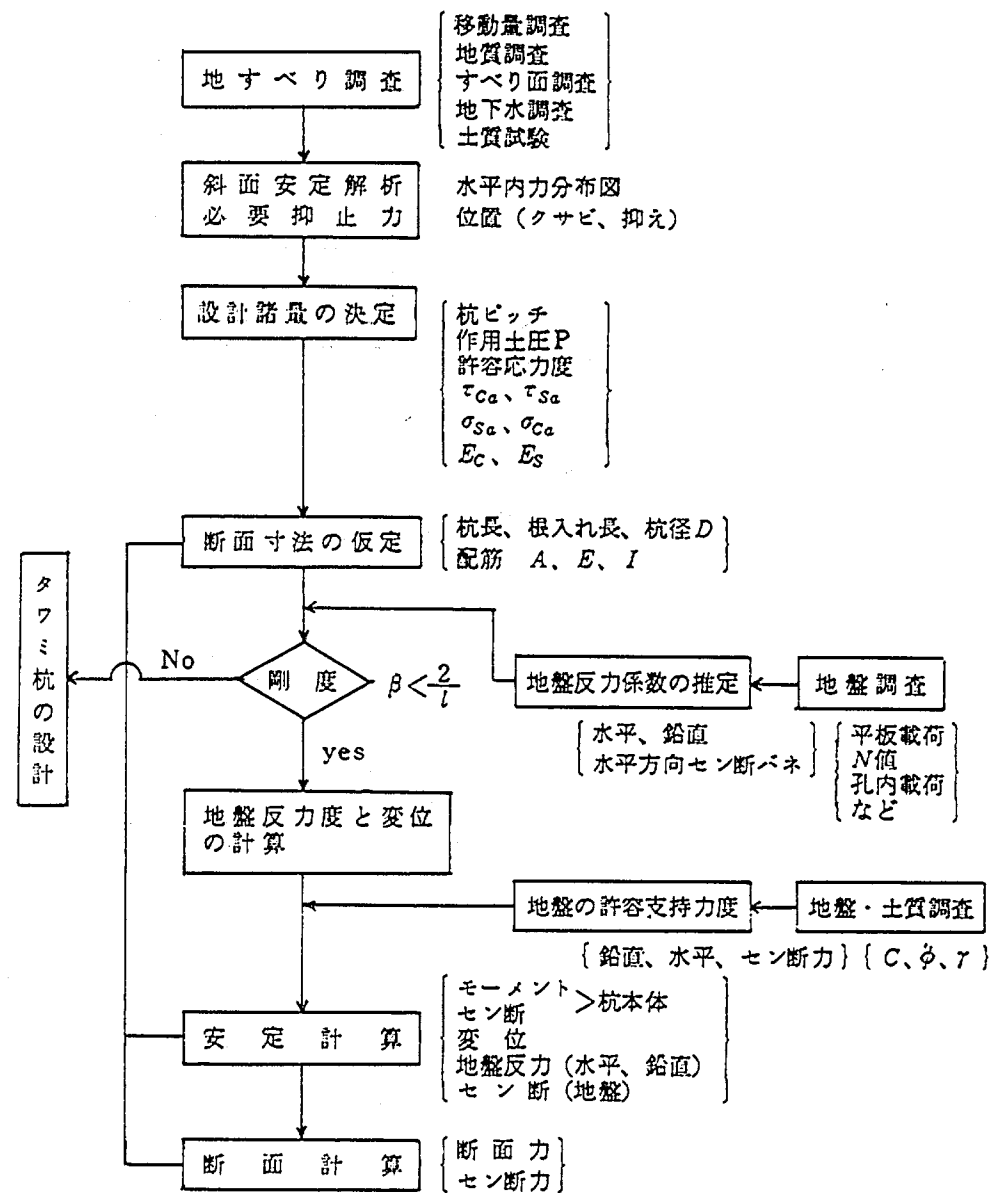


図2.5.14 剛体クイの設計手順

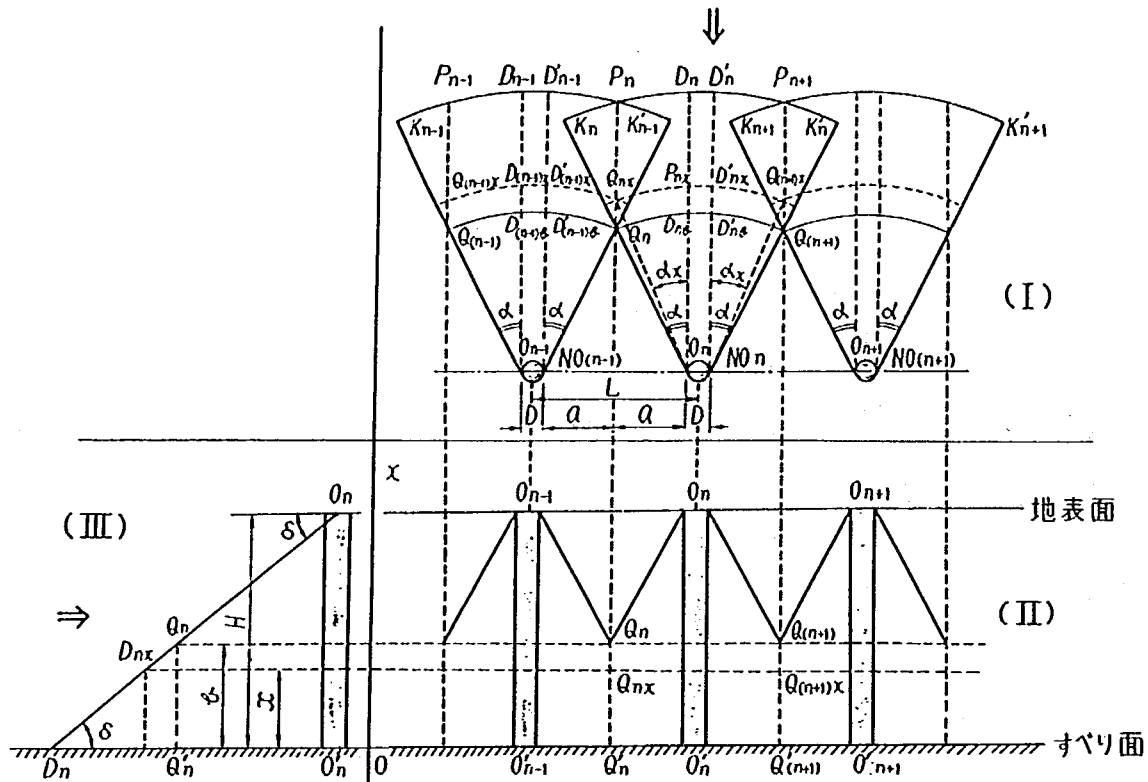


図2.5.15 クイの影響範囲

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

$$\delta = 45^\circ - \frac{\phi'}{2}$$

( $\phi'$ : 地すべり土塊の内部摩擦角)

#### 2-5-7 クイの施工位置の決定法

一般にクイは経験的に地すべり末端付近に設置するのを原則としている。しかし、道路建設に伴う切取りによって発生した地すべりでは道路を守るために図2.5.16に示すように道路際にクイを設置し、地すべり土塊に直接抵抗せざるを得ない場合がある。このような場合にはクイの設置位置は最初からほぼ決められてしまっており、クイ工によって地すべりを抑止しようとする限り、どのような断面性能の大きなものになろうと、クイあるいはシャフト等によって強大な地すべり推力に抵抗しなければならない。したがってここでのクイはすべて抑えグイとし、クイ上端で地すべり土塊が抜け出さない程度に山側にその設置を求める必要が

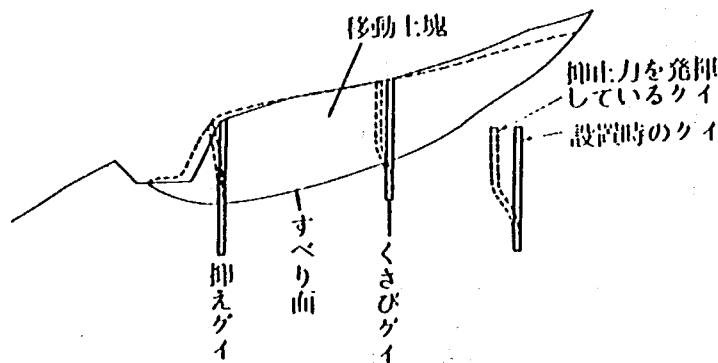


図2.5.16 2段に設置されたクイ工

ある。

しかしこのような特別な場合を除けばクイは計算上はどの位置に設置してもよいことになるが、先にも述べたように、原則として地すべり斜面の末端部付近に設置される。例えば円弧すべり面を持った地すべりについて考えてみることにする。図 2.5.17 (a)<sup>52)</sup> のモデル斜面にクサビグイを設置する場合を考える。モデル斜面にみられるように地すべり運動によって土塊がすべり面に沿って  $\Delta$  だけ変位したとする。このとき地すべり土塊は圧縮変形しないとして、地すべり土塊の変位を水平、垂直の 2 つの成分にわけ、それぞれの移動量分布を図 2.5.17 (b), (c) に示す。これらの図よりうかがえるように、水平移動量は円弧の中心の真下で最大となり、これから距離が離れるにつれて変位量は小さくなる。これに反して垂直移動量は円弧の中心を通る垂線より距離が離れるにしたがって移動量が増大することがわかる。クサビグイの場合、変形することによって抵抗力を発揮するが、地すべり土塊の変位をできるだけ小さくし、クイの抵抗力を最大限に発揮させることのできる位置は図 2.5.17 (d) の円弧の中心の真下であり、ここではすべり面の勾配は水平となる。このことは経験的にいわれているクイの設置位置と矛盾するところではない。

したがってクサビグイの設置位置は 2—5—3 で示したクサビグイとして機能する位置であるとともに地すべりの移動量を考えて、土塊の変位量をできるだけ少なくし、かつクイの抵抗力を最大限に発揮できる地点を見出すことが必要である。

ところで地すべりの頭部付近にクイを設置し、それより上部斜面にある構造物を守ろうとしてクイ工が計画されることがある。この場合注意しなければならないことは、円弧すべり面を持つ地すべりの場合、図 2.5.17 (b), (c) より明らかなように、地すべりの頭部付近は水平移動量よりも垂直移動量が多いので、クイが抵抗力を発揮しないうちに土塊が沈下し、クイがむき出しになり、林立するような奇観を呈することになる。このため円弧すべり面を持つ地すべりでは頭部でのクイ工は避けるべきである。

一方、平面すべり面を持つ場合を考えてみると、図 2.5.18 に示すように、三つのケースが考えられる。一つは地すべり土塊の移動量が地すべりの頭部でも末端部でも同じ場合である。また頭部での移動量が末端部のそれよりも大きい場合やその逆の場合もある。第一の場合は、地すべり末端部に抑えグイを打設しそれによって所要の安全率が確保できるようにする。もし十分なクイを地すべり末端部で設置できないときは、さらに上部斜面にクイを設置する。この場合のクイは、末端の抑えグイの抵抗力の範囲でクサビ効果を期待するクサビグイとして設計することができる。

ケース b の場合、室内実験 (2—3—2) でも明らかなように地すべり土塊の変位量によってクイの地すべりに対する抵抗力は異なってくる。例えばケース b のように二段にクイが施工されたとき上段のクイは  $\frac{1}{2}\Delta$  の変位に対して既に抵抗力を発揮しているにもかかわらず、末端部のクイは未だその効果を出していないことになる。したがってケース b のような斜面では末端部のクイ (抑えグイ) と上段のクイ (クサビグイ) での許容抵抗力とそのクイ位置での地すべり土塊の許容変位量を考慮して適当なクイを選定してやる必要がある。

ケース c の場合も同様で、地すべり末端部で抑えグイを施工し、さらに必要に応じて、斜面の変位量と抑えグイの抑止力と考慮して斜面上部にクサビグイを設置することが可能である。

一例として新潟県治山課<sup>53)</sup> が新潟県新井市の南東 11 km に位置する八幡地すべりにおいてクイ工を実施

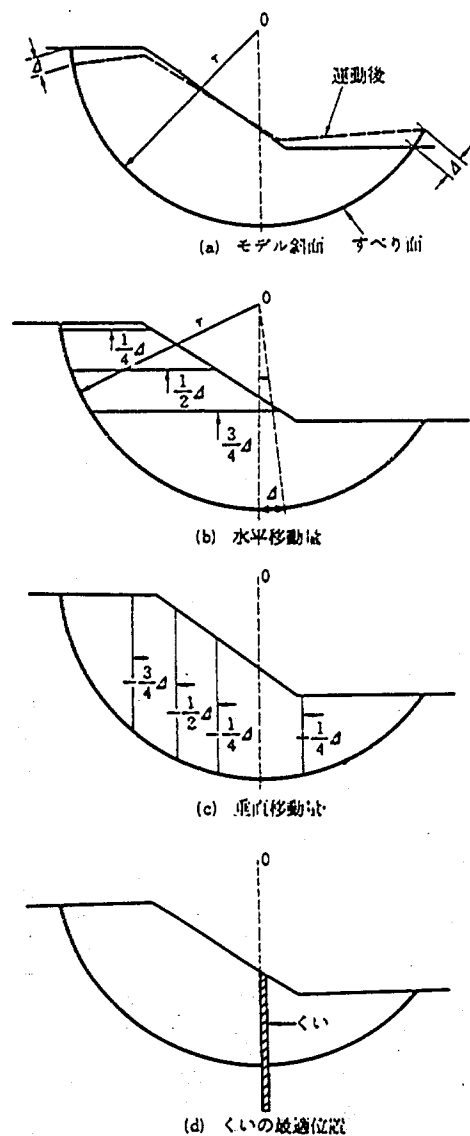


図2.5.17 クイの設置位置の決定  
(円弧すべり面の場合)

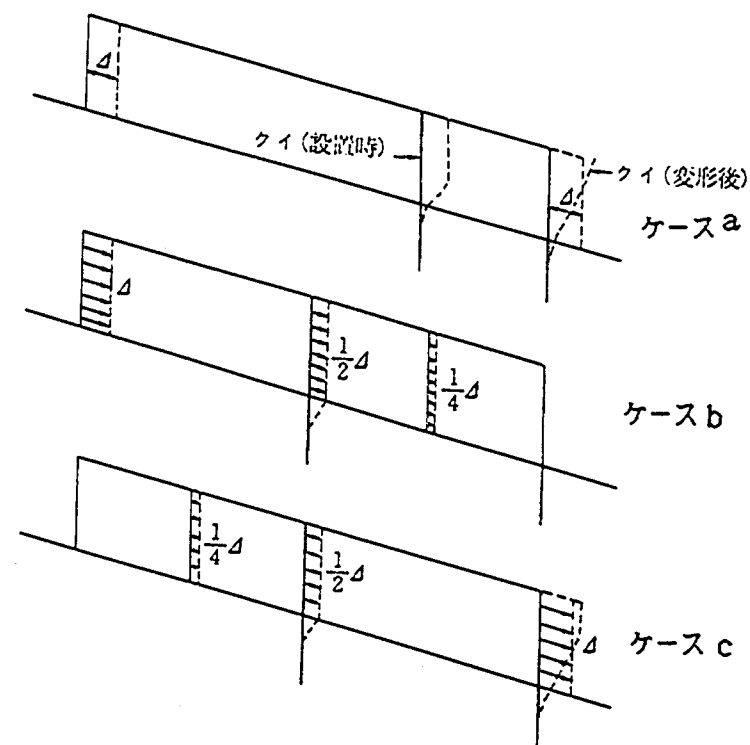


図2.5.18 斜面の変形とクイの設置位置  
(スラブスライドの場合)

し、クイ工の施工と地すべりの移動量の関係を報告したものがある。これによると八幡地すべりは平均勾配 13' で、斜面長は 960 m であり、降雪期から融雪期にその運動が特に活発な、典型的な黒色泥岩地帯の地すべりの一つである。この地すべり地で図 2.5.19 に示すようにクイ工の実施に伴う地すべり斜面の諸観測を実施されている。図でも明らかなようにクイ工は地すべり斜面の上部より下部にむかって段階的に実施された。これは図 2.5.20 (a) の地すべりの移動量分布図より伺えるように上部地域よりも下部地区の移動量が大きいため、クイ工により上部より徐々に地すべり移動量を減少させようとしたものと考えられる。図 2.5.20 (b) のようにクイ工が地すべり上部斜面に施工されると移動の中心が未だクイ工の実施されていない下部斜面に移動している。さらにこの傾向は図 2.5.20 (c) でも現れており、クイ工の施工されていない下部斜面に移動の中心が移っている。そして図 2.5.20 (d) に示されているように地すべり斜面全域にクイ工が実施された後は部分的に地すべりの移動がみられるもののほぼその運動はクイ工によって抑止されたものと考えられる。

また 2—3—4 で例を示した松久須根地すべりにおいても上下二段のクイの施工により地すべりを安定化させたが、上段のクイはクサビグイとして、また下段のクイは抑えグイとしてその抑止効果を発揮していることは明らかである。

一方、円弧すべり面を持つ地すべりの場合でも、クイを二段、三段に打設して地すべり斜面の安定度を向上させることが可能である。抑えグイとクサビグイを適当に組み合わせて、図 2.5.16 に示す一例のように斜面の安定度を向上させることができる。地すべり末端部の抑えグイで先ず斜面の安定度を増加させ、このクイの抑止力と変位量の範囲で上部のクサビグイの抑止力を期待し、斜面の安定度の増加を図ることができる。

## 2—5—8 タワミグイの連結構造体としての抑止効果

### (1) 目 的

一般に地すべり防止対策グイが計画・施工される場合、クイの配置を千鳥配列にすることが多いが、この場合、クイ頭を連結する効果についての結論は得られていない。そこで本章では有限要素法を用いて、連結構造体としてのクイの抑止効果について数値的検討を行なった。

### (2) 解析内容

応力変形解析は、解析対象を移動土塊、不動土塊及び地すべりグイとし、有限要素法を用いて行う。

有限要素解析モデルを図 2.5.21 に示す。このモデルは移動土塊及び不動土塊を完全弾性体と仮定し、地すべり面をローラーによるジョイントと考え、抑止グイははり要素を使用した。

抑止グイは、数タイプの構造形式を考え、地すべり推力を強制変位量で与え解析を行った。

#### (イ) 解析モデルの概要

図 2.5.21 に地すべりグイの抑止効果を把握するための解析モデルを示す。このモデルは、移動層、地すべり面及び不動層を単純化するために矩形とした。

地すべり推力は、移動層の側面に右側からの強制変位量として作用させた。境界条件は、不動層の両側面及び底面を固定条件とした。

#### (ロ) 解析方法

移動層及び不動層と抑止グイの連成解析には、有限要素法による数値計算が適している。そこで、本

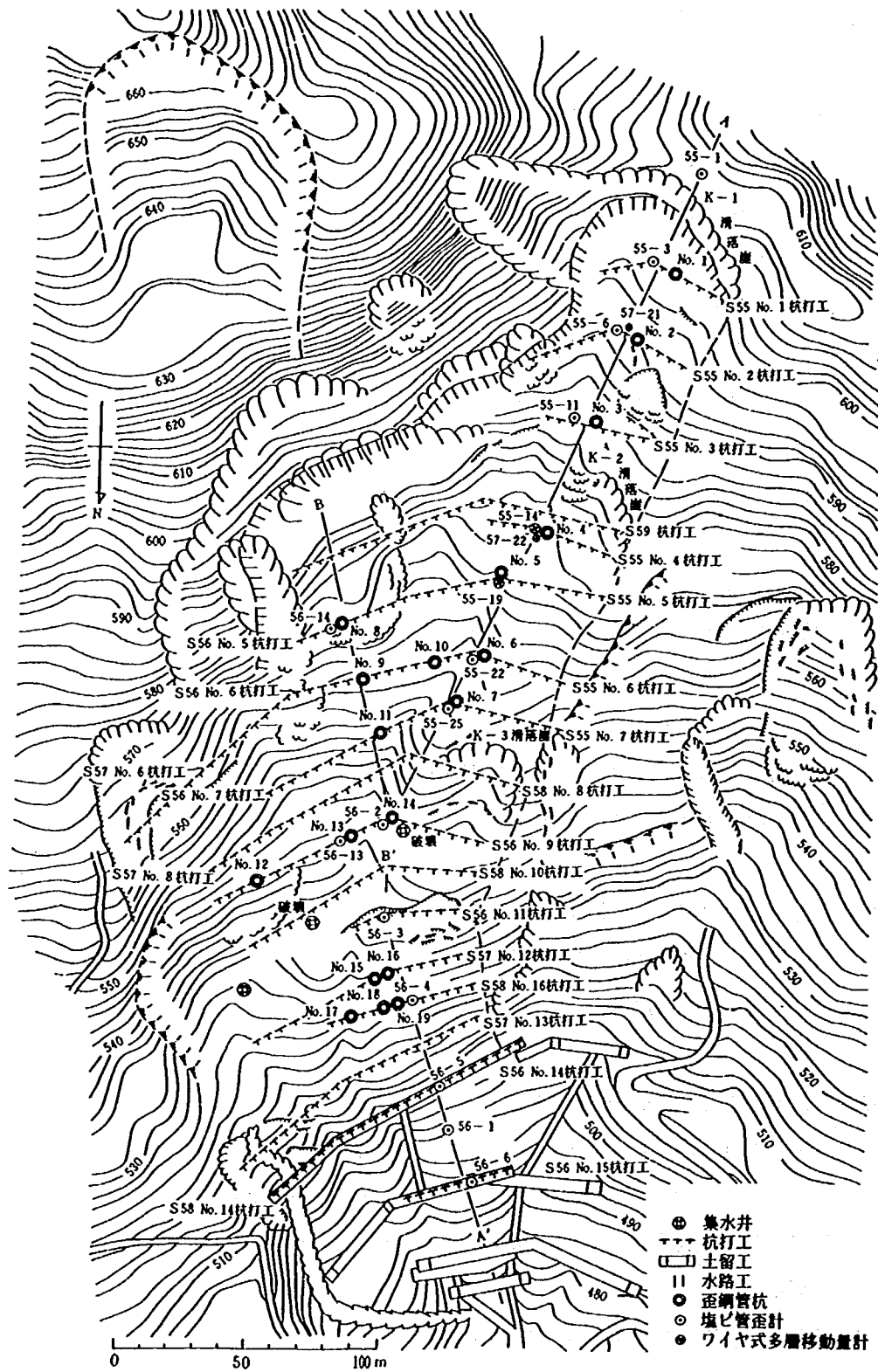
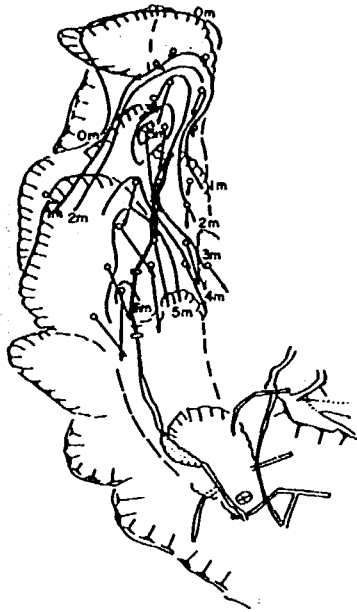


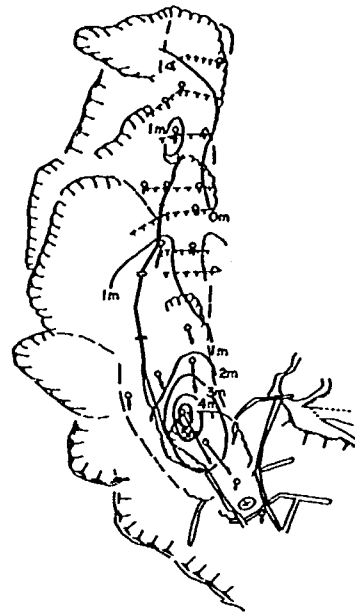
図2.5.19 中央上部斜面平面図(防止工事至鋼管クイ、塩ビ管歪計等配置図、新潟県治山課による)

S 55. 12. 14~S 56. 5. 11



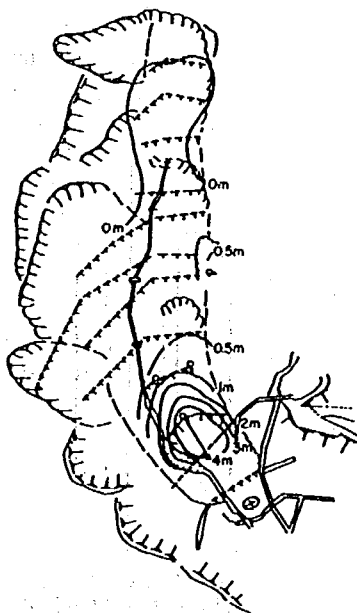
(a)

S 56. 9. 23~S 57. 4. 23



(b)

S 57. 4. 23~S 57. 9. 23



(c)

S 58. 6. 3~S 58. 11. 25



(d)

移動量  
5m 10m

図2.5.20 クイ施工に伴う地すべり移動量変化図(新潟県治山課による)

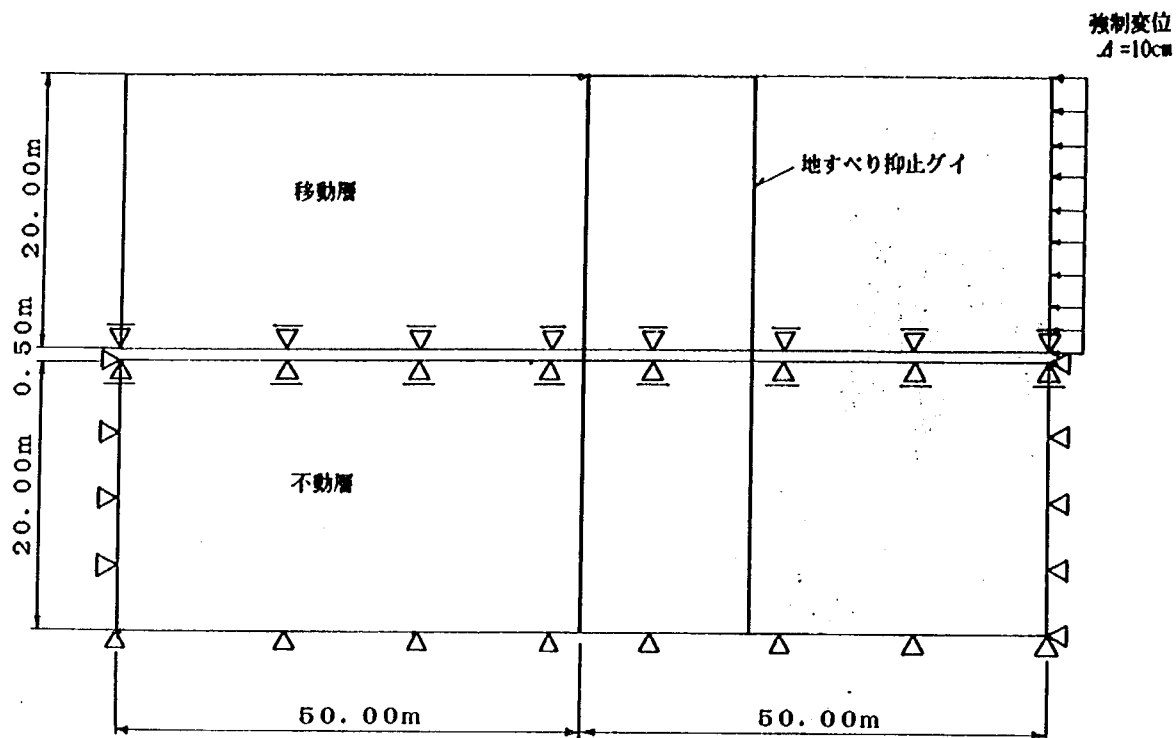


図2.5.21 地すべり土塊—地すべり抑止グイ系の解析モデル

| 形状、寸法<br>項 目 | 単 グ イ                          | 2 列 グ イ                                                        |          | 門 型 グ イ                              |          |
|--------------|--------------------------------|----------------------------------------------------------------|----------|--------------------------------------|----------|
|              |                                | B=5.00m                                                        | B=10.00m | B=5.00m                              | B=10.00m |
| 解析ケース        | 1                              | 2                                                              | 3        | 4                                    | 5        |
| 模 式 図        |                                |                                                                |          |                                      |          |
| 摘 要          | 一般的によく用いられるタイプであり本解析の基準ケースとした。 | 単グイの山側（右側）にさらに1本のグイを配置することを想定し、その距離はB=5.00m, B=10.00mの2ケースとした。 |          | 2列グイの頭部間を同一材料の横部材で連結した門型グイを2ケース設定した。 |          |

図2.5.22 解析ケース一覧

解析には情報処理振興事業協会が開発した「有限要素法による総合地盤解析システム」(SIGNAS)を使用した。

以下に、有限要素法について簡単な説明を行なう。

有限要素法は、変位法(直接剛性法)を拡張した手法である。これは境界条件のもとで、基礎方程式を仮想仕事の原理を用いることにより、離散化して解くものである。

次に、有限要素法による解析手順の概要を示す。

- (i) 対象とする構造物を、「有限要素」に分割する。
- (ii) これらの要素は、節点で互いに連結されているものとする。
- (iii) 要素内の任意点の変位がその点の座標と節点変位を用いて、一義的に表わされるような変位関数を仮定する。

$$\{u\} = [N]\{\delta\}^e \quad \dots\dots\dots (2.5.15)$$

ここに、 $\{u\}$ は要素内変位、 $[N]$ は変位関数、 $\{\delta\}^e$ は要素の節点変位である。

- (iv) 変位関数を用いれば、要素内の歪 $\{\epsilon\}$ は節点変位の関数として一義的に決定される。

$$\{\epsilon\} = [B]\{\delta\}^e \quad \dots\dots\dots (2.5.16)$$

ここに、 $[B]$ は節点変位と歪を関係づけるマトリックスを表わす。

- (v) 要素内および要素境界上の応力 $\{\sigma\}$ は、フックの法則を行いて次式により与えられる。

$$\{\sigma\} = [D](\{\epsilon\} - \{\epsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \quad \dots\dots\dots (2.5.17)$$

ここに、 $[D]$ は弾性マトリックス、 $\{\epsilon_0\}$ は初期歪、 $\{\sigma_0\}$ は初期応力である。

- (vi) 要素境界上の応力や、要素内の分布荷量(物体力)と静的に等価な節点力 $\{F\}^e$ は仮想仕事の原理により求められ、各要素の剛性方程式は次式で与えられる。

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e \quad \dots\dots\dots (2.5.18)$$

ここに、 $[K]^e$ は要素の剛性マトリックスで、次式で与えられる。

$$[K]^e = \int [B]^T [D] [B] dV \quad \dots\dots\dots (2.5.19)$$

- (vii) 各節点における力の釣り合い条件から、構造全体の剛性方程式をつくる。

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \quad \dots\dots\dots (2.5.20)$$

ここに、

$$\{F\} = \{F\}_p + \{F\}_{\epsilon_0} - \{F\}_{\sigma_0} \quad \dots\dots\dots (2.5.21)$$

$$\{F\}_p = \int [N]^T \{P\} dV \quad \dots\dots\dots (2.5.22)$$

$$\{F\}_{\epsilon_0} = \int [B]^T [D] \{\epsilon_0\} dV \quad \dots\dots\dots (2.5.23)$$

$$\{F\}_{\sigma_0} = \int [B]^T \{\sigma_0\} dV \quad \dots\dots\dots (2.5.24)$$

ここで、 $\{F\}_p$ は応力および単位体積当りの物体力 $\{P\}$ と等価な節点力、 $\{F\}_{\epsilon_0}$ は初期歪 $\{\epsilon_0\}$ による等価節点力、 $\{F\}_{\sigma_0}$ と等価な節点力である。

- (viii) 構造全体の剛性方程式は節点変位を未知量とする多次元連立一次方程式となり、その解法にガウスの消去法を用いて、各節点の未知変位成分を求める。

$$\{\delta\} = [K]^{-1} \{F\} \quad \dots\dots\dots (2.5.25)$$

(ix) したがって、各要素の応力および歪は、上で求められた節点変位を用いて、(2.5.16)、(2.5.17)式により求まる。

## (二) 解析ケース

解析ケースは図 2.5.22 に示す 5 ケースを対象とし、数値計算を行なった。

### (3) 解析モデルと物性値

#### (イ) 有限要素モデル

移動層、地すべり面及び不動層を矩形に単純化した図 2.5.21 のモデルを有限要素分割をした結果は、図 2.5.23 に示すとおりである。これは、節点数 738、要素数 640 (ハリ要素を除く) の有限要素モデルとなる。

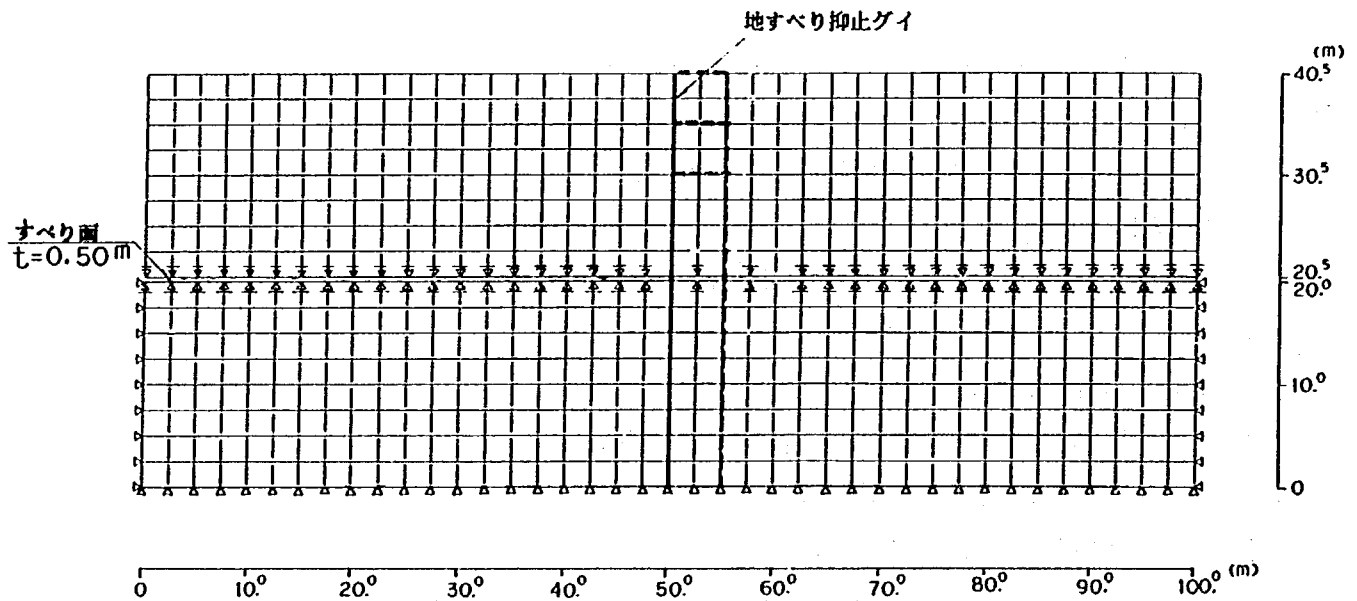


図2.5.23 有限要素網図

#### (i) 力学モデル

- a) 移動層及び不動層は完全弾性体と仮定した。
- b) 地すべり面をローラーによるジョイントと考えた。

すべり面の厚さは、実際には数センチメートルから数メートルの範囲にあるが、本解析においては 50 cm とした。

- c) 抑止グイを均一剛性を有するハリ要素で表現した。

#### (ii) 解析場

平面歪条件

#### (iii) 荷重条件

体積力 (自重) による初期応力は無視した。地すべり推力を強制変位量で与えた。その値は 10 cm とし、移動層の右側から作用させた。

#### (iv) 境界条件

不動層の側面は  $X$  (水平) 方向に、底面は  $X$  (水平) 方向及び  $Y$  (鉛直) 方向に固定した。

(v) 移動土塊及び不動土塊の物性値

本解析において用いた移動層、及び不動層の物性値は、表 2.5.1 に示すとおりである。

(vi) 地すべり抑止グイの構造諸元

地すべり抑止グイとして用いた鋼管グイ (STK 41) の構造諸元は、表 2.5.2 に示すとおりである。

表2.5.1 地盤の物性値

| 外 径<br>D (mm) | 厚 さ<br>t (mm) | 弾性係数<br>E (tf/cm <sup>2</sup> ) | 断面二次<br>モーメント<br>I (cm <sup>4</sup> ) | 断 面 積<br>A (cm <sup>2</sup> ) | 許容応力度 (tf/cm <sup>2</sup> ) |               |
|---------------|---------------|---------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|---------------|
|               |               |                                 |                                       |                               | 曲げ; $\sigma_{ca}$           | せん断; $\tau_a$ |
| 406.4         | 7.9           | $2.1 \times 10^6$               | $1.96 \times 10^4$                    | 98.90                         | 1400.0                      | 500.0         |

表2.5.2 クイの構造諸元

| 地 盤  | N値 | 弾性係数<br>E (tf/m <sup>2</sup> ) | 地盤反力係数<br>k (tf/m <sup>3</sup> ) | ポアソン比<br>$\nu$ |
|------|----|--------------------------------|----------------------------------|----------------|
| 移動土塊 | 10 | 81.28                          | 2.0                              | 0.3            |
| 不動土塊 | 50 | 406.40                         | 10.0                             | 0.2            |

(v) クイの特性長

地すべり抑止グイの移動層及び不動層に対する特性長は、次の式より求まる。

$$L = \frac{1}{\beta}$$

ここに  $L$  ; 特性長 (cm)

$$\beta ; \text{特性係数} \left( \beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4EI}} \right) (\text{cm}^{-1})$$

$K_h$  ; 地盤反力係数 (kgf · cm<sup>3</sup>)

$D$  ; クイの外径 (cm)

$EI$  ; クイの曲げ剛性 (kgf · cm<sup>2</sup>)

したがって、各層の特性長は、

移動層  $L_1 = 212\text{cm}$

不動層  $L_2 = 142\text{cm}$

となる。

(4) 応力変形解析結果

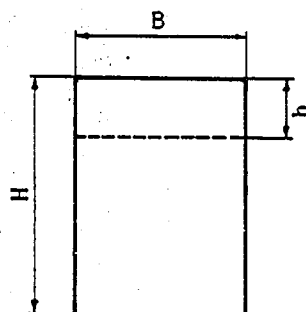
クイ型式の違いによる地すべり抑止効果を把握するために 5 ケースの抑止グイで想定して解析を行なった。各ケースの計算結果を表 2.5.3 に示す。以下その結果について述べる。

(i) 計算結果

図 2.5.24 にケース 4 のクイの変位図を 5 ケースの代表として示したが、地すべり力に相当する強制変

表2.5.3 計算結果一覧表

| 解析<br>ケース | 形 式   |         | 解 析 結 果             |       |      |                          |       |      |                    |      |                               |      | 最大地すべり抵抗                         |       |       |                                          |       |       |                  |       | 最大<br>クイ頭<br>変位<br>(cm) |
|-----------|-------|---------|---------------------|-------|------|--------------------------|-------|------|--------------------|------|-------------------------------|------|----------------------------------|-------|-------|------------------------------------------|-------|-------|------------------|-------|-------------------------|
|           |       |         | 最大せん断力<br>S<br>(tf) |       |      | 最大曲げモーメント<br>M<br>(tf・m) |       |      | クイ頭変位<br>U<br>(cm) |      | 地盤主応力<br>(tf/m <sup>2</sup> ) |      | 許容せん断に達したとき<br>の最大地すべり抵抗<br>(tf) |       |       | 許容曲げモーメントに達<br>したときの最大地すべり<br>抵抗<br>(tf) |       |       | 最大地すべり抵抗<br>(tf) |       |                         |
|           |       |         | 川側                  | 山側    | 安全率  | 川側                       | 山側    | 安全率  | 川側                 | 山側   | 引張                            | 圧縮   | 川側                               | 山側    | ΣPs   | 川側                                       | 山側    | ΣPm   | 安全率              | P     |                         |
|           |       |         | Sl                  | Sr    |      | Ml                       | Mr    |      | Ul                 | Ur   |                               |      | σt                               | σc    |       | Psl                                      | Psr   |       |                  |       |                         |
| 1         | 単 ゲ イ |         | 17.89               |       | 1.38 | 13.17                    |       | 1.03 | 6.10               |      | 0.56                          | 0.55 | 24.73                            |       | 24.73 | 18.34                                    |       | 18.34 | 1.03             | 10.34 | 6.28                    |
| 2         | 2列グイ  | B= 5.0m | 10.48               | 11.88 | 2.08 | 8.40                     | 9.34  | 1.45 | 5.21               | 5.60 | 0.48                          | 0.43 | 21.82                            | 24.73 | 46.55 | 15.16                                    | 17.18 | 32.34 | 1.45             | 32.34 | 8.12                    |
| 3         | 〃     | B=10.0m | 11.22               | 13.62 | 1.82 | 8.54                     | 10.25 | 1.32 | 4.89               | 5.65 | 0.50                          | 0.41 | 20.38                            | 〃     | 45.11 | 14.78                                    | 17.93 | 32.71 | 1.32             | 32.71 | 7.46                    |
| 4         | 門型グイ  | B= 5.0m | 10.52               | 11.91 | 2.08 | 8.43                     | 9.36  | 1.44 | 5.39               | 5.39 | 0.48                          | 0.44 | 21.83                            | 〃     | 46.56 | 15.18                                    | 17.18 | 32.36 | 1.44             | 32.36 | 7.76                    |
| 5         | 〃     | B=10.0m | 11.31               | 13.70 | 1.81 | 8.61                     | 10.32 | 1.31 | 5.25               | 5.26 | 0.50                          | 0.42 | 20.41                            | 〃     | 45.14 | 14.80                                    | 17.93 | 32.73 | 1.31             | 32.73 | 6.89                    |



注) 2-5-8の(4)の(ハ)に示す最大地すべり抵抗力の計算の手順に従い、最大地すべり抵抗Pおよび安全率F<sub>s</sub>を求める。

これより、最大クイ頭変位は $U_{max} = U_r \times F_s$ となる。  
ここに、 S<sub>a</sub> : 許容せん断力・・・24.73tf  
M<sub>a</sub> : 許容曲げモーメント・・・13.50tf・m

位置 10 cm に対していずれのケースも約 5~6 cm 程度のクイ頭変位が生じる。そのクイ頭変位量は山側（右側）のクイの方が若干大きくなる。また番号が大きくなるケースほどクイ頭変位量は小さくなっている。

図 2.5.25 はケース 4 のクイのせん断力を 5 ケースの代表として示したが、他のケースも含めて、最大せん断力はすべり面に発生し、その値は強制変位量を 10 cm 与える強制外力と等しくなり、番号の大きなケースほど大きな値となる。

図 2.5.26 はケース 4 のクイの曲げモーメント図を示すが、他のケースの場合を含めて、最大曲げモーメントはすべり面の下部、すなわち不動層の上面に発生する。

また川側のクイに比べて山側のクイに発生する曲げモーメントはいずれのケースについても大きな値となっている。

図 2.5.27 にケース 4 のモデル全体系の変位図を 5 ケースの代表例として示す。

図 2.5.28 にケース 4 の全体モデルの主応力図を示す。これによると不動層の上方において抑止グイの左右側近傍にそれぞれ圧縮応力と引張応力の最大が発生している。

次に、解析結果の単グイにおける最大曲げモーメントとせん断力、強制変位量の関係を図 2.5.29~図 2.5.33 に示した。それらの関係は、解析対象が線形弾性体であり、比例関係にある。

したがって、本解析結果を用いてせん断応力が許容せん断応力、また曲げ応力が許容曲げ応力に一致

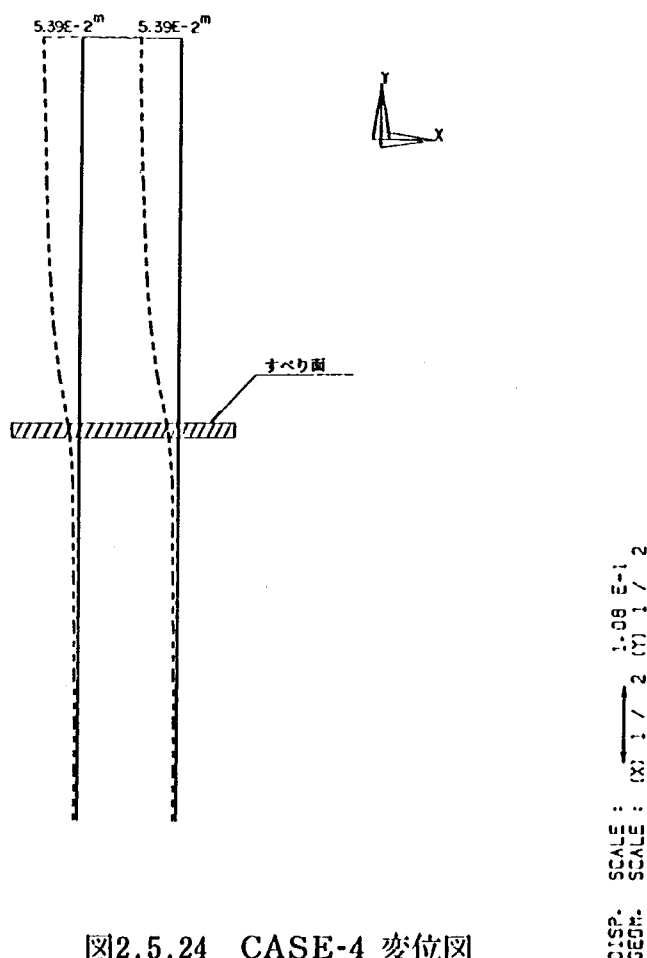
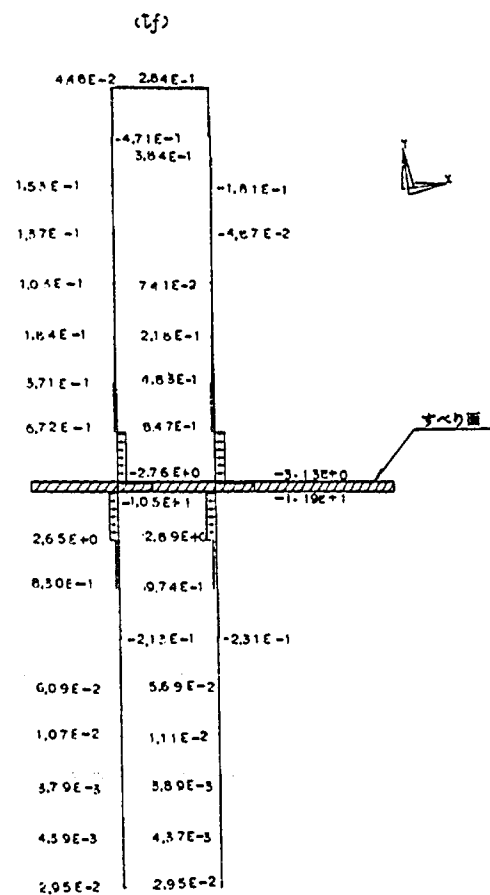
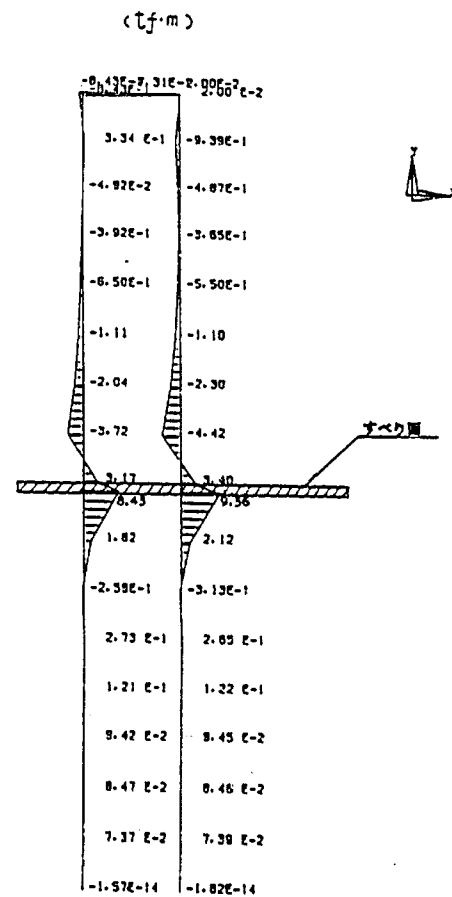


図2.5.24 CASE-4 変位図



STRESS SCALE :  $2.38 \times 10^1$   
 GEOM. SCALE : (X) 1 / 2 (Y) 1 / 2

図2.5.25 CASE-4 セン断力図



STRESS SCALE :  $1.87 \times 10^1$   
 GEOM. SCALE : (X) 1 / 2 (Y) 1 / 2

図2.5.26 CASE-4 曲げモーメント図

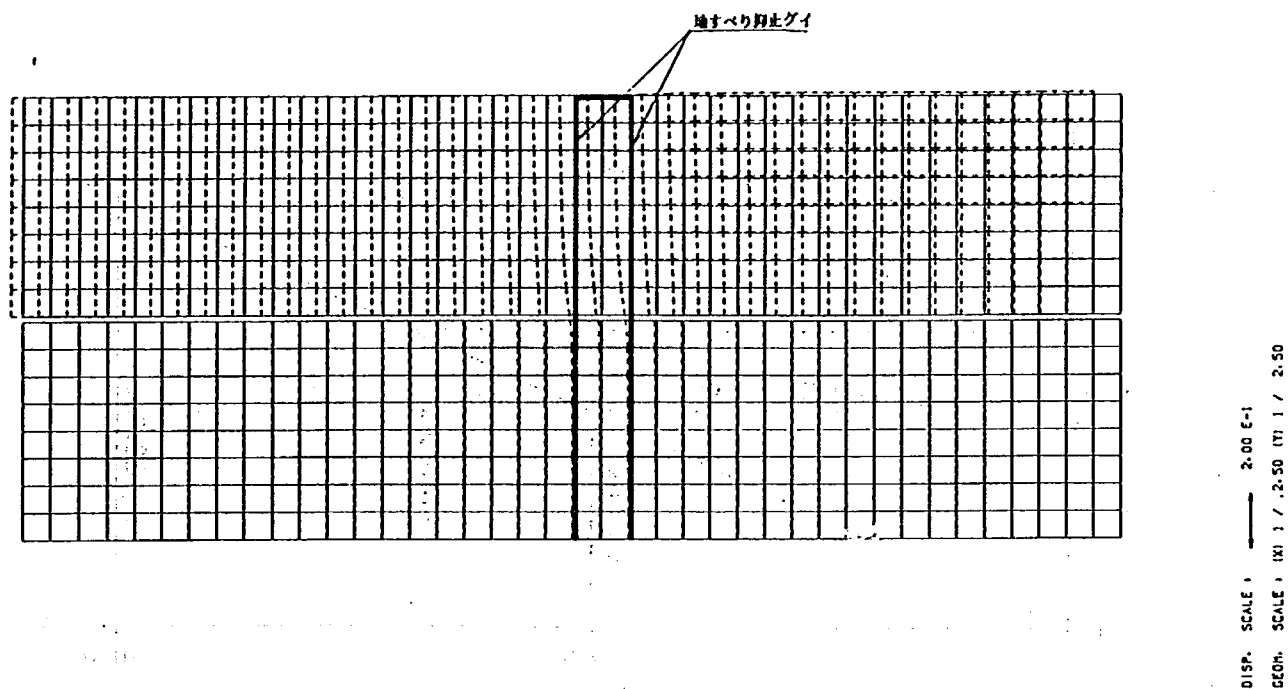


図2.5.27 CASE-4 変位図

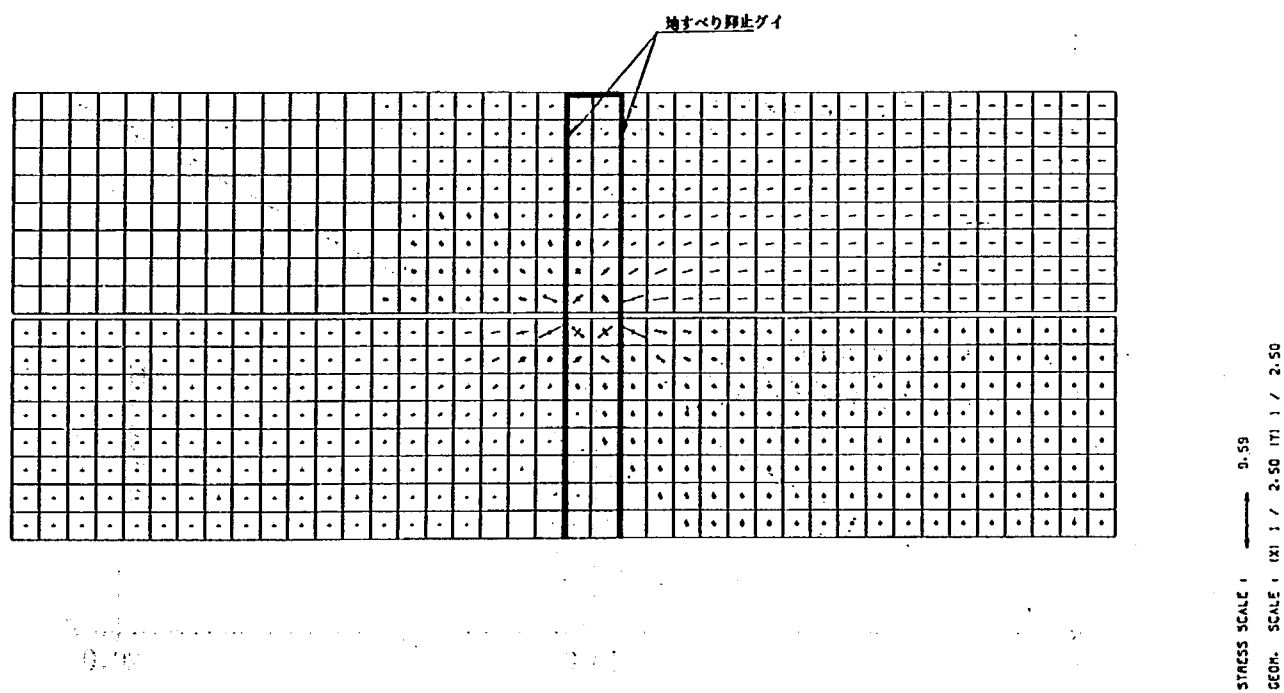


図2.5.28 CASE-4 主応力図

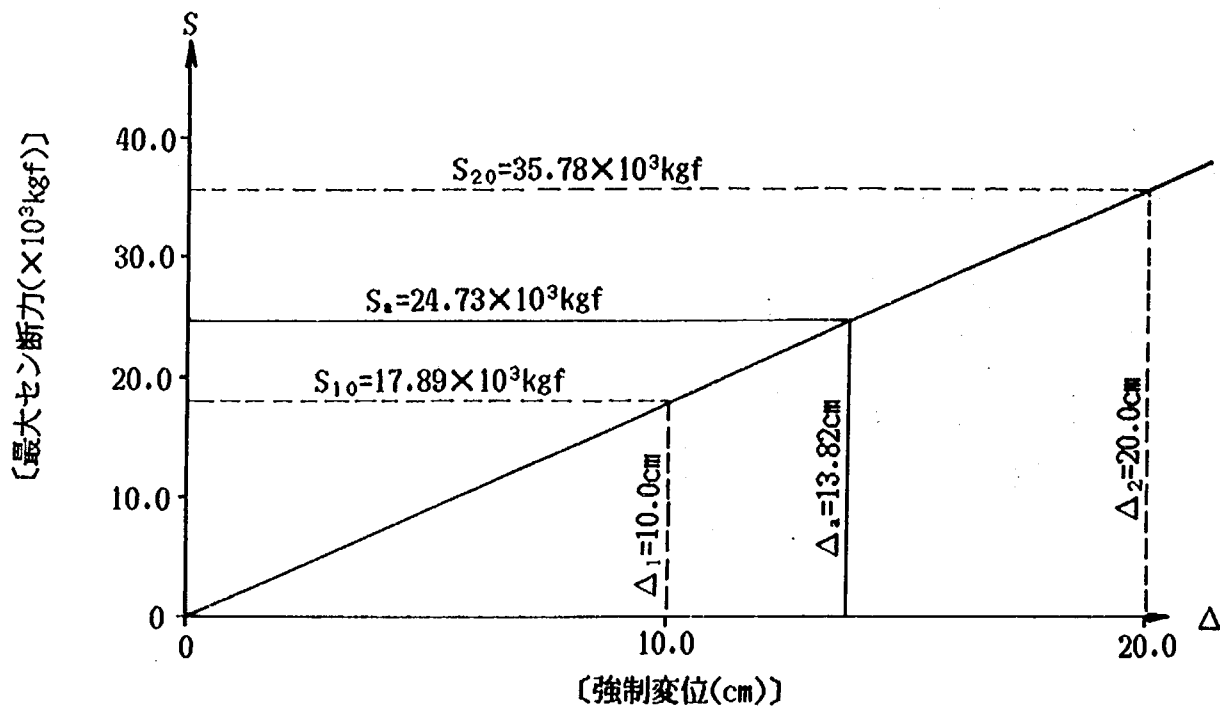


図2.5.29 最大せん断力－強制変位相関図

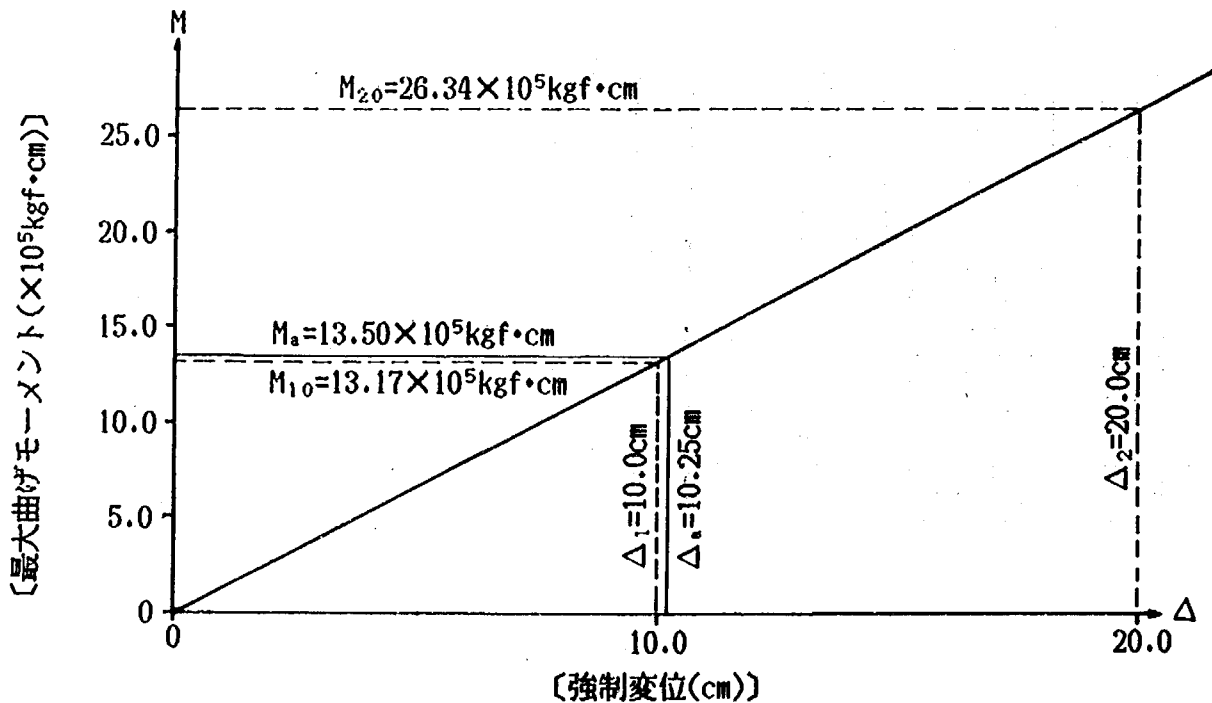


図2.5.30 最大曲げモーメント－強制変位相関図

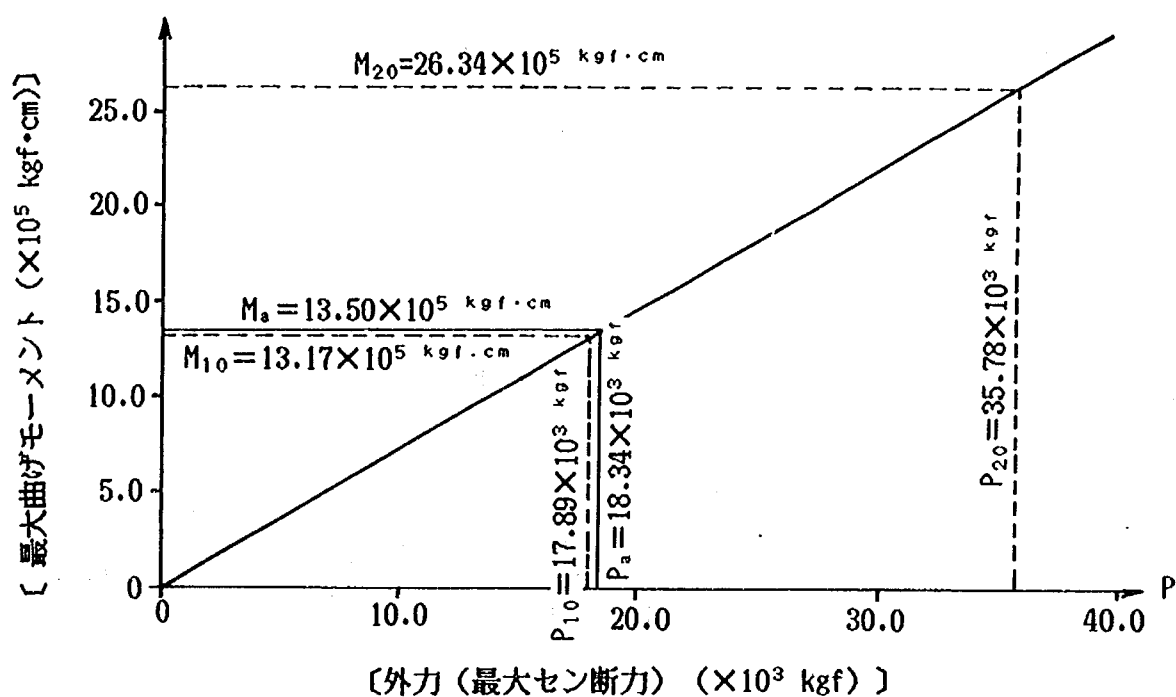


図2.5.31 最大曲げモーメントー外力相関図

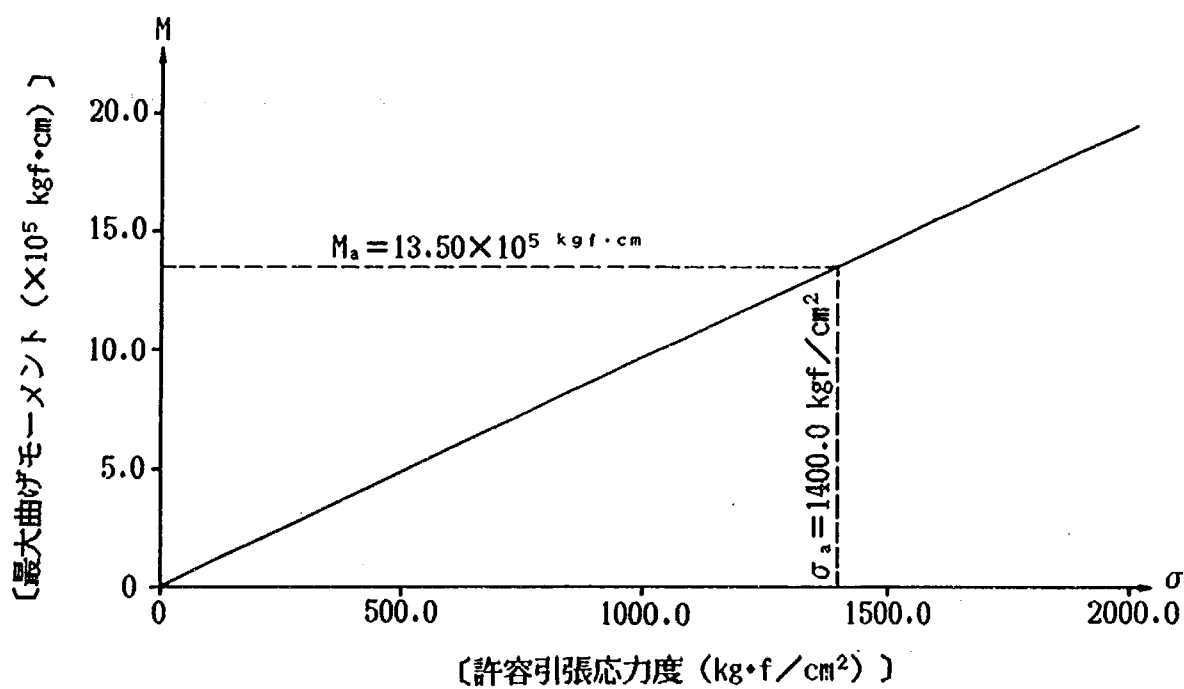


図2.5.32 最大曲げモーメントー許容引張応力度相関図

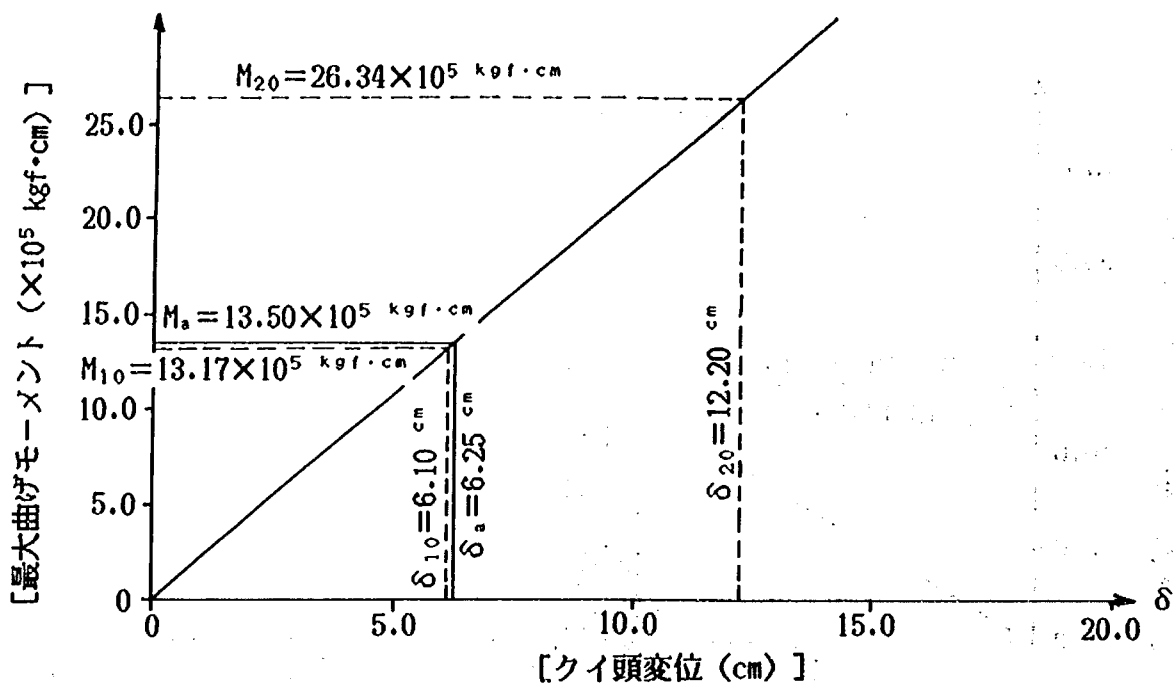


図2.5.33 最大曲げモーメントークイ頭変位相関図

する地すべり力（クイ側からいえば、クイの耐力）を算出した。

また、本解析モデルの場合、強制変位量に相当する地すべり推力は、すべり面におけるクイのせん断力（最大せん断力）と等しい。

したがって、各形式における最大せん断力を外力の基準値とし各々の許容外力を算出する。

(ロ) 許容応力度の計算

(i) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y$$

ここに、

$\sigma$ ；曲げ応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$N$ ；軸力 (kgf)

$A$ ；クイの有効断面積 (cm<sup>2</sup>)

$I$ ；クイの有効断面二次モーメント (cm<sup>4</sup>)

$M$ ；曲げモーメント (kgf・cm)

$y$ ；重心からの距離 (cm)

今、軸力による応力度は曲げに対する応力度の1～2%程度であることにより、 $N=0$ と考えると、

$$\begin{aligned} M_a &= \frac{I}{y} \sigma_a \\ &= \frac{1.96 \times 10^4}{40.6412} \times 1400 \end{aligned}$$

$$=13.50 \times 10^5 \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$=13.50 \text{tf} \cdot \text{m}$$

## (ii) セン断応力度

円環断面のセン断応力度は、次式で表わされる。

$$\tau_{\max} = \alpha \cdot \frac{S}{A}$$

ここに、

$\tau_{\max}$  ; セン断応力度 (kgf・cm<sup>2</sup>)

$S$  ; セン断力 (kgf)

$A$  ; クイの有効断面積 (cm<sup>2</sup>)

$D$  ; クイの外径 (cm)

$d$  ; クイの内径 (cm)

$$\alpha ; \frac{\text{最大応力度}}{\text{平均応力度}} = \frac{4(D^2 + Dd + d^2)}{3(D^2 + d^2)}$$

今、 $\tau_a = 500 \text{kgf/cm}^2$ ,  $A = 98.9 \text{cm}^2$

$$\alpha = \frac{4 \times (40.64^2 + 40.64 \times 39.06 + 39.06^2)}{3 \times (40.64^2 + 39.06^2)} = 2.0$$

したがって、

$$S_a = \frac{\sigma_a \cdot A}{\alpha}$$

$$= \frac{500 \times 98.9}{2.0}$$

$$= 24.73 \text{tf}$$

## (v) 最大地すべり抵抗力の計算

地すべり抑止グイに生じる最大曲げモーメントおよび最大セン断力から、地すべり抑止グイの最大地すべり抵抗力は、下記の式を用いて計算する。

### (i) 部材の安全率の計算

曲げモーメントに対する部材の安全率  $F_{SM}$  は、

$$F_{SM} = \frac{M_a}{M_{\max}}$$

セン断力に対する部材の安全率  $F_{SS}$  は、

$$F_{SS} = \frac{S_a}{S_{\max}}$$

ここに、 $F_{SM}$  ; 曲げモーメントに対する部材の安全率

$F_{SS}$  ; セン断力に対する部材の安全率

$M_a$  ; 許容曲げモーメント

$S_a$  ; 許容せん断力

$M_{max}$  ; 最大曲げモーメント

$S_{max}$  ; 最大せん断力

(ii) 最大地すべり抵抗力の計算

ここで、 $F_{SM} < F_{SS}$  とすると、最大地すべり抵抗力  $P$  は次式により求まる (図 2.5.34 参照)。

$$P = (S_l + S_r) \times F_{SM}$$

ここに、 $P$  ; 最大地すべり抵抗力

$S_l$  ; 地すべり面のクイ部材に生じるせん断力 (下流側)

$S_r$  ; 地すべり面のクイ部材に生じるせん断力 (上流側)

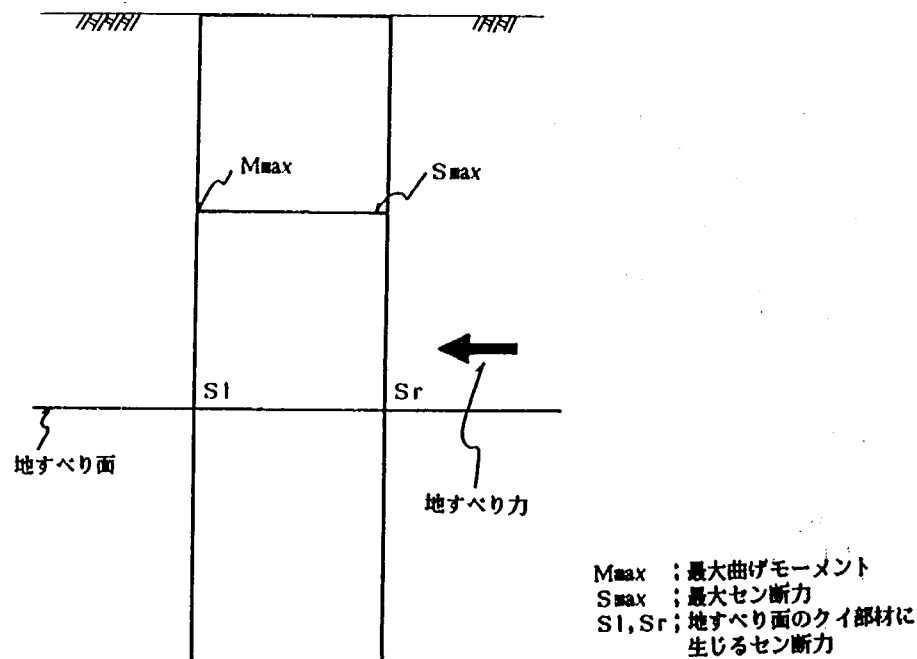


図2.5.34 地すべり抑止グイ

(5) 地すべり地内における連結グイの挙動測定例と数値解析

新潟県治山課<sup>54)</sup>は新潟県北魚沼郡守門村にある東野名地すべり地で図 2.5.35 に示すような連結構造体としてのクイの挙動を現場測定し、その結果を報告している。

測定は3基の門型グイでもって測定されたが、それらの測定結果を図 2.5.36 に示す。これらの図はヒズミを測定し、モーメント分布を求めたものだが、No.2, No.3 門型グイのモーメント分布型は類似しているが、No.1 門型グイのモーメント分布型はこれらとは異なっていること、またクイ頭のモーメント分布から伺えるように地すべりの移動に伴ないクイ本体でのモーメントの増加は著しいものの、グイ連結部での変化はほとんどみられず、連結の効果はほとんど認められないことを報告している。

新潟県治山課の測定の場合、H 鋼によるクイ頭の連結のため、真にクイ頭が剛結されているかどうか疑問であるが、いずれにせよ、測定結果によればクイの頭部連結の効果はモーメント分布から認められない。

そこで数値計算により東野名地すべりの地盤をモデル化し、解析してみた。解析モデルは図 2.5.37 に示

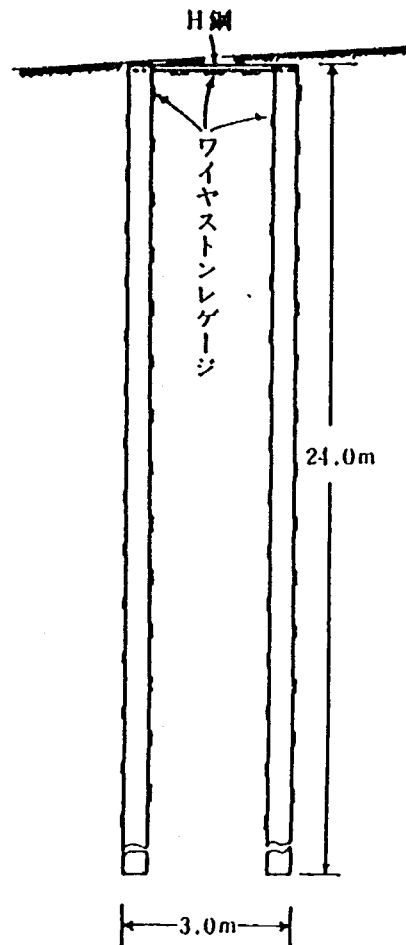


図2.5.35 門型剛結グイ(No. 3)  
のストレンゲージ配置図  
(福本安正による)

す。解析方法は2-5-8の(2)以後で述べた方法と同じに行なった。解析に用いた地盤の物性値は表2.5.4に、またクイの物性値は表2.5.5に示す通りである。またクイの特性長は移物層で181 cm, 不動層で121 cmである(表2.5.6)。

以上のもとに有限要素法により解析を行ないモーメント分布図, 変位図を示したものが図2.5.38, 図2.5.39である。

本解析ではクイ頭はクイ本体と同じ剛性を持つ部材で剛結されているがモーメント分布を図2.5.36に示された現場測定結果と比較するとNo.1門型グイと類似していることが認められる。解析の結果でもクイ頭の連結効果はほとんど認められないことがわかる。

#### (6) 考 察

地すべり抑止グイの頭部連結等の効果を把握するために、有限要素法を用いて数値計算を行なった。

その結果は、次のように要約される。

- (i) クイの耐力(許容最大外力)は、曲げモーメントにより決定される。
- (ii) クイの効果は、クイの間隔を広げることにより、若干ではあるが上がることがわかった。これは、間隔を広げることにより、地すべり力に抵抗する力の比率は、川側(左側)のクイに比べて山側(右側)のクイの方が大きくなるためである。
- (iii) 2本の地すべりグイを上部で連結した門型グイの場合は、連結されていない場合に比べて耐力の増加

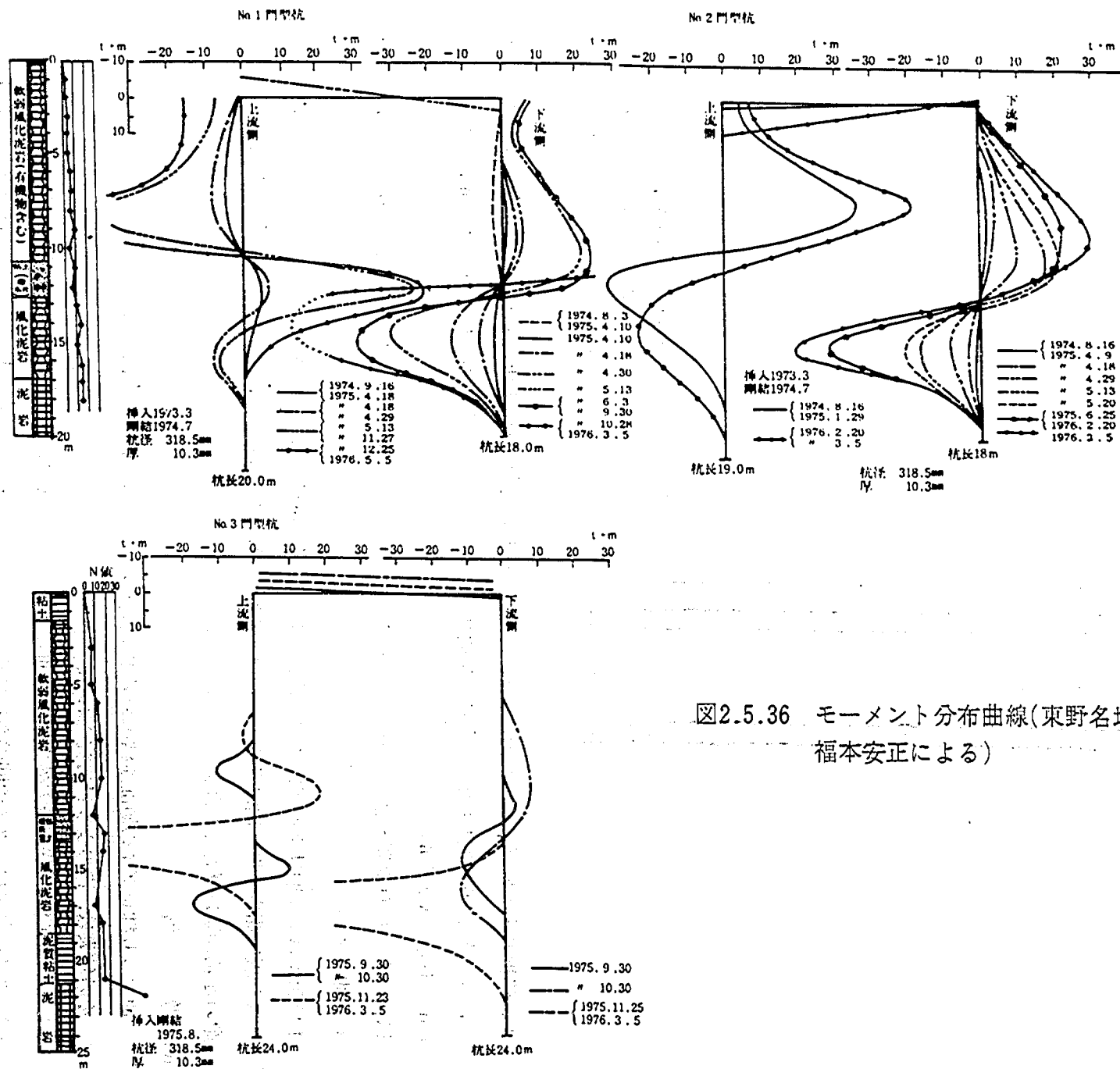


図2.5.36 モーメント分布曲線(東野名地すべり地, 福本安正による)



はほとんど認められない。同様な結果は現場計測からも報告されている。

(iv) 単グイと比較すると、どのケースについても単グイの2本分相当の効果はみられない。

以上のことより、全体の剛性が大きい構造形式のラーメングイを地すべりグイに用いても、さほど大きな効果は期待できないことがわかった。これはクイの特性長が移動層及び不動層の厚さ 20 m に対し、それぞれ 2.1 m, 1.4 m (図 2・5・37 の解析ケースでは 1.8 m, 1.2 m) と短いためである。

したがって、本解析の規模の地すべりに対しては、地すべり抑止グイの剛性をさらに大きくしなければラーメングイの効果は生じないと考えられる。すなわち、地すべり規模に応じた適切なクイの剛性があると考えられるが、一般に地すべり防止対策グイとして用いられている  $\phi 300$  前後の鋼管グイの剛性では通常の使われ方がされる限りクイ頭の連結効果はほとんど無いといっても過言ではない。ただし抑えグイとして頭部連結したクイはクイの剛性が上り、抑止効果の向上が期待できる。

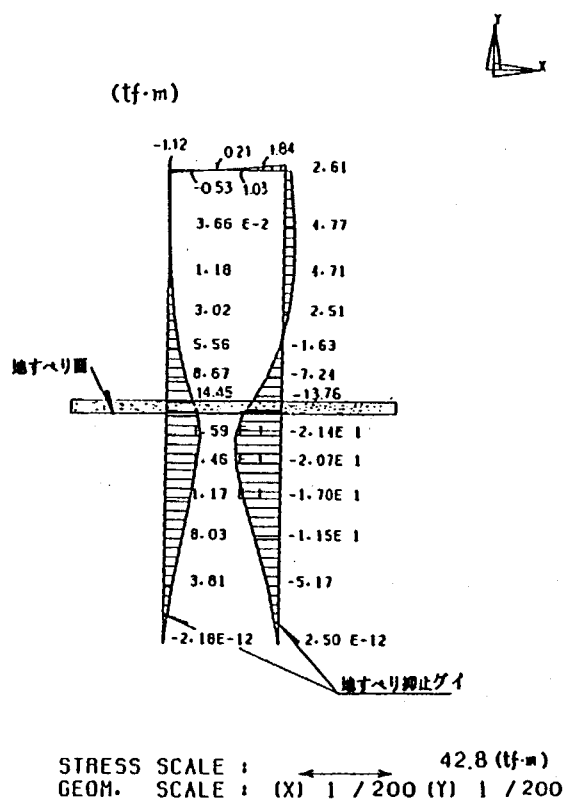


図2.5.38 クイの曲げモーメント図

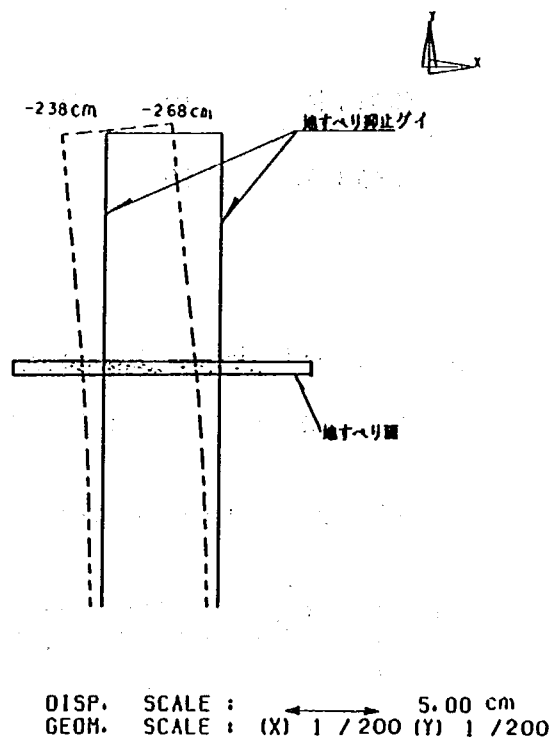


図2.5.39 クイの変位図

## 2-5-9 剛体グイの連結構造体としての抑止効果

### (1) 枠型地すべり防止対策グイ

わが国には地すべり防止対策グイとして剛体グイを連結構造体として用いた例はないが、中国の鉄道関係では枠型グイとして大規模の地すべり対策グイとして用いられている<sup>20)</sup>。

枠型地すべり防止グイとは前後2本のクイを2~3本の横バリで連結し、剛性の強い構造にしたものである。これは単グイに比して剛性が強く、地すべり推力への抵抗力を大いに期待し得るものである。

中国では長方形断面の地すべりグイが用いられている。これは一種の現場打ちグイであるが、通常はクイ断面を大きくすることによって地すべり推力の大きなものに対抗させている。しかしクイに曲げが加わ

り、その強さはクイの剛性に左右されるが、クイの断面を大きくすることによって剛性を高める方法は良い方法とはいえないし、また施工が難かしくなり適当でない。そこで中国のある現場では、以下に示すような枠型グイが規模の大きい地すべり抑止に用いられている。その一例のクイは成昆線の玉田三線地すべり地で用いられたものである<sup>55)</sup>。

この地すべりは以前より活動を繰り返しているものであるが、調査によると、すべり面まで 20 m あり、設計上の必要抑止力は 355 tf/m であった。当初設計で採用したクイは 3×4 m の鉄筋コンクリートの長方形断面のものであった。クイの全長は 30 m でそのうち 10 m を根入れ部とした。クイ間隔は 6 m で 1 本当りのクイの受ける地すべり推力は 2130 tf と見積もられた。

当初設計のもとにクイが施工されたしたが、その施工中、地表から 29 m の地下に別のすべり面があることが発見された。このすべり面を考慮すると、1 本当りのクイにかかる推力は 2,755 tf に増大するため、設計変更をしなければならなくなった。当時このクイは施工中であり、厚さ 30 cm の鉄筋コンクリート支保工にはひび割れが大きくなるなどの問題が生じた。

設計変更をするにあたって 6 つの案を検討し最終的には枠型グイの採用に踏み切った。検討は有限要素法により、図 2.5.40 に示す各案について行った。

第 1 案ではクイの断面は 3×4 m のままとするが、クイの全長を 39 m に変更するものである。この案では最大曲げモーメントは 11,800 tf・m であり、鉄筋量もそれほど増大することなく、このモーメントに対抗できる。しかしクイの剛性が十分でなく、地すべり推力の大部分は根入れ岩盤に伝えることなく、クイ下方の移動土塊に伝達するため、地すべり抑止効果が高まらない。

第 2 案では、クイの断面は 3×4 m のままで、クイの全長を 39 m とし、クイ頭部をアンカーで引くというものであるが、アンカーの施工が難しいとしてこの案は見送られた。

第 3 案はクイの断面を 3.5×7.0 m に変え、クイ長を 39 m にした場合であるが、解析結果からみると、クイに生じる最大曲げモーメントが倍増する割にはクイの抑止効果が高まらず、また掘削済みのクイの断面を拡大するのが難しいため、この案も採用されなかった。

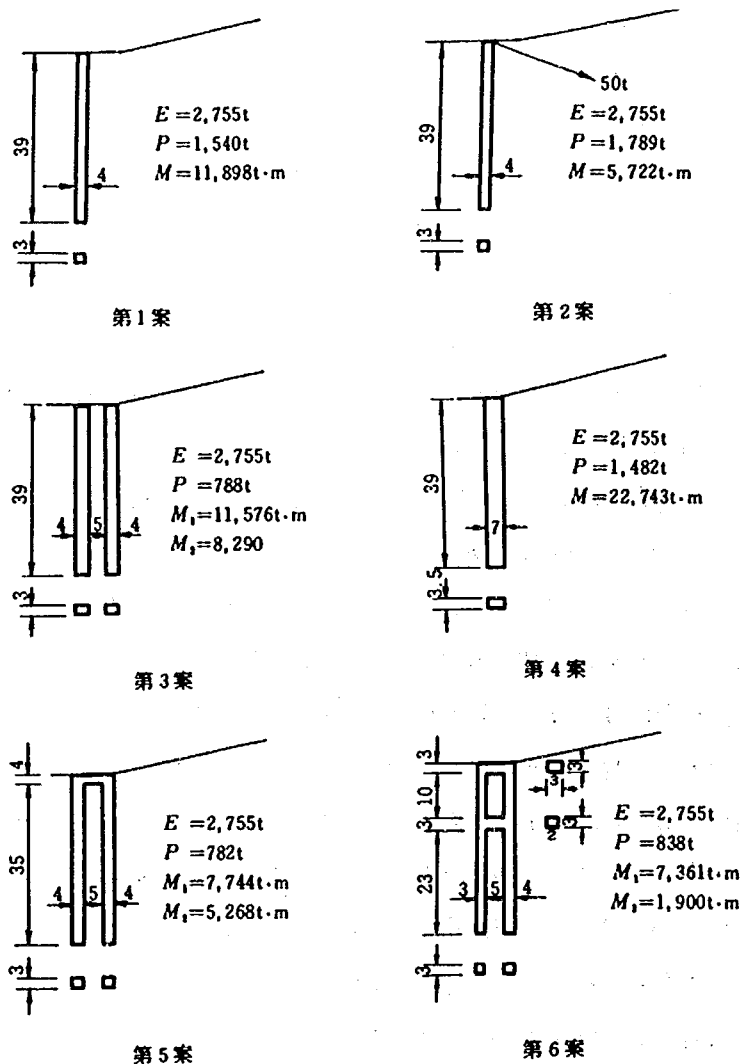
第 4 案は 3×4 m のクイを二列に用いることで、抑止効果を十分高めることができるが、クイに生じる曲げモーメントが大きくなり、鉄筋量も増大する。また斜面下方にさらに 1 本の 3×4 m のクイを施工しなければならず不経済であるとして本案も採用されなかった。

第 5 案は門型のクイであり、解析の結果では 2 列に設置されたクイよりも最大曲げモーメントを著しく減少させるという利点がある。しかしすべり面上部のクイ長が 29 m もあるのに、その間でクイは連結されておらずクイに生じる曲げモーメントが大きすぎるため、すべり面の深いものにはまだ問題であるとして採用されなかった。

最後に枠型グイの第 6 案がある。解析結果からこの方式をとれば斜面下方のクイの断面を 3×3 m まで減少させるとともに第 5 案の門型グイの場合よりも最大曲げモーメントを 3,000 tf・m あまり減少させることが可能となった (図 2.5.41 参照)。すなわち、この方式をとることによってクイの剛性を高め、クイに生じる曲げモーメントを減じ、根入れ長を短くするとともに、クイの断面寸法を小さくできるため施工上からも都合のよいことから、この案が採用された。

枠型グイは横バリを作る場合にはトンネル導坑の掘削方法と同じやり方で施工された。施工は通常のクイに比べれば難しいが、横バリの長さは短いので実際に施工は可能である。

以上中国で実際に施工されているクイ工の一例を紹介したが、強大な地すべり推力に抵抗するためには少々の施工上の難点はあるものの、いろいろなタイプの構造をもったクイ工の検討が我が国でも必要であることを認識していく必要がある。



$E$ : 地すべり推力,  $P$ : 移動土塊の抵抗力の和,  
 $M$ : クイに生ずる最大曲げモーメント,  $M_1$ : 山側グイ,  $M_2$ : 川側グイ

図2.5.40 地すべりグイの各案の設計見取図(高地, 1982)

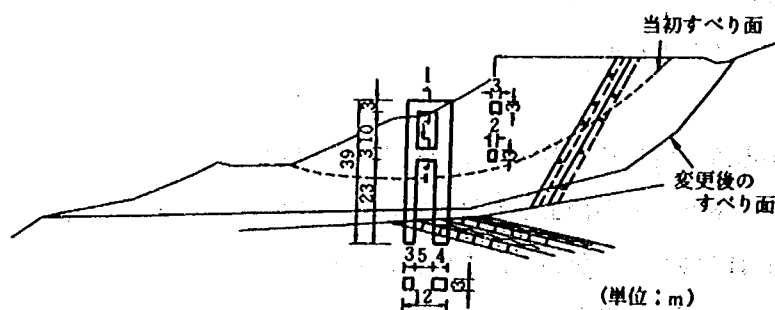


図2.5.41 枠式地すべり防止グイの配置図  
 (高他による, 1982)

## (2) 連結構造体としての剛体グイの数値解析

### (イ) 目 的

強大な地すべり力に抵抗させるために単グイ（シャフト）の他に剛性の大きいラーメン構造の門型グイや枠型グイの使用であるが、本解析にはこれらのグイの抑止効果を解析的に調べ、地すべり抑止グイの合理的な設計法の確立をはかるための基礎資料を得ることを目的に実施したものである。

### (ロ) 解析内容

地すべり抑止グイの挙動解析には、地すべり土塊が変位する下での有限要素法を用いた。解析モデルは移動層、不動層、地すべり面および地すべり抑止グイからなる系を鉛直断面の平面歪モデルとし、図 2.5.42 に示すように設定した。移動層および不動層は線形弾性体、地すべり面はローラーによるジョイント、地すべり抑止グイははり要素を使用した。地すべり推力は右側から強制変位量として作用させた。

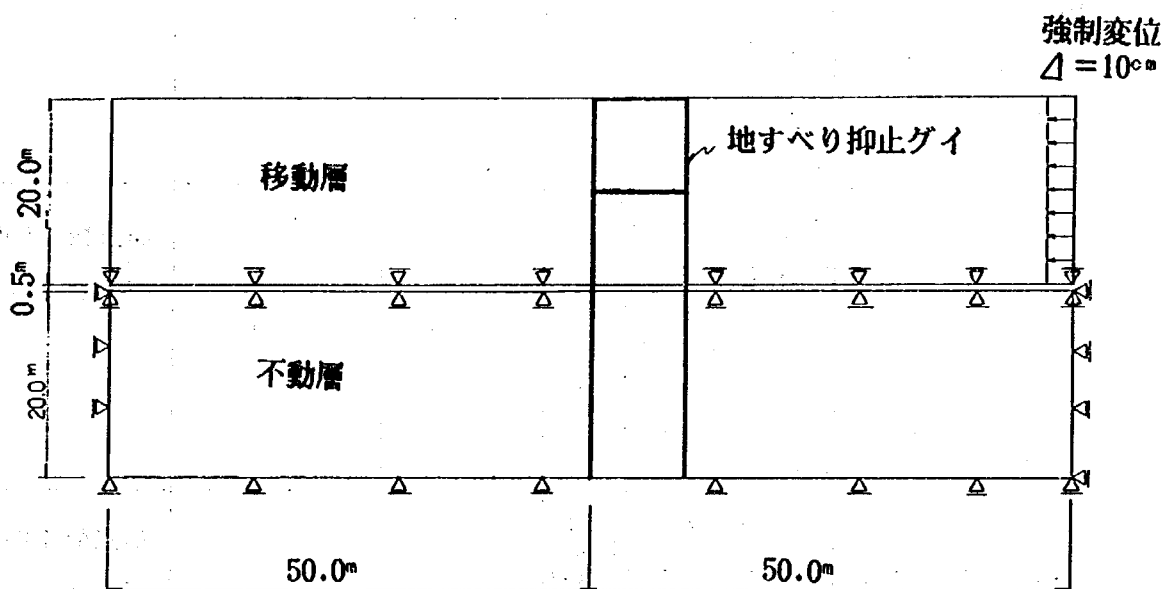


図2.5.42 地すべり土塊—地すべり抑止グイ系の解析モデル

計算はグイの形式やグイ長の異なる4ケースについて実施した。計算結果は各ケースごとに次の項目について整理した。

- (i) 地盤の変位分布 (ii) 地盤の応力分布 (iii) 地すべり抑止グイの変位分布
- (iv) 地すべり抑止グイのせん断力分布 (v) 地すべり抑止グイの曲げモーメント分布

解析方法は有限要素法（2—5—8参照）による数値計算を行った。解析ケースは図 2.5.43 に示す4ケースとし、グイの型式およびグイ長を4通り変化させた。

有限要素分割は図 2.5.42 に示すモデルに対して行った。この結果を図 2.5.44 に示す。この有限要素モデルの節点数は620で要素数は540である。

本解析では、不動層および移動層は線形弾性体とし、地すべり面は厚さ50cmのローラーによるジョイントとした。また、抑止グイは均一剛性を有するはり要素で表現した。その他の計算条件は以下のとおりである。

- (i) 解析場………平面歪条件

| ケース | 解析モデル | 形状   | 外力条件                           | 備考                     |
|-----|-------|------|--------------------------------|------------------------|
| 1   |       | 単グイ  | 強制変位<br>$\Delta = 0.1\text{m}$ | 節点数 ; 620<br>要素数 ; 540 |
| 2   |       | 門型グイ | 同上                             | 節点数 ; 620<br>要素数 ; 540 |
| 3   |       | 門型グイ | 同上                             | 節点数 ; 500<br>要素数 ; 432 |
| 4   |       | 枠型グイ | 同上                             | 節点数 ; 620<br>要素数 ; 540 |

図2.5.43 解析ケース一覧

(ii) 境界条件……不動層の側面は  $x$  方向に、底面は  $y$  方向に固定した。

(iii) 荷重条件……地すべり推力を強制変位量として与えた。その値は  $10\text{ cm}$  とし、移動層右側から作用させた。なお体積力（自重）による初期応力は無視した。

(iv) 解析に用いた物性値

表 2.5.7。

(v) クイの物性値

表 2.5.8。

またクイの特性長を求めると表 2.5.9, 許容応力の計算として許容曲げモーメントと許容せん断力を求めると表 2.5.10 になる。

表2.5.7 地盤の物性値

| 地 盤  | 解析ケース  | N値 | 弾性係数<br>$E(\text{tf/m}^2)$ | 地盤反力係数<br>$k(\text{tf/m}^3)$ | ポアソン比<br>$\nu$ |
|------|--------|----|----------------------------|------------------------------|----------------|
| 移動土塊 | ケース1～4 | 10 | 5,000                      | 2,000                        | 0.3            |
| 不動土塊 | ケース1～4 | 50 | 25,000                     | 10,000                       | 0.2            |

表2.5.8 クイの物性値

| 解析ケース  | 外 径<br>$D(\text{mm})$ | 肉 厚<br>$t(\text{mm})$ | 弾性係数<br>$E(\text{tf/m}^2)$ | 断面二次<br>モーメント<br>$I(\text{m}^4)$ | 断 面 積<br>$A(\text{m}^2)$ | 許容応力度 ( $\text{tf/m}^2$ ) |               |
|--------|-----------------------|-----------------------|----------------------------|----------------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------|
|        |                       |                       |                            |                                  |                          | 曲げ; $\sigma_{ca}$         | せん断; $\tau_a$ |
| ケース1～4 | 2,500                 | 83.8                  | $2.1 \times 10^7$          | $2.47 \times 10^{-1}$            | 0.32353                  | 14000.0                   | 5000.0        |

表2.5.9 クイの特性長

| 地層  | 記号    | 特性長 $L(\text{cm})$ |
|-----|-------|--------------------|
|     |       | ケース1～4             |
| 移動層 | $L_1$ | 803                |
| 不動層 | $L_2$ | 537                |

表2.5.10 許容曲げモーメントおよび許容せん断力計算表

|        | 許容曲げモーメント                                  |                                      |                        |                                                  | 許容せん断力                                    |                         |                            |                             |
|--------|--------------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------|
|        | 許容曲げ<br>応力度<br>$\sigma_a(\text{kgf/cm}^2)$ | クイの断面二<br>次モーメント<br>$I(\text{cm}^4)$ | 偏心距離<br>$y(\text{cm})$ | 許容曲げ<br>モーメント<br>$M_a(\text{kgf}\cdot\text{cm})$ | 許容せん断<br>応力度<br>$\tau_a(\text{kgf/cm}^2)$ | 円環の<br>断面係数<br>$\alpha$ | クイの断面積<br>$A(\text{cm}^2)$ | 許容せん断力<br>$S_a(\text{kgf})$ |
| ケース1～4 | 1400                                       | $2.47 \times 10^7$                   | 125                    | $2.766 \times 10^8$                              | 500                                       | 2.0                     | 3235.3                     | 808825                      |

### (イ) 剛体グイの挙動解析結果

形式の違いによる地すべり抑止効果を把握するために、4種類の抑止グイを設定して解析を行った。各ケースの計算結果を(表2.5.11)に示す。以下、結果について述べる。

#### (i) 地盤の変位分布

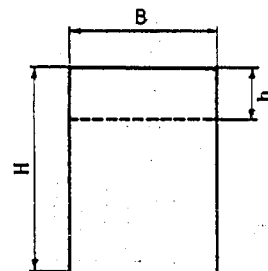
ケース毎の地盤の変位図をみると、移動層の水平変位は、すべり面に対してほぼ平行に生じている(一例として図2.5.45)。上流側の強制変位量10 cmに対して、地すべり面左端の変位を見ると、単グイで約5 cm、門型グイおよび枠型グイで約2.5 cmの変位が地すべり方向に生じていることがわかる。このようにラーメン構造にすると移動層の変位は小さくなる。

#### (ii) 地盤の応力分布

ケース毎の主応力図をみると、不動層上部の抑止グイの左右近傍で圧縮力と引張応力の最大がほぼ同じ大きさに生じている(1例として図2.5.46)。そのうち圧縮応力の大きさは単グイで約40 tf/

表2.5.11 計算結果一覧表

| 形 式 |      |                               | 解 析 結 果             |        |        |                 |                          |        |                |                    |                 |                               | 最大地すべり抵抗力       |                                   |        |         |                                           |        |         |                       | 最大<br>クイ頭<br>変位<br>(cm) |       |
|-----|------|-------------------------------|---------------------|--------|--------|-----------------|--------------------------|--------|----------------|--------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|-----------------------------------|--------|---------|-------------------------------------------|--------|---------|-----------------------|-------------------------|-------|
|     |      |                               | 最大せん断力<br>S<br>(tf) |        |        |                 | 最大曲げモーメント<br>M<br>(tf・m) |        |                | クイ頭変位<br>U<br>(cm) |                 | 地盤主応力<br>(tf/m <sup>2</sup> ) |                 | 許容せん断に達したときの<br>最大地すべり抵抗力<br>(tf) |        |         | 許容曲げモーメントに達<br>したときの最大地すべり<br>抵抗力<br>(tf) |        |         | 最大地すべり抵抗<br>力<br>(tf) |                         |       |
|     |      |                               |                     |        |        |                 |                          |        |                |                    |                 |                               |                 |                                   |        |         |                                           |        |         |                       |                         |       |
|     |      |                               | 川側                  | 山側     | 最大値    | 安全率             | 川側                       | 山側     | 安全率            | 川側                 | 山側              | 引張                            | 圧縮              | 川側                                | 山側     | ΣPs     | 川側                                        | 山側     | ΣPm     | 安全率                   |                         | P     |
| Sl  | Sr   | S <sub>max</sub>              | F <sub>ss</sub>     | Ml     | Mr     | F <sub>sm</sub> | Ul                       | Ur     | σ <sub>l</sub> | σ <sub>r</sub>     | P <sub>sl</sub> | P <sub>sr</sub>               | P <sub>ml</sub> | P <sub>mr</sub>                   |        |         |                                           |        |         |                       |                         |       |
| 1   | 単グイ  | H=40.5m                       | 146.05              |        | 146.05 | 5.54            | 667.25                   |        | 4.15           | 5.07               |                 | 41.57                         | 40.94           | 808.83                            |        | 808.83  | 606.11                                    |        | 606.11  | 4.15                  | 606.11                  | 21.04 |
| 2   | 門型グイ | B=10.0m<br>H=40.5m            | 76.41               | 127.61 | 127.61 | 6.34            | 536.31                   | 441.45 | 5.16           | 3.33               | 3.33            | 38.75                         | 31.16           | 484.44                            | 808.83 | 1293.27 | 394.28                                    | 658.47 | 1052.75 | 5.16                  | 1052.75                 | 17.18 |
| 3   | 門型グイ | B=10.0m<br>H=40.5m            | 68.97               | 131.56 | 131.56 | 6.15            | 592.05                   | 462.40 | 4.67           | 3.53               | 3.53            | 40.41                         | 32.47           | 424.17                            | 〃      | 1233.00 | 322.09                                    | 614.39 | 936.48  | 4.67                  | 936.48                  | 16.49 |
| 4   | 枠型グイ | B=10.0m<br>H=40.5m<br>h=10.0m | 96.78               | 120.78 | 134.74 | 6.00            | 678.59                   | 653.62 | 4.08           | 2.63               | 2.64            | 34.65                         | 31.54           | 580.68                            | 724.68 | 1305.36 | 394.86                                    | 492.78 | 887.64  | 4.08                  | 887.64                  | 10.77 |



注) 2-5-8の(4)の(ハ)に示す最大地すべり抵抗力の計算の手順に従い、最大地すべり抵抗力Pおよび安全率F<sub>s</sub>を求める。

これより、最大クイ頭変位は $U_{max} = U_r \times F_s$ となる。

ここに、 S<sub>a</sub> : 許容せん断力・・・・・・ 808.83tf (7-21~4)

M<sub>s</sub> : 許容曲げモーメント・・・・ 2766 tf・m (〃)

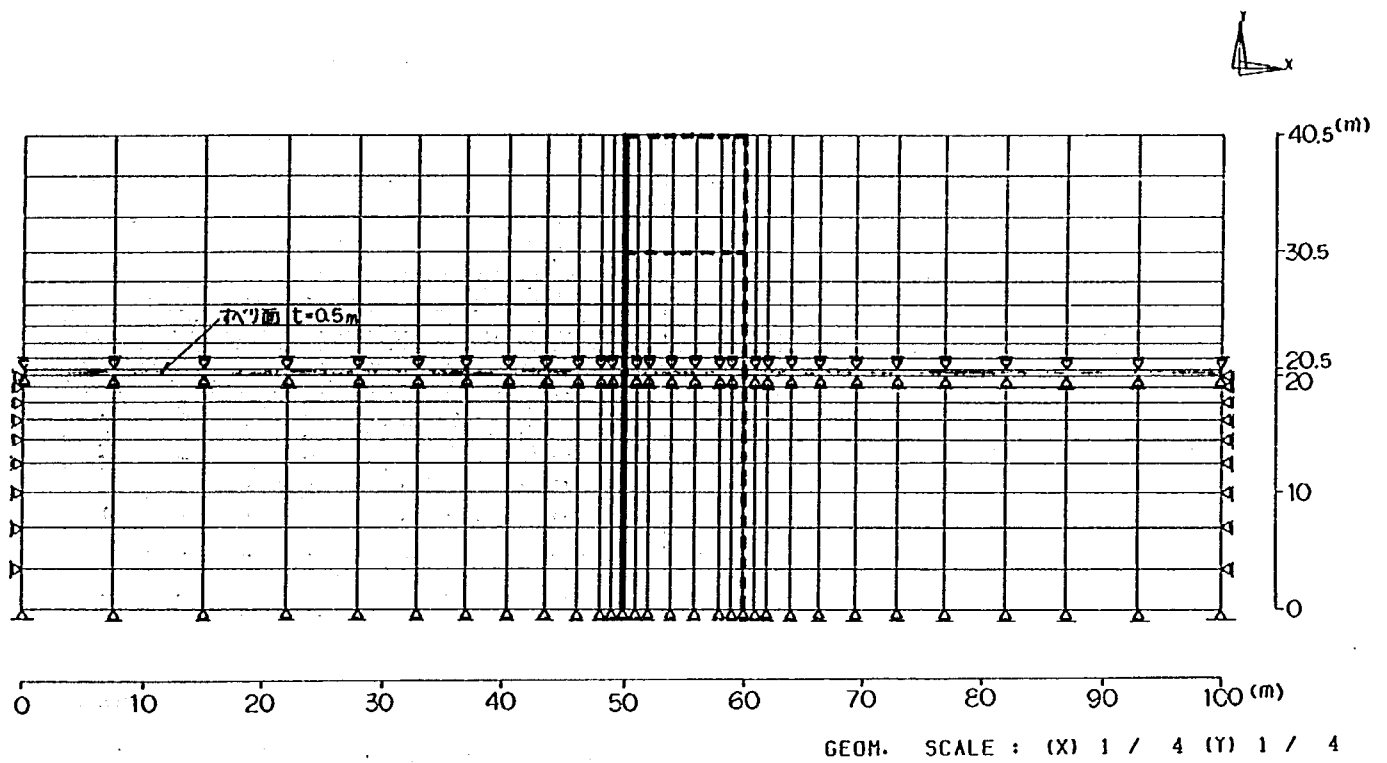


図2.5.44 解析モデル図

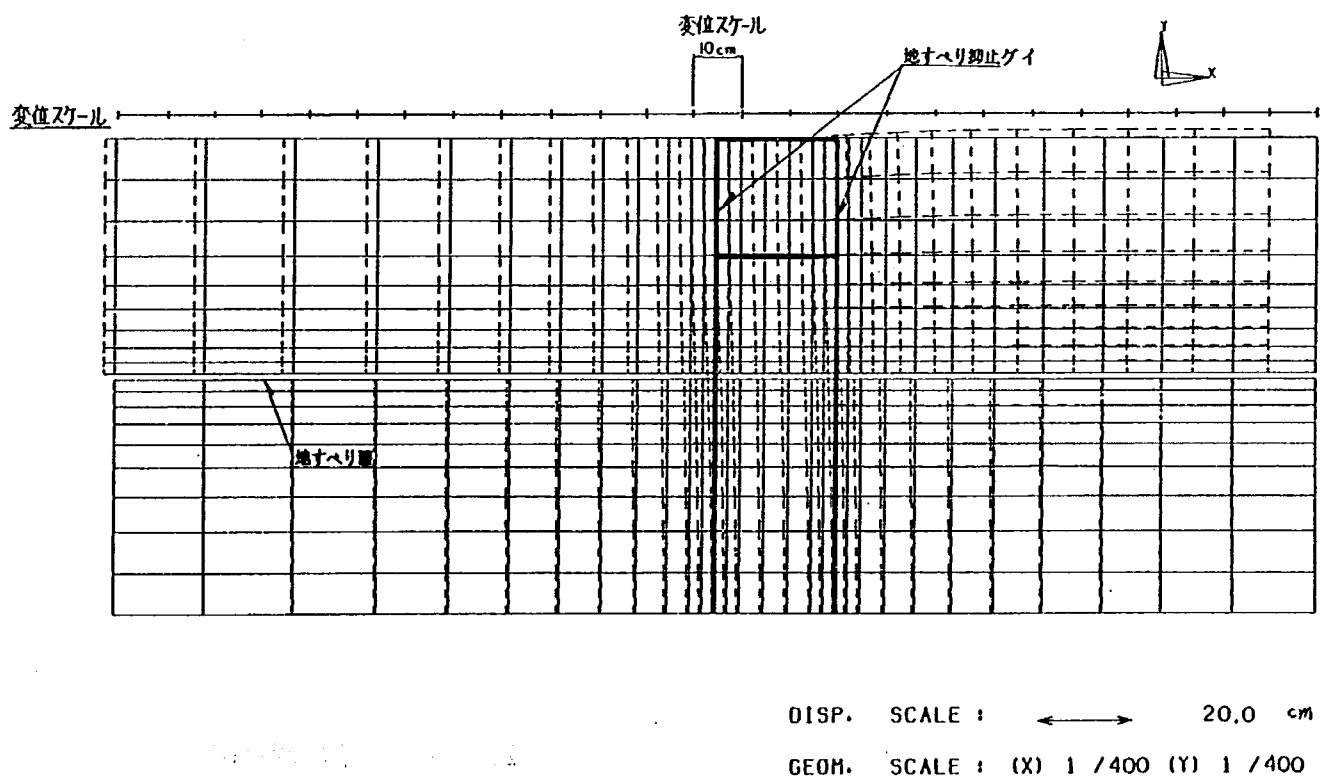
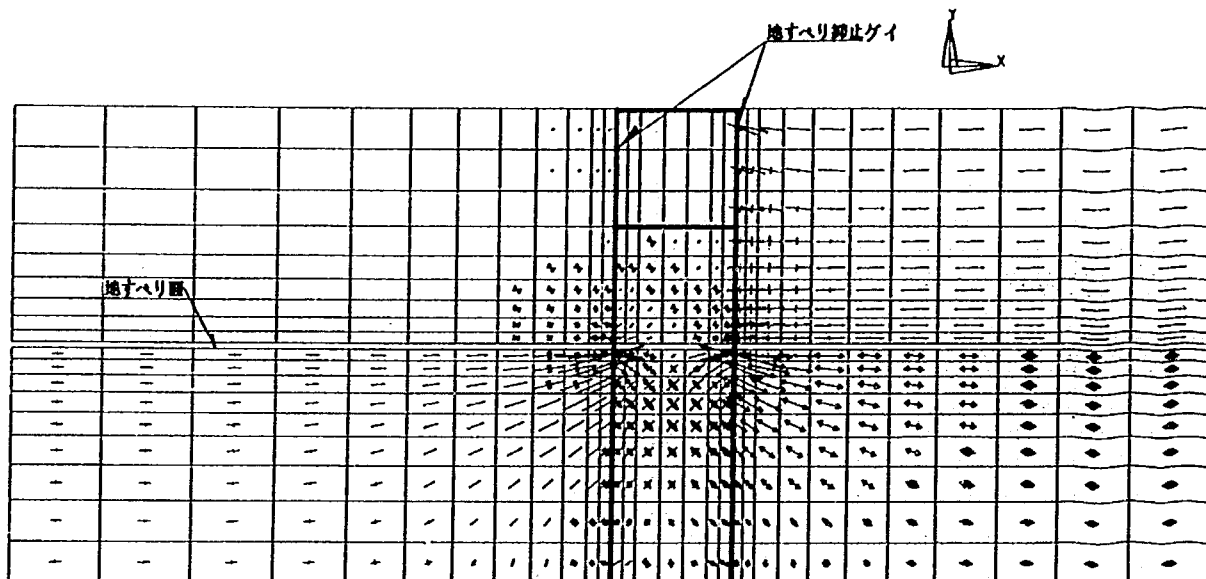


図2.5.45 変位図(ケース4)

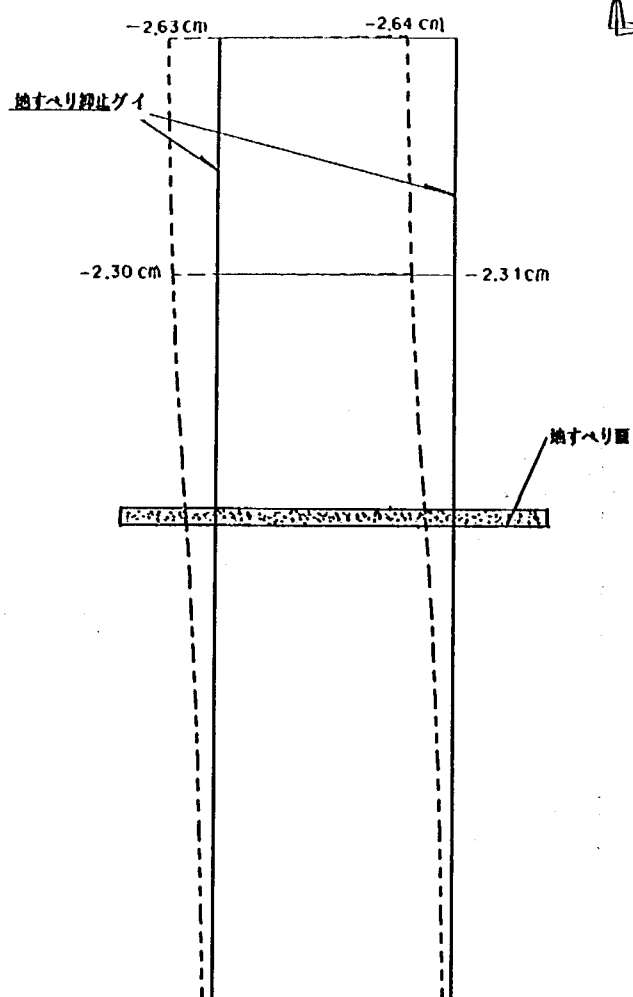


STRESS SCALE :  $\longleftrightarrow$  40.0 (tf/m<sup>2</sup>)

GEOM. SCALE : (X) 1 / 400 (Y) 1 / 400



図2.5.46 主応力ベクトル図  
(ケース4)



DISP. SCALE :  $\longleftrightarrow$  5.00 (cm)  
GEOM. SCALE : (X) 1 / 200 (Y) 1 / 200

図2.5.47 クイの変位図  
(ケース4)

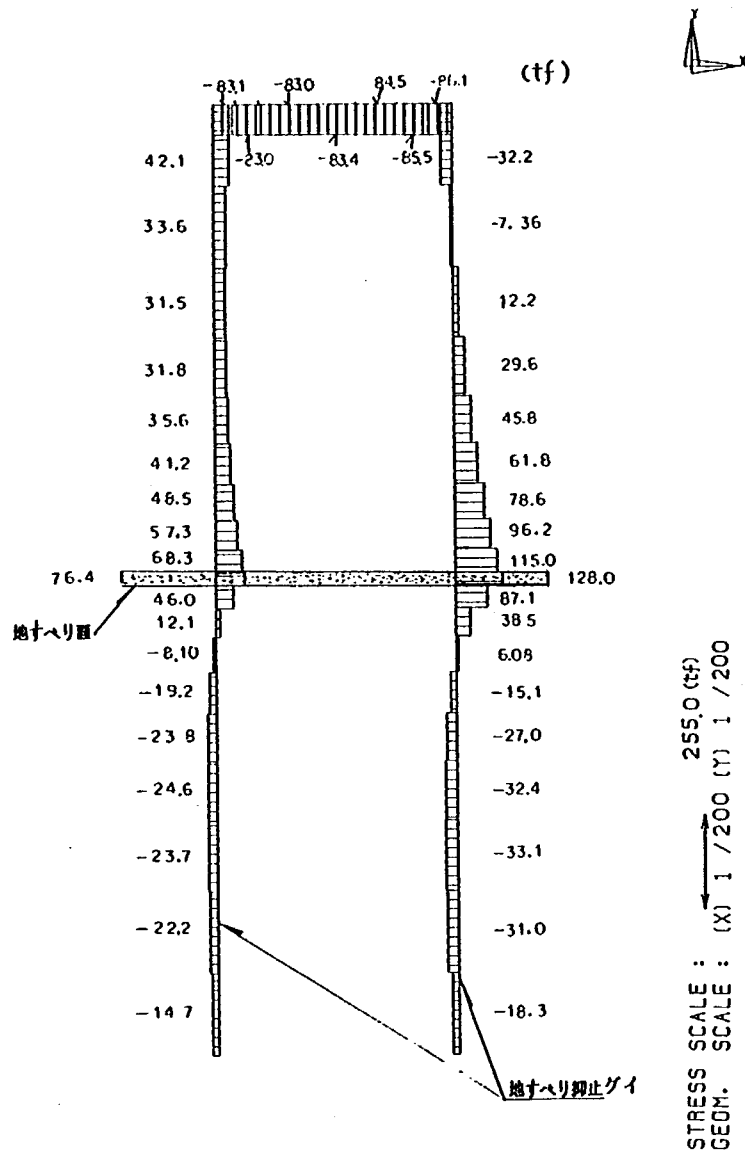


図2.5.48 クイのセン断力図(ケース2)

m<sup>2</sup>, 門型グイと枠型グイの場合は, 下流側のクイに隣接した要素の方が上流側よりも大きくその大きさは約 30 tf/m となっている。このことから, 門型グイや枠型グイの方が単グイに比べて不動層に発生する応力は小さいことがわかる。

### (iii) クイの変位分布

ケース毎のクイの変位図をみると, どのケースもクイ頭で最大の変位を生じ, その大きさは地すべり面での変位の約 2 倍の大きさとなっている(1 例として図 2.5.47)。強制変位量 10 cm に対するクイ頭変位量は, 単グイで 5.08 cm, 門型グイで 3.53 cm, 下流側に移動層がない場合の門型グイで 3.53 cm, 枠型グイで 2.64 cm となっている。このことより, 枠型グイの場合は単グイの約半分のクイ頭変位となることがわかる。

### (iv) クイのセン断力分布

ケース毎のクイのセン断力をみると最大セン断力は枠型グイを除いてどのケースでも地すべり面に生じており, その大きさは, 単グイの場合で 146 tf, 門型グイで 128 tf となっている(図 2.5.48

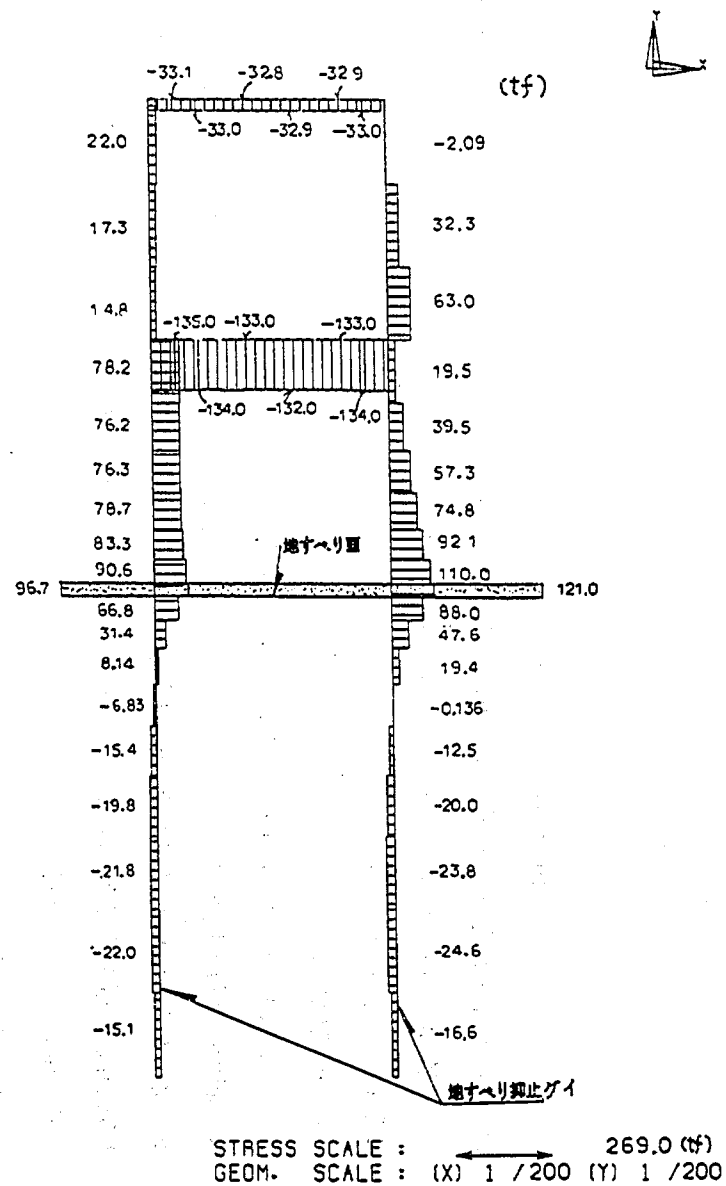


図2.5.49 クイのせん断力図(ケース4)

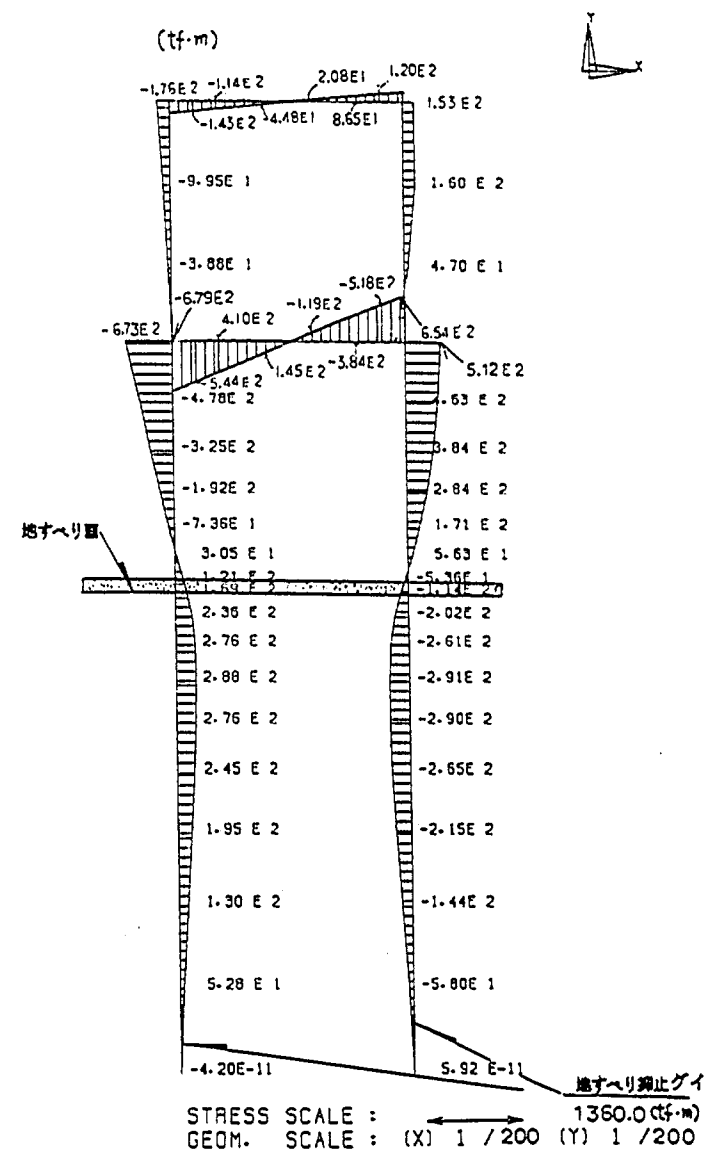


図2.5.50 クイの曲げモーメント図(ケース4)

参照)。また、枠型グイの場合は、下段の横バリ部に 135 tf の最大せん断力が生じているが、地すべり面では、121 tf となっている(図 2.5.49 参照)。このことより、ラーメン構造は単グイに比べて地すべり面付近の部材に生じるせん断力は小さくなることがわかる。

(v) クイのせん断力分布

ケース毎のクイの曲げモーメント図をみると、単グイの場合には不動層内上部で 667 tf・m の最大曲げモーメントが生じる。また、門型グイおよび枠型グイの場合には、下流側の横バリとの剛結部で最大曲げモーメントが生じ、それぞれ 536 t・m, 679 t・m となっている(図 2.5.50 参照)。このことより門型グイの方が枠型グイよりも部材に生じる曲げモーメントは小さいことがわかる。

(vi) 地盤の深度方向の水平応力分布

ケース毎の地盤の水平応力分布とその深度方向の分布をみると深度方向の水平応力は、すべり面をはさんで、移動層と不動層の応力の符号が逆になっていることがわかる。また、水平応力の最大値は、すべり面付近のクイの両側の要素に生じることがわかる。

(二) 結 論

有限要素法による数値計算の結果、次のことが明らかとなった。

- (i) 最大地すべり抵抗力(クイに生じる曲げモーメントが許容曲げモーメントに達する時の地すべり抵抗力)は曲げモーメントにより決定される。
  - (ii) クイの最大曲げモーメントが生じる位置は単グイの場合は不動層内上部となり、門型グイの場合は横バリと下流側の鉛直グイとの接合部となり、枠型グイの場合は下段の横バリと下流側の接合部となっている。
  - (iii) クイの最大せん断力は枠型グイを除いた他の形式のグイについてはどれも地すべり面の位置に発生し、地すべり面でのその大きさは単グイの場合が最も大きく、門、枠型の順に小さくなる。ただし、枠型グイの場合は下段の横バリ部が最大せん断力の発生位置となる。
  - (iv) 最大地すべり抵抗力が加わった場合のクイ頭変位は、単グイの場合を 1 とすると、門型グイで 0.8, 枠型グイで 0.5 のクイ頭変位が生ずる。このことより、門型グイや枠型グイのようなラーメン構造にするとクイ頭変位量を小さくする効果がある。
  - (v) 最大地すべり抵抗力は、ラーメン構造にしても単グイ 2 本分の大きさは期待できない。
  - (vi) クイの曲げ剛性を大きくしてラーメン構造にすると、変位の軽減効果は期待できるが、最大地すべり抵抗力の増加効果は期待できない。
  - (vii) ラーメン構造の場合、クイの最大曲げモーメントが横バリとの連結部に発生するので、この部分を補強して強度を強く高くすれば、単グイ 2 本分以上の最大地すべり抵抗力が期待できるようになる。
- 以上のように、地すべり抑止グイの解析的検討を行ったが、今後は実験的検討を行いながら地すべり抑止グイの合理的な設計法を確立していくことが重要であると考えられる。

## 2-6 集水井の構造設計法の一提案<sup>56)</sup>

### 2-6-1 現行の設計法とその問題点

地すべり防止対策工の一つとして集水井を利用した地下水排除工は非常に広く実施されている。しかし地すべり運動の実態が複雑なことも大きな要因の一つになっているが、集水井の井筒の設計方法<sup>57),58)</sup>は確立されていない。特に活動中の地すべり地内に設置された集水井の構造設計は不明な点が多く、集水井の変形、切断などのトラブルが発生することもみられる。現在集水井の設計は河川砂防技術基準<sup>48)</sup>等を参考にして行われているが、

- (i) 集水井に作用する土圧
- (ii) 円環断面の座屈
- (iii) 円環断面に対する圧縮応力による影響
- (iv) 集水井の地すべり地内での挙動

等の問題点について本文では特に検討を行うことにした。先にも述べたように地すべり地内に構造物が建込まれるという点に関してはクイ工と類似しているが、クイのように地すべりに力でもって抵抗するような抑止力を集水井にはほとんど期待できない。しかし集水井は地すべり地内ではクイと非常に類似した挙動をするため、クイと同様の解析も考えられるのでここで新たに章を起して集水井の構造設計上の問題について論じ、合理的な設計方法の確立の一助になればと考えとりまとめを行ってみることにする。

地すべり地において地下水を排除することは地すべり防止対策上の主要な工法の一つである。昭和49年に建設省土木研究所の地すべり研究室で、100箇所余りの全国に分布する地すべり地で実施されている対策工について調査した結果、図1.1.2<sup>3)</sup>に示すように60%以上の地すべり地で地下水排除のために集水井工が実施されていることが明らかになった。これによっても集水井工が非常に重要な工法の一つであることは明らかである。さらに集水井工の実態をみることにする。図2.6.1に示すように地すべり地では集水井が1~2基施工されているものが大半である。

集水井の深度をみると深度15~19mが31%、20~24mに31%、10~14mに28%で、10~24mの範囲で90%も含まれていることがわかる(図2.6.2参照)。

このうちすべり面を切るように施工されているのが63%もあり、すべり面下の深度については3m以上のものが多い。一般に運動中の地すべり地に施工される集水井はすべり面より上部に浮かしているが、このことより大半の集水井は休眠中の地すべり地内や地外に施工されているものと思われる。

集水井の井筒の材料は図2.6.3に示すように鋼構造製のものが大部分で鉄筋コンクリート製のものはわずかなのであることがわかる。しかし鉄筋コンクリート製の集水井は特殊な地盤条件<sup>49)</sup>の所で多く利用されている。

布施、八木(1974)<sup>59)</sup>によれば鉄筋コンクリート製井筒な現場打設式の井筒と井戸枠を工場で鉄筋コンクリートのブロックとして製作し、このブロックを施工現場で組み立てる方式のものに分けられる。いずれにしても鉄筋コンクリート製の井筒は、掘削時に孔底と井筒の先端が常に接しているため、孔壁が素掘りのままになっているところからくる孔壁の崩壊や土砂の孔内への噴き出し事故を防止できるような安全面に大

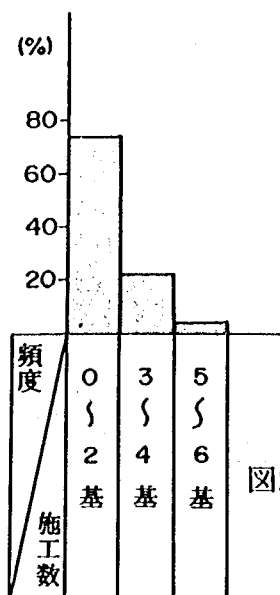


図2.6.1 集水井施工数  
(地すべり地1  
個所当り)

|               |                       |
|---------------|-----------------------|
| 鋼構造集水井 (94 %) | 鉄筋コンクリート<br>集水井 (6 %) |
|---------------|-----------------------|

図2.6.3 集水井のタイプ

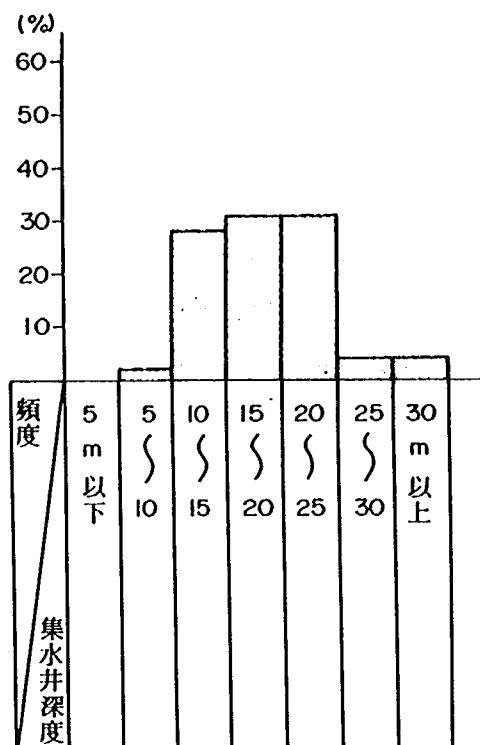


図2.6.2 集水井施工深度

きな利点を持つことは見逃すことはできない。しかしこの反面、井筒が沈下しないというトラブルも発生するが、施工業者の熟練や工夫によってかなりのトラブルも回避されているようだ。

集水井径は図2.6.4に示すように、井戸内での作業スペースを考慮して直径3.5mのものが非常に多いが、鉄筋コンクリート製井筒のように内径が、3.0mのものも用いられている。

施工位置については地すべり頭部に施工される集水井が約半数であり、また集水井の底張りは全集水井の85%で行われている。

さらに鋼製集水井を利用している10個所の事業機関においてその構造、使用材料について調査した結果を表2.6.1にまとめられる。

これによると直径3.5mの井戸がほとんどであるが、使用されているプレートの板厚等をみると2.7~6.2mmとかなりの幅があり、設計土圧についての考え方がまともっていないという一面もみられる。しかし板厚、補強リング等については、地すべりタイプに適応した安全な構造が長年の経験により決定されたものであり、新しい集水井構造の設計を考える上でも、この実態を無視して行い得ない。

#### 2-6-2 地すべり地内における集水井の挙動

地すべり地内での集水井の挙動について研究した事例は非常に少ない。仲野・大平<sup>60)</sup>は新潟県神代地すべり地区において鋼製集水井にストレンゲージペーパーを貼付し、鋼製支保工に生じるヒズミを測定し、応力の推定をおこなうとともに、鋼製支保工に土圧計を設置し土圧測定を行っている。

集水井は深さ25m、直径3.5mであるが深度12~13m付近に主すべり面がみられるとともに深度8~12m付近にも多数のすべり面が存在することが報告されている。したがって集水井はすべり面帯を貫通し、不動地盤まで達していることになる。

表2.6.1 鋼構造集水井の利用実態

| 施工地 | 深さ (m)                        | 直径 (m) | プレート板厚 (mm)          | 補強 リング |                         | ヴァーティカル<br>スティフナー | ストラット | 備 考                                                                                       |
|-----|-------------------------------|--------|----------------------|--------|-------------------------|-------------------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
|     |                               |        |                      | サイ ズ   | 間隔 (m)                  |                   |       |                                                                                           |
| A   | 15~30<br>平均 20                | 3.5    | 4.5<br>深度に無関係        | H-125  | 2.0                     | ?                 | ?     | 結晶片岩地帯地すべり、<br>亜鉛メッキ                                                                      |
| B   | 10~27<br>10~20<br>が一般         | 3.5    | 4.5<br>深度に無関係        | H-125  | 1.0                     | ?                 | ?     | 第三紀層地すべり、<br>すべり面より浮して井戸掘削                                                                |
| C   | 7.0~25.5                      | 3.5    | 2.7~6.2              | H-125  | 2.5~1.5                 | 4本<br>(H-175)     | ナシ    | 第三紀層地すべり<br>設計土圧： 均等土圧+偏土圧<br>(ランキン土圧) (10 t/m <sup>2</sup> )<br>座屈計算による                  |
| D   | ?                             | 3.5    | 3.2~5.3              | H-125  | 2.0~1.0                 | ?                 | ?     | 古生層地すべり<br>設計土圧： 均等土圧+偏土圧<br>(静止土圧) (10 t/m <sup>2</sup> )<br>ただし 15 m 以深は一定土圧<br>座屈計算による |
| E   | 30~60                         | 3.5    | 4.5                  | H-125  | 3.0~1.5                 | ?                 | ?     | 第三紀層地すべり<br>黒カワ<br>設計土圧： 地すべり内力を考慮<br>(10 m まで三角土圧, 10 m 以深<br>は一定土圧)                     |
| F   | 11.0~20.0                     | 3.5    | 2.7                  | H-125  | 1.0                     | 4本<br>(H-175)     | ?     | 第三紀層地すべり<br>設計は河川砂防技術基準に準拠、<br>亜鉛メッキ                                                      |
| G   | ?                             | 3.5    | 2.7                  | H-125  | ケースバイ<br>ケース、ト<br>を密にする | 4本<br>(H-175)     | ?     | 第三紀層地すべり<br>設計は河川砂防技術基準による。<br>亜鉛メッキ                                                      |
| H   | 20.0 m まで<br>15.0 m 前後<br>が多い | 3.5    | 4.5<br>深度に無関係        | H-125  | 1.0~0.5                 | 4本<br>(H-175)     | 用いる   | 第三紀層地すべり<br>亜鉛メッキ<br>補強リングは現場によっては 3.0 m<br>から入れることもある。<br>構造計算は行なわない                     |
| I   | ?                             | 3.5    | 2.7<br>場合によって<br>3.2 | H-125  | 2.0 上半部<br>1.5 下半部      | 4本<br>(H-175)     | ?     | 中、古生層、結晶片岩地帯地すべり、<br>亜鉛メッキ                                                                |
| J   | ?                             | 3.5    | 2.7~4.0              | H-125  | ナシあるいは<br>1.5           | 4本<br>(H-175)     | ?     | 第三紀層地すべり<br>設計土圧： 15 m までは三角土圧、<br>15 m 以深は一定土圧、<br>座屈計算による                               |
| K   | ?                             | 3.5    | 2.7                  | H-125  | 用いる                     | 用いる               | 用いる   | 第三紀層地すべり<br>設計土圧： 偏土圧 (15 t/m <sup>2</sup> )、<br>河川砂防技術基準による                              |

仲野等によると集水井周辺の土圧の分布状況は図 2.6.5 に示すようであり、集水井の深度方向では分布形状は著しく異なることが伺える。すべり面より上部では地すべり方向に向う側での土圧は大きく、集水井の背面（谷側）の土圧は小さく、タワミ性のクイを地すべり地内に建込んだ状況と類似している。これは鋼製支保工のヒズミゲージによる応力測定結果ともほぼ一致している。

一方福本等<sup>61)</sup>は鋼製支保工及び鉄筋コンクリート支保工による集水井の地すべり地内における挙動を報告しているが、これによると図 2.6.6 に示すように鋼製支保工の例として、集水井はタワミ性のクイと同様の挙動を示すことや、各深度における集水井の円型断面の変形状態は深度によって異なり、深度によっては地すべり移動方向の長軸とする楕円状の変形をする部分も測定されている。

また鉄筋コンクリート製集水井（外径 4.0 m、厚さ 30 cm、深度 15.5 m）についても観察結果を報告しているが、この場合も鋼製支保工と同様にタワミ性のクイと同様の挙動を示すとしている。しかしこの集水井

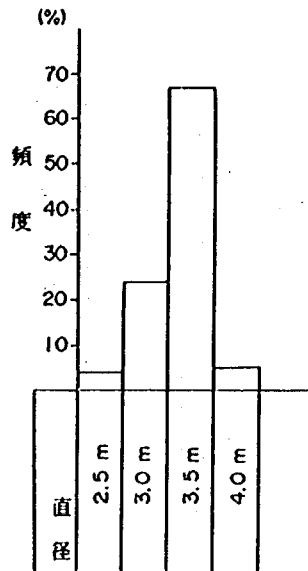


図2.6.4 集水井の直径

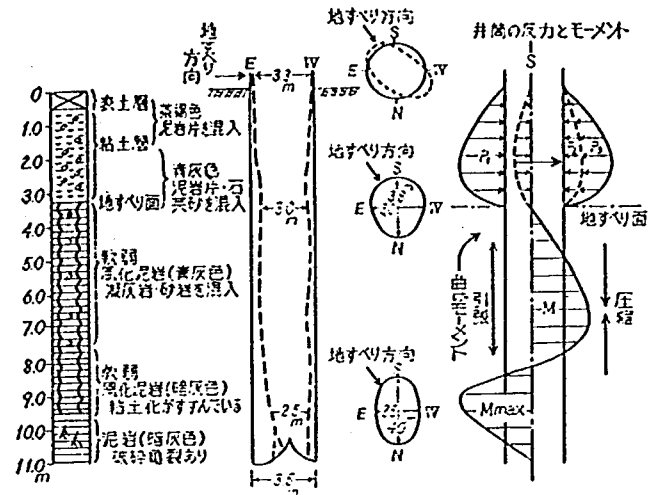


図2.6.6 上平丸(新井市)地すべり地集水井破壊状態(福本安正による)

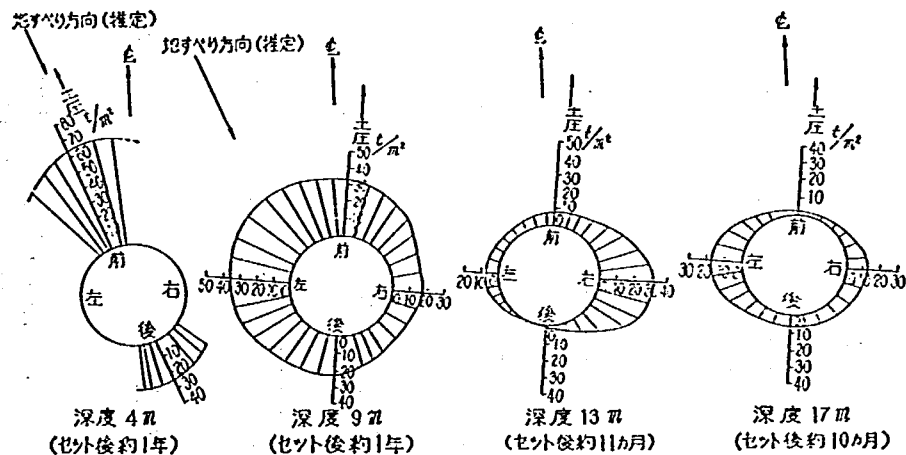


図2.6.5 集水井周辺の土圧分布(仲野良紀による)

の場合、現場打ちの井筒をケーソンのように沈めながら建込んだため、コンクリートの打継目の部分においての強度が十分あったかどうか疑問な点もある。

鋼製でも鉄筋コンクリートの支保工を用いた集水井でもすべり面を貫通して不動地盤まで建込まれた集水井はクイと同様な挙動を示すと考えることができる。

### 2-6-3 集水井の設計手順

集水井の設計手順を図2.6.7、2.6.8にまとめて示す。

設計は鋼構造集水井と鉄筋コンクリート集水井とは区別して行われる。また各集水井においては地すべり地外および休眠中の地すべり地内、活動中の地すべり地内（すべり面を切らない場合）と活動中の地すべり地内（すべり面を切る場合）の三つの区別のもとに設計手順は示されている。設計の詳細については後で述べられる。

### 2-6-4 鋼構造集水井の構造設計

#### (1) 設計土圧

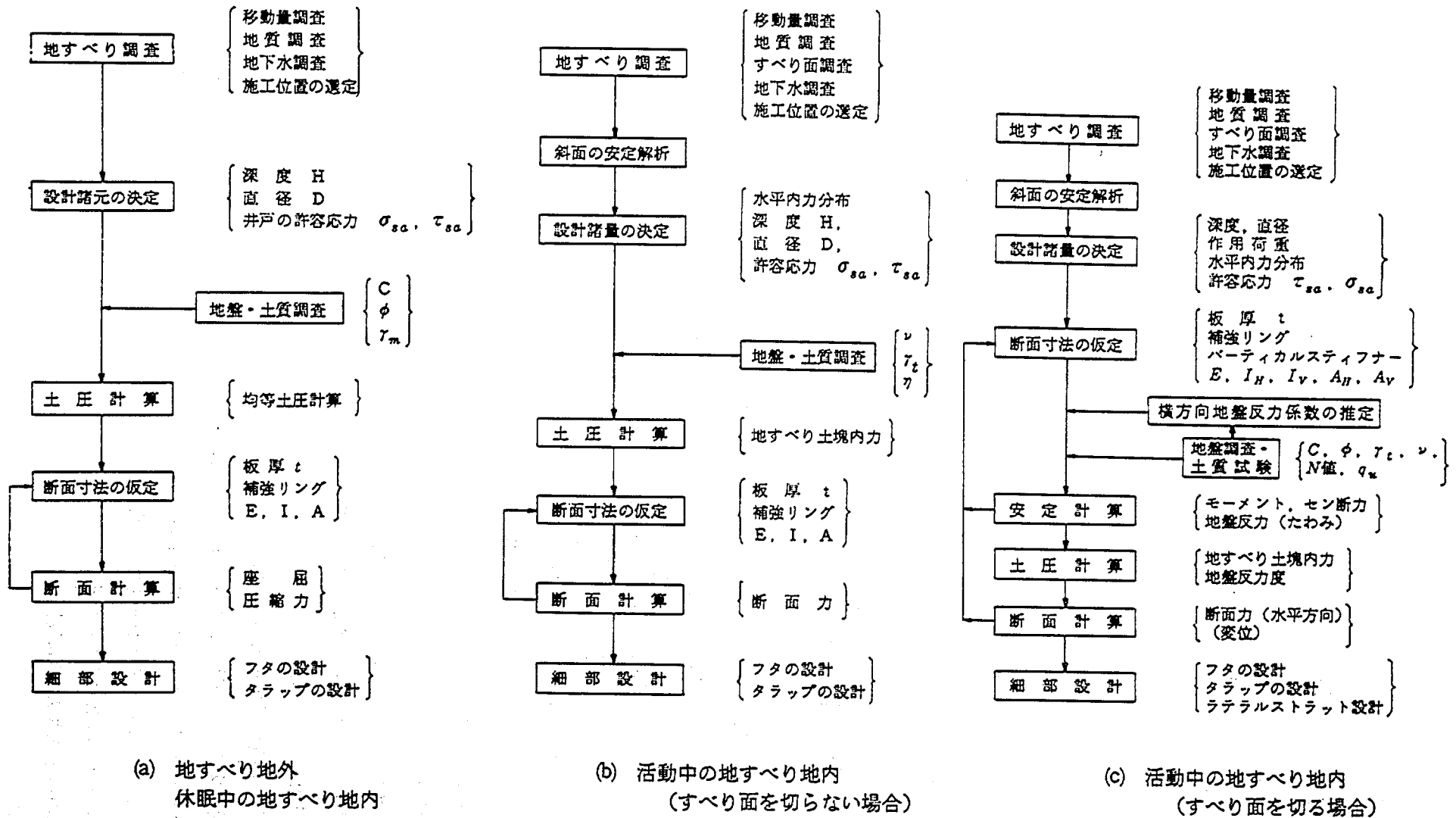


図2.6.7 鋼構造集水井設計手順

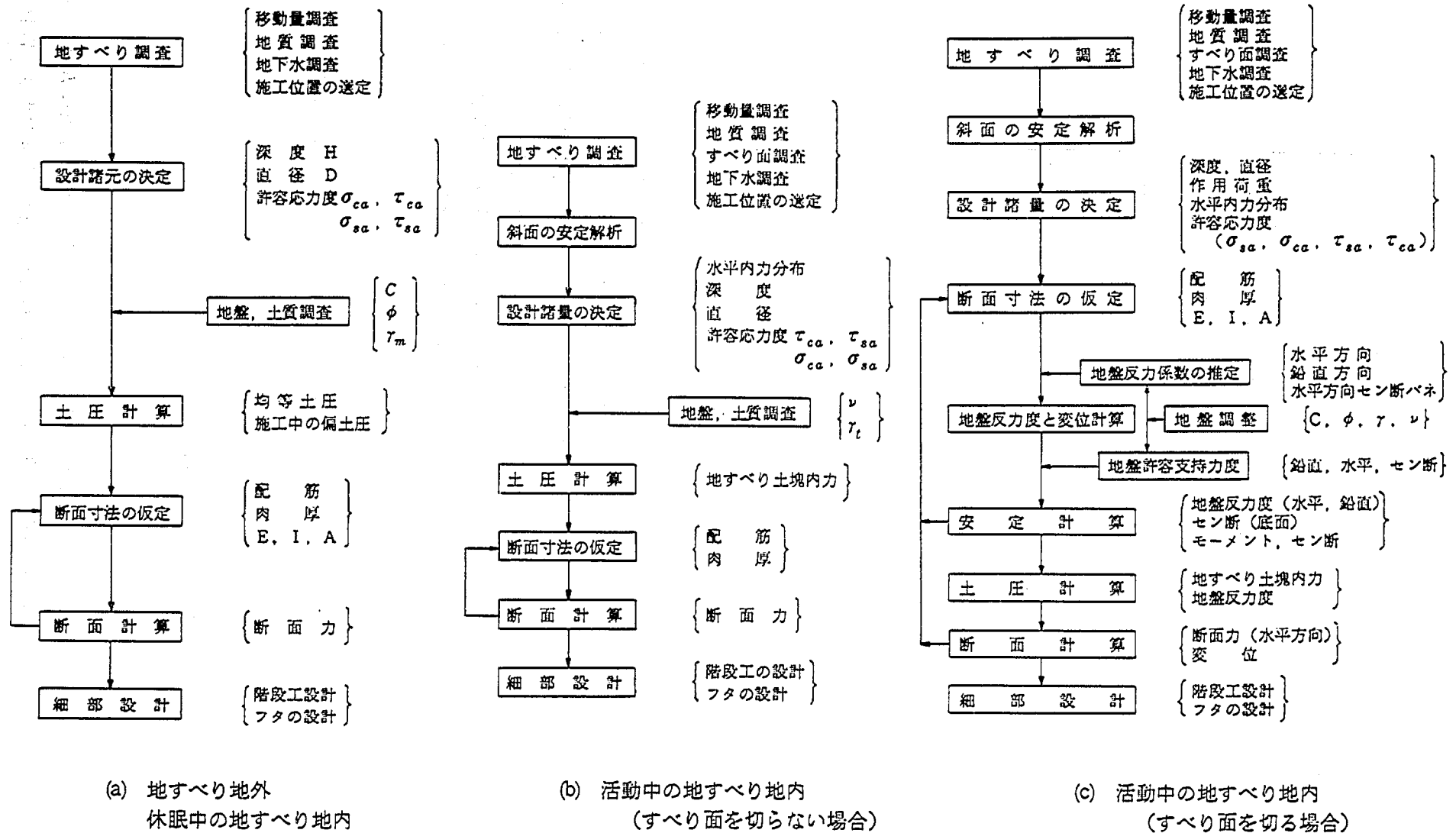


図2.6.8 鉄筋コンクリート製集水井の設計手順

表2.6.2 鋼構造集水井の構造設計における設計土圧

| 区分  | 設計土圧                   | 適用                                                                                                                           |
|-----|------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I   | 均等土圧                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり地外</li> <li>ケーソン指針あるいは河川砂防技術基準による（ただし直径3.5 m以上の井戸では曲モーメントを考慮した設計を行なう）。</li> </ul> |
| II  | 均等土圧                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>休眠中の地すべり地内</li> <li>静止土圧により検討する（ただし直径3.5 m以上の井戸では曲モーメントを考慮して設計を行う）。</li> </ul>        |
| III | 地すべり土圧<br>および<br>地盤反力度 | <ul style="list-style-type: none"> <li>地すべり運動のみられる地区内</li> <li>滑動時における地すべり土塊内力を考慮する。</li> </ul>                              |

鋼構造集水井にかかる土圧は、現行の基準ではどのような場合でも同じと考えているが<sup>(48), (57), (58)</sup> その設置条件により、次の3つに区分して考えるのが適当と思われる（表2.6.2 参照）

区分としては

- (i) 地すべり地外
  - (ii) 現在安定化している地すべり地内
  - (iii) 地すべり運動のみられる地すべり地内
- と考える。
- (イ) 地すべり地外の土圧

地すべり地外より流入する有害な地下水が地すべり地内に流入することを阻止したり、地すべり地内の水を地すべり地外に排除する目的で集水井が地すべり地外に計画される場合がある。この場合井戸に作用する土圧は均等土圧が作用するものとして設計されるが、水圧については、一般に鋼構造集水井は水密性がないため、集水井掘削時に排水が行われ、地下水位が低下するので水圧は考慮しないものとする。集水井のような立坑に作用する土圧算定用の式がある。しかし土質、地形等種々の要因により正確に算定するのは難しいが、一般には実用的なケーソン指針<sup>(36)</sup>や河川砂防技術基準<sup>(48)</sup>などに準じて設計すればよい。

ケーソン指針によれば土圧は次式で求められる。

$$p = K_0(\gamma_m \cdot h + w) \dots\dots\dots (2.6.1)$$

$p$ ：土圧強度 ( $t/m^2$ )

$K_0$ ：土圧係数

$\gamma_m$ ：各土層の平均湿潤単位体積重量 ( $t/m^3$ )

$h$ ：地表からの深さ (m)

$w$ ：上載荷重 ( $t/m^2$ )

ただし  $h=15$  m 以上では一定圧とし、土圧の増加はないものとする。また土圧係数  $K_0$  は一般に地すべり地帯では地盤が破碎され崩壊性の地盤と考えられるので（ただし破碎の程度の小さい岩盤では 0.5

より小さな  $K_0$  を用いることもある)

$$K_0 = 0.5 \quad \dots\dots\dots (2.6.2)$$

とする。

一方河川砂防技術基準によれば土圧はアーチアクションを考慮したテルツアギーの式により算定するものとし次式より計算される。

$$P_t = \left\{ \frac{12(3m-2)}{h_0^3} \cdot h^2 + \frac{6(3-4m)}{h_0^2} \cdot h \right\} P \quad \dots\dots\dots (2.6.3)$$

また最大土圧  $P_{\text{tmax}}$  の生じる深さ  $h'$  は

$$h' = \frac{(3-4m)h_0}{4(2-3m)} \quad \dots\dots\dots (2.6.4)$$

ここでの最大土圧は、

$$P_{\text{tmax}} = \frac{3(3-4m)^2 \cdot P}{4(2-3m) \cdot h_0} \quad \dots\dots\dots (2.6.5)$$

ただし、

$P_t$  : 地表より深さ  $h$  における土圧強度 ( $\text{tf/m}^2$ )

$h_0$  : 地表より集水井の深さ (m)

$h$  : 地表より  $P_t$  までの距離 (m)

$h'$  : 地表より  $P_{\text{tmax}}$  の生じる距離 (m)

$m$  :  $P$  の作用点までの距離の  $h_0$  に対する割合 ( $m = 0.50 \sim 0.65 \div 0.55$ )

$$P = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma_t \cdot h_0^2 \quad \dots\dots\dots (2.6.6)$$

ここで土圧分布は放物線分布に近いと言われ土圧の合力  $P$  はクーロンの三角分布土圧と仮定した合力と等しいと考えて算定式は導びかれている。

ここで、

$\gamma_t$  : 各土層の湿潤単位体積重量 ( $\text{tf/m}^3$ )

$K_A$  : 主働土圧係数

砂質土の場合

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.6.7)$$

粘性土の場合

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma_t h} \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi^\circ}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.6.8)$$

$c$  : 地すべり土塊の粘着力 ( $\text{tf/m}^2$ )

$\phi$  : 土の内部摩擦角 (度)

なお集水井は比較的安定した地盤内に設置されるが、場合によっては偏土圧を受けることが考えられる。しかし鋼構造の集水井は若干の偏圧をうけてもそれがほぼ均等に再配分され、均等に作用するものし偏土圧は考慮しないことになる。

#### (ロ) 安定化している地すべり地内の土圧

地すべりが現状で安定しているかどうかの判定はなかなかむずかしいが、結晶片岩地帯や、中古生層の地すべりで一般に見られることだが、豪雨時に突発的な運動を示すものや第三紀層地すべりでも現地踏査や各種調査を実施しても運動の徴候が見られない地すべり地は安定化している地すべりと考えることができる。

この場合の設計土圧は一般の地盤が深度を増すにつれて安定化するのに反し、地すべり地内ではすべり面附近では地盤が破碎されているので集水井の全長にわたって静止土圧が作用するものとするのが適当である（ただし岩盤地すべりで破碎の少ない土塊では土圧係数を小さくすることもできる）。

$$p = 0.5(\gamma_m \cdot h + w) \dots\dots\dots (2.6.9)$$

$p$  : 土圧強度 (tf/m<sup>2</sup>)

$\gamma_m$  : 各土層の平均湿潤単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$h$  : 地表からの深さ (m)

$w$  : 上載荷重 (tf/m<sup>2</sup>)

#### (ハ) 運動中の地すべり地内の土圧

地すべり運動の地すべり地内に設置された集水井には均等土圧は作用せず、複雑な土圧が作用することが予想される。第三紀層の地すべりはクリープ的に運動するものが多いが、このような地すべり土塊内の内部応力を算定することは非常に難しく現状では明らかではない。

しかし限界平衡状態における地すべり地内の内部応力を考えてみると、地すべり地内での初期状態での応力は（図 2.6.9 参照）

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= K \cdot \gamma_t \cdot z \\ \sigma_y &= K \cdot \gamma_t \cdot z \\ \sigma_z &= \gamma_t \cdot z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.10)$$

ここで、 $K$  : 側圧係数  $= \frac{\nu}{1-\nu}$

$\nu$  : ポアソン比

$\gamma_t$  : 土の単位体積重量

$z$  : 深さ

地すべりが限界平衡状態にある地すべり地内の応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_x &= K\gamma_t z + \sigma_1 \\ \sigma'_y &= K\gamma_t z + K\sigma_1 + Kt_1 \\ \sigma'_z &= \gamma_t z + K\sigma_1 + t_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.11)$$

いま地すべり土塊中のスライス壁に作用する水平土圧強度分布を図 2.6.10 に示すように台形分布すると、

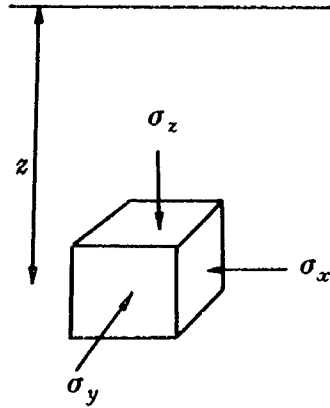


図2.6.9 地盤内の応力

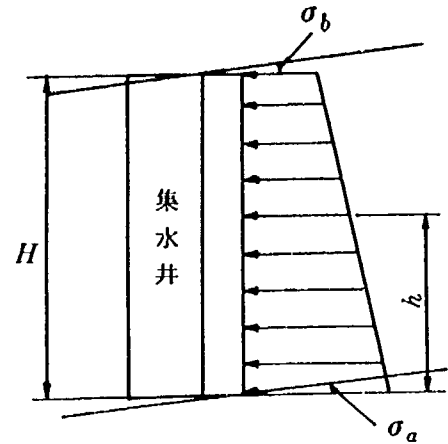


図2.6.10 集水井にかかる土圧分布

$$\left. \begin{aligned} \sigma_a &= (6\eta - 2)\bar{\sigma} \\ \sigma_b &= (4 - 6\eta)\bar{\sigma} \\ \sigma_1 &= \sigma_b + (\sigma_a - \sigma_b)\frac{Z}{H} \\ \text{ただし } \eta &= \left(\frac{H-h}{H}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.12)$$

ここで  $P$ ,  $T$  をスライス壁に作用する内力の水平力, セン断力とすれば,

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma} &= \frac{P}{H} \\ t_1 &= \frac{dT}{dx} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.13)$$

ただし,  $H$ : スライス壁の高さ

$P$ ,  $T$  は地すべり斜面の安定解析より求めるが, 一般にはスライス壁に作用するセン断力は無視し ( $T=0$ ) 水平内力のみ考慮して集水井の設計は行うのがよい。また土塊内の水平内力分布も現状では明らかにされていないが, 一般には三角分布 ( $\eta=2/3$ ) を仮定して計算されることが多い。しかしいずれにしても地すべり地内の集水井のような円環構造物には異方性の土圧が作用する。

なおすべり面を切る集水井においては地すべり運動に抵抗するクイと同じようになるのでこの場合には変位によって生じる地盤反力を考慮してやる必要がある。

(2) 均等土圧力が作用する場合の設計集水井断面に均等土圧が作用する場合は地すべり地外あるいは休眠中の地すべり地内に設置された集水井が考えられるが, これらの井戸では次のような検討が必要とされる。

(i) 円環断面の座屈に対する検討

(ii) 円環断面の圧縮応力に対する検討

(ii)で井戸の直径が 3.5 m 以上ある場合, 組立誤差等によって多少楕円状を呈することがあり, これを無視できないので楕円度を考慮した曲げ応力を検討する必要がある。

(i) 座屈に対する検討

静水圧中など円環断面に等分布圧力が作用している状態での限界座屈圧力は次式で示される（コルゲートメタルカルバートマニュアル—土質工学会）。

$$P_{cr} = \frac{3EI}{r^3} \dots\dots\dots (2.6.14)$$

$P_{cr}$ ：限界座屈圧力(tf/m<sup>2</sup>)

$E$ ：鋼の弾性係数=0.21×10<sup>3</sup>(tf/m<sup>2</sup>)

$I$ ：鋼製プレート単位深さ当りの断面2次モーメント(m<sup>4</sup>/m)

$r$ ：集水井の半径(m)

土中での円環断面は座屈しようとするとき地盤反力を生じて座屈しにくくなる。実験によれば土中の限界座屈荷重は静水中の3～9倍といわれている。しかし集水井周辺部の地盤との部分的な接触や鋼製プレートの継手等の安全を考慮して許容土圧を低減させ次式のようにして求められる。

$$P_a = \frac{3EI}{fr^3} \dots\dots\dots (2.6.15)$$

$$P_a = \frac{2EI}{r^3} \text{ (但し, } f=1.5) \dots\dots\dots (2.6.16)$$

$P_a$ ：許容座屈荷重(tf/m<sup>2</sup>)

$E$ ：鋼の弾性係数=0.21×10<sup>3</sup>(tf/m<sup>2</sup>)

$I$ ：鋼製プレートの単位深さ当りの断面2次モーメント(m<sup>4</sup>/m)

$r$ ：集水井の半径(m)

$f$ ：安全率

したがって座屈に対する検討は  $P_a$  が設計土圧を上まらないようにする必要がある。この場合、地すべり地内外で設計土圧が異なるので注意する必要がある。

(ロ) 圧縮応力のみを考慮する場合

(i) 圧縮応力に対する検討

集水井径が3.5 mより小さいときに検討を行うが、均等土圧が円環構造物に作用するとき軸圧縮力  $N$  が発生する。

$$N = q \cdot r \dots\dots\dots (2.6.17)$$

$N$ ：圧縮力(tf/m)

$q$ ：均等土圧(tf/m<sup>2</sup>)

$r$ ：集水井の半径

したがって圧縮応力度 ( $\sigma_c$ ) が許容値内であるかどうかは次式で検討する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (2.6.18)$$

ただし、 $\sigma_c$ ：圧縮応力度(tf/cm<sup>2</sup>)

$A$ ：鋼製プレートの単位深さ当りの断面積(cm<sup>2</sup>/m)

(ii) 曲モーメントを考慮する場合

直径 3.5 m 以上の集水井では種々の原因で多少楕円化した円環が均等土圧 ( $q$ ) を受けて座屈することと考えられる。このときプレートに発生する最大曲げモーメントは次式により算出する。

$$M_{\max} = N \cdot \frac{\delta_0}{1 - \frac{q}{P_{cr}}} \dots\dots\dots (2.6.19)$$

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (tf・m/m)

$N$  :  $= q \cdot r$  (tf/m)

$\delta_0$  : 半径方向の最大限ひずみ (m)

ここで円環の破壊ひずみを直径の 20% と考えるが、安全率をみてここでは許容ひずみを直径の 1% とした。

したがって

$$\delta_0 = 0.01r \dots\dots\dots (2.6.20)$$

最大圧縮応力度 ( $\sigma_c$ ) は最大曲げモーメントによる応力度と圧縮力による応力度を合成し、これが許容応力度内にあるかどうかを検討する。

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (2.6.21)$$

$Z$  : 鋼製プレートの単位深は当りの断面係数 (cm<sup>3</sup>/m)

$A$  : 鋼製プレートの単位深さ当りの断面積 (cm<sup>2</sup>/m)

(3) 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計 (I)

——集水井がすべり面を切らない場合——

活動中の地すべり地内に設置される集水井のすべり面上部においては地すべり土塊内力が作用し均等土圧とならない。

図 2.6.11 に示すように地すべり地内の円形構造物に発生するモーメント、軸方向力は次式で示される。

$$M_\phi = \frac{r^2}{4}(q-p)(1-2\sin^2\phi) \dots\dots\dots (2.6.22)$$

$$N_\phi = pr \cos^2\phi + qr \sin^2\phi \dots\dots\dots (2.6.23)$$

$M_\phi$  : 角  $\phi$  の地点での曲モーメント

$N_\phi$  : 角  $\phi$  の地点での軸力

$p, q$  : 作用土圧 (ただし,  $q \geq p$ )

$r$  : 集水井の半径

これらの断面力より発生する応力度を求め、これが許容応力度になるように断面寸法を決定することになる。

すなわち、

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (2.6.24)$$

になるようにする。

#### (4) 地すべり土塊内力を考慮した場合の設計(II)

##### ——集水井がすべり面を切る場合——

運動中の地すべり地内で集水井が施工される場合、集水井下部を基盤岩に貫入させるとすべり面付近において破壊されるので、原則的には集水井底面をすべり面より2m以上浅くしてやる必要がある。不幸にしてすべり面を切るように設置された集水井はすべり面下部を根入れする地すべり防止グイと同一の挙動を示すため、もし集水井の構造を永久に保持する必要があるればグイの設計に準拠して行わなければならないことになる。しかし、もしそのような集水井を設計したとしたら非常に強度の強いものが必要となるので実際問題としてこのような集水井の施工はあまりみられない。

すべり面を切るように設置された集水井はすべり面上部においては地すべり土塊内の内力にする土圧と、また地すべり運動に抵抗しようとするグイと同様な働きをするため、集水井の縦方向におけるモーメント、セン断力、地盤反力や、水平方向の土圧によるモーメント、軸力などが作用するため集水井は複雑な挙動をする。そして結果的にはすべり面を切る集水井は地すべり運動によって、その破壊を免がれない。

運動中の地すべり地において時には破壊された集水井に出会うことがあるが、そのほとんどがすべり面を切るように設置された集水井である。

一般に鋼構造集水井では線方向の強度を増加する目的等でバーチカルスティフナーを用いることがある。バーチカルスティフナーは地すべり運動に伴なって発生する集水井の破壊を最少限度に留めるには役立つが、集水井の破壊を阻止するほどの強度の増加には役立っていないようだ。これは地すべり運動によって発生する力が集水井の抵抗力に比較して非常に大きいためである。

そこでここでは参考として、地すべり地内のすべり面を切る集水井の挙動を理解するために、その解析法を示すことにする。

運動中の地すべり地ですべり面を切るように設置された鋼構造集水井は一般にタワミ性のクサビグイの解析が適用できる。

そして集水井の縦方向の応力度を検討するには、上記の解析式より求めた曲モーメント ( $M_{\max}$ )、セン断力 ( $S_{\max}$ ) に対する安全度を次式によってチェックすればよい。

$$\sigma_c = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (2.6.25)$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{N \cdot a} \leq \tau_a \dots\dots\dots (2.6.26)$$

$Z$  : 集水井の断面係数

$M_{\max}$  : 集水井に発生する最大曲げモーメント

$\tau$  : 継手ボルトのセン断応力度

$a$  : 使用ボルトの有効断面積

$N$  : 使用ボルト本数

$S_{\max}$  : 集水井に作用する最大セン断力

しかし先にも述べたように地すべりの移動量が多くなると通常の集水井の断面では許容応力度内に納めることは困難となってくる。

次に集水井の水平方向の応力度，変形について考えてみる。この場合の集水井円環にかかる荷重条件は非常に複雑なものになってくる。すべり面上部においては地すべり土塊内の内力と集水井がクイと同様な働きをするため地盤反力をうけるとともに，すべり面下部においては集水井の変形にともなう地盤反力をうけ，すべり面上下においては荷重条件が異なってくる。

集水井がすべり面において変位を生じ，それに伴って集水井に水平力がかかった場合にすべり面の上下で生じる地盤反力は図 2.6.12(a) に示すように考えられる。すなわち集水井の変形に伴って生じる集水井周辺の地盤反力は集水井のせん断抵抗力と釣り合うことになる。このような集水井円環にかかる荷重条件を単純化して考えると図 2.6.12(b) に示すようになる。集水井に作用する地盤反力度を  $m$  とすると集水井の変形方向すなわち地すべりの方向に対しては地盤反力度  $m$  と集水井のせん断抵抗力  $m/\pi$  が釣り合う。一方すべりの方向と直角にも集水井円環の変形に伴って地盤反力を発生し，その反力度分布は，図 2.6.12(b) に示すごとくなるが，円環の半断面における反力度の分布は解析上の便宜上  $am(a$  : 係数) の反力度を持つ等分布荷重と考えた。

また地すべり移動土塊すなわちすべり面より上部における集水井円環に作用する土圧は図 2.6.13 に示すものと考えられる。すなわち地すべり移動方向に対して山側では地すべり土圧が作用し，その土圧強度は  $p_1$  とする。この  $p_1$  の中にはクイの変形に伴って発生される地盤反力も含まれている。また地すべり方向の谷側においては山側より受けた土圧がクイの反力により減少された土圧が作用し，その土圧強度を  $p_2$  とすると  $p_2 = p_1 - m$  の関係がなりたつものとする。

一方地すべり方向の直角な方向において集水井に作用する土圧は図 2.6.13 に示すように山側では  $Kp_1$

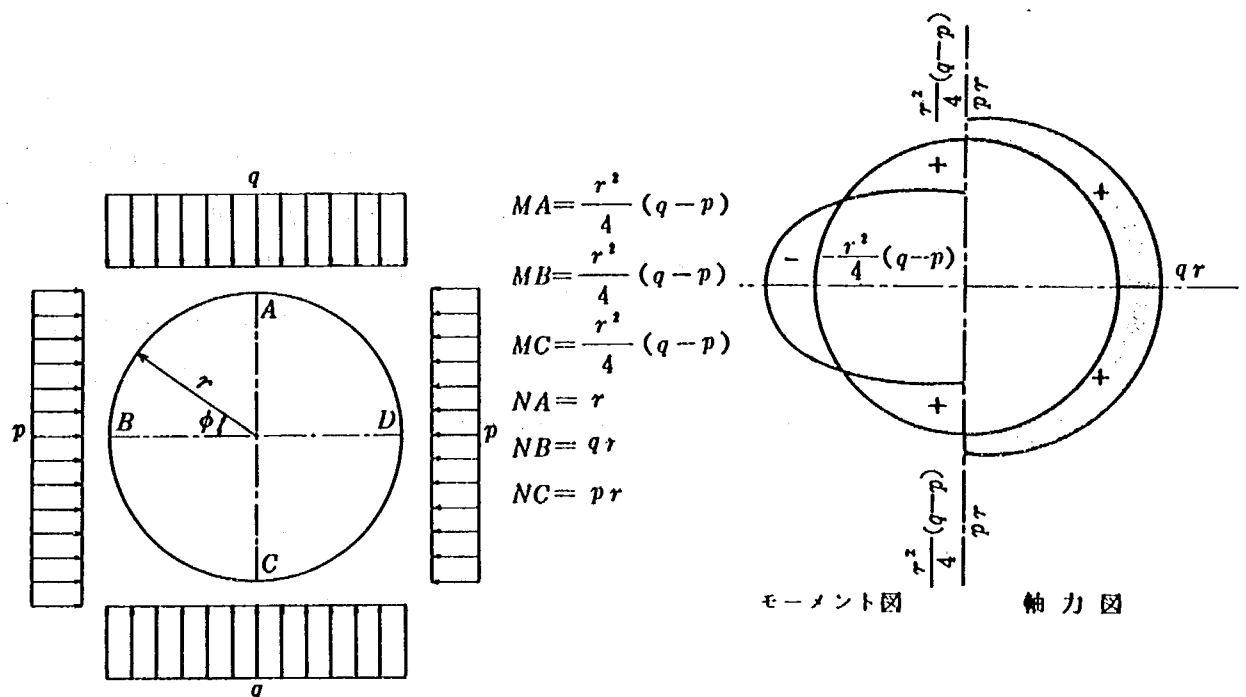


図2.6.11 円環構造物に作用する土圧と断面力

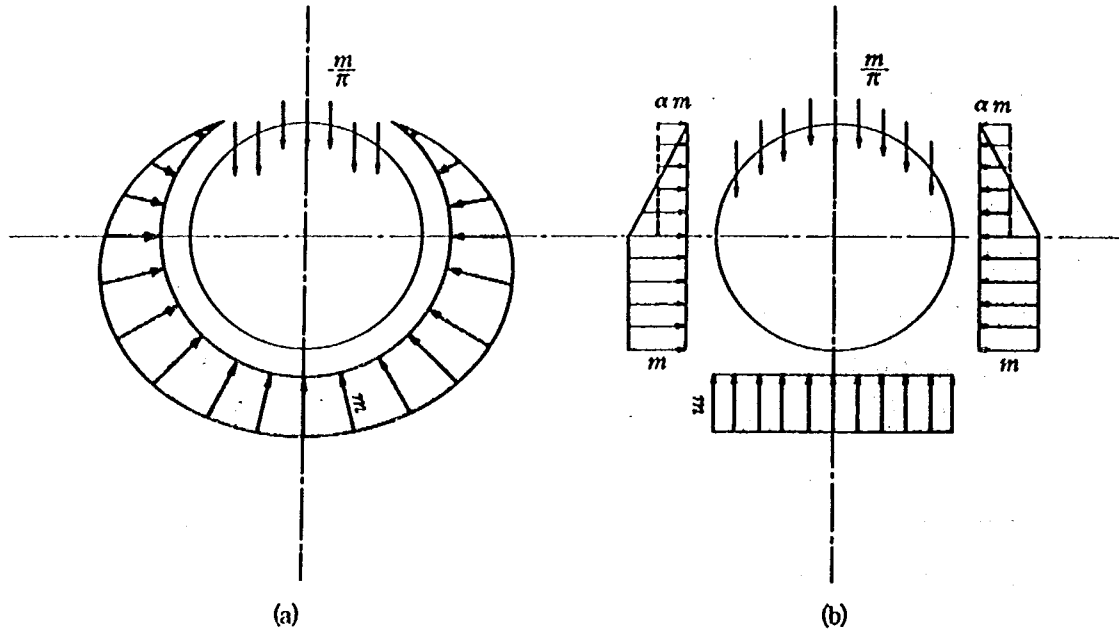


図2.6.12 地盤反力分布図

( $K$ : 側圧係数), また谷側では  $Kp_2$  の土圧強度を持つ台形分布をした荷重パターンが考えられる。しかしここでも解析の便を考えて図に示すように集水井の山側半断面においては  $Kp_1$  を土圧強度とする矩形分布と, 谷側半断面では  $Kp_1$  を土圧強度とする矩形台形とした。

したがってすべり面上部における土塊内では図 2.6.14 に示すような荷重条件を集水井円環について考えることが出来る。またすべり面下部においては図 2.6.12 (b)に示す荷重条件が考えられる。

次にこれらの荷重条件下における集水井円環に作用する断面力や円環の変形について考察することが, ここでも解析の基本となる四つの荷重を図 2.6.15 に示すことにする。

荷重状態 I は地すべり移動方向において地すべり土塊内における土圧よりうける荷重である。荷重状態 II は地すべりの移動と直角方向に作用する荷重状態を解析するときに用いるものである。またさらに荷重状態 III は地すべり方向における集水井に作用する地盤反力とそれに抵抗する集水井せん断抵抗力の釣合を示す荷重状態で, 集水井円環断面に作用するせん断応力は地盤反力と同方向を持ち, 断面の周に沿って等分布するものと仮定する。荷重状態 IV は荷重状態 II と同様に地すべり方向に直交する方向に作用する荷重状態を解析するための荷重状態で荷重状態 II と組合せて円環に作用する種々の荷重状態を作ることができる。したがって荷重状態 II, IV を組合せて図 2.6.12 のすべり面上部土塊内における地すべりに直交する方向の土圧は, 地すべり土圧と, 集水井反力による地盤反力が重ねられるので,

$$Kp_1 + m = p_3 + p_4$$

$$Kp_2 + \alpha m = p_3 - p_4$$

したがって

$$p_3 = \{(Kp_1 + m) - (Kp_2 + \alpha m)\} \times \frac{1}{2}$$

$$\therefore p_3 = \frac{1}{2}K(p_1 - p_2) + \frac{1}{2}m(1 - \alpha) \dots \dots \dots (2.6.27)$$

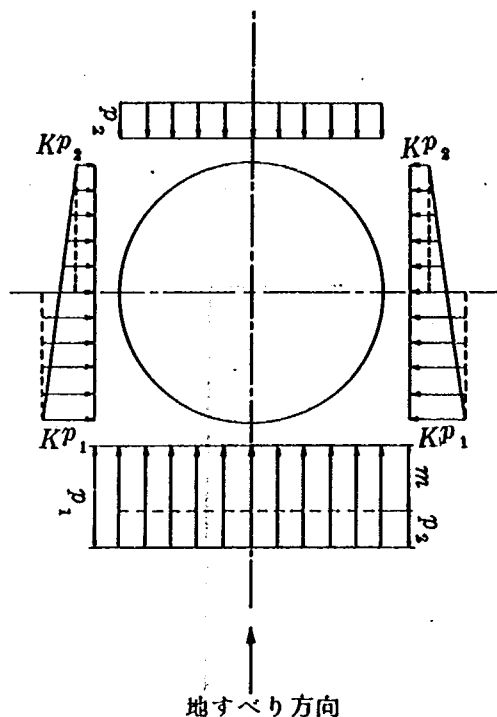


図2.6.13 集水井の周面で地すべりより受る土圧

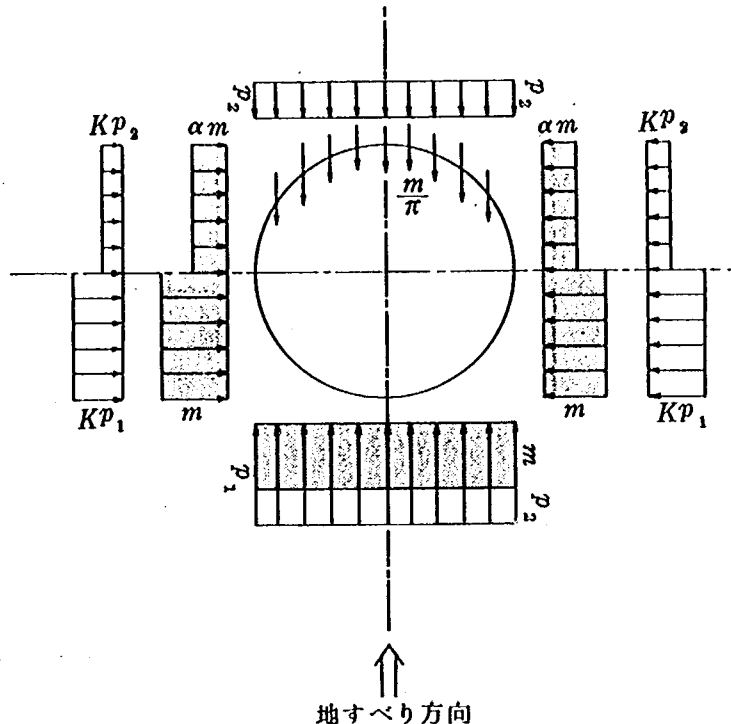


図2.6.14 地すべり移動土塊中の集水井断面に作用する荷重

また,

$$p_4 = \{(Kp_1 + m) - (Kp_2 + \alpha m)\} \times \frac{1}{2}$$

$$\therefore p_4 = \frac{1}{2} K(p_1 - p_2) + \frac{1}{2} m(1 - \alpha) \dots \dots \dots (2.6.28)$$

これによって  $p_1, p_2, p_3, p_4, m$  の荷重の大きさが明らかになったのですべり面の上における断面力や変位の計算は可能になる。

また、すべり面の下部においては作用荷重は図 2.6.12 (b)になるので、

$$m = p_3 + p_4$$

$$\alpha m = p_3 - p_4$$

すなわち、

$$\therefore p_3 = \frac{(1 + \alpha)m}{2} \dots \dots \dots (2.6.29)$$

$$p_4 = \frac{(1 - \alpha)m}{2} \dots \dots \dots (2.6.30)$$

となる。

なお、ここで補足的に説明するが、地すべり土圧強度  $p_1$  は地すべり斜面安定解析より得られる水平内力分布図より一応求められるものとし、側圧係数  $K$  は次式で表示される。

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \dots \dots \dots (2.6.31)$$

ただし、 $\nu$ :ポアソン比

次に図 2.6.15 の 4 つの荷重状態における断面力の計算をすることにする。解析するにあたって記号を約束しておくこと図 2.6.16 に示すとおりである。

荷重状態 I では円環と作用土圧が地すべりの方向とそれに直交する方向において対称であるので  $M_0$  だけが不静定力となる (図 2.6.17 参照)。

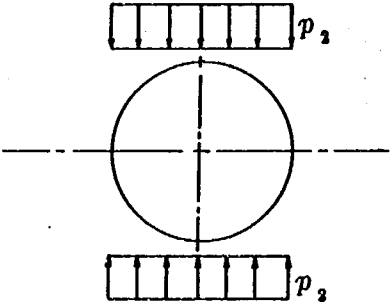
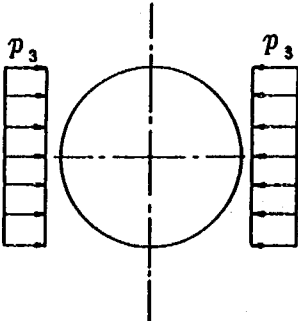
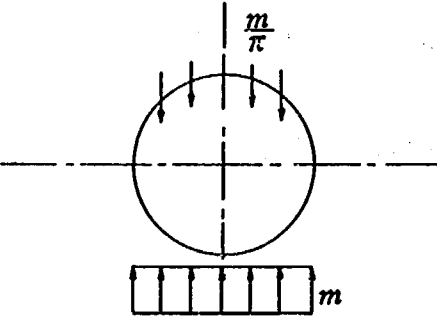
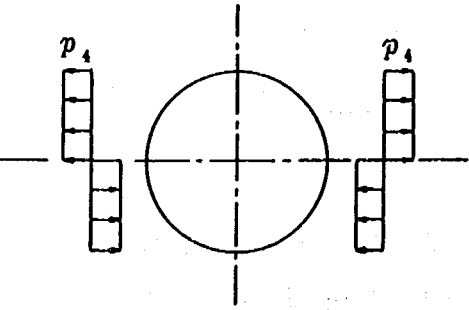
| 区 分 | 荷 重 状 態                                                                              |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------|
| I   |    |
| II  |    |
| III |  |
| IV  |  |

図2.6.15 集水井円環に作用する基本荷重

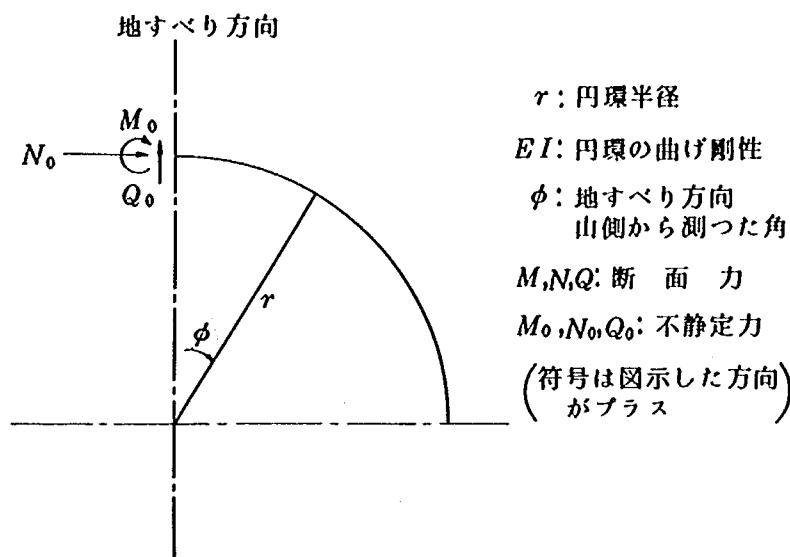


図2.6.16 記号説明

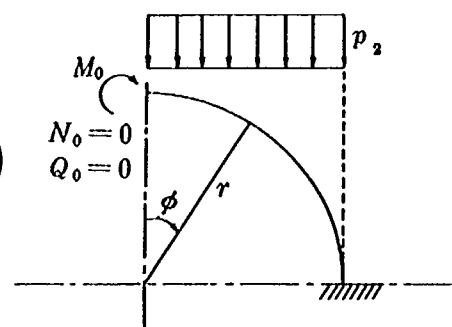


図2.6.17 荷重状態 I の解析

したがって断面力は,

$$M = M_0 - \frac{1}{2} p_2 r^2 \sin^2 \phi \quad (2.6.32)$$

$$N = p_2 r \sin^2 \phi \quad (2.6.33)$$

$$Q = -p_2 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (2.6.34)$$

ここで曲モーメントによるひずみエネルギー  $W$  は,

$$W = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M^2}{2EI} r d\phi = \frac{\pi r}{4EI} \left( M_0 - \frac{1}{4} p_2 r^2 \right)^2 + \frac{\pi p_2 r^5}{128EI} \quad (2.6.35)$$

カステリアノの第2定理より

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{\pi r}{2EI} \left( M_0 - \frac{1}{4} p_2 r^2 \right) d\phi &= 0 \\ \therefore M_0 &= \frac{1}{4} p_2 r^2 \quad (2.6.36) \end{aligned}$$

これを(2.6.32), (2.6.33), (2.6.34)式に代入すると

$$M = \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \quad (2.6.37)$$

$$N = p_2 r \sin^2 \phi \quad (2.6.38)$$

$$Q = -p_2 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (2.6.39)$$

荷重条件IIの場合は荷重条件Iと構造, 作用土圧が対称なことから (図2.6.18 参照)

$$M = M_0 + \frac{1}{2} p_3 r^2 (1 - \cos^2 \phi) \quad (2.6.40)$$

$$N = p_3 r \cos^2 \phi \quad (2.6.41)$$

$$Q = p_3 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad (2.6.42)$$

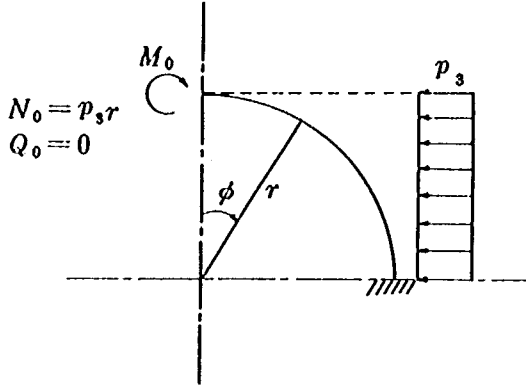


図2.6.18 荷重状態Ⅱの解析

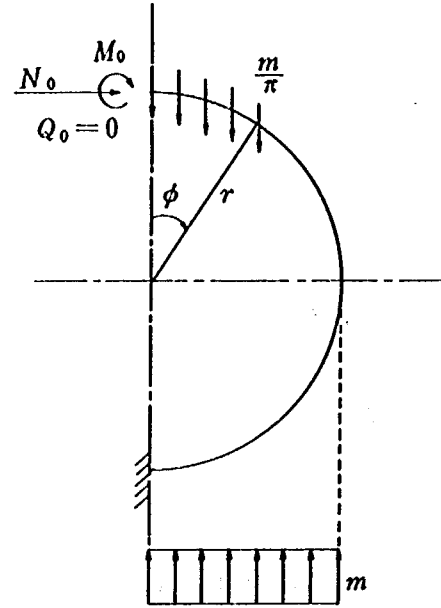


図2.6.19 荷重状態Ⅲの解析

したがって,

$$\frac{\partial W}{\partial M_0} = \frac{\pi r}{2EI} \left( M_0 + \frac{1}{4} p_3 r^2 \right) = 0$$

$$\therefore M_0 = -\frac{1}{4} p_3 r^2 \quad \dots\dots\dots (2.6.43)$$

これより,

$$M = \frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi) \quad \dots\dots\dots (2.6.44)$$

$$N = p_3 r \cos^2 \phi \quad \dots\dots\dots (2.6.45)$$

$$Q = p_3 r \sin \phi \cdot \cos \phi \quad \dots\dots\dots (2.6.46)$$

次に荷重条件Ⅲ (図 2.6.19 参照) の場合は地すべりの方向に対して荷重条件が対称である。そしてこの場合の不静定力は  $M_0, N_0$  である。円環半断面における断面力を求めると,

$$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき,}$$

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \quad \dots\dots\dots (2.6.47)$$

$$N = N_0 \cos \phi - \frac{m}{\phi} r \phi \sin \phi \quad \dots\dots\dots (2.6.48)$$

$$Q = N_0 \sin \phi - \frac{m}{\pi} r \phi \cos \phi \quad \dots\dots\dots (2.6.49)$$

また  $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$  のとき,

$$M = M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \sin \phi)$$

$$+ m r^2 \left( -\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \quad \dots\dots\dots (2.6.50)$$

$$N = N_0 \cos \phi + \frac{m}{\pi} r \phi \sin \phi - m r \sin \phi (1 - \sin \phi) \quad (2.6.51)$$

$$Q = N_0 \sin \phi - \frac{m}{\pi} r \phi \cos \phi + m r \cos \phi (1 - \sin \phi) \quad (2.6.52)$$

カスティアリノの第2定理により,

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M_0} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right. \\ &\quad \left. + m r^2 \left( -\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} d\phi \\ &= \frac{\pi r}{EI} \left( M_0 + N_0 r + \frac{m}{\pi} r^2 \right) - \frac{3\pi m r^3}{8EI} = 0 \quad (2.6.53) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial N_0} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right\} \times r (1 - \cos \phi) d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) - \frac{m}{\pi} r^2 (-1 + \cos \phi + \phi \sin \phi) \right. \\ &\quad \left. + m r^2 \left( -\frac{1}{2} + \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} \times r (1 - \cos \phi) d\phi \\ &= \frac{\pi r^2 M_0}{EI} + \frac{3}{2} \frac{\pi r^3 N_0}{EI} - \frac{m r^4}{EI} \left( -\frac{13}{12} + \frac{3}{8} \pi \right) = 0 \quad (2.6.54) \end{aligned}$$

(2.6.51), (2.6.52)式より,

$$M_0 + N_0 r + \left( \frac{1}{\pi} - \frac{3}{8} \right) m r^2 = 0 \quad (2.6.55)$$

$$M_0 + \frac{3}{2} N_0 r - \left( \frac{3}{8} - \frac{13}{12\pi} \right) m r^2 = 0 \quad (2.6.56)$$

したがって (2.6.55), (2.6.56)式を解いて,

$$M_0 = \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \right) m r^2 \quad (2.6.57)$$

$$N_0 = -\frac{m r}{6\pi} \quad (2.6.58)$$

これらを (2.6.47) ~ (2.6.52) 式に代入すると,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$  の場合は,

$$M = m r^2 \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \quad (2.6.59)$$

$$N = \frac{m r}{\pi} \left( -\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \quad (2.6.60)$$

$$Q = -\frac{m r}{\pi} \left( \frac{1}{6} \sin \phi + \phi \cos \phi \right) \quad (2.6.61)$$

また,  $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$  の場合は,

$$M = m r^2 \left( -\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \quad (2.6.62)$$

$$N = mr \left( -\sin\phi - \frac{1}{6\pi} \cos\phi + \frac{\phi}{\pi} \sin\phi + \sin^2\phi \right) \dots\dots\dots (2.6.63)$$

$$Q = mr \left( \cos\phi - \frac{1}{6\pi} \sin\phi - \frac{1}{\pi} \phi \cos\phi - \sin\phi \cdot \cos\phi \right) \dots\dots\dots (2.6.64)$$

最後に荷重条件IVについて考察する (図 2.6.20 参照)。円環に作用する荷重条件は地すべりの方向に対して軸対称になる。この場合  $M_0$ ,  $N_0$  が不静定力となる ( $Q_0=0$ )。

円環に作用する断面力は、

$$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき,} \\ M = M_0 + N_0 r (1 - \cos\phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - \cos\phi)^2 \dots\dots\dots (2.6.65)$$

$$N = N_0 \cos\phi + p_4 r (1 - \cos\phi) \cos\phi \dots\dots\dots (2.6.66)$$

$$Q = N_0 \sin\phi + p_4 r (1 - \cos\phi) \sin\phi \dots\dots\dots (2.6.67)$$

$$\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi \text{ のとき,} \\ M = M_0 + N_0 r (1 - \cos\phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - 2\cos\phi - \cos^2\phi) \dots\dots\dots (2.6.68)$$

$$N = N_0 \cos\phi + p_4 r (1 + \cos\phi) \cos\phi \dots\dots\dots (2.6.69)$$

$$Q = N_0 \sin\phi + p_4 r (1 + \cos\phi) \sin\phi \dots\dots\dots (2.6.70)$$

これより集水井円環内に貯えられるひずみエネルギーを求め、カスティリアノの第2定理を用いると、

$$\begin{aligned} \frac{\partial W}{\partial M_0} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos\phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - \cos\phi)^2 \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos\phi) + \frac{1}{2} p_4 r^2 (1 - 2\cos\phi - \cos^2\phi) \right\} d\phi \\ &= \frac{\pi r}{EI} \left( M_0 + N_0 r + \frac{1}{2} p_4 r^2 \right) = 0 \dots\dots\dots (2.6.71) \end{aligned}$$

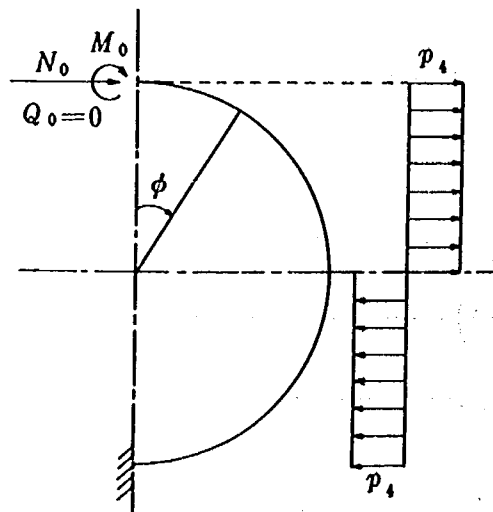


図2.6.20 荷重状態IVの解析

$$\begin{aligned}
\frac{\partial W}{\partial N_0} &= \frac{r^2}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_1 r^2 (1 - \cos \phi)^2 \right\} (1 - \cos \phi) d\phi \\
&\quad + \frac{r^2}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ M_0 + N_0 r (1 - \cos \phi) + \frac{1}{2} p_1 r^2 (1 - 2 \cos \phi - \cos^2 \phi) \right\} \times (1 - \cos \phi) d\phi \\
&= \frac{\pi r^2}{EI} \left\{ M_0 + \frac{3}{2} N_0 r + p_1 r^2 \left( 1 - \frac{2}{3\pi} \right) \right\} = 0 \dots\dots\dots (2.6.72)
\end{aligned}$$

(2.6.71), (2.6.72) より,

$$M_0 + N_0 r + \frac{1}{2} p_1 r^2 = 0 \dots\dots\dots (2.6.73)$$

$$M_0 + \frac{3}{2} N_0 r + p_1 r^2 \left( 1 - \frac{2}{3\pi} \right) = 0 \dots\dots\dots (2.6.74)$$

これらを  $M_0, N_0$  について解くと,

$$M_0 = p_1 r^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{4}{3\pi} \right) \dots\dots\dots (2.6.75)$$

$$N_0 = -p_1 r \left( 1 - \frac{4}{3\pi} \right) \dots\dots\dots (2.6.76)$$

(2.6.75), (2.6.76) 式を (2.6.65) ~ (2.6.70) 式に代入すれば,

$0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$  のとき,

$$M = p_1 r^2 \cos \phi \left( -\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.77)$$

$$N = p_1 r \cos \phi \left( \frac{4}{3\pi} - \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.78)$$

$$Q = p_1 r \sin \phi \left( \frac{4}{3\pi} - \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.79)$$

$\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$  のとき,

$$M = -p_1 r^2 \cos \phi \left( \frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.80)$$

$$N = p_1 r \cos \phi \left( \frac{4}{3\pi} + \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.81)$$

$$Q = p_1 r \sin \phi \left( \frac{4}{3\pi} + \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.82)$$

以上により図 2.6.12 に示すような複雑な荷重状態に対する断面力を, それぞれの分解された荷重状態に対して求められた断面力を重ね合せて求めることができる。

次に集水井円環の変形について考える<sup>62)</sup>。

#### (イ) 荷重条件 I の場合

構造と荷重が地すべり方向に直角な方向の軸に対しても対称であるから円環の変形に伴いこの軸に対して変位しないと考えると, 地すべり方向直径端の絶対変位は相対変位の 1/2 になる。地すべり方向直径端の絶対変位:  $2\delta_{11}$  は円環断面に作用する断面力  $M, N$  と図 2.6.21 (a) の仮想荷重に対する断面力  $\bar{M}, \bar{N}$  との間に仮想仕事の原理を適用し (2.6.83) 式によって求めることが可能である。

$$2\delta_{11} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (2.6.83)$$

ただし、ここではせん断力の項を省略してある。 $\bar{M}, \bar{N}$  は断面力であり図 2.6.17 より

$$\bar{M} = r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.84)$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \sin \phi \dots\dots\dots (2.6.85)$$

(2.6.84), (2.6.85) 式を (2.6.83) 式に代入して,

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \frac{2\pi}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \right\} \times \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{2r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} (p_2 r \sin^2 \phi) \left( \frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi = \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2p_2 r^2}{3EA} \\ \therefore \delta_{11} &= \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2p_2 r^2}{3EA} \dots\dots\dots (2.6.86) \end{aligned}$$

一方地すべり方向に直交する方向の直径端における相対変位を  $2\delta_{21}$  とすれば、図 2.6.21 (b) のような仮想荷重を考えて  $\delta_1$  と同様に求めることができる。

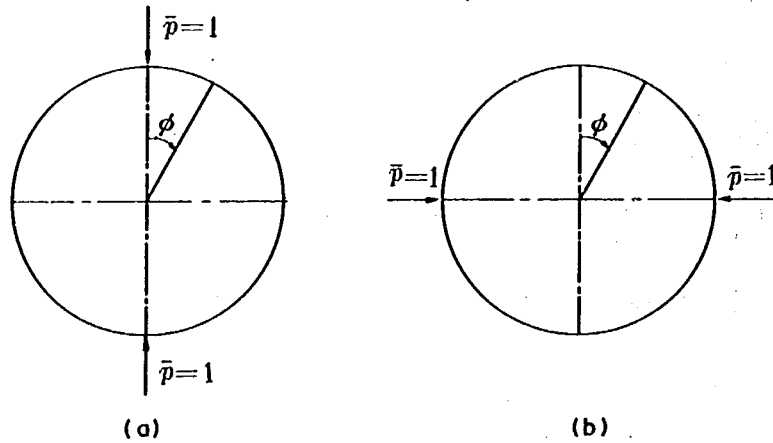


図2.6.21 円環に作用する仮想荷重

$$2\delta_{21} = \int_0^{2\pi} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (2.6.87)$$

ここで  $\bar{M}, \bar{N}$  は図 2.6.18 より,

$$\bar{M} = r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.88)$$

$$\bar{N} = \frac{1}{2} \cos \phi \dots\dots\dots (2.6.89)$$

また、 $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$  のとき,

$$\bar{M} = r \left( \frac{1}{\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \dots\dots\dots (2.6.90)$$

$$\bar{N} = -\frac{1}{2} \cos \phi \dots\dots\dots (2.6.91)$$

(2.6.88), (2.6.89)式を(2.6.87)式に代入し  $0 \leq \phi \leq \pi/2$  の範囲で積分すれば,

$$\begin{aligned}\delta_{21} &= \frac{2r}{EI} \int_0^{\pi/2} \left\{ \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi) \right\} \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{2r}{EA} \int_0^{\pi/2} (p_2 r \sin^2 \phi) \left( \frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi = -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA} \\ \therefore \delta_{21} &= -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA} \dots\dots\dots (2.6.92)\end{aligned}$$

$\delta_{21}$  は地すべり方向の軸が対称性より不変であるとすれば絶対変位量を示すことになる。

(ロ) 荷重状態IIの場合

この場合荷重状態Iを90°回転した状態と同じになるので変位計算は同様なやり方で行なうことができる。

したがって、すべり方向の直径端での絶対変位は,

$$\delta_{12} = -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA} \dots\dots\dots (2.6.93)$$

また地すべり方向に直交する直径端での絶対変位は,

$$\delta_{22} = \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{2p_3 r^2}{3EA} \dots\dots\dots (2.6.94)$$

(ハ) 荷重状態IIIの場合

まず地すべり方向直径端の相対変位  $\delta_{1m}$  は図2.6.21(a)に示すような仮想荷重を考え、これに対する断面力を  $\bar{M}, \bar{N}$  とすれば、セン断力の影響を無視して仮想原理を適用すると求められる。

$$2\delta_{1m} = \int_0^{2\pi} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (2.6.95)$$

(2.6.95)式に(2.6.59), (2.6.60), (2.6.84), (2.6.85)式より求めた  $M, N, \bar{M}, \bar{N}$  を代入すると,

$$\begin{aligned}\delta_{1m} &= \frac{r}{EI} \int_0^{\pi/2} \left\{ m r^2 \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \right\} \times \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EI} \int_{\pi/2}^{\pi} \left\{ m r^2 \left( -\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \phi \right) \right\} d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EA} \int_0^{\pi/2} \left\{ \frac{m r}{\pi} \left( -\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \right\} \left( \frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi \\ &\quad + \frac{r}{EA} \int_{\pi/2}^{\pi} \left\{ m r \left( -\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi \right) \right\} \times \left( \frac{1}{2} \sin \phi \right) d\phi \\ &= \frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{3EA} \\ \therefore \delta_{1m} &= \frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{3EA} \dots\dots\dots (2.6.96)\end{aligned}$$

同様に地すべり方向の直角方向に対する直径端の相対変位は,

$$2\delta_{2m} = \int_0^{2\pi} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{2\pi} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (2.6.97)$$

したがって、

$$\begin{aligned}
 \delta_{2m} = & \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ mr^2 \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi \right) \right\} \times \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\
 & + \frac{r}{EI} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ mr^2 \left( -\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi \right) \right\} \times \left\{ r \left( \frac{1}{\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} d\phi \\
 & + \frac{r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ \frac{mr}{\pi} \left( -\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi \right) \right\} \left( \frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi \\
 & + \frac{r}{EA} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\pi} \left\{ mr \left( -\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi \right) \right\} \\
 & \times \left( -\frac{1}{2} \cos \phi \right) d\phi = -\frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{6EA} \\
 \therefore \delta_{2m} = & -\frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{6EA} \dots\dots\dots (2.6.98)
 \end{aligned}$$

(二) 荷重状態IVにおいては荷重と構造が地すべり方向と直角な方向の軸に対して逆対称となるためこの軸に対するリングの対称点の変位は互いに逆対称の変位となり、地すべり方向直径端での相対度変位は零である。

$$\delta_{24} = 0 \dots\dots\dots (2.6.99)$$

一方地すべり方向の山間直径端の絶対変位  $\delta_{14}^*$  を求めると図 2.6.22 を考慮して仮想仕事の原理を適用すると、

$$\delta_{14}^* = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M\bar{M}}{EI} r d\phi + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{N\bar{N}}{EA} r d\phi \dots\dots\dots (2.6.100)$$

ここで、

$$\bar{M} = r(1 - \sin \phi) \dots\dots\dots (2.6.101)$$

$$\bar{N} = \sin \phi \dots\dots\dots (2.6.102)$$

となるから

$$\begin{aligned}
 \delta_{14}^* = & \frac{r}{EI} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ p_1 r^2 \cos \phi \left( -\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi \right) \right\} \times \left\{ r(1 - \sin \phi) \right\} d\phi \\
 & + \frac{r}{EA} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \left\{ p_1 r \cos \phi \left( \frac{4}{3\pi} - \cos \phi \right) \right\} \sin \phi d\phi \\
 = & \frac{p_1 r^4}{EI} \left( -\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_1 r^2}{EA} \left( -\frac{1}{3} + \frac{2}{2\pi} \right)
 \end{aligned}$$

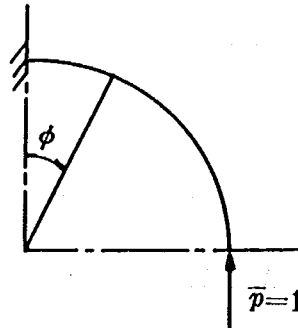


図2.6.22 円環に作用する単位荷重

$$\therefore \delta_{14}' = \frac{p_4 r^4}{EI} \left( -\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_4 r^4}{EA} \left( -\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right) \dots\dots\dots (2.6.103)$$

また、地すべり方向の谷側直径端における変位  $\delta_{14}''$  は  $\delta_{14}'$  と逆符号となる。

$$\delta_{14}'' = -\frac{p_4 r^4}{EI} \left( -\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) - \frac{p_4 r^4}{EA} \left( -\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right) \dots\dots\dots (2.6.104)$$

さらに図 2.6.23 に示すように、地すべり方向に直交する方向の軸が地すべり方向の軸と同様に不変であるとすれば円環の変形は次式によって概略を知ることが可能になる。

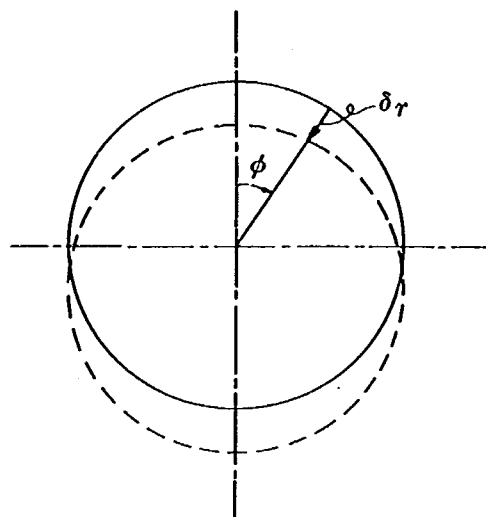


図2.6.23 半径方向の変位

$$\delta_r = (\delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{1m})(1 - \sin^2 \phi) + (\delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{2m})\sin^2 \phi + \delta_{14} \cos \phi \dots\dots\dots (2.6.105)$$

以上集水井円環断面に作用する断面力や変位をまとめると表 2.6.3 に示す通りになる。そして集水井円環断面の安定度のチェックはこれまで求めた円環に作用する曲げモーメント、軸力、せん断力を用いて次式で検討する。

$$\sigma_c = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{ca} \dots\dots\dots (2.6.106)$$

$$\tau_{\max} = \alpha \cdot \frac{Q}{A} \leq \tau_{ca} \dots\dots\dots (2.6.107)$$

(ただし慣用的には  $\alpha=1$ )

#### (5) 活動中の地すべり地内に設置される集水井(II)の計算例

活動中の集水井は地すべり面を切るように計画されなければならないことを原則とする。したがってここでは参考のためにすべり面を切った集水井が地すべり運動によって受ける力の大きさを理解し、通常の集水井が破壊を免がれないことを知るために、集水井に発生する集水井縦方向の断面力、変位、また水平方向の円環断面に発生する断面力や変位を計算することにする。

いま活動中の地すべり地内に直径 4.0 m、深さ 10 m の集水井が施工されたとする。このときすべり面より上部の長さが 6 m、すべり面下部の長さが 4 m とする。集水井に使用する部材は鋼製プレートとしては肉厚 4 mm、補強リングとしては H-125 を 1 m 間隔にし、バーチカルスティフナーを 4 方向 (H-175×175×7.5×11) に用いるものとする。

表2.6.3 断面力および変位 (山本稔による。一部変更)

| 区分  | 荷 重 状 態 | 断 面 力                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | 変 位                                                                                                                                                                                                   |
|-----|---------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I   |         | $0 \leq \phi \leq \pi \text{ のとき}$ $M = \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi)$ $N = p_2 r \sin^2 \phi$ $Q = -p_2 r \sin \phi \cos \phi$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | $\delta_{11} = \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2 p_2 r^2}{3EA}$ $\delta_{21} = -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA}$                                                                              |
| II  |         | $0 \leq \phi \leq \pi \text{ のとき}$ $M = \frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi)$ $N = p_3 r \cos^2 \phi$ $Q = p_3 r \sin \phi \cdot \cos \phi$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | $\delta_{12} = -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA}$ $\delta_{22} = \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^2}{3EA}$                                                                                |
| III |         | $0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき}$ $M = m r^2 (\frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi)$ $N = \frac{m r}{\pi} (-\frac{1}{6} \cos \phi + \phi \sin \phi)$ $Q = -\frac{m r}{\pi} (\frac{1}{6} \sin \phi + \phi \cos \phi)$ $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi \text{ のとき}$ $M = m r^2 (-\frac{1}{8} + \sin \phi - \frac{5}{6\pi} \cos \phi - \frac{\phi}{\pi} \sin \phi - \frac{1}{2} \sin^2 \phi)$ $N = m r (-\sin \phi - \frac{1}{6\pi} \cos \phi + \frac{\phi}{\pi} \sin \phi + \sin^2 \phi)$ $Q = m r (\cos \phi - \frac{1}{6\pi} \sin \phi - \frac{\phi}{\pi} \cos \phi - \sin \phi \cos \phi)$ | $\delta_{1m} = \frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{3EA}$ $\delta_{2m} = -\frac{m r^4}{24EI} + \frac{m r^2}{6EA}$                                                                                        |
| IV  |         | $0 \leq \phi \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき}$ $M = p_4 r^2 \cos \phi (-\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi)$ $N = p_4 r \cos \phi (\frac{4}{3\pi} - \cos \phi)$ $Q = p_4 r \sin \phi (\frac{4}{3\pi} - \cos \phi)$ $\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi \text{ のとき}$ $M = -p_4 r^2 \cos \phi (\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} + \cos \phi)$ $N = p_4 r \cos \phi (\frac{4}{3\pi} + \cos \phi)$ $Q = p_4 r \sin \phi (\frac{4}{3\pi} + \cos \phi)$                                                                                                                                                                                           | $\delta_{14} = \delta_{24} = 0$ $\delta_{14} = \pm \frac{p_4 r^4}{EI} (-\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi})$ $\pm \frac{p_4 r^2}{EA} (-\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi})$ <p>+ : 山側, - : 谷側</p> |

したがって集水井の断面は図 2.6.24 のようになり、断面性能は次のようになる。

すなわち、パーチカルスティフナーの断面性能は腐食代を無視すると、

$$\text{断面二次モーメント} \begin{cases} I_x = 2.880 \text{ cm}^4 \\ I_y = 984 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\text{断面積 } A = 51.21 \text{ cm}^2$$

また鋼製プレートの断面性能は、

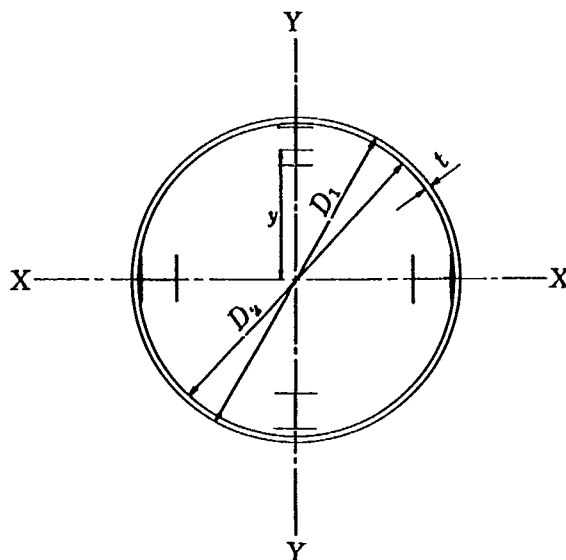


図2.6.24 集水井断面

$$I_L = \frac{\pi(D_1^4 - D_2^4)}{64} = \pi \frac{(400^4 - 396^4)}{64} = 4,955 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

またプレートの見掛けのヤング率は鋼の場合の約  $\frac{1}{100}$  であるので、

$$E_L = 2.1 \times 10^4 (\text{kgf/cm}^2)$$

したがって図 2.6.24 における断面二次モーメントは

$$I_H = 2(I_x + I_y + Ay^2)$$

$$I_L = \frac{\pi(D_1^4 - D_2^4)}{64}$$

曲げ剛性は、

$$EI = E_L I_L + E_H I_H$$

と考えられるが、パーチカルスティフナーと鋼製リングが一体と動かないとすれば（この点については今後の検討が必要である）、鋼製プレートのみによって水平力に対応することになる。

一方図 2.6.25 に示すようにすべり面に 100 tf の力が作用する集水井をクサビグイと同様の解析をすればすべり面の上下における特性長はそれぞれ、

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4EI}}$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4EI}}$$

ここで,  $E_{s1}=7,000(\text{tf}/\text{m}^2)$ ,  $E_{s2}=10,000(\text{tf}/\text{m}^2)$  とすれば

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{7,000}{4 \times 0.4955 \times 2.1 \times 10^5}} = 0.360 \left( \frac{1}{\text{m}} \right)$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{10,000}{4 \times 0.4955 \times 2.1 \times 10^5}} = 0.394 \left( \frac{1}{\text{m}} \right)$$

したがって集水井が剛体として挙動するためには,

$$\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{l}$$

なので

$$\beta_1 \leq \frac{2}{l_1}$$

$$0.360 \leq \frac{2}{l_1}$$

$$\therefore l_1 \leq 5.56(\text{m})$$

$$\beta_2 \leq \frac{2}{l_2}$$

$$0.394 \leq \frac{2}{l_2}$$

$$\therefore l_2 \leq 5.08(\text{m})$$

これより集水井  $l_1=6\text{m}$ ,  $l_2=4\text{m}$  なので, すべり面の上部では弾性的な, またすべり面下部では剛体的な挙動をすることがわかるが, 解析が難かしくなるので, 便宜的にすべり面の上下で弾性的な挙動をするクサビグイの解析を適用することにする。

すべり面において  $100\text{tf}$  のせん断力が, 集水井に作用するときの断面力等を求めると表 2.6.4 になる。これを図示すると図 2.6.26 に示される。計算はミニコンでプログラミングし, 2-2-3 で述べた有限長のクサビグイ解析式を用いて, 有限長の集水井として解析を行った。

ここで曲モーメントによる応力度をチェックすると, (2.6.106) 式より  $N=0$  とすれば, すべり面より上部  $1.6\text{m}$  付近で最大曲モーメント  $8.7\text{tf}\cdot\text{m}$  を発生することがわかるので,

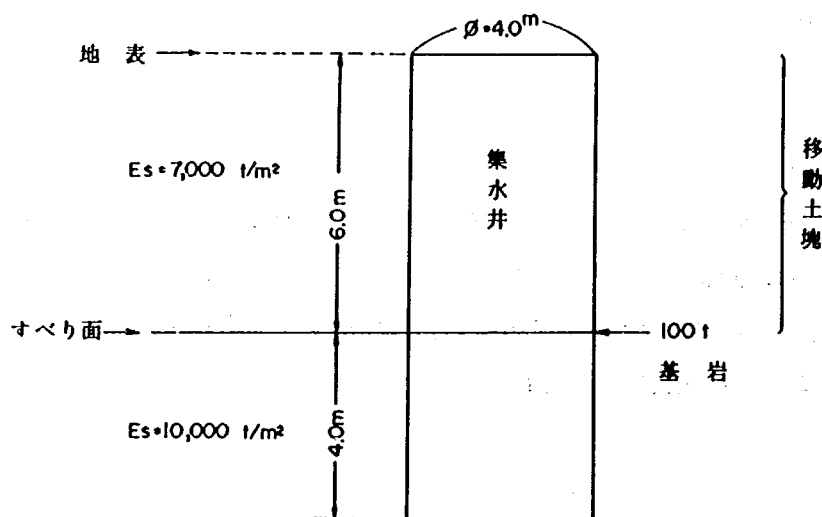


図2.6.25 集水井設置図

表2.6.4 集水井に発生する縦方向の断面力等の計算結果

|        | すべり面からの距離 (m) | たわみ y (cm) | たわみ角 ( $\theta$ )     | 曲モーメント (t・m) | せん断力 (t) | 地盤反力 (t/m) |
|--------|---------------|------------|-----------------------|--------------|----------|------------|
| すべり面上部 | 地 表 6.0       | -0.37      | $-1.5 \times 10^{-2}$ | 0.0          | 0.0      | 14.7       |
|        | 5.0           | -0.21      | $-1.5 \times 10^{-2}$ | 11.02        | -20.3    | 7.8        |
|        | 4.0           | -0.05      | $-1.8 \times 10^{-2}$ | 36.89        | -29.6    | 6.6        |
|        | 3.0           | 0.15       | $-2.3 \times 10^{-2}$ | 66.00        | -26.3    | 12.6       |
|        | 2.0           | 0.41       | $-3.0 \times 10^{-2}$ | 84.21        | -7.0     | 26.7       |
|        | 1.0           | 0.75       | $-3.8 \times 10^{-2}$ | 73.07        | 33.3     | 48.9       |
|        | すべり面 0        | 1.16       | $-4.2 \times 10^{-2}$ | 8.80         | 100.0    | 77.2       |
| すべり面下部 | すべり面 0        | 1.02       | $-4.2 \times 10^{-2}$ | -8.80        | 100.0    | 93.2       |
|        | 1.0           | 0.60       | $-4.0 \times 10^{-2}$ | 47.41        | 19.4     | 58.3       |
|        | 2.0           | 0.23       | $-3.5 \times 10^{-2}$ | 43.22        | -21.5    | 36.3       |
|        | 3.0           | -0.11      | $-3.2 \times 10^{-2}$ | 16.17        | -27.0    | 30.4       |
|        | 4.0           | -0.43      | $-3.2 \times 10^{-2}$ | 0.00         | 0.0      | 40.3       |

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{87 \times 10^5}{4,955 \times 10^7 / 200} = 35.1 \text{ kgf/cm}^2 < 1,800 \text{ kgf/cm}^2 = \sigma_{ca}$$

また、すべり面近辺の継手部でのせん断をチェックすると、 $S=100\text{tf}$ として(2.6.107)式より、

$$\tau = \frac{S}{N \cdot a} = \frac{100,000}{70 \times 1.44} = 992.1 \text{ kgf/cm}^2 < \tau_{ca} = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$$

次に集水井の水平方向の応力度、変形について計算してみる。計算例として深度4mの点について検討してみることにする。図2.6.26において深度4mにおける地盤反力は26.7 tf/mなので直径4mの集水

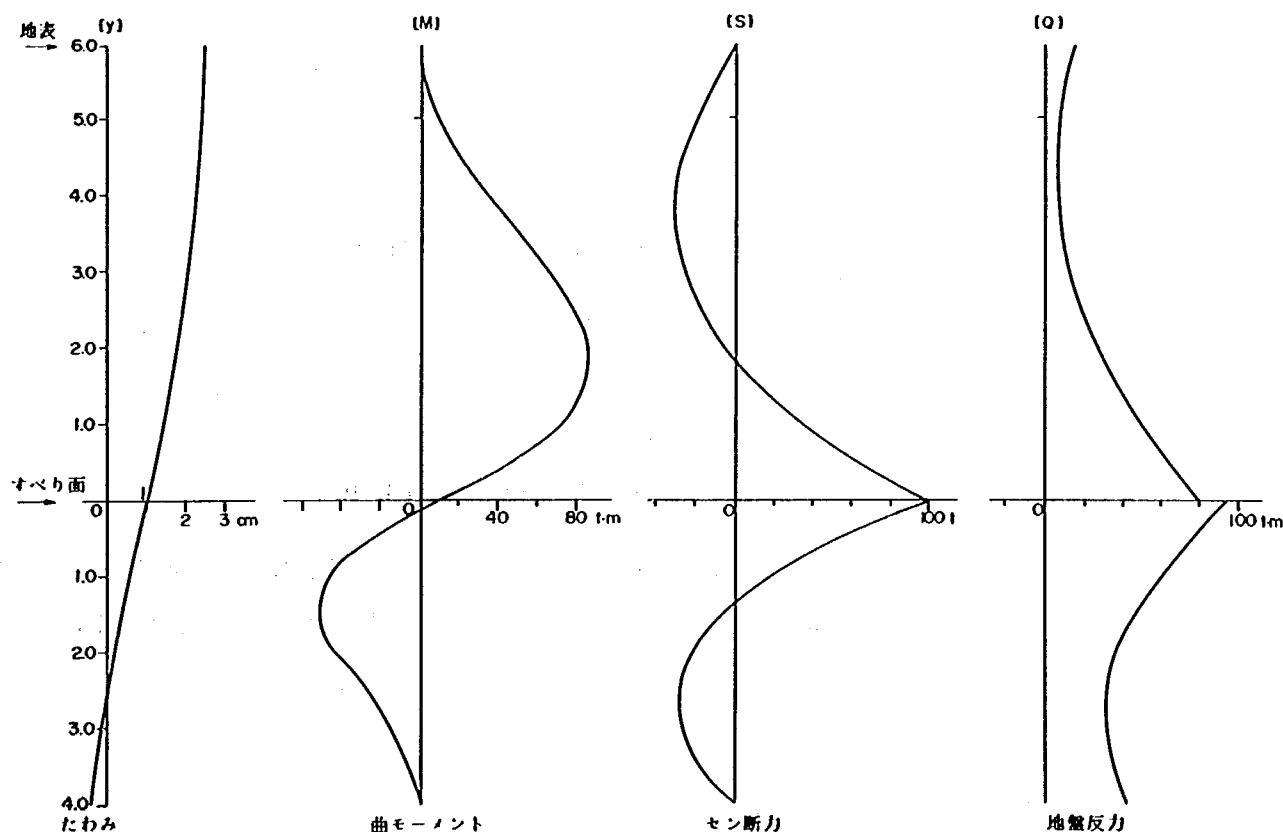


図2.6.26 集水井の変位と断面力

井だから地盤反力度  $m$  は,

$$m = \frac{26.7}{4} = 6.67 \text{tf/m}^2$$

また地すべり土塊のポアソン比を 0.333 とすれば, 側圧係数  $K$  は,

$$K = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0.333}{1-0.333} \div 0.5$$

また斜面安定解析より集水井地点における水平土圧は  $p_1 = 50 \text{tf/m}$  となるし, 土圧は三角土圧分布するとすれば深度 4 m における地すべり土塊内の水平土圧強度  $p_1$  は,

$$p_1 = \frac{1}{2} K_1 \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

$$50 = \frac{1}{2} \times K_1 \times 2.0 \times 6.0^2 \text{ (ただし, } \gamma_t = 2.0 \text{tf/m}^3, H = 6.0 \text{m)}$$

$$\therefore K_1 = 1.3889$$

したがって

$$p_1 = K_1 \cdot \gamma_t \cdot H = 1.3889 \times 2.0 \times 4.0$$

$$\therefore p_1 = 11.11 (\text{tf/m}^2)$$

また図 2.6.14 より

$$p_2 = p_1 - m$$

$$\therefore p_2 = 11.11 - 6.67 = 4.44 (\text{tf/m}^2)$$

また (2.6.27) 式より,

$$p_3 = \frac{1}{2} K (p_1 + p_2) + \frac{1}{2} m (1 + \alpha)$$

ここで,  $\alpha = \frac{1}{2}$  と仮定すれば,

$$p_3 = \frac{1}{2} \times 0.5 (11.11 + 4.44) + \frac{1}{2} \times 6.67 \left(1 + \frac{1}{2}\right) = 3.89 + 5.00 = 8.89 (\text{tf/m}^2)$$

$p_4$  は (2.6.28) 式より,

$$p_4 = \frac{1}{2} K (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} m (1 - \alpha)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.5 (11.11 - 4.44) + \frac{1}{2} \times 6.67 \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 1.67 + 1.67 \div 3.34 (\text{tf/m}^2)$$

以上により深度 4 m における作用荷重が明らかになったのでここでの断面力は表 2.6.3 に示した式によって求まる。一例として  $\phi = 0^\circ = 0$  ラジアンの際のモーメント, 軸力, セン断力を求めると,

$$p_2 = 0.444 \text{kg/cm}^2$$

$$p_3 = 0.889 \text{kg/cm}^2$$

$$m = 0.667 \text{kg/cm}^2$$

$$p_4 = 0.334 \text{kg/cm}^2$$

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I=10.6 \text{ cm}^4$$

$$r=200 \text{ cm}$$

$$A=0.87 \text{ cm}^2$$

$$\phi=0^\circ$$

表 2.6.3 にとりまとめた式より (ただし角度は度で入るように式を変形してある。)

$$M_1 = \frac{1}{4} p_2 r^2 (1 - 2 \sin^2 \phi^\circ) = \frac{1}{4} \times 0.444 \times 200^2 (1 - 2 \times 0.0) = 4.440 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$N_1 = p_2 r \sin^2 \phi^\circ = 0.444 \times 200 \times 0 = 0$$

$$Q_1 = p_2 r \sin \phi^\circ \cdot \cos \phi^\circ = 0.444 \times 200 \times 0 \times 1 = 0$$

$$M_2 = \frac{1}{4} p_3 r^2 (1 - 2 \cos^2 \phi^\circ) = \frac{1}{4} \times 0.889 \times 200^2 \times (1 - 2 \times 1) = -8.890 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$N_2 = p_3 r \cos^2 \phi^\circ = 0.889 \times 200 \times 1 = 177.8 \text{ kgf}$$

$$Q_2 = p_3 r \sin \phi^\circ \cdot \cos \phi^\circ = 0.889 \times 200 \times 0 \times 1 = 0$$

また,

$$M_3 = m r^2 \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \cos \phi^\circ - \frac{\phi^\circ}{180} \sin \phi^\circ \right) = 0.667 \times 200^2 \left( \frac{3}{8} - \frac{5}{6\pi} \times 1 - \frac{0}{180} \times 0 \right)$$

$$= 26,680 \times 0.10974 = 2927.9 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$N_3 = \frac{m \cdot r}{\pi} \left( -\frac{1}{6} \cos \phi^\circ + \frac{\pi \phi^\circ}{180} \sin \phi^\circ \right) = \frac{1}{\pi} \times 0.667 \times 200 \left( -\frac{1}{6} \times 1 + \frac{\pi}{180} \times 0 \times 0 \right)$$

$$= 42.46 \times \left( -\frac{1}{6} \right) = -7.1 \text{ kgf}$$

$$Q_3 = -\frac{m r}{\pi} \left( \frac{1}{6} \sin \phi^\circ + \frac{\pi \phi^\circ}{180} \cos \phi^\circ \right) = -\frac{1}{\pi} \times 0.667 \times 200 \times \left( \frac{1}{6} \times 0 + \frac{\pi \times 0}{180} \times 1 \right) = 0$$

また,

$$M_4 = p_4 r^2 \cos \phi^\circ \left( -\frac{4}{3\pi} + \frac{1}{2} \cos \phi^\circ \right) = 0.334 \times 200^2 \times 1 \times \left( -0.4244 + \frac{1}{2} \times 1 \right)$$

$$= 13,360 \times 0.0756 = 1010.0 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$N_4 = p_4 r \cos \phi^\circ \left( \frac{4}{3\pi} - \cos \phi^\circ \right) = 0.334 \times 200 \times 1 (0.424 - 1)$$

$$= 66.8 \times (-0.576) = -38.5 \text{ kgf}$$

$$Q_4 = p_4 r \sin \phi^\circ \left( \frac{4}{3\pi} - \cos \phi^\circ \right) = 0.334 \times 200 \times 0 \times (0.424 - 1) = 0$$

以上より,  $\phi=0^\circ$  の点での断面力は,

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 4,440 + (-8,890) + 2,928 + 1,010 = -512 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 0 + 178 + (-7) + (-39) = 132 \text{ kgf}$$

$$Q = Q_1 + Q_2'' Q_3 + Q_4 = 0$$

同様な計算を  $\phi^*$  を変化させるとともに、また深度と変化させて計算した結果が表 2.6.5 にまとめてある。ところすべり面より下部での 4 m については集水井に作用する地盤反力のみとした。したがって  $p_1 = p_2 = 0$ ,  $p_3 = 3/4 \text{ mkgf/cm}^2$ ,  $p_4 = 1/4 \text{ mkgf/cm}^2$  となる (2.6.27, 2.6.28 式参照)。

ここで応力度のチェックをすると、

$$M = 512 \text{ kgf} \cdot \text{cm}, N = 132 \text{ kgf より},$$

$$\sigma = \frac{512}{2.0} + \frac{132}{0.89} = 256 + 148.3 = 404.3 \text{ kgf/cm}^2 < 1,800 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

しかし表 2.6.5 よりも明らかなように深度 5 m, 6 m, 7 m のところのある角度ではモーメント、軸力も増大し明らかに許容の圧縮強度を越えるところが生じている。

また図 2.6.27, 2.6.28, 2.6.29 に深度 4 m, 6 m, また 8 m における断面力を図示してある。

一方参考のために深度 4 m における集水井円環の変形について検討してみる。

$$p_2 = 0.444 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_3 = 0.889 \text{ kgf/cm}^2$$

$$p_4 = 0.334 \text{ kgf/cm}^2$$

$$m = 0.667 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$I = 10.6 \text{ cm}^3$$

$$A = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$r = 200 \text{ cm}$$

だから  $\phi = 0^\circ$  の点の変位を求めてみると、(2.6.93) 式より、

$$\begin{aligned} \delta_{12} &= \frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{2p_2 r^4}{3EA} = \frac{0.44 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{2 \times 0.444 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\ &= 2.659 + 0.003 = 2.662 (\text{cm}) \end{aligned}$$

また表 2.6.3 にとりまとめた式より、

$$\begin{aligned} \delta_{22} &= -\frac{p_2 r^4}{12EI} + \frac{p_2 r^2}{3EA} = -\frac{0.444 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.444 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\ &= -2.659 + 0.003 = -2.656 (\text{cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{13} &= -\frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{p_3 r^6}{3EA} \\ &= -\frac{0.889 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.889 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\ &= -5.325 + 0.006 \\ &= -5.318 (\text{cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{23} &= \frac{p_3 r^4}{12EI} + \frac{2p_3 r^2}{3EA} = \frac{0.889 \times (200)^4}{12 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{2 \times 0.889 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89} \\ &= 5.325 + 0.013 = 5.338 (\text{cm}) \end{aligned}$$

表2.6.5 鋼構造集水井断面に生じる断面力計算結果

|                            | 角<br>度<br>( $m$ ) | 断 面 力               | 角       |         |        |         |        |         | 度        |  |  |
|----------------------------|-------------------|---------------------|---------|---------|--------|---------|--------|---------|----------|--|--|
|                            |                   |                     | 0°      | 30°     | 60°    | 90°     | 120°   | 150°    | 180°     |  |  |
| す<br>べ<br>り<br>面<br>上<br>部 | 1.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -369.5  | -247.8  | 59.1   | 545.0   | 485.3  | -297.1  | -720.4   |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 33.9    | 33.6    | 33.9   | 36.3    | 44.1   | 55.2    | 60.4     |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 2.2     | 3.6    | 6.1     | -5.8   | -7.2    | 0.0      |  |  |
|                            | 2.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | 1277.8  | 585.8   | -744.7 | -1130.0 | -385.2 | 544.2   | 982.1    |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 60.8    | 68.5    | 84.6   | 94.6    | 93.2   | 86.8    | 83.1     |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | -11.9   | -10.7  | 5.2     | 8.8    | 7.6     | 0.0      |  |  |
|                            | 3.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | 303.0   | 549.8   | -854.2 | -1020.0 | -165.7 | 470.1   | 736.9    |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 93.3    | 102.3   | 121.8  | 135.2   | 138.3  | 137.4   | 136.2    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | -12.9   | -10.6  | 9.9     | 7.0    | 4.7     | 0.0      |  |  |
|                            | 4.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -512.2  | -472.7  | 175.4  | 1115.0  | 1290.4 | -642.2  | -1717.7  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 132.2   | 134.9   | 143.5  | 155.5   | 178.6  | 209.4   | 223.3    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 1.0     | 5.8    | 1.2     | -13.5  | -18.3   | 0.0      |  |  |
|                            | 5.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -4167.2 | -2480.0 | 1294.0 | 5270.0  | 3975.9 | -2789.9 | -6372.7  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 177.7   | 166.5   | 149.8  | 155.6   | 214.1  | 302.7   | 344.2    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 29.7    | 38.5   | 8.9     | -52.6  | -61.4   | 0.0      |  |  |
|                            | 6.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -9230.2 | -5240.2 | 3369.1 | 10970.0 | 7600.8 | -5729.7 | -12709.7 |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 228.0   | 197.1   | 144.2  | 140.2   | 245.9  | 412.3   | 491.1    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 70.0    | 83.8   | 61.4    | -106.1 | -120.0  | 0.0      |  |  |
| す<br>べ<br>り<br>面<br>下<br>部 | 6.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -5504.9 | -2800.4 | 2398.9 | 5845.0  | 3446.0 | -3044.5 | -6185.0  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 258.1   | 235.3   | 205.3  | 233.1   | 319.3  | 406.2   | 441.8    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 46.1    | 44.8   | 24.7    | -56.4  | -55.0   | 0.0      |  |  |
|                            | 7.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -3396.2 | -1728.5 | 1476.3 | 3610.0  | 2133.6 | -1881.4 | -3823.7  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 160.5   | 146.4   | 128.1  | 145.8   | 199.5  | 253.4   | 275.4    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 28.4    | 27.6   | 15.5    | -34.9  | -34.0   | 0.0      |  |  |
|                            | 8.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -2132.2 | -1084.9 | 928.2  | 2265.0  | 1336.7 | -1180.0 | -2397.7  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 100.2   | 91.4    | 79.8   | 90.7    | 124.2  | 157.9   | 171.7    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 17.8    | 17.3   | 9.6     | -21.8  | -21.3   | 0.0      |  |  |
|                            | 9.0               | M ( $kg \cdot cm$ ) | -1798.4 | -911.1  | 790.0  | 1900.0  | 1109.9 | 988.8   | -2001.5  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 84.4    | 76.8    | 66.9   | 76.0    | 104.0  | 132.1   | 143.5    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 15.1    | 14.6   | 7.8     | -18.3  | -17.7   | 0.0      |  |  |
|                            | 10.0              | M ( $kg \cdot cm$ ) | -2350.0 | -1195.2 | 1023.9 | 2495.0  | 1471.0 | -1299.8 | -2639.9  |  |  |
|                            |                   | N ( $kg$ )          | 110.6   | 100.8   | 88.0   | 100.1   | 137.0  | 174.1   | 189.4    |  |  |
|                            |                   | Q ( $kg$ )          | 0.0     | 19.7    | 19.1   | 10.6    | -24.1  | -23.5   | 0.0      |  |  |

$$\delta_{1m} = \frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{3EA} = \frac{0.667 \times (200)^4}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.667 \times (200)^2}{3 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89}$$

$$= 1.998 + 0.005 = 2.003(\text{cm})$$

$$\delta_{2m} = -\frac{mr^4}{24EI} + \frac{mr^2}{6EA} = -\frac{0.667 \times (200)^4}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.6} + \frac{0.667 \times (200)^2}{6 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.89}$$

$$= -1.998 + 0.003 = -1.995(\text{cm})$$

$$\delta_{i4}^* = \frac{p_4 r^4}{EI} \left( -\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{p_4 r^2}{EA} \left( -\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right)$$

$$= \frac{0.334 \times (200)^4}{2.1 \times 10^6 \times 10.6} \left( -\frac{1}{6} + \frac{\pi}{8} - \frac{2}{3\pi} \right) + \frac{0.334 \times (200)^2}{2.1 \times 10^6 \times 0.89} \left( -\frac{1}{3} + \frac{2}{3\pi} \right)$$

$$= 24.01 \times 0.0138 + 0.00715 \times (-0.121) = 0.331 - 0.0009 = 0.331(\text{cm})$$

$$\delta_{i4}^{**} = \delta_{i4}^* = -0.331(\text{cm})$$

したがって、地すべり方向の上流直径端での変位は、

$$\delta_1 = \delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{1m} + \delta_{i4}^* = 2.662 - 5.318 + 2.003 + 0.331 = -0.32(\text{cm})$$

また地すべり方向に直交する直径端での変位は、

$$\delta_2 = \delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{2m} = -2.656 + 5.338 - 1.995 = 0.687(\text{cm})$$

したがって任意の角度における変位量は(2.6.105)式より、

$$\delta_r = (\delta_{12} + \delta_{13} + \delta_{1m})(1 - \sin^2 \phi) + (\delta_{22} + \delta_{23} + \delta_{2m})\sin^2 \phi + \delta_{i4}^* \cos \phi$$

$$= -0.653(1 - \sin^2 \phi) + 0.687\sin^2 \phi + 0.331 \cos \phi$$

となり、これを図示すると図 2.6.27~2.6.32 になる。これらの図よりわかることは深度によっては地すべり方向の直径端での変位が地すべり方向に直角な方向の直径端よりも大きくなるという非常に興味あるケースも生じることがわかり、2-6-2 で述べた現地観測の結果とも一致する。

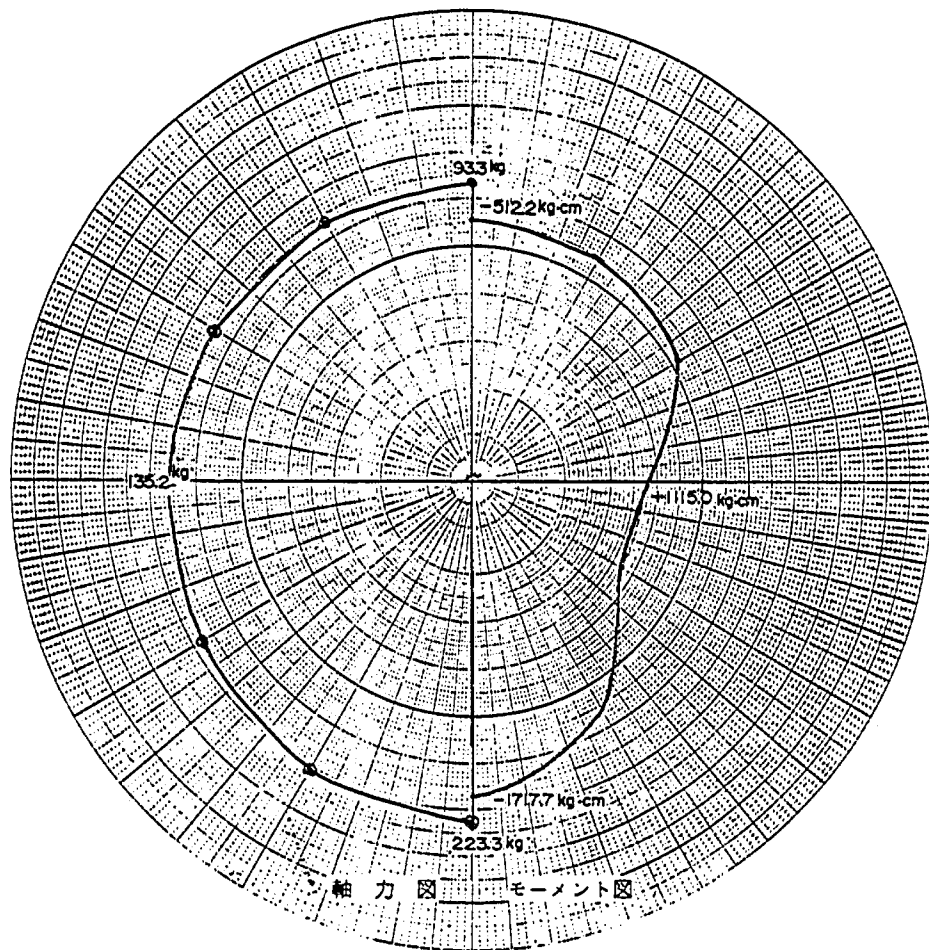


図2.6.27 深度4 mにおける断面力

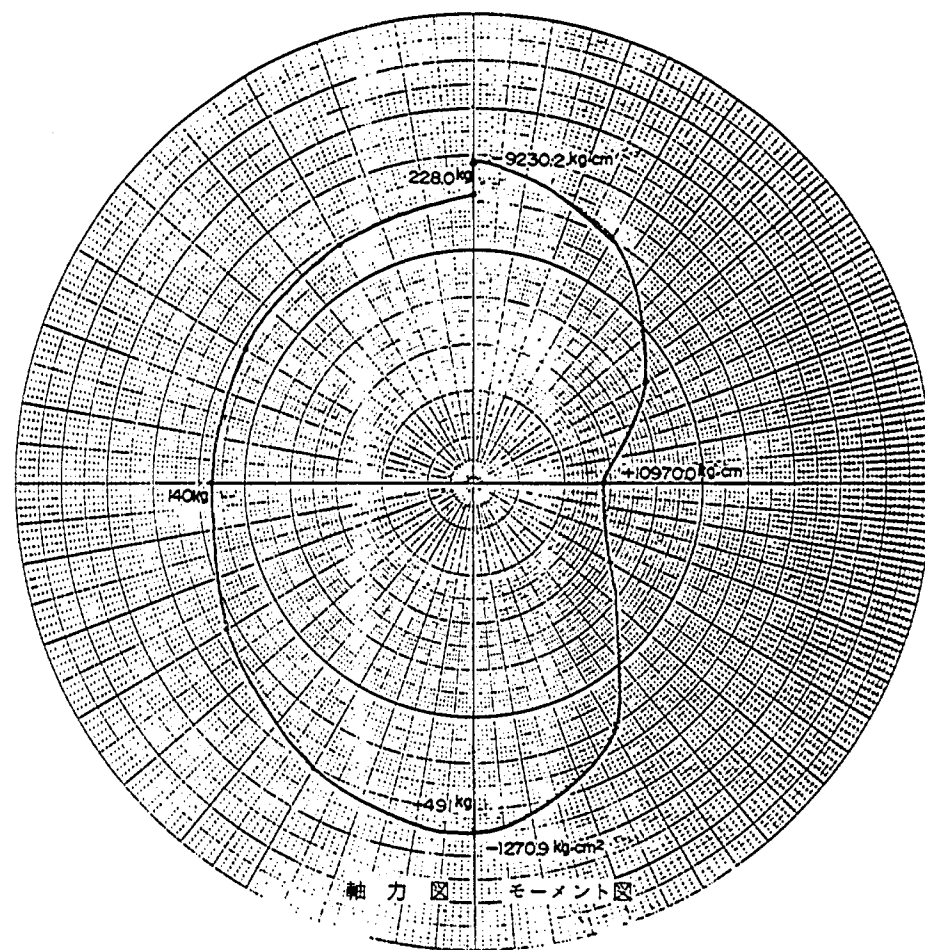


図2.6.28 深度6 m (移動土塊中)における断面力

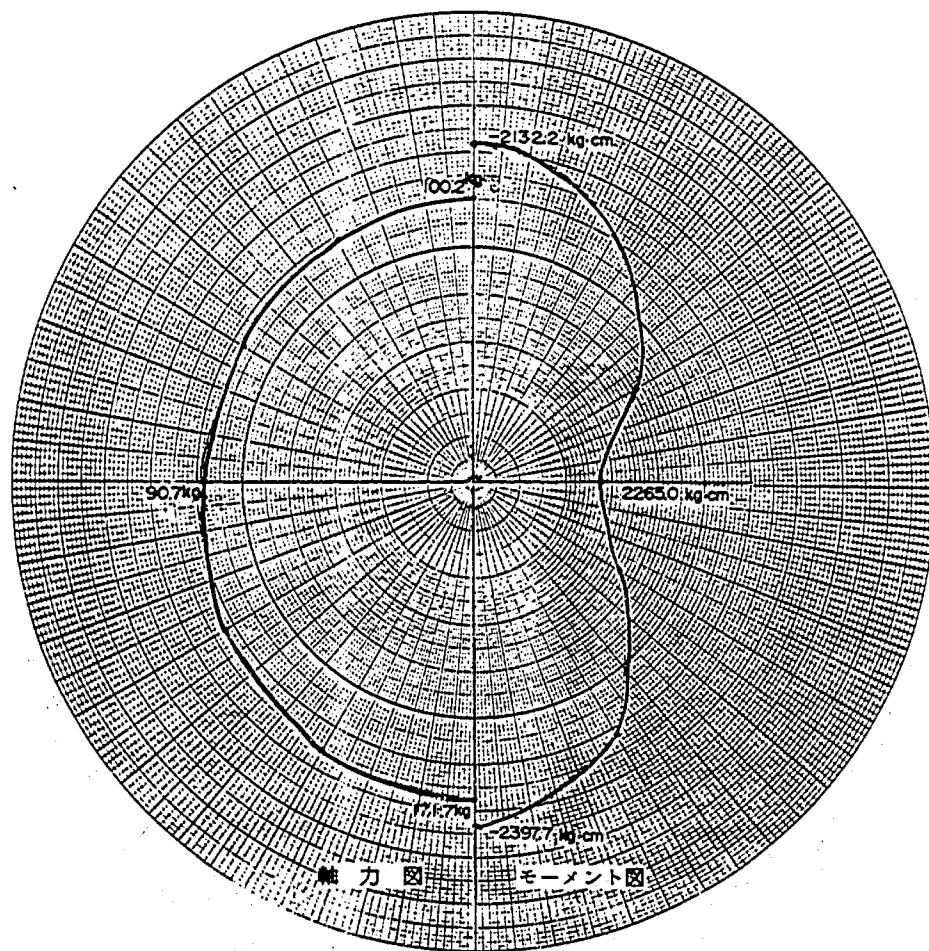


図2.6.29 深度 8 m における断面力

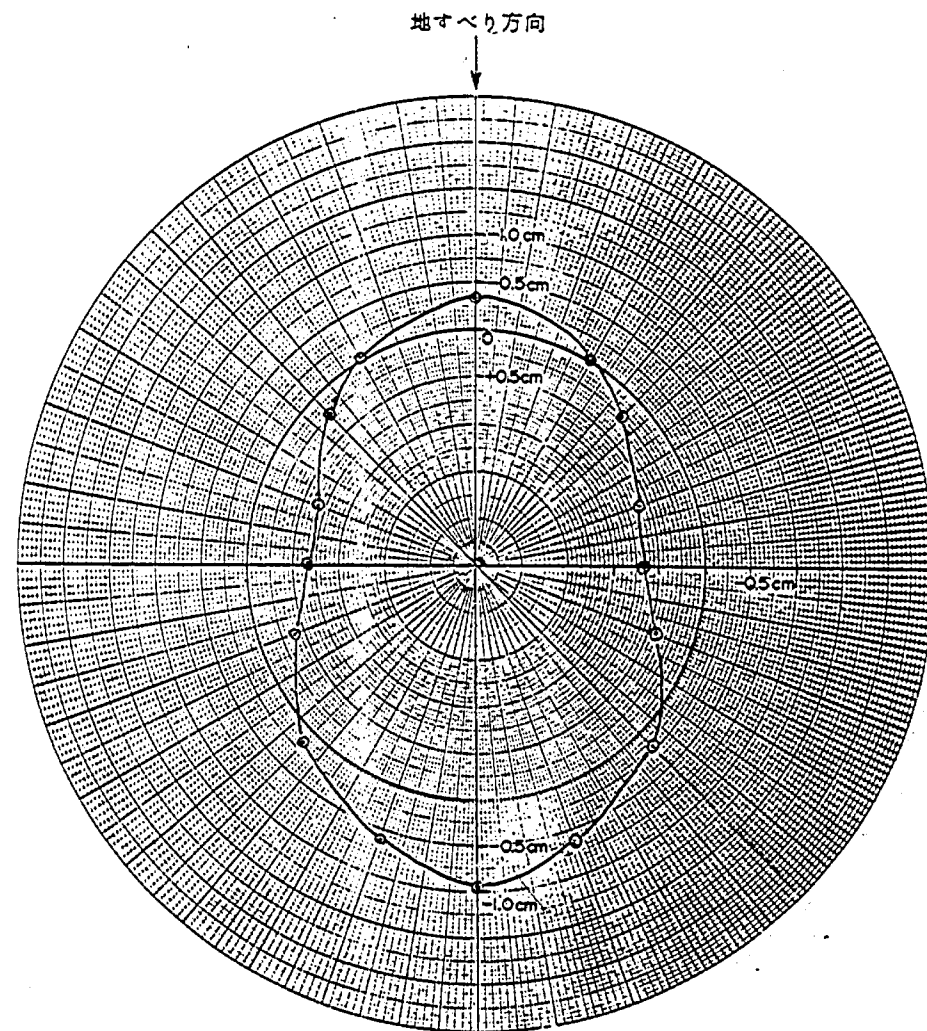


図2.6.30 深度 4 m における集水井の変位

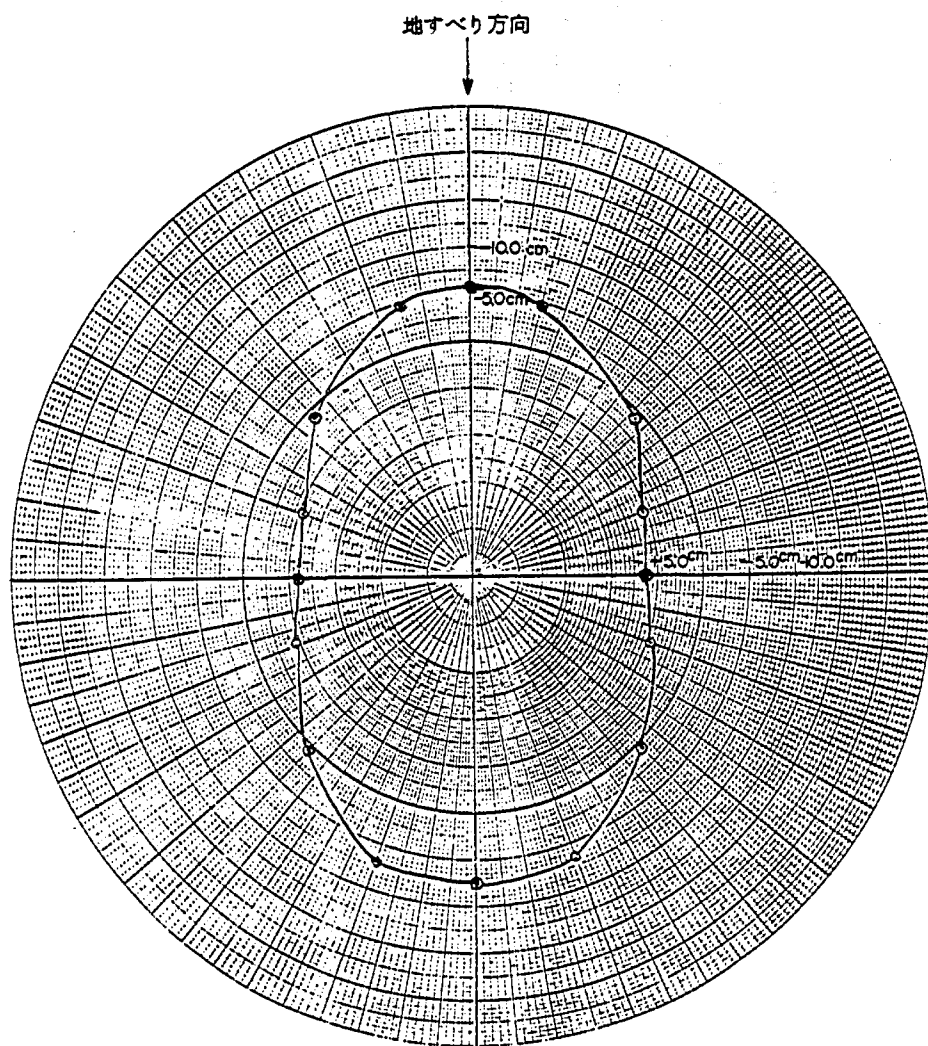


図2.6.31 深度 6 m における集水井の変位

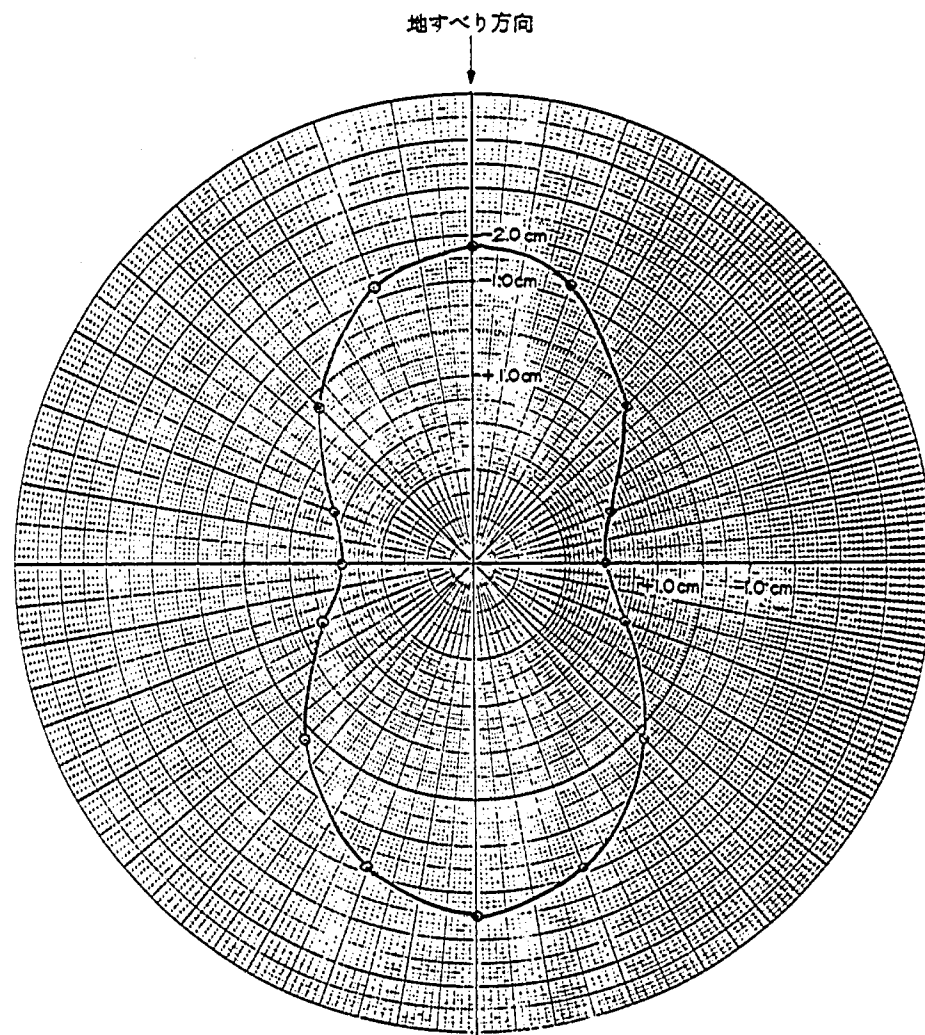


図2.6.32 深度 8 m における集水井の変位

## 2-6-5 鉄筋コンクリート集水井の構造設計

鉄筋コンクリート集水井は一般に地質が砂質地盤等の比較的均一な地盤で井筒が自重により比較的容易に沈下するような場合や、また多量の地下水のためボイリングを起しやすい砂質地盤やヒーピングを起しやすい軟い粘土質地盤に用いられる。

### (1) 設計土圧

鉄筋コンクリート集水井に作用する土圧は鋼構造集水井と同様、その設置条件により3つに区分して考える(表2.6.2参照)、鉄筋コンクリート集水井の場合、井筒を沈下するに当ってそれ相当の重量や剛性が必要となり、ある程度の断面を持つことになる。

運動中の地すべり地内以外に施工される集水井には均等土圧が作用するが、鉄筋コンクリート井筒の場合、沈下時における井筒の傾きにより生じる偏土圧も考慮してやる必要がある。

施工時における井筒の沈下作業中の傾きによって生じる偏土圧の大きさは、主働土圧の1/2が作用するものとして考える。したがって井筒に作用する土圧は図2.6.33のように考える。

一方運動中の地すべり地内における作用土圧は鋼構造集水井の場合と同様の土圧を考慮する必要があるので、表2.6.2を参照されたい。この場合もすべり面を切った場合にはクイと同様の挙動を示すのですべり面を切らない場合の構造計算とは異なってくる。またさらにすべり面を切る集水井は剛なため剛はクサビグイにおけると同類の地盤反力が生じるため、これを集水井に加わる土圧に加味してやらなければならない。

### (2) 運動中の地すべり地内以外の集水井の設計

先に述べたようにこのような条件においては図2.6.33に示すような荷重が作用する。偏土圧に対して円環断面に発生する断面力は(図2.6.34参照)

$$M_A = 0.163\omega r^2 \dots\dots\dots (2.6.108)$$

$$M_B = -0.125\omega r^2 \dots\dots\dots (2.6.109)$$

$$M_C = 0.087\omega r^2 \dots\dots\dots (2.6.110)$$

$$N_A = 0.212\omega r^2 \dots\dots\dots (2.6.111)$$

$$N_B = \omega r \dots\dots\dots (2.6.112)$$

$$N_C = 0.212\omega r \dots\dots\dots (2.6.113)$$

ただし

$M_A$ : A点の曲げモーメント(tf・m)

$M_B$ : B点の曲げモーメント(tf・m)

$M_C$ : C点の曲げモーメント(tf・m)

$N_A$ : A点の軸力(tf)

$N_B$ : B点の軸力(tf)

$N_C$ : C点の軸力(tf)

$\omega$ : 主働土圧あるいは静止土圧の1/2(tf/m<sup>2</sup>)

$r$ : 集水井の半径(m)

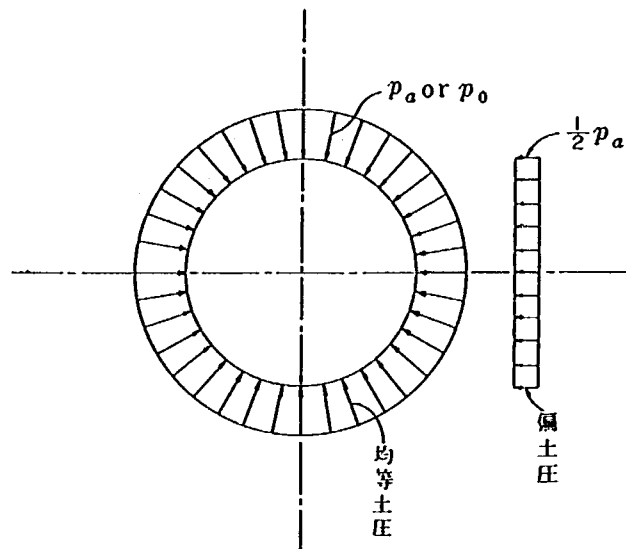


図2.6.33 鉄筋コンクリート井筒に作用する土圧  
(運動中の地すべり地内以外)

この偏土圧以外に均等土圧が作用するので、それによる曲モーメントとせん断力などの断面力は発生せず、1軸力のみであるので、

$$N = p_a r \dots\dots\dots (2.6.114)$$

$$N = p_o r \dots\dots\dots (2.6.115)$$

ただし

$p_a$ : 主働土圧(tf/m<sup>2</sup>)

$p_o$ : 静止土圧(tf/m<sup>2</sup>)

$r$ : 集水井の半径(m)

$N$ : 軸力(tf)

したがって図2.6.34に示すような荷重状態における集水井円環に作用する断面力は(2.6.108)～(2.6.113)式に均等土圧による軸力を重ね合せたものとする。

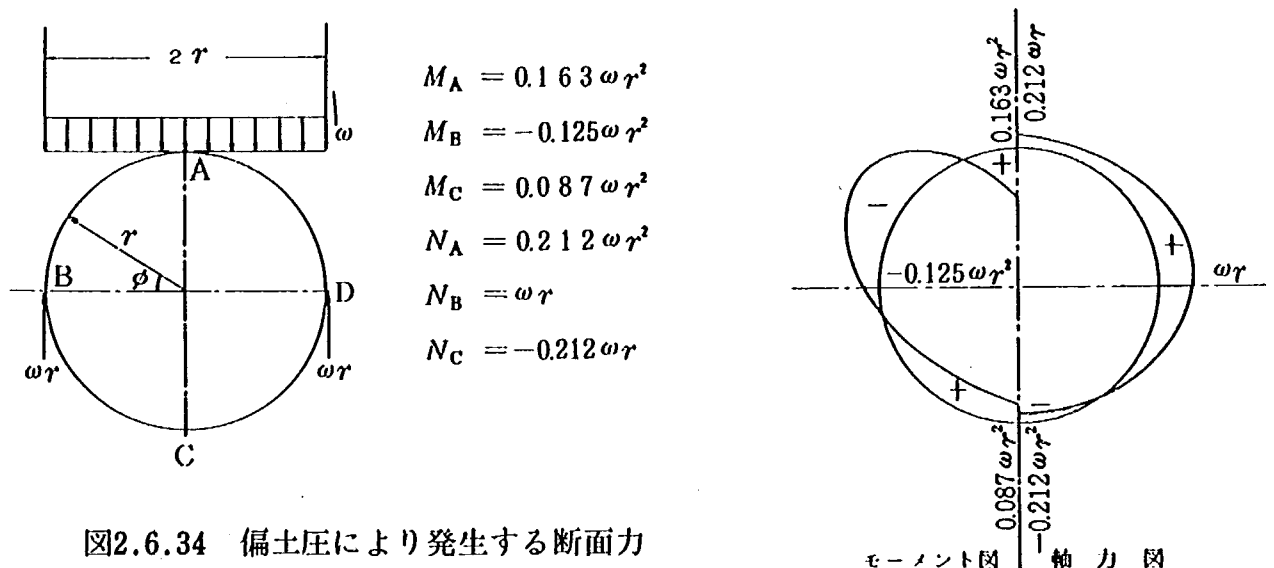


図2.6.34 偏土圧により発生する断面力

### (3) 運動中の地すべり地内の集水井の設計(I)

——集水井がすべり面を切らない場合——

この場合の鉄筋コンクリート製集水井の設計法は鋼構造集水井の場合とまったく同様で、円環に発生する断面力については2-6-4の(3)の鋼構造集水井の項を参照されたい。

### (4) 運動中の地すべり地内の集水井の設計(II)

——集水井がすべり面を切る場合——

鋼構造集水井の場合と同様すべり面を切る集水井は、クイと同様の挙動を示す。しかし鋼構造のものは異なり一般に剛なクイとして挙動する。したがって鉄筋コンクリート構造集水井は剛なクサビグイの解析が適用できる。

剛体的な挙動を集水井がするかどうかは次の式によって行われる。

$$\sqrt{\frac{E_s}{4EI}} \leq \frac{2}{l} \dots\dots\dots (2.6.116)$$

$$\sqrt{\frac{E_s}{4EI}} \geq \frac{2}{l} \dots\dots\dots (2.6.117)$$

すなわち(2.6.116)式がすべり面の上下でなり立つときは剛な集水井として解析する。

### 3. アンカー工による地すべりの安定化

#### 3-1 アンカー工の現状

地すべり防止対策工の一つとしてアンカー工が最近用いられるようになってきたが、アンカー工の歴史はさらに古い。1934年にアルジェリアの Cheurfas Dam で Andre Coyne によりプレストレスロックアンカーが用いられて以来、擁壁の補強、浮き上り防止や土留・山留アンカー等に広く用いられ実績が積み上げられている。

アンカー工は岩盤に定着部を持つロックアンカーと未固結地盤に定着部を持つアースアンカーに分類されるが、地すべり地では主としてロックアンカーが用いられている。

ロックアンカー工の地すべり斜面への適用実績はまだそれほど多くなく、地すべり対策工として用いる場合には多くの問題点を解決しなければならない。確かにアンカー工は他の地すべり抑止工では得難い長所を持っているが、現状では未解明の問題を多くかかえたまま現場での工事が先行している感がある。

一般に地すべり地でアンカー工を用いる場合、その定着部をすべり面下に求めるため、アンカー長が長くなる。このため引張り材として鋼線が用いられる場合が多い。

わが国で最初に地すべり防止用のロックアンカーが施工されたのは昭和43年に農林省により奈良県吉野郡に建設された大迫ダムに関連した取付道路の工事中に発生した地すべりではないかと思われる。この付近の地質は粘板岩で河床より70m上がった地点を末端とし高さ140m、幅180mの範囲に変状がみられ、移動のはげしい時は1ヶ月に50cmも移動した。この地すべりをPC鋼より線 $\phi 12.4\text{mm} \times 12$ 本のストランド176本を用いて抑止した。アンカー長16m、一本当りの設計荷重は118tfであった。その後、建設省の大滝ダム工事道路用法面安定工事（設計荷重118tf、17本）や日本道路公団東伊豆道路（設計荷重78tf）など地すべり防止工事にだんだんとロックアンカー工は用いられるようになってきた。そして最近では総工事費40億円という巨額な工費がアンカー工を用いたダム建設に関連した地すべり対策に使われた例も出ている。

#### 3-2 アンカーの抑止効果

アンカーには3つの抑止効果<sup>63)</sup>がある。

- (i) すべり面に対する垂直力を増大させ、せん断抵抗力を増大させる……締めつけ効果
- (ii) 地すべり滑動力を減殺する……引き止め効果
- (iii) すべり面を縫い合せ、補強する……縫地効果（補強効果）

締めつけ効果を期待してのアンカー工は従来より斜面安定化のために用いられてきたもので、プレストレスをかけることにより滑落の危険のある斜面をおさえつけて安定化させるものである。中、小規模の岩盤地すべりや切取り法面の安定に用いられる。

引き止め効果を期待してのアンカー工は鋼材の引張り強さを利用して地すべり土塊が滑動しようとするのを引き止めるもので地すべり対策工としてはこの抑止効果を期待して設計することが多い。

この場合、くい工と同じように地すべり土塊が動き始めて、初めてアンカー力を発揮するものであるが、くい工と異なる点は初期にある程度のプレストレスをかけることにより、鋼材の伸び（地すべりによる変形量）の少ない段階で抑止効果をあげられる点である。

3 番目の縫地効果を期待してのアンカーの利用法は地盤にボーリングをし、これに引張り力およびせん断力に抵抗する材料を挿入し、グラウチングし、全面接着型のアンカー体をすべり面を挟んで形成し、地すべり土塊を縫い合せ、すべり面での強度を補強するものである。実績は少ないが非常に興味のあるアンカーの利用の仕方であり、今後の発展が期待されるものである。

### 3-3 地すべり安定解析へのアンカー力の導入<sup>63),64)</sup>

#### 3-3-1 アンカー力の計算

安全率を計算するに必要なアンカー強度の計算は、円弧すべりに対する Bishop 式では (3.3.1) 式になる (図 3.3.1 参照)。

$$F = [\sum \{c'b + \{W(1 - r_u) + (x_n + x_{n+1}) + P \cos \alpha\} \tan \phi\} m_\theta] / \{\sum W \sin \theta - \sum P \sin (\alpha - \theta)\} \quad (3.3.1)$$

$$\text{ここで, } m_\theta = \frac{\sec \theta}{1 + \frac{\tan \theta \cdot \tan \phi'}{F}}$$

$c'$  = 粘着力

$\phi'$  = 内部摩擦角

$b$  = スライス幅

$W$  = スライスの全重量

$\alpha$  = 抵抗の鉛直線に対する傾斜角

$\theta$  = スライスのすべり面の接線と水平との角

$P$  = 単位幅当りの抵抗力

$u$  = 間隙水圧

$\gamma_w$  = 土の単位体積重量

$h$  = スライスの高さ

$\gamma_u = u/\gamma_w$

$x_n, x_{n+1}$  = スライス間のせん断力

また地すべり安定計算に一般的に用いられている簡便式で考えると次式になる。

$$F = \frac{\{\sum (W \cos \theta - u) + P \cos (\alpha - \theta)\} \tan \phi + \sum cl}{\sum W \sin \theta - P \sin (\alpha - \theta)} \quad (3.3.2)$$

したがってアンカー力の必要プレストレス力  $P$  は

$$P = \frac{F \sum W \sin \theta - \{\sum (W \cos \theta - u)\} \tan \phi - \sum cl}{F \sin (\alpha - \theta) + \tan \phi \cdot \cos (\alpha - \theta)} \quad (3.3.3)$$

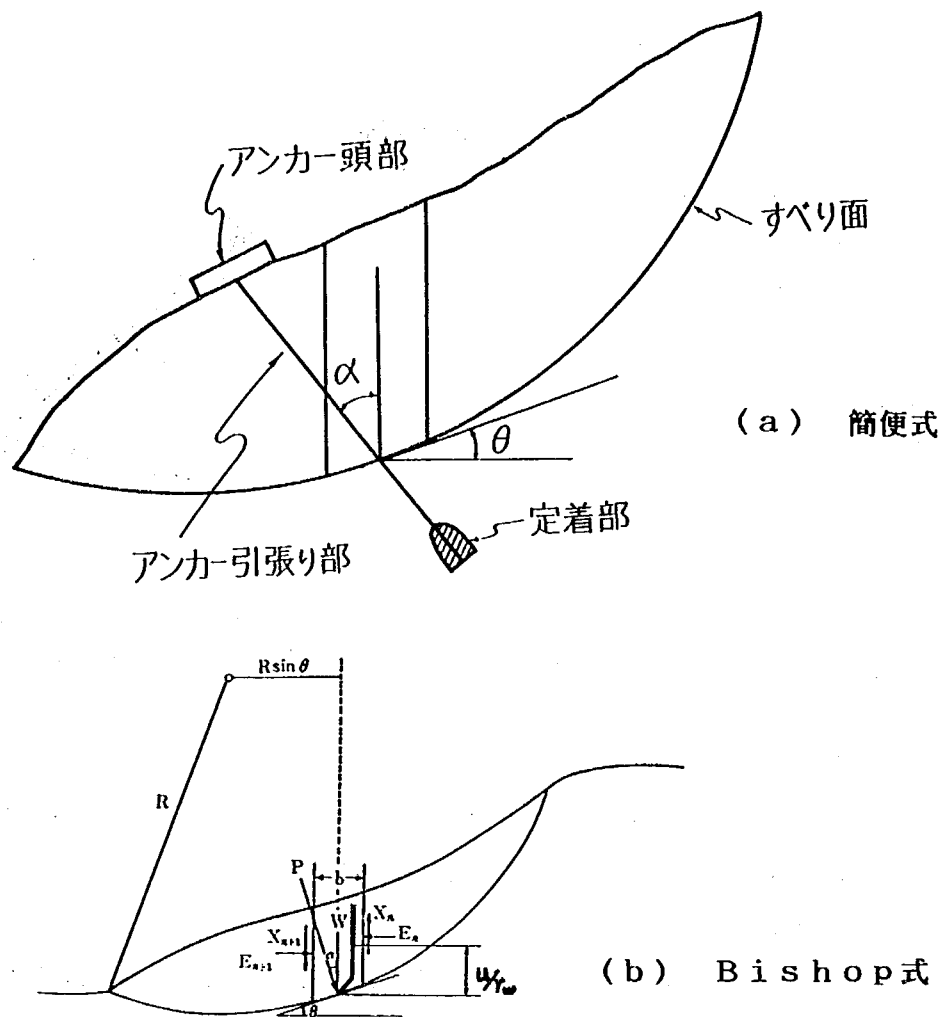


図3.3.1 アンカー強度を考慮した安定解析

となる。

アンカー最適施工角度は (3.3.3) 式によって計算できる。

ここで

$$T = F \sum W \sin \theta - \tan \phi \sum (W \cos \theta - u) - \sum cl \quad (3.3.4)$$

とおくと

$$\frac{T}{P} = \cos(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi + F \sin(\alpha - \theta) \quad (3.3.5)$$

安全率  $F=1.2$  としたとき  $T/P$  と  $(\alpha - \theta)$  の関係を図 3.3.2 に示す。これより必要安全率 1.2 を得るためには最小プレストレス力  $P$  は  $T/P$  の極大点となる。またこの図より明らかなようにすべり面での摩擦力が小さいほど  $(\alpha - \theta)$  の影響は大きく現われる。

ところで地すべり斜面の所定の安全率をうるために必要なアンカー力  $P$  を算定するために土質工学会「アースアンカー工法」<sup>65)</sup> では

$$F = \frac{\sum W \cos \theta \tan \phi + \sum cl + P \cos \beta + \mu P \sin \beta}{\sum W \sin \theta} \quad (3.3.6)$$

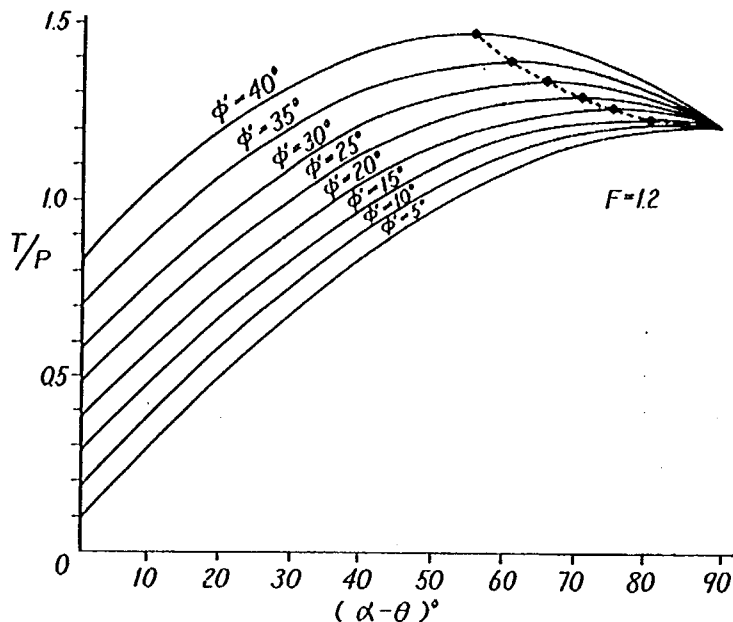


図3.3.2  $T/P$  と  $(\alpha-\theta)^\circ$  の関係 ( $F=1.2$  の場合)

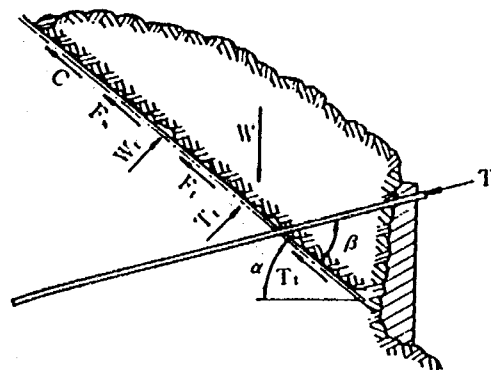


図3.3.3 平面すべりに施工されたアンカー

としている ( $\beta = \alpha - \theta$ )。

しかし (3.3.2) 式でわかるように  $P \sin \beta \cdot \mu$  (ただし  $\mu = \tan \phi$  とすると) はすべり面での摩擦抵抗力を増加させる項であり,  $P \cos \beta$  は地すべり推力に関与する項なので (3.3.6) 式の  $P \cos \beta$  の項は分母項に加算されるべきと考えられる。

同様な考えで平面すべりを持つ斜面では (3.3.7) 式が適用されるべきである (図 3.3.3 参照)。

$$F_s = \frac{F_w + F_t + C}{W_t + T_t} \dots\dots\dots (3.3.7)$$

$W$  = 滑動体の重量

$T$  = アンカーの引張力

$\alpha$  = すべり面の勾配

$\beta$  = すべり面に対するロックアンカー軸線との勾配

$\mu = \tan \phi$  = 摩擦係数

$c$  = 粘着力

$$W_t = W \sin \alpha$$

$$F_w = \mu W \cos \beta$$

$$T_t = T \cos \beta$$

$$F_t = \mu T \sin \beta$$

$$C = c L$$

### 3-3-2 締めつけ用アンカー力の導入

しかし (3.3.2) 式を考える場合大きな問題になるのはプレストレスを加えることにより, すべり面を締めつけると同時に斜面を引き上げようとする力が作用すると考えられるが, 実際に  $P \sin(\alpha - \theta)$  という力がど

の程度斜面の安定度に寄与するか明らかではないので、実用上締めつけ機能を期待したアンカーでは  $P \sin(\alpha - \theta)$  の項を無視するのが安全と思われる。したがって斜面の安全率を求める式は (3.3.8) 式となる。

$$F = \frac{\{\sum(W \cos \theta - u) + P \cos(\alpha - \theta)\} \tan \phi + \sum cl}{\sum W \sin \theta} \dots\dots\dots (3.3.8)$$

アンカー力の必要プレストレス  $P$

$$P = \frac{F \sum W \sin \theta - \{\sum(W \cos \theta - u)\} \tan \phi - \sum cl}{\tan \phi \cdot \sum W \cos(\alpha - \theta)} \dots\dots\dots (3.3.9)$$

(3.3.9) 式より明らかなように必要安全率を保つために要する最小プレストレスは分母が最大になったときであり、このとき  $\alpha = \theta$  である。すなわち円弧すべり面を持つ地すべりの場合、すべり面の勾配とすべり面にたてた垂線とアンカーの作用線のなす角度が等しいとき締めつけアンカーが最も有効に作用すると考えられる。当然のことながらこのときアンカーの作用線はすべり円弧の中心を通ることになる。

計算上のアンカーのプレストレス力は 1 つの合力  $P$  で代用しているが、実際のアンカー力はすべり面のある範囲に作用し、その範囲はすべり面深度に左右される。したがって解析の対象となるすべり面上の土塊をスライスに分割した場合、スライス毎に  $\Delta P$  のアンカー力が作用することになり、計算は各スライス毎に行なわねばならず非常にめんどろになる。すなわち各スライスの底面の中心に接線成分が作用することになるが、円弧すべり面の場合これらは消去し合い(図 3.3.4 参照)<sup>60)</sup>、簡便式にアンカー力を導入しても力学計算上問題は残らない。

参考のために締めつけを期待してのアンカーでアンカー頭部の加圧板によりすべり土塊を通してすべり面に応力伝播された場合のすべり面上の荷重分布を最も簡単な計算法で示してみる(図 3.3.5 参照)。

幅  $2b$  の加圧板でプレストレスをかけた場合、加圧板の縁から  $\beta$  の角度の範囲に応力が広がるとする。応力が伝播するすべり面の範囲における地表よりの平均すべり面深度を  $z$  とすると、その深さの荷重分布面積  $A_z$  は

$$A_z = (2b + 2z \tan \beta) \dots\dots\dots (3.3.10)$$

となる。したがって加圧板直下の均等荷重  $p$  は深度  $z$  において  $p_z$  になる。

$$\begin{aligned} p_z &= \frac{2bp}{(2b + 2z \tan \beta)} \\ &= \frac{bp}{(b + z \tan \beta)} \dots\dots\dots (3.3.11) \end{aligned}$$

慣用的には  $\beta = 30^\circ \sim 35^\circ$  と計算されているが、ここで  $\beta = 30^\circ$  とすれば  $\tan 30^\circ = 0.577$  となり

$$p_z = \frac{p}{\left\{1 + 0.577 \left(\frac{z}{b}\right)\right\}} \dots\dots\dots (3.3.12)$$

となる。

しかしプレストレスをかけた場合アンカー定着部におけるクリープ効果(あるいはリラクゼーション)によりプレストレスは長期にわたって一定でなく時間とともに減少し、再緊張の必要性もでてくる。さらに粘性土地盤では一度に設計アンカー力に等しいプレストレスを加えると加圧板のめり込みや周辺地盤の破壊を

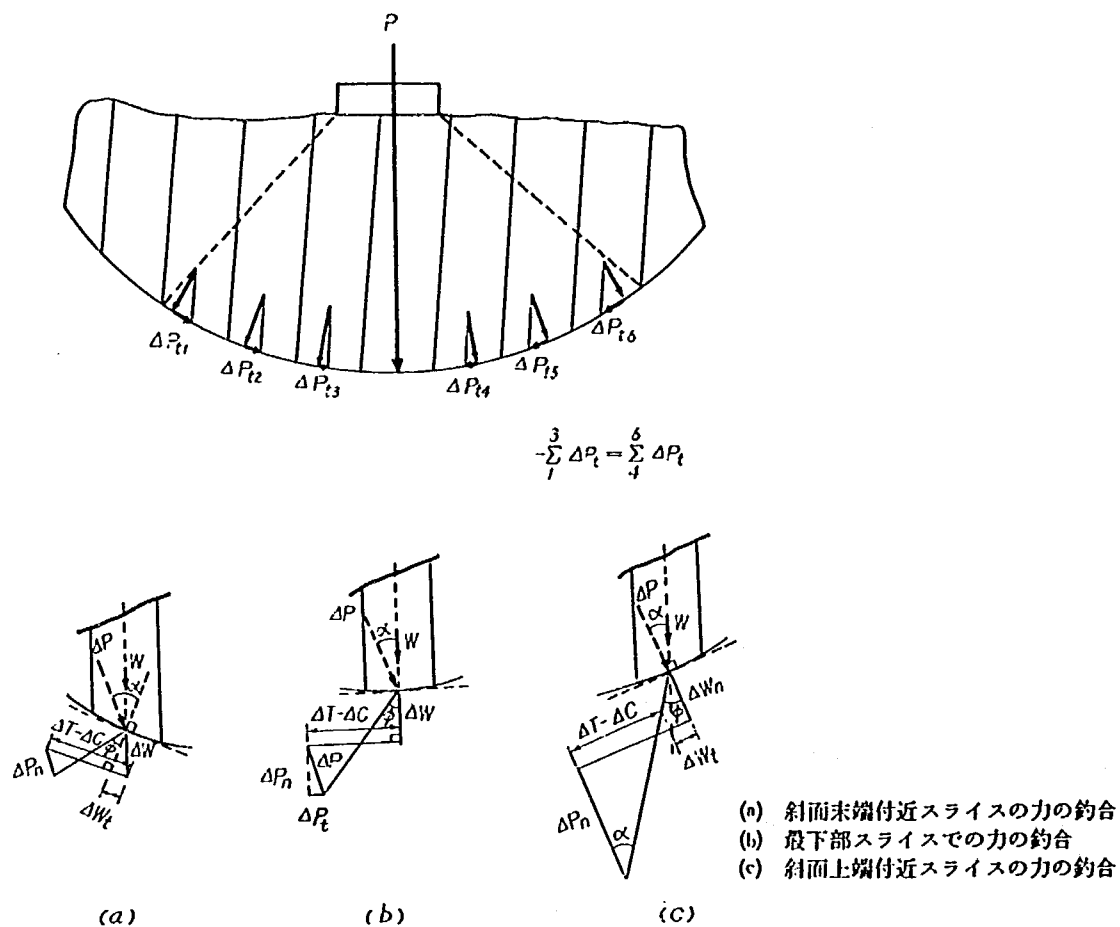


図3.3.4 アンカープレストレスのすべり面での分布  
(Hobst and Zajicによる)

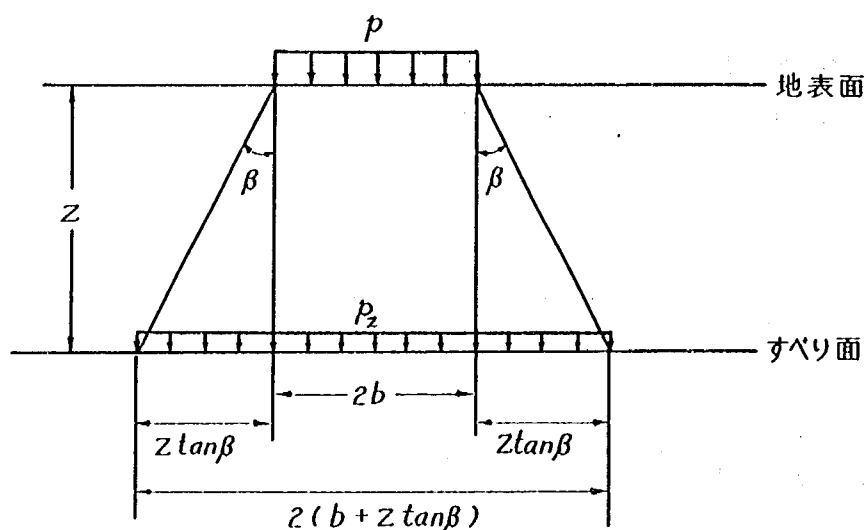


図3.3.5 すべり面におけるアンカー荷重の分布

もたらす可能性があるので加圧面積を広げるとか、プレストレスを長期にわたって徐々に加えていく必要も生じる。

プレストレスアンカーの施工位置は全斜面に施工されるのが望ましいがボーリングの掘進長の増大など工費の点から地すべりの末端に施工する場合が多い。

すべり面の完全に形成された斜面ではすべり面のせん断強さは残留強さに低下しているため、全斜面にプレストレスされたアンカーを持つ斜面のせん断抵抗力 ( $-T$ ) は次の関係より計算できる<sup>66)</sup>。

$$-T = \tau_r \cdot l = l(W_n + P_n) \tan \phi_r + c_r l \quad \dots\dots\dots (3.3.13)$$

ここで  $P_n = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$

$W_n$  = すべり土塊の死荷重の全ノルマル成分の合力

である。

すべり面下部に近いところだけにアンカーされた斜面のせん断抵抗力 ( $-T_0$ ) は

$$-T_0 = \tau_r \cdot l = l(W_n + P) \tan \phi_r + c_r l \quad \dots\dots\dots (3.3.14)$$

しかしがけ崩れなどのような小規模の斜面崩壊にみられるようにすべり面が形成されていない場合の潜在すべり面におけるせん断強度定数はピーク値となり  $\phi, c$  となる。この場合の全すべり面にアンカーされた斜面のせん断抵抗力 ( $-T'$ ) は次式になる (図 3.3.6)。

$$-T' = \tau' \cdot l = l(W_n + P_n) \tan \phi + c l \quad \dots\dots\dots (3.3.15)$$

ここで  $P_n = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$

$W_n$  = すべり土塊の死荷重の全ノルマル成分の合力

すべり面下部にアンカーされた斜面のせん断抵抗力 ( $-T'_0$ ) は (図 3.3.7 参照)。

$$\begin{aligned} -T'_0 &= \tau' l_{AB} + \tau_r l_{BC} \\ &= (W_{n(AB)} + P) \tan \phi + c l_{AB} + W_{n(BC)} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (3.3.16) \end{aligned}$$

となる。

### 3-3-3 引き止め用アンカー力の導入

引き止め用アンカー利用例の概念図を図 3.3.8 に示す。引き止め機能を期待してのアンカーでは設計アンカー力の 10~30% を初期緊張としてかけるのが一般的であるが、この緊張量についても今後検討しなければならない問題である。先に述べたようにアンカーは地すべり土塊の滑動とともに徐々に抵抗力が増大する一種の待ち受け工法なので、アンカーが有効に働くに先だつての地すべり土塊の変形を予期しておかなければならない。

引き止め用アンカーを用いた場合、締めつけ効果は明らかではないので実用上は (3.3.2) 式の  $P \cos(\alpha - \theta)$  の項を無視して斜面の安全率を求めることにする。

斜面の安全率は

$$F = \frac{\{\sum (W \cos \theta - u)\} \tan \phi + \sum c l}{\sum W \sin \theta - P \sin(\alpha - \theta)} \quad \dots\dots\dots (3.3.17)$$

アンカーによる抑止力は

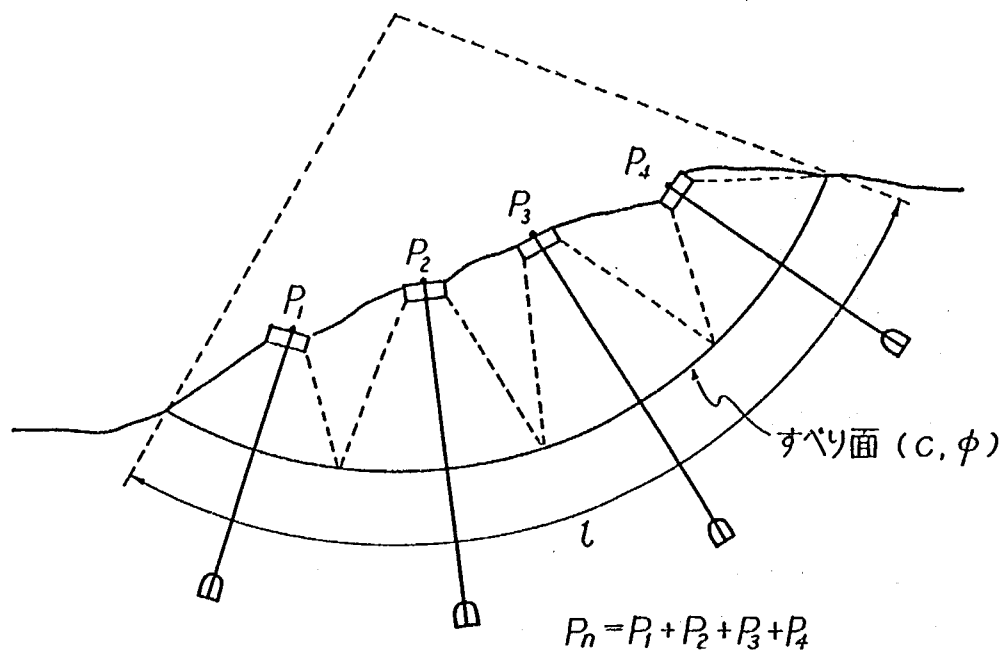


図3.3.6 全すべり面にアンカーされた斜面

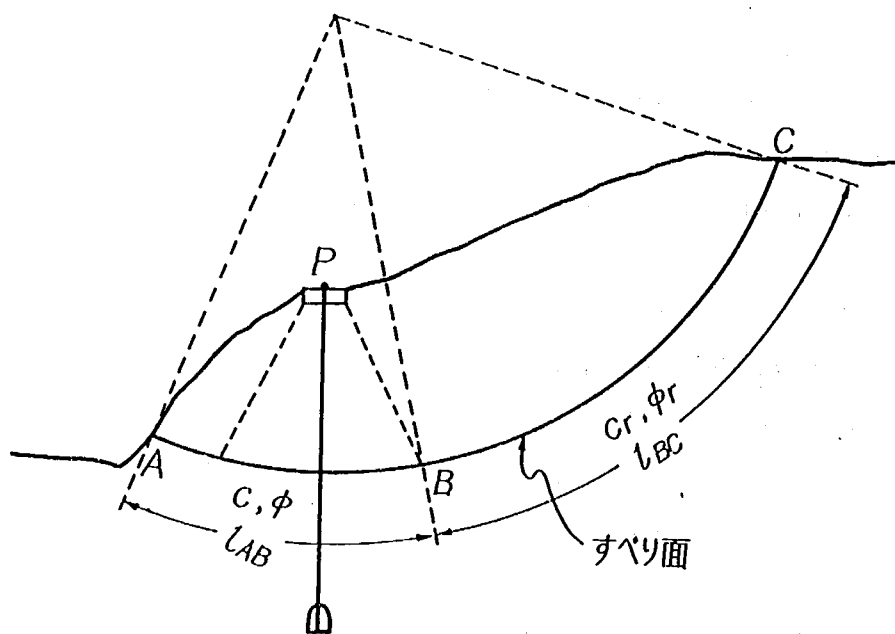


図3.3.7 すべり面下部にアンカーされた斜面

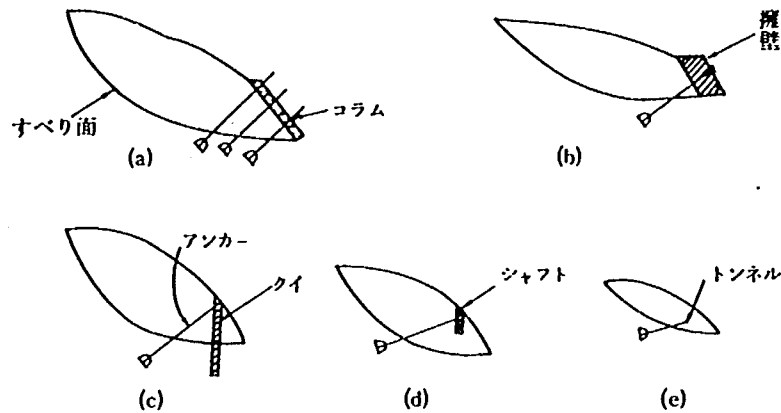


図3.3.8 引き止め用アンカーの利用例

$$P = \frac{F \sum W \sin \theta - \{ \sum (W \cos \theta - u) \} \tan \phi - \sum cl}{P \sin(\alpha - \theta)} \dots\dots\dots (3.3.18)$$

(3.3.18) 式からも明らかなようにアンカーの作用線がすべり面と交差する地点ですべり面の接線と平行になるようにアンカーを施工できれば良いが、実際にはこのような施工は無理なので、一般にアンカーの打設角は水平から下向に  $10^\circ \sim 30^\circ$  程度で行われている。したがってボーリング長も必然的に長くなる。長さは  $40 \sim 60$  m 程度が多いが時にはそれ以上の長さのものも計画されることがある。この場合小俯角の大口径ボーリングが施工できるかどうか、また長いアンカーが有効に働くなどの問題点が残る。

#### 3-3-4 縫地用アンカー力の導入<sup>64)</sup>

図 3.3.9 に示すようにすべり面を境に土塊がずれようとするときアンカー鋼材には引張り応力が作用する。すべり面を境にして、移動土塊での極限アンカー力（アンカーの終局的な破壊に必要な力で、地盤条件で破壊が生じる時に必要な極限引き抜き力と主として鋼材の破断など地盤以外の条件で破壊が生じる場合の破壊に必要な極限引張り力のうち小さい方の力）と基岩部での極限アンカー力の小さい力ですべり面での縫地強さ ( $T$ ) が決定する。このときの斜面の安全率は

$$F = \frac{\{ \sum (W \cos \theta - u) \} \tan \phi + \sum cl}{\sum W \sin \theta - T} \dots\dots\dots (3.3.19)$$

となりアンカー一本当りの許容アンカー力 ( $P_a$ ) とすべり面での縫地強さ ( $T$ ) との関係は (3.3.20) 式と考えられる。

$$T = \min (P_{ag}, P_{as}) \dots\dots\dots (3.3.20)$$

すなわち許容引き抜き力 ( $P_{ag}$ ) と許容引張り力 ( $P_{as}$ ) の小さい方の値で決定される。したがって、移動土塊と基岩における極限アンカー力をそれぞれ測定し安全率を考慮して  $P_{ag}, P_{as}$  を決定することになる。一般のアンカーの設計では  $P_{ag} = \left( \frac{1}{2.5} \sim \frac{1}{3.0} \right) P_{ug}$  ( $P_{ug}$ : 極限引き抜き力) であり、 $P_{as} \leq (0.65 P_{us} (P_{us}$ : 極限引張り力) あるいは  $0.75 P_{ys} (P_{ys}$ : 降伏引張り力) のいずれか小さい方の値) で決めているが縫地用アンカーの設計についても同様の考え方が適用できると思われる。

将来、鋼材とモルタルあるいはモルタルと地盤との付着力に関する非常に複雑な問題が解決すれば、(3.3.21), (3.3.22) 式のいずれか小さい方の  $P_a$  によって引張力  $T$  を決定することが可能となる。

すなわち (3.3.21), (3.3.22) 式より  $P_{as}$  の小さい方の値をとる。

$$P_{as} = \frac{1}{F_{sg}} \cdot \tau_{ug} \cdot \pi \cdot D_s \cdot l_1 \dots\dots\dots (3.3.21)$$

$$P_{as} = \tau_{ab} \cdot \pi \cdot d_s \cdot n \cdot l_2 \dots\dots\dots (3.3.22)$$

$\tau_{ug}$  : 地盤とモルタルとの付着応力

$\tau_{ab}$  : モルタルと鋼材との付着応力

$F_{sg}$  : 引き抜き安全率 (2.5~3.0)

$D_s$  : 削孔径

$d_s$  : 引張り材の径

$n$  : 引張り材の本数

$l_1$  : アンカー体定着長

$l_2$  : 引張り材付着長

なお、縫地機能を持ったアンカーを検討する場合鋼材のせん断に対する検討や引張力に対する検討は当然行う必要がある。

本工法では、移動土塊部分での引張りの影響が地上部にまで及ぶ場合には一般のアンカーと同様に頭部緊結用版結用のはりや版が必要となる。したがって、移動土塊部分での引張り抵抗力を増加させるために、ボーリングによる拡孔や火薬を用いて爆発及びモルタル注入による抵抗体の作成など (図 3.3.10 参照) 本工法の応用例はいろいろと考えられる。

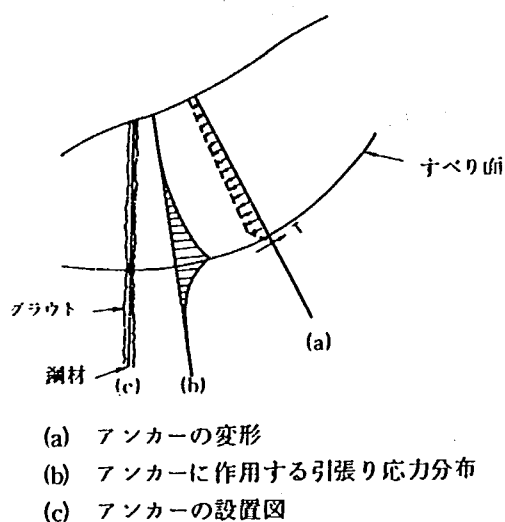


図3.3.9 縫地用アンカー

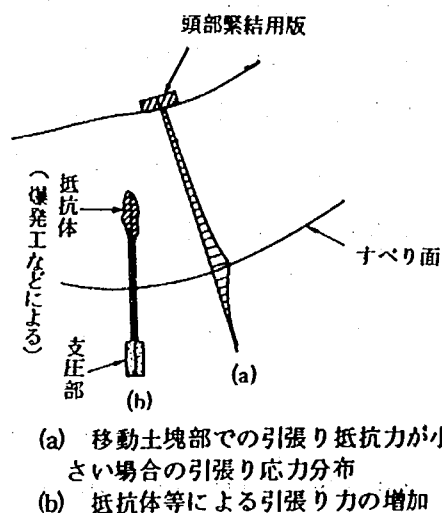


図3.3.10 縫地用アンカーの応用例

### 3-4 縫地用アンカーの数値解析

#### (1) 目 的

地すべり面をはさんで全面接着型のアンカーを設置した地すべり土塊に地すべり推力が作用した時の地すべり斜面とアンカー（縫地用アンカー）の挙動を調べるために、FEM を用いて数値解析を行い、縫地用アンカーによる地すべり抑止効果を検討するものである。

#### (2) 解析内容

地すべり土塊、地すべり面および縫地用アンカーからなる解析モデル（平面歪モデル）を図3.4.1のように設定した。地すべり土塊は線形弾性体、地すべり面は線形な応力—歪関係を有するジョイント要素、縫地用アンカーは幾何学的に非線形な棒要素で表わされるものとして、地すべり推力を右側から段階的に作用された。但し、不動層は、地すべり土塊に対して相対的に剛であるので、地すべり面の下面は固定条件とした。

解析に用いた物性は、亀の瀬地すべり地の物性を参考にして設定した。計算は、全部で5ケースに対して実施し、その中でアンカーの剛性を4通り変化させた。計算結果は各ケースごとに次の項目について整理した。

(i) 地すべり推力とアンカーの変位量の関係

(ii) 地すべり推力とアンカーの軸力の関係

(iii) 地すべり面の応力・変位分布

(iv) 地盤の応力・変位分布

(v) アンカーの変位分布

(i) 解析方法

地すべり抑止工としてのアンカーを地盤モデルに組込んで、地すべり推力が加わった場合の地すべり面の複雑な挙動を解析するには、有限要素法による数値計算が有効と考えられる。

そこで、本解析では土木研究所で開発された地すべり斜面安定計算プログラム(SSA)<sup>67)</sup>を用いて解析を行った。なお、SSA では棒要素の幾何学的非線形性を考慮できるようになっている。

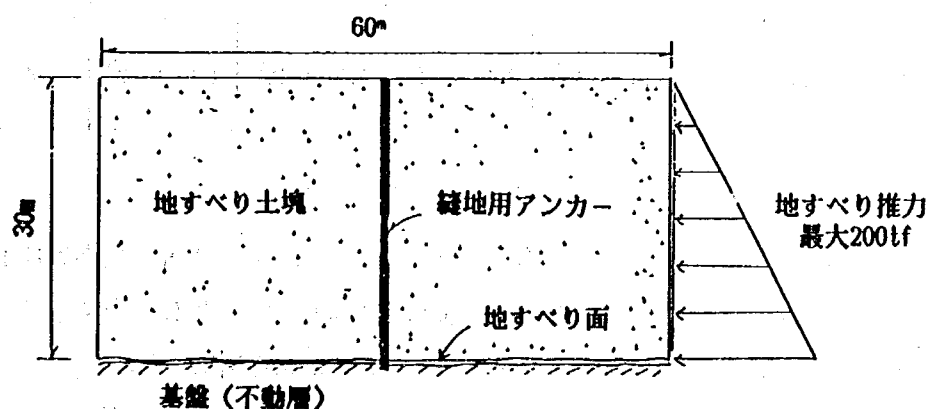


図3.4.1 解析モデル

(ロ) 解析ケース

計算は、表 3.4.1 に示す 5 ケースとし、アンカーの弾性係数は 4 通り変化させた。

表3.4.1 解析ケース一覧表

| ケース<br>番号 | 解 析 モ デ ル | 荷 重 条 件                                                                                                           | アンカーの<br>弾性係数<br>$E_a$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 地盤の<br>物性値              |
|-----------|-----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------|
| 1         |           | <ul style="list-style-type: none"> <li>・自重</li> <li>・初期応力</li> <li>・初期応力による応力</li> <li>・地すべり抵抗 (200tf)</li> </ul> | $1.0 \times 10^7$                           | 表 2.4.2<br>2.4.3<br>参 照 |
| 2         |           | ・地すべり抵抗 (200tf)                                                                                                   | $1.0 \times 10^8$                           | ・                       |
| 3         | ・         | ・                                                                                                                 | $1.0 \times 10^7$                           | ・                       |
| 4         | ・         | ・                                                                                                                 | $1.0 \times 10^8$                           | ・                       |
| 5         | ・         | ・                                                                                                                 | $1.0 \times 10^1$                           | ・                       |

表3.4.2 地すべり粘土の物性値

| 地 質 区 分 | 記 号 | せん断<br>剛 性 係 数<br>$G1$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 垂直剛性係数<br>(引張)<br>$K1$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 垂直剛性係数<br>(圧縮)<br>$K2$ (tf/m <sup>2</sup> ) | 粘 着 力<br>$C$<br>(tf/m <sup>2</sup> ) | 内部摩擦角<br>$\phi$<br>(deg.) |
|---------|-----|---------------------------------------------|---------------------------------------------|---------------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------|
| 地すべり粘土層 | J   | $2.0 \times 10^1$                           | $1.0 \times 10^6$                           | $1.0 \times 10^6$                           | $1.0 \times 10^{11}$                 | 12.95                     |

(ハ) 有限要素モデル

有限要素モデルを図 3.4.2 に示す。この有限要素モデルの節点数は 118 で要素数は 184 である。

本解析では地すべり土塊は線形弾性体、地すべり面は線形な応力—歪関係を有するジョイント要素とした。すなわちすべり面の構造モデルはグットマンのジョイント要素を適用した。ジョイントの剛性は、ジョイント面に垂直な剛性とそれに平行なせん断剛性に分けられる。垂直剛性は、引張り側と圧縮側でそれぞれ  $k_1, k_2$  の剛性係数で与えられる。せん断剛性は、歪軟化型の応力—歪関数として与えられる。すなわち、

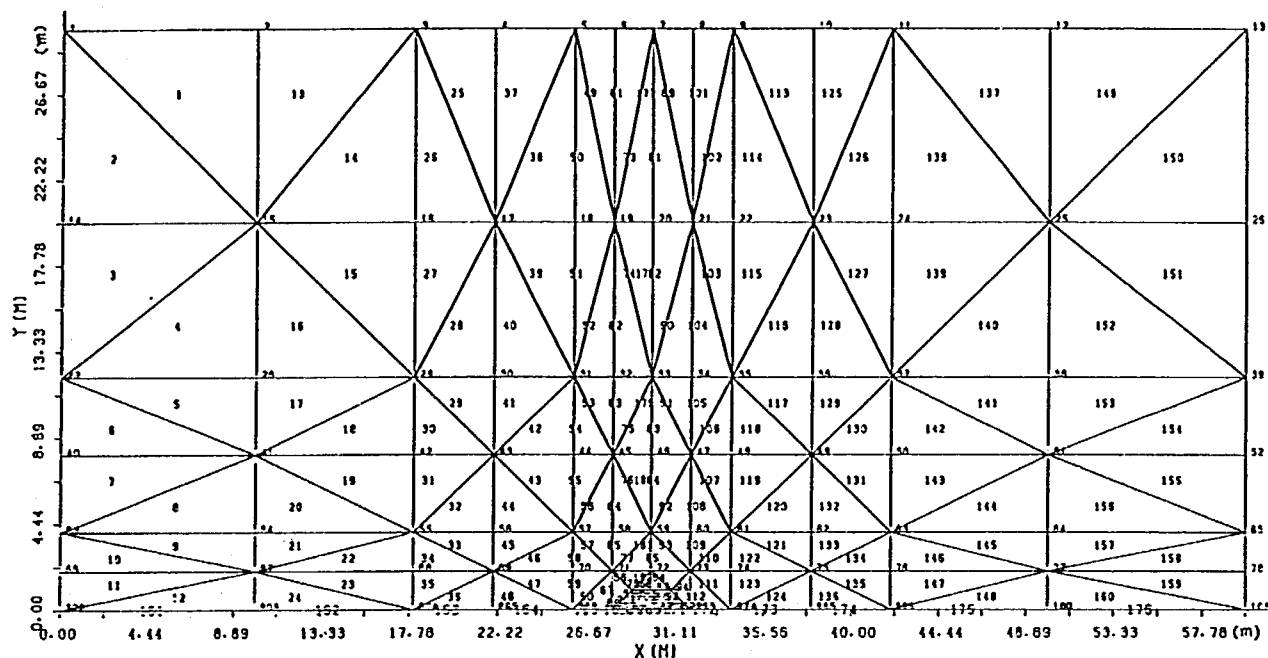


図3.4.2(a) 有限要素分割図

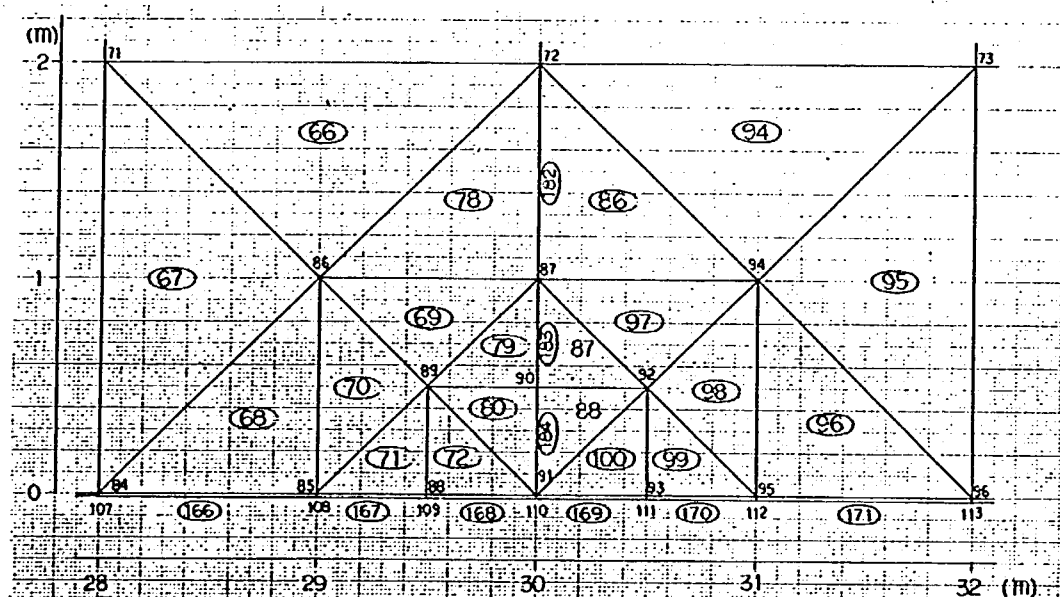


図3.4.2(b) 地すべり面アンカー設置部付近の有限要素分割図

ピーク強度に達するまでは、せん断剛性は  $G_1$  で、ピーク強度以外のその剛性は  $G_2$  に、それ以後は残留強度で与えられる。また、地すべり面のせん断強度はクーロンの破壊基準が適用されるものとした。

$$\text{ピーク時} \quad \tau_p = c_p + (\sigma - u) \tan \phi_p \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$\text{残留状態} \quad \tau_R = c_R + (\sigma - u) \tan \phi_R \quad \dots\dots\dots (3.4.2)$$

ここで、 $\tau$  はせん断強度、 $c$  は粘着力、 $\phi$  は内部摩擦角、 $\sigma$  はすべり面に対する垂直応力、 $u$  はすべり面上の間隙水圧で、記号の添字  $P, R$  はそれぞれピーク状態及び残留状態を表す。

なお、本解析における地すべり粘土のせん断試験の応力-歪関係は、完全弾塑性的な挙動を示すので、

前述の力学モデルの適用においては、ピーク強度と残留強度の定数を同じ値にした。縫地用アンカーの力学モデルは幾何学的に非線形性を考慮できる棒要素で表わされるものとした。その他の計算条件は以下のとおりである。

(i) 解析場

平面歪条件

(ii) 境界条件

不動層は地すべり土塊に対して相対的に剛であるので、地すべり面下面では  $x, y$  方向ともに固定条件とした。

(iii) 荷重条件

地すべり推力 ( $P=200\text{tf}$ ) は、地すべり土塊右側から段階的に作用させた。但し、ケース 1 については、地すべり土塊および地すべり面に対して自重による初期応力解析を行い、次に縫地用アンカーの解析として初期応力解析で得られた応力と自重を与え、地すべり土塊に水平方向に初期応力相当の節点力を逆向きに作用させ、それに加えて地すべり推力を右側から段階的に作用させた。

(iv) 解析に用いた物性値

(二)で後述する。

(v) 計算ステップ

荷重ステップを 20 段階とし、各ステップにおける反復回数の打切りを最大 10 回とした。

(vi) 許容不平衡力

各ステップにおける許容不平衡力は  $5\text{tf}$  とした。

(vii) 地すべり面の間隙水圧は零とした。

(二) 解析に用いた物性値

有限要素解析に用いた地盤の物性値は、亀の瀬地すべり地の物性を参考にして設定した (表 3.4.2, 3.4.3)。また、アンカーの物性値は表 3.4.4 に示した。

表3.4.3 地すべり土塊の物性値

| 地質区分   | 記号 | 単位体積重量<br>$\gamma$<br>( $\text{tf}/\text{m}^3$ )      | 弾性係数<br>$E$<br>( $\text{tf}/\text{m}^2$ ) | ポアソン比<br>$\nu$ | 粘着力<br>$C$<br>( $\text{tf}/\text{m}^2$ ) | 内部摩擦角<br>$\phi$<br>(deg.) |
|--------|----|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------|----------------|------------------------------------------|---------------------------|
| 地すべり土塊 | II | 0.0<br>ケース 1 のみ<br>$\gamma = 2.0\text{tf}/\text{m}^3$ | $1.0 \times 10^5$                         | 0.25           | 30                                       | 60                        |

(3) 棒要素の幾何学的剛性

従来の地すべり斜面安定計算プログラムでは、微小変形理論に立脚して定式化されているために、棒要素の場合に軸直角方向の力に対しては、抵抗できないという制約があった。

そこで、ここでは棒要素の幾何学的非線形性 (剛性) を考慮できるようにするためにプログラム<sup>67)</sup>の追加改良を行った。すなわち、微小変形理論では変形前の状態に対して釣合条件を立てずのに対して、幾何学的剛性は変形後の状態に対して釣合を考慮するので、棒要素の軸直角方向に外力が作用しても棒が剛性

表3.4.4 アンカーの物性値

| 計算<br>ケース | 断面積<br>A (m <sup>2</sup> ) | 弾性係数<br>Ea (tf/m <sup>2</sup> ) | 単位体積重量<br>W (tf/m <sup>3</sup> ) | 許容引張応力<br>σ <sub>la</sub> (tf/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|----------------------------|---------------------------------|----------------------------------|------------------------------------------------|
| ケース 1     | 0.002345                   | 1.0 × 10 <sup>7</sup>           | 0.1858                           | 113.723                                        |
| ケース 2     |                            | 1.0 × 10 <sup>9</sup>           |                                  |                                                |
| ケース 3     |                            | 1.0 × 10 <sup>7</sup>           |                                  |                                                |
| ケース 4     |                            | 1.0 × 10 <sup>5</sup>           |                                  |                                                |
| ケース 5     |                            | 1.0 × 10 <sup>3</sup>           |                                  |                                                |

を発揮するというものである。

以下に棒要素の幾何学的剛性式の定式化、およびプログラムの検算結果を述べる。

#### (i) 基礎式

図 3.4.3 に示す棒要素を考えよう。

ある荷重状態  $P$  における歪を  $\epsilon_0$ 、さらに変形が生じたときの付加歪を  $\epsilon_a$  とする。全歪は

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_a \dots\dots\dots (3.4.3)$$

となる。歪—変位関係式において、2 次の項までとり、かつ  $\frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2$  を省略すると次式が求められる。

$$\epsilon_a = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2 \dots\dots\dots (3.4.4)$$

幾何学的変化が重要でない問題に対しては  $\frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2$  は省略でき、 $E_0 = \frac{du}{dx}$  はよく知られた線形理論によって導かれたものと一致する。歪エネルギーの増分  $U$  は

$$U = \int_V \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_0 + \epsilon_a} \sigma \cdot d\epsilon \cdot dv \dots\dots\dots (3.4.5)$$

と書かれる。ここに  $dv$  は体積要素である。

線形弾性の材料に対しては、(3.4.5) 式にフックの法則  $\sigma = E\epsilon$  を用い、 $\epsilon$  について積分すると次式が導かれる。

$$\begin{aligned}
 U &= \int_V \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_0 + \epsilon_a} \sigma d\epsilon dv \\
 &= \int_0^l \int_{\epsilon_0}^{\epsilon_0 + \epsilon_a} E\epsilon d\epsilon A dx \\
 &= \int_0^l \left[ \frac{1}{2} E\epsilon^2 \right]_{\epsilon_0}^{\epsilon_0 + \epsilon_a} A dx \\
 &= \int_0^l \frac{1}{2} EA [(\epsilon_0 + \epsilon_a)^2 - \epsilon_0^2] dx \\
 &= \int_0^l \frac{1}{2} EA (2\epsilon_0\epsilon_a + \epsilon_a^2) dx \\
 &= \int_0^l \left( EA\epsilon_0 + \frac{1}{2} EA\epsilon_a^2 \right) dx \dots\dots\dots (3.4.6)
 \end{aligned}$$

ここで、(3.4.4) 式の歪増分  $\epsilon_a$  を上式に代入すると、歪エネルギーの増分は

$$\begin{aligned}
 U &= \int_0^l \left[ EA\epsilon_0 \left\{ \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{1}{2} EA \left\{ \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \right\}^2 \right] dx \\
 &= \int_0^l EA\epsilon_0 \left\{ \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \right\} dx \\
 &\quad + \int_0^l \frac{1}{2} EA \left\{ \left( \frac{du}{dx} \right)^2 + \frac{du}{dx} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{1}{4} \left( \frac{dv}{dx} \right)^4 \right\} dx \\
 &\simeq \int_0^l EA\epsilon_0 \left\{ \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 \right\} dx + \int_0^l \frac{1}{2} EA \left\{ \left( \frac{du}{dx} \right)^2 \right\} dx \\
 &= \int_0^l \left[ EA\epsilon_0 \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} EA\epsilon_0 \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 + \frac{1}{2} EA \left( \frac{du}{dx} \right)^2 \right] dx \dots\dots\dots (3.4.7)
 \end{aligned}$$

となる。但し、上式において3次以上の項は無視した。次に節点1, 2の節点変位成分をそれぞれ  $(u_1, v_1)$ ,  $(u_2, v_2)$  とする。そして要素内の変位成分が要素の長さ方向に線形に変化するとして、要素内変位関数を次式で表わす。

$$\left. \begin{aligned} u(\xi_1, \xi_2) &= \xi_1 u_1 + \xi_2 u_2 \\ v(\xi_1, \xi_2) &= \xi_1 v_1 + \xi_2 v_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.8)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \xi_1 &= 1 - \frac{x}{l} \\ \xi_2 &= \frac{x}{l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.9)$$

である。

これより導かれる変位の勾配は要素中で一定で

$$\left. \begin{aligned} \frac{du}{dx} &= \frac{u_2 - u_1}{l} \\ \frac{dv}{dx} &= \frac{v_2 - v_1}{l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.10)$$

となる。これを (3.4.7) 式に代入する。

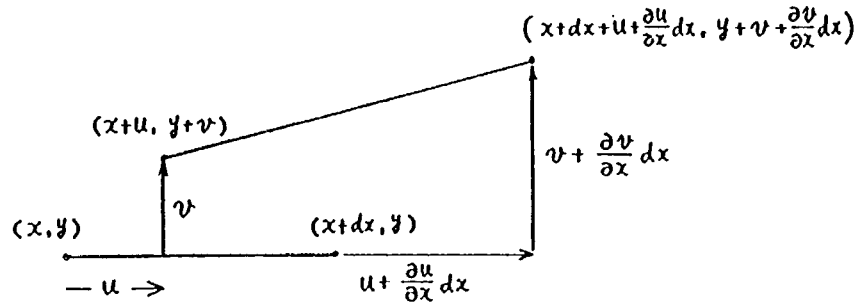
$$U_1 = \int_0^l EA\epsilon_0 \frac{u_2 - u_1}{l} dx = EA\epsilon_0 (u_2 - u_1) \dots\dots\dots (3.4.11)$$

$$U_2 = \int_0^l \frac{1}{2} EA\epsilon_0 \left( \frac{dv}{dx} \right)^2 dx = \frac{1}{2} EA\epsilon_0 \frac{(v_2 - v_1)^2}{l} \dots\dots\dots (3.4.12)$$

$$U_3 = \int_0^l \frac{1}{2} EA \left( \frac{du}{dx} \right)^2 dx = \frac{1}{2} EA \frac{(u_2 - u_1)^2}{l} \dots\dots\dots (3.4.13)$$

上式は又、次のように書き表わされる。

$$U_1 = EA\epsilon_0 (U_2 - U_1) \dots\dots\dots (3.4.14)$$



$$l_0 = dx$$

$$\begin{aligned} l^2 &= \left( dx + \frac{\partial u}{\partial x} dx \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial x} dx \right)^2 \\ &= dx^2 \left\{ 1 + 2 \frac{\partial u}{\partial x} + \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= \frac{l - l_0}{l_0} = \sqrt{1 + 2 \frac{\partial u}{\partial x} + \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2} - 1 \\ &= 1 + \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 - 1 \\ &= \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \end{aligned}$$

図3.4.3 幾何学的剛性を有する棒要素モデル

$$U_2 = \frac{1}{2} [u_1 \ u_2] \frac{EA\epsilon_0}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.15)$$

$$U_3 = \frac{1}{2} [v_1 \ v_2] \frac{EA\epsilon_0}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.16)$$

これより要素の剛性マトリクスを表わすと次のとおり

$$K_0 = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.17)$$

$$K_1 = \frac{P}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.18)$$

任意の方向に向く要素 (図 3.4.3) に対しては, (3.4.17), (3.4.18) 式で与えられる局所座標系に対する剛性を変換して, 全体座標系に対する剛性マトリクス  $T^{-1}KT$  が求められる。ここに  $T$  は変換マトリクスで

$$\lambda = \cos \theta, \mu = \sin \theta \text{ とすると}$$

$$T = \begin{bmatrix} \lambda & \mu & 0 & 0 \\ -\mu & \lambda & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \lambda & \mu \\ 0 & 0 & -\mu & \lambda \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.19)$$

である。それゆえ、全体座標系に対する剛性マトリクスはそれぞれ

$$K_0 = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 & -\lambda\mu \\ & \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 \\ sym. & & \lambda^2 & \lambda\mu \\ & & & \mu^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.20)$$

$$K_1 = \frac{P}{l} \begin{bmatrix} \mu^2 & -\lambda\mu & -\mu^2 & \lambda\mu \\ & \lambda^2 & \lambda\mu & -\lambda^2 \\ & & \mu^2 & -\lambda\mu \\ sym. & & & \lambda^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.4.21)$$

となる。 $K_0, K_1$  は増分法の計算の各ステップごとに、そのときの変形した形状に対して導かれたものである。方向余弦  $[C, S]$  は、増分のステップの始まる時点に対して求められ、そのステップの間は一定値をとるとする。

増分の一つのステップの間に、荷重増分  $\Delta R$  によって変位増分  $\Delta r$  が生じる。

従って、増分型の剛性方程式は

$$\Delta R = (K_0 + K_1) \Delta r \dots\dots\dots (3.4.22)$$

となる。外力  $P$  および剛性  $K_1$  は、荷重増分  $\Delta R$  に対して一定と考え、各荷重ステップごとに計算し直される。(3.4.22) 式は、荷重の増分  $\Delta R$  と変位増分  $\Delta r$  を関係づける線形の連立代数方程式であり、一連の荷重増分を加え合わすことによって全荷重がえられる。

#### (ロ) 幾何学的剛性解析の検査

幾何学的剛性計算のチェックは図 3.4.4 に示すモデルに対して行った。このモデルは 2 つの棒要素のトラス結合で節点 2 に外力  $X$  を作用させてその変位を求める問題である。変位が微小であれば外力  $X$  に対する変位は棒要素①の剛性に支配されるが、変位が増すにつれて棒要素②の剛性も効いてくる。表 3.4.5 に計算に用いた物性の一覧を示す。

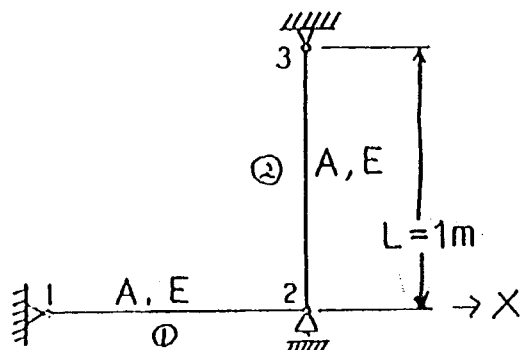


図3.4.4 計算モデル

表3.4.5 物性値

|          |                     |
|----------|---------------------|
| 棒の断面積    | 1 m <sup>2</sup>    |
| 引張側の弾性係数 | 1 tf/m <sup>2</sup> |
| 圧縮側の弾性係数 | 1 tf/m <sup>2</sup> |

境界条件としては節点 1, 3 を  $X, Y$  両方向固定, 節点 2 を  $Y$  方向固定とした。また荷重条件としては, 節点 2 の  $X$  方向に 1.0 トンを 10 ステップに分けて与えた。

棒要素に対する正確な外力一変位関係式は, 次に示すとおりである。

$$X = \left[ KL + AE \left\{ \frac{(1 + (U/L)^2)^{1/2} - 1}{(1 + (U/L)^2)^{1/2}} \right\} \right] \frac{U}{L}$$

上の式の各変数に計算条件の値を代入して, 厳密解を求めて荷重 ( $X$ ) と規準化した節点変位 ( $U/L$ ) についてプロットしたものが図 3.4.5 の実線である。

棒要素に対する幾何学的剛性を, 考慮できるように修正したプログラム (SSA) を用いて計算した結果を図 3.4.5 に破線でプロットした。この図に示すように, 計算の結果は, 厳密解の理論曲線に沿って増大しており, 計算は正しく行われているものと考えられる。

#### (4) 縫地用アンカーの応力変形解析結果

##### (i) アンカーの弾性係数 $E_a$ を変化させた場合の解析結果

縫地用アンカーの地すべり抑止効果を把握するために, アンカーの弾性係数を 4 通り変化させて解析を行った。以下, 結果について述べる。

##### (i) 地すべり推力と地すべり面の抵抗力の関係

地すべり推力  $P$  と地すべり面の抵抗力の  $R$  の関係を図 3.4.6 に示す。これよりアンカーの弾性係数の違いによる比較を行うと, 地すべり推力  $P$  が 200 tf の場合で弾性係数  $E_a = 1.0 \times 10^3 \text{ tf/m}^2$  および  $E_a = 1.0 \times 10^5 \text{ tf/m}^2$  の場合には, アンカーの地すべり抑止効果は殆んど期待できないことがわかる。しかし, 弾性係数  $E_a = 1.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$  および  $E_a = 1.0 \times 10^9 \text{ tf/m}^2$  の場合にはアンカー軸力が発生し, その抵抗力は荷重ステップに対して指数的に増加する。 $P = 200 \text{ tf}$  の場合, アンカーの抵抗力は  $E_a = 1.0 \times 10^4 \text{ tf/cm}^2$  の場合で 136 tf,  $E_a = 1.0 \times 10^7 \text{ tf/cm}^2$  の場合で 76 tf となっている。このように, アンカーの弾性係数が大きくなればアンカー抵抗力が期待できる。

##### (ii) 地すべり推力と地すべり面のアンカーの水平変位の関係

地すべり推力を 200 tf まで段階的に作用させた場合の地すべり推力と, 地すべり面付近でのアンカーの水平変位量との関係を図 3.4.7 に示す。アンカーの弾性係数の違いによる水平変位の変化は, アンカーの弾性係数が大きくなれば, 地すべり面の変位は小さくなることを示している。アンカー付近のすべり面の水平変位量はアンカーの弾性係数  $E_a = 1.0 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$  の場合で 10. cm,  $E_a = 1.0 \times 10^9 \text{ tf/m}^2$  の場合で 5.1 cm となっていて, アンカーがない場合に比べて, 水平変位の減少量はそれぞれ 6.5 cm および 11.6 cm である。

##### (iii) 地すべり面のせん断応力, 垂直応力およびアンカーに接する地盤のせん断応力

地すべり推力  $P$  が 200 tf の場合について, アンカーの弾性係数を変化させることによって地すべり面のせん断応力, 垂直応力およびアンカーに接する地盤のせん断応力の分布について述べる。

図 3.4.8 に地すべり面のせん断応力分布を示す。ケース毎にすべり面上のせん断応力はほぼ一定に分布している。アンカーの弾性係数変化によるせん断応力分布を見ると, 弾性係数が大きくなればせん断応力は減少することがわかる。アンカーの弾性係数を大きくすることは, アンカー抵抗力を増大させ, セ

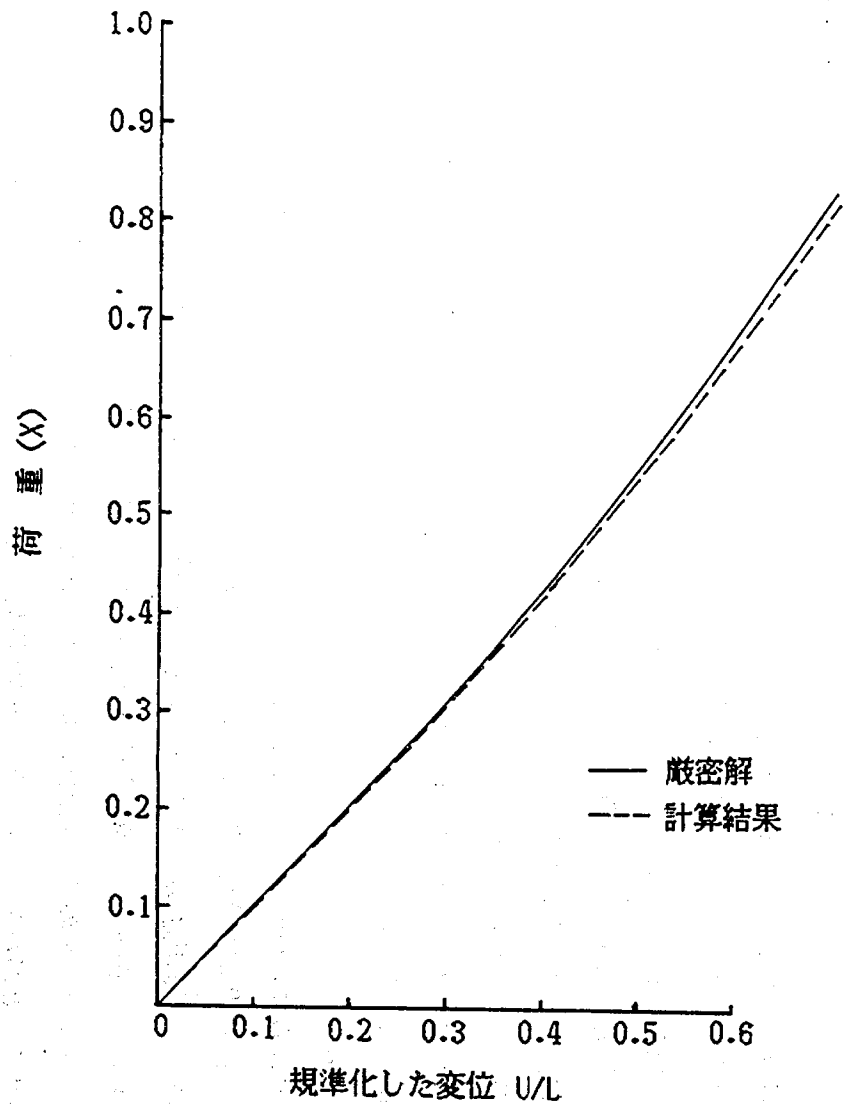


図3.4.5 棒要素の問題の解の比較

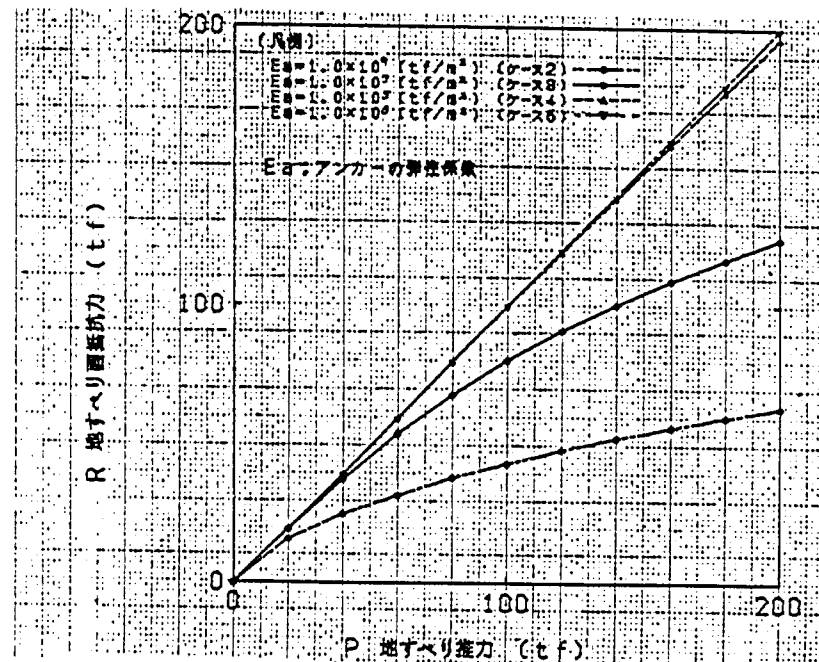


図3.4.6 地すべり推力と地すべり面の抵抗力の関係

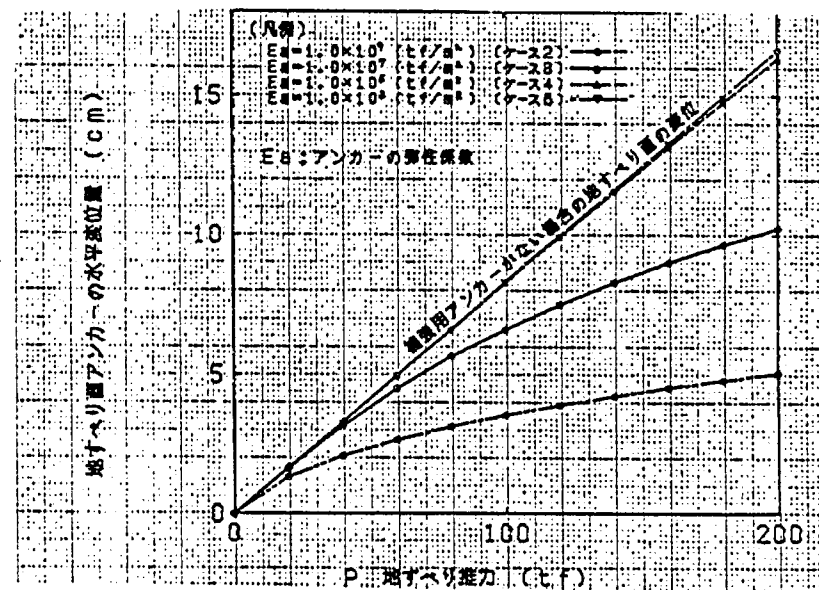


図3.4.7 地すべり推力と地すべり面のアンカーの水平変位の関係

ン断応力を減少させるためと考えられる。

図 3.4.9 に地すべり面の垂直応力分布を示す。これよりアンカーの弾性係数が大きくなると地すべり面のアンカー設置部付近に垂直応力が集中することがわかる。これはアンカーの弾性係数を大きくすることによりアンカーの軸力が増大し、すべり面を締めつける作用が働いて垂直応力を増大させるためと考えられる。

図 3.4.10 にアンカーに接する地すべり土塊のせん断応力分布を示す。これより、アンカーの弾性係数が地盤の弾性係数よりも大きい場合には、地すべり面との接合部付近でせん断応力が正の方向に生じている。これはアンカーと共通に結合されている地盤の節点でアンカーが地盤よりも剛なために変位が小さくなり、地すべり推力によって正の方向に大きなせん断応力が生じたためと考えられる。逆にアンカーの弾性係数が地盤の弾性係数より小さい場合には、負の方向にせん断応力が生じる。このように、アンカーの弾性係数を地盤の弾性係数よりも大きくすると地すべり抑止効果は高くなるものの、地すべり面のアンカー設置部付近の地盤の要素が破壊することが予想される。

#### (iv) アンカーの深度方向の水平変位

地すべり推力  $P$  が 200 tf の場合でアンカーの弾性係数を变化させたことによるアンカーの深度方向の水平変位を示す(図 3.4.11)。これより、どのケースでもアンカーの深度方向には変位差がないことがわかる。これは、地すべり土塊が比較的剛であり、地すべり面のせん断剛性係数が小さいために、地すべり土塊がすべり面に平行移動するためと考えられる。

#### (v) 縫地用アンカーの地すべり抵抗力

移動層と不動層が縫地用アンカーでぬい合わせられていて、移動層に地すべり推力が作用した場合、地すべり面のせん断抵抗とアンカーの軸力が協同して抵抗する。この場合の力の分担は、力の均合条件より次式が成立する。ただし移動層と不動層が比較的剛であり、移動層は不動層に対して水平変位した生じないものと仮定する。

$$P = R_s + R_A \quad \dots\dots\dots (3.4.23)$$

ここに  $P$  は地すべり推力、 $R_s$  は地すべり面のせん断抵抗力、 $R_A$  はアンカーに発生する軸力の水平分力であり、 $R_s$  と  $R_A$  はそれぞれ水平変位  $U$  を用いて次の式で与えられる。

$$R_s = G l h \xi \quad \dots\dots\dots (3.4.24)$$

$$R_A = A E \frac{\xi(\sqrt{1+\xi^2}-1)}{\sqrt{1+\xi^2}} \quad \dots\dots\dots (3.4.25)$$

$$\xi = \frac{U}{h} \quad \dots\dots\dots (3.4.26)$$

ここに、 $G$  は地すべり面のせん断弾性係数、 $l$  は地すべり面の幅、 $A$  はアンカーの断面積  $E$  はアンカーの弾性係数、 $h$  は地すべり層の厚さに対応するアンカーの長さである。

地すべり推力  $P$  が与えられたときの地すべり面とアンカーの分担力の計算は、(3.4.23)式を  $\xi$  について解けばよいが、一意的には解けないのでニュートンの反復法を用いる。すなわち  $\xi$  の初期値  $\xi_0$  を仮定して次式より  $\xi$  を計算、計算値  $\xi$  と初期値を比較する。その差が許容誤差以下の条件を満足しなければ、今求

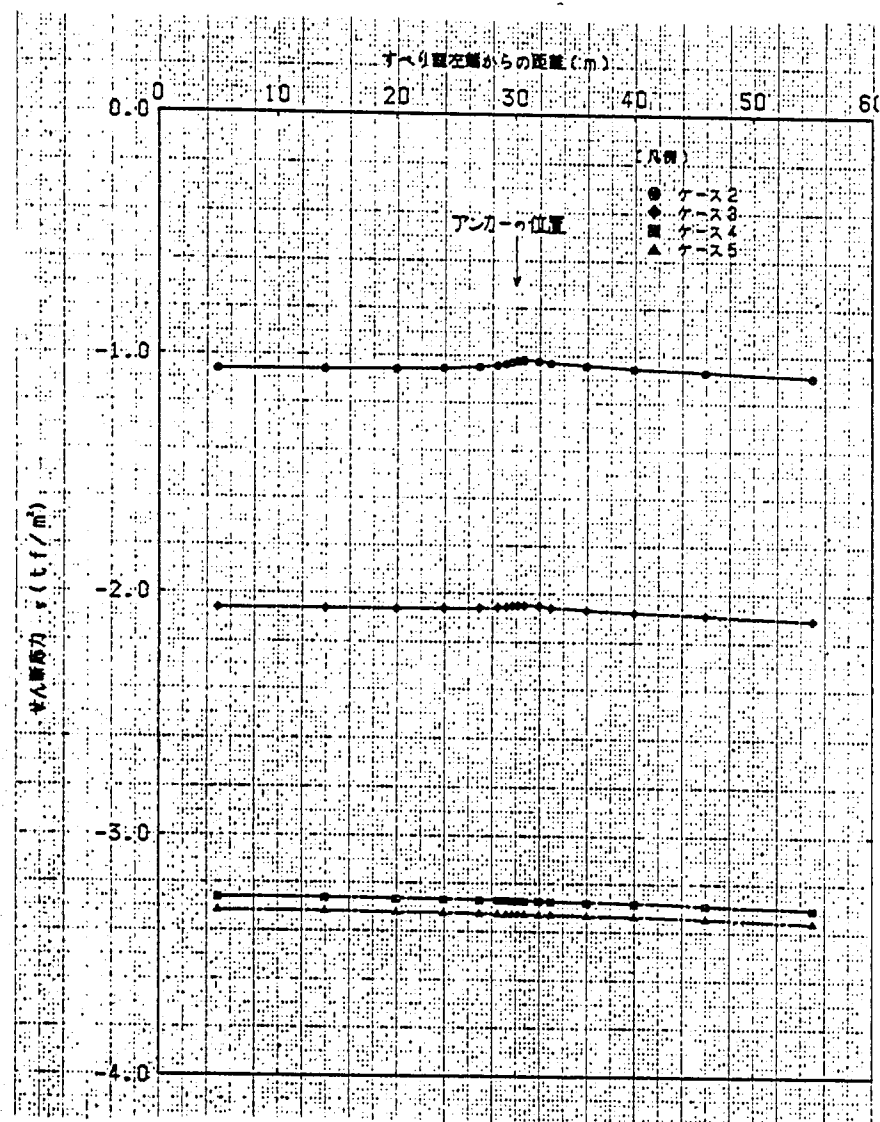


図3.4.8 地すべり面セン断応力分布 (ステップ20)

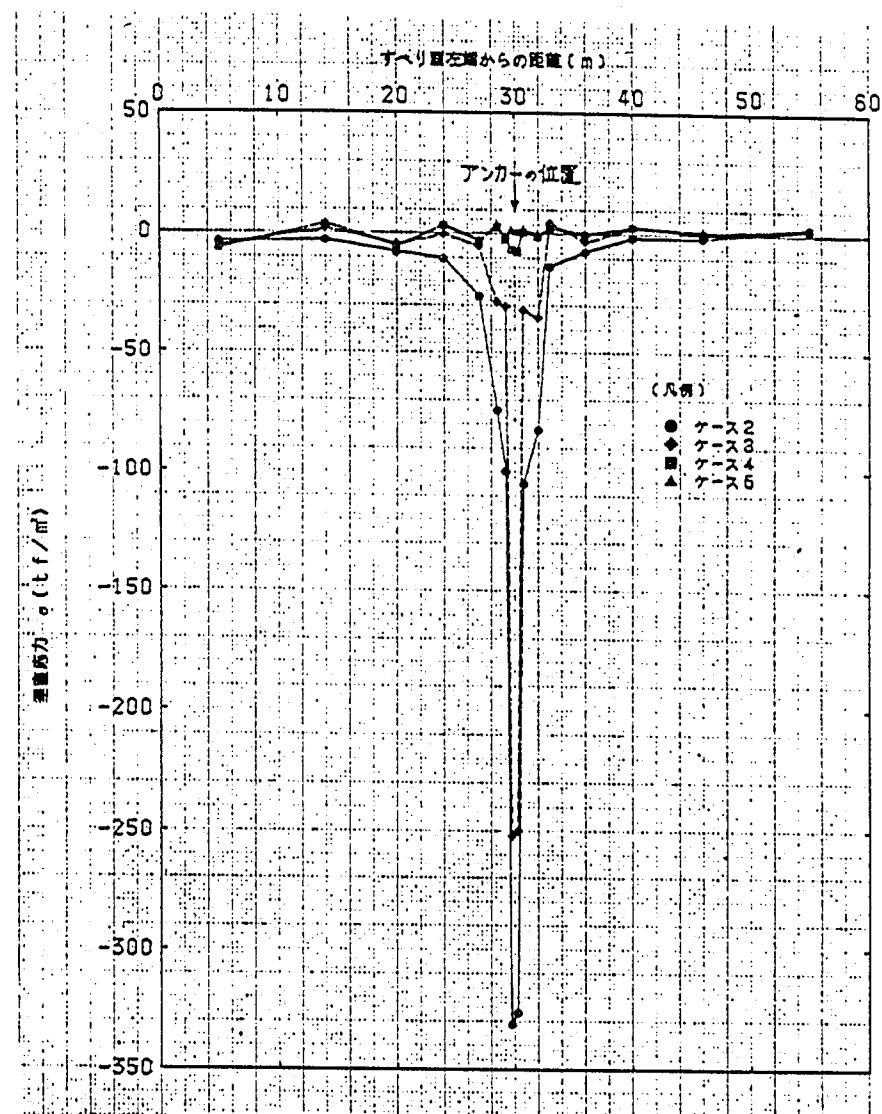


図3.4.9 地すべり面の垂直応力分布 (ステップ20)

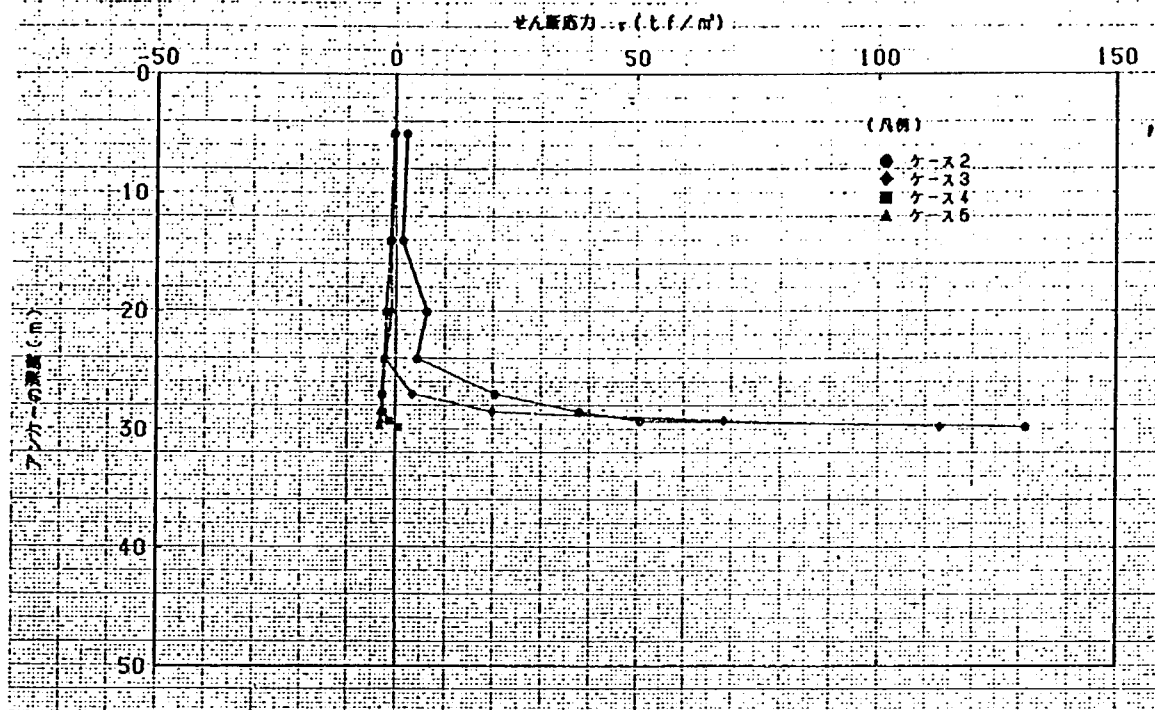


図3.4.10 アンカーに接する地盤のせん断応力分布 (ステップ20)

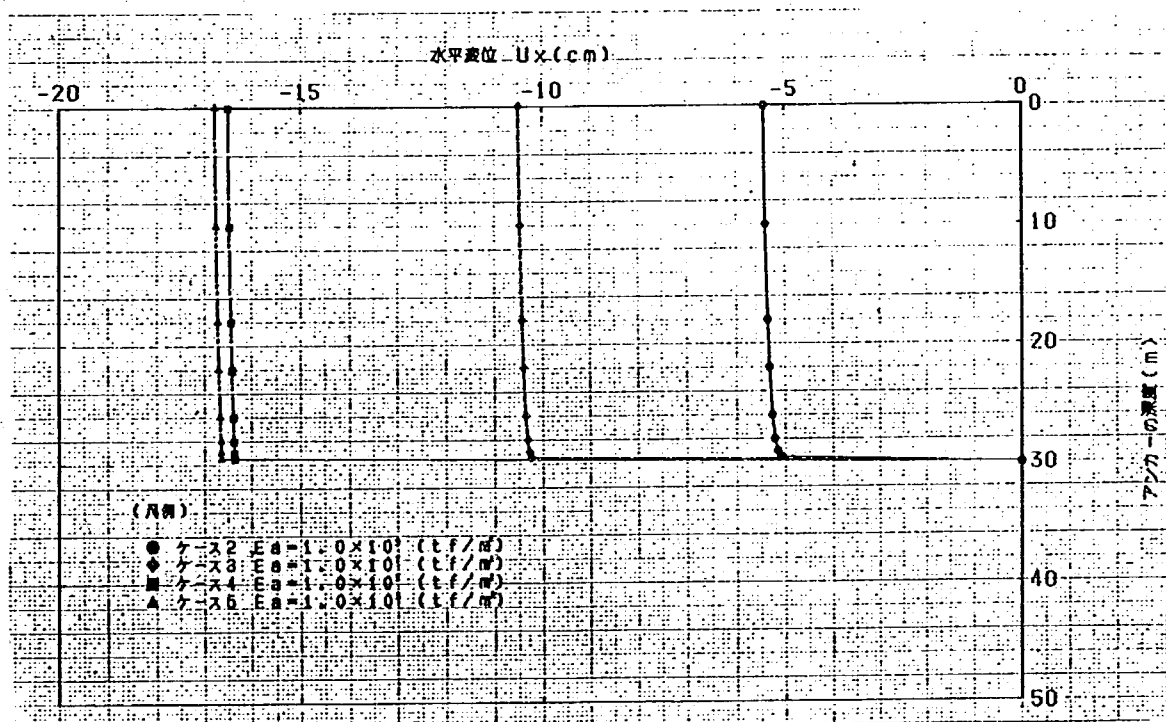


図3.4.11 アンカーの水平変位 (ステップ20)

めた  $\xi$  を再度初期値  $\xi_0$  として与えて収束するまでの反復計算を行う。

$$\xi = \xi_0 - \frac{Glh\xi_0 + \frac{AE\xi_0(\sqrt{1+\xi_0^2}-1)}{\sqrt{1+\xi_0^2}}}{Glh + AE \frac{(1+\xi_0^2)^{3/2}-1}{(1+\xi_0^2)^{3/2}}} P \quad \dots\dots\dots (3.4.27)$$

$\xi$  が求まれば、(3.4.24)式および(3.4.25)式を用いてそれぞれの分担力が計算される。また、地すべり面の変位も(3.4.26)式より求められる。アンカーの引張力  $T_0$  は次式で与えられる。

$$T_0 = AE(\sqrt{1+\xi^2}-1) \quad \dots\dots\dots (3.4.20)$$

この  $T_0$  は当然のことながら(3.3.20)式の  $T$  よりも小さくしなければならない。

有限要素解析を実施したケース 1 を対象にして、上述の理論式を用いてアンカーの抵抗力等を計算した。但し、このケースの計算条件は次のとおりである。

$$G = 20 \text{ tf/m}^3$$

$$l = 60 \text{ m}$$

$$h = 0.5 \text{ m}$$

$$A = 0.002345 \text{ m}^2$$

$$E = 10^7 \text{ tf/m}^2$$

地すべり推力  $P$  が 40, 80, 120, 200 tf の場合について計算した結果を図 3.4.12 に示す。実線が FEM の結果であり、○印がここで提案した理論式を用いて計算したものである。これより理論解は地すべり面の抵抗力を小さく与えるようであるが、FEM との差は 5% 以下である。これは、FEM では移動層の剛性に現実的な値を採用していて有限な値であるために、地すべり面の変位や応力状態が理論解の仮定と異なっていることに起因しているものと考えられる。いずれにしろ、ここで提案した式は縫地用アンカーの軸力や変位の推定には有効であると考えられる。

## (5) 結 論

縫地用アンカーによる地すべり抑止効果を把握するために有限要素法による数値計算を行った。この結果次のことが明らかとなった。

- (i) 地すべり推力と地すべり面のアンカーの付近の変位との関係よりアンカーの弾性係数を大きくすることは地すべり面の水平変位の減少に効果的である。
- (ii) 地すべり推力と地すべり抵抗力の関係より、アンカーの弾性係数を大きくするとアンカー抵抗力が増加し、地すべり抵抗力が減少する。
- (iii) アンカーの弾性係数が大きくなると地すべり面附近でアンカーにかなり大きな軸力が生じ、これにともないアンカー付近の地すべり面の垂直応力および地すべり土塊に大きいせん断応力が発生する。
- (iv) アンカーの水平変位分布はすべり面に平行しており、変位量の大きさは地すべり面の変位によって支配される。
- (v) 地すべり面上のせん断応力はすべり面に沿って一様な分布を示す。このことは、(イ)地すべり面の応力一歪関係が線形であること、(ロ)地すべり面のせん断剛性係数が小さいこと、(ハ)地すべり土塊が地すべり面に比べて剛であること、に起因していると考えられる。またアンカーの弾性係数が大きくなると、地

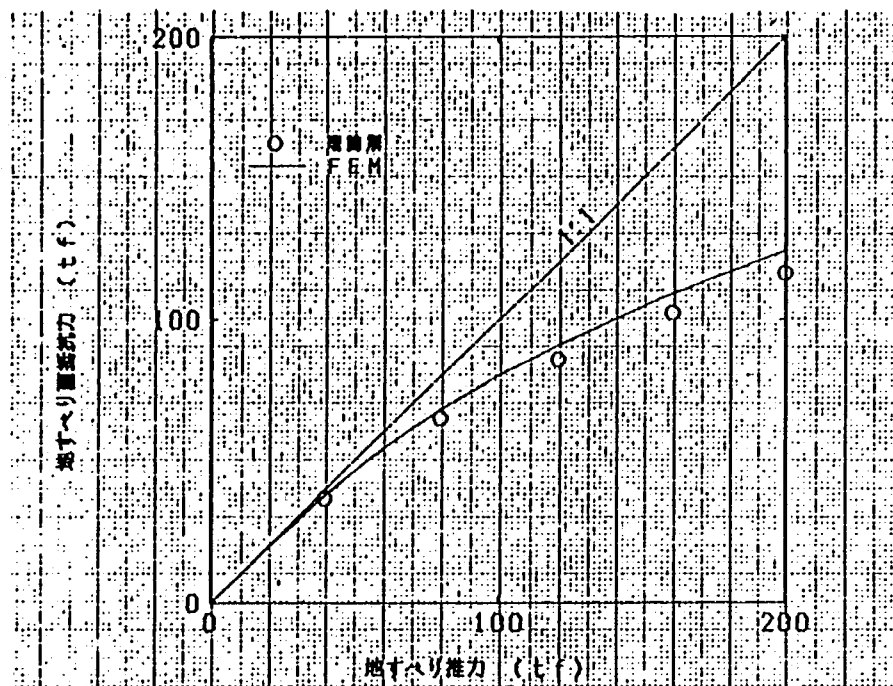


図3.4.12 地すべり推力と地すべり面の抵抗力の関係

すべり面のせん断応力は小さくなる。

以上のことからアンカーの弾性係数を大きくすることは、地すべり抑止効果に対して有効である反面、地すべり面附近のアンカーと地すべり土塊の間でせん断破壊を生じる可能性がある。

今後の課題として

- (i) 本解析モデルのようにアンカーが地すべり面に直角に配置されているような場合には、地すべり面の変位がかなり生じて初めてアンカーに軸力が発生し、地すべり運動に対して抵抗ようになる。従って、地すべり面の変位が小さい段階から地すべり抑止効果を期待する場合には、アンカーを斜めに配置することが考えられ、その検討が必要である。
- (ii) 地すべり抑止力を高めるためにアンカーの剛性を高めることは有効であるが、アンカーと地すべり土塊の間に過大なせん断応力が生じるので、アンカーと地すべり土塊の相互作用を考慮した検討が必要である。

従ってそれらのより詳しい実験的および解析的検討を行いながら、縫地用アンカーの合理的な設計法を確立していくことが重要であると考えられる。

### 3-5 地すべり地内における縫地用アンカーの挙動

縫地用アンカーが実際に地すべり地で用いられた例は少ないが、その一例に土地造成中に発生した地すべり対策工の一部として縫地用アンカーが使用され、その挙動を観測した結果が山田<sup>68)</sup> および橋本等<sup>69)</sup> によって報告されている。これによると縫地用アンカーは  $\phi 115 \sim 135$  のボーリン孔に引張りおよびせん断に抵抗する鋼材を挿入し、セメントミルクを加圧注入することによって施工された。

縫地用アンカーの施工された地すべりの概略的な断面を図3.5.1に、またアンカーの概要図を図3.5.2に示した。アンカーは図に示されるように上下2段にヒズミ測定用のアンカーが設置された。これらのアンカーは平面的にはグループ打設されたが、No.1ブロックのヒズミ測定用アンカーの詳細図が図3.5.3に示され、また同図に軸方向ヒズミ分布図が示してある。アンカーはすべり面より下方に7m程挿入されておるが、アンカーの軸ヒズミはすべり面の近くで著しい変化をみせ、すべり面を挟んで上下5~6mの範囲にその影響がみられる。

一方地すべりの変位速度とアンカーに作用した荷重の経時的変化を図3.5.4に示したが、アンカーには9月9日頃より急激に荷重がかかるが、9月末に近くなるとほぼ一定値になり、それと時期を同じくして地すべりの変位速度も小さくさって行くことが伺われる。すなわち地すべり土塊の移動に伴ってアンカーは力を発揮し、地すべりはその動きを停止したものと考えられる。このときアンカーに作用した抑止力は約30 tf/mと推定されている。同様な結果が他の測定用アンカーにおいてもいえる。

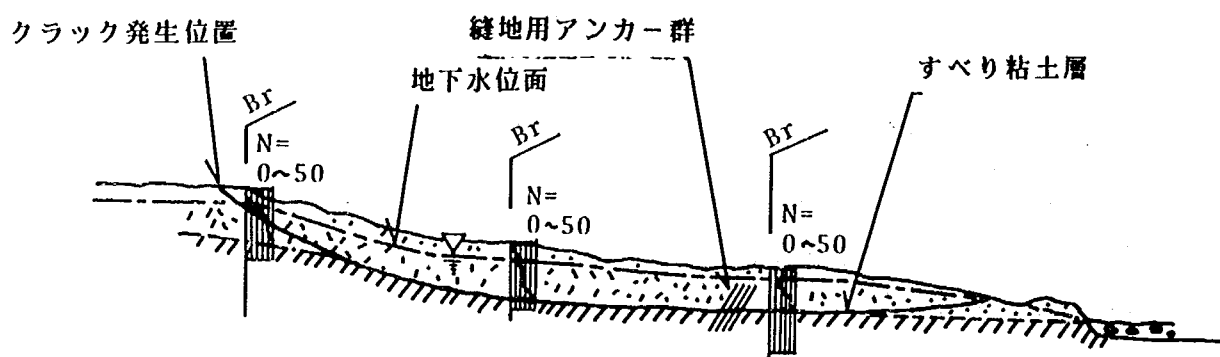


図3.5.1 縫地用アンカー設置図  
(橋本功, 川崎宏二, 小寺秀則による)

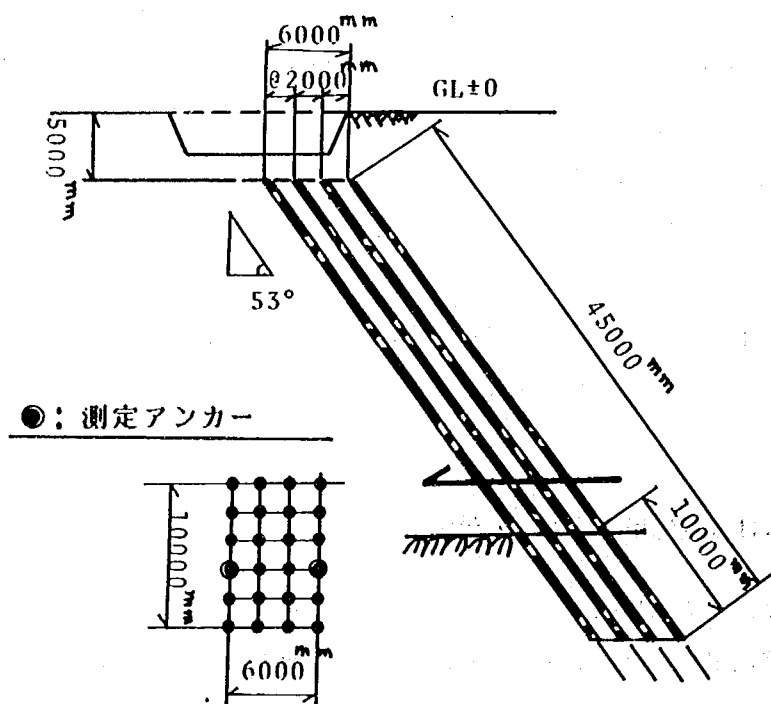


図3.5.2 測定用アンカー詳細図(橋本功, 川崎宏二, 小寺秀則による)

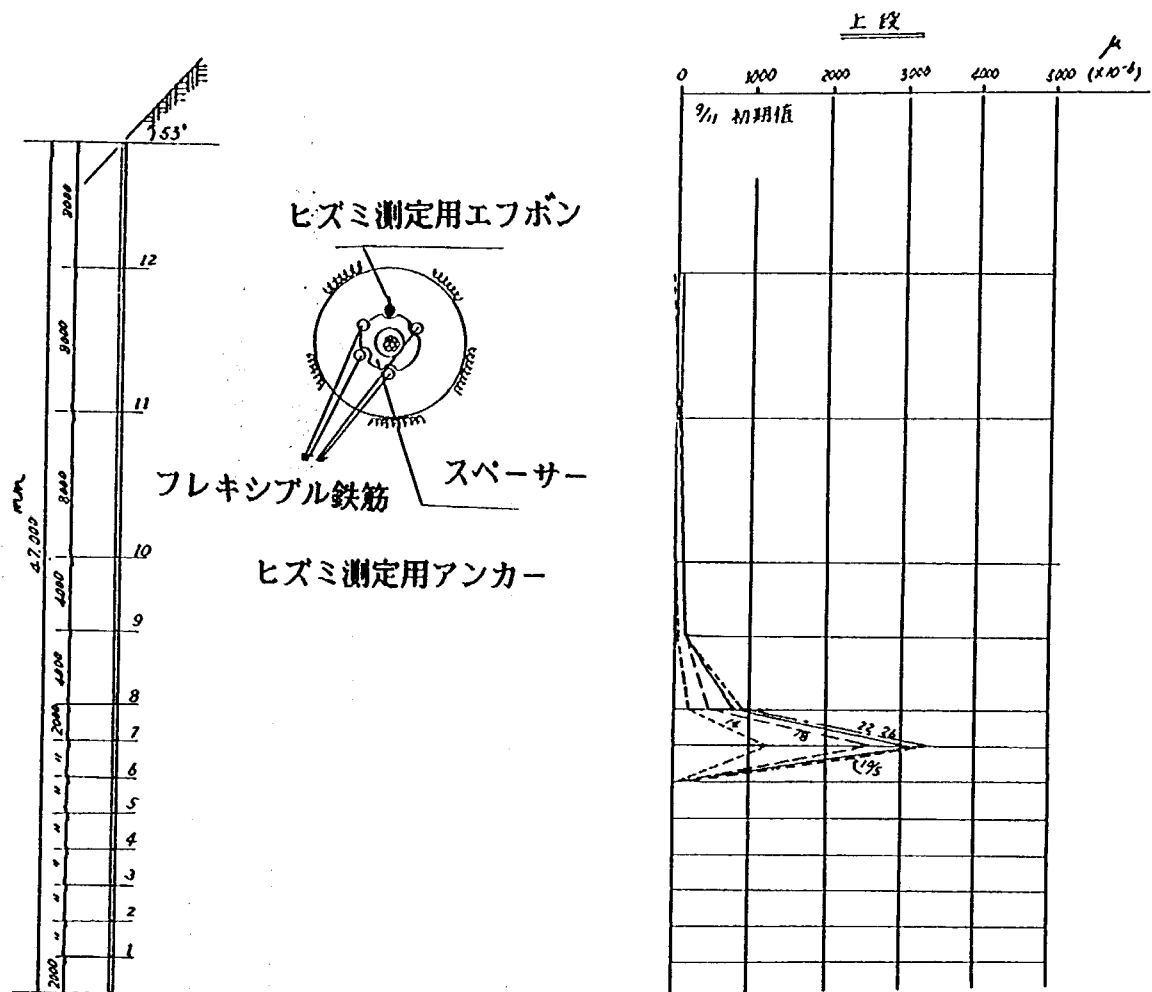


図3.5.3 No.1 ブロックヒズミ分布(橋本功, 川崎宏二, 小寺秀則による)

いずれにしても縫地用アンカーを施工することによって地すべり抑止工としての効果を発揮することが明らかになり、また変動中の地すべりでもその抑止効果をアンカー施工後短時間で発揮することも明らかになった。

今後さらに現場での実施例の積み重ねや実験等を通じて、縫地用アンカーの設計手法の確立が望まれるところである。

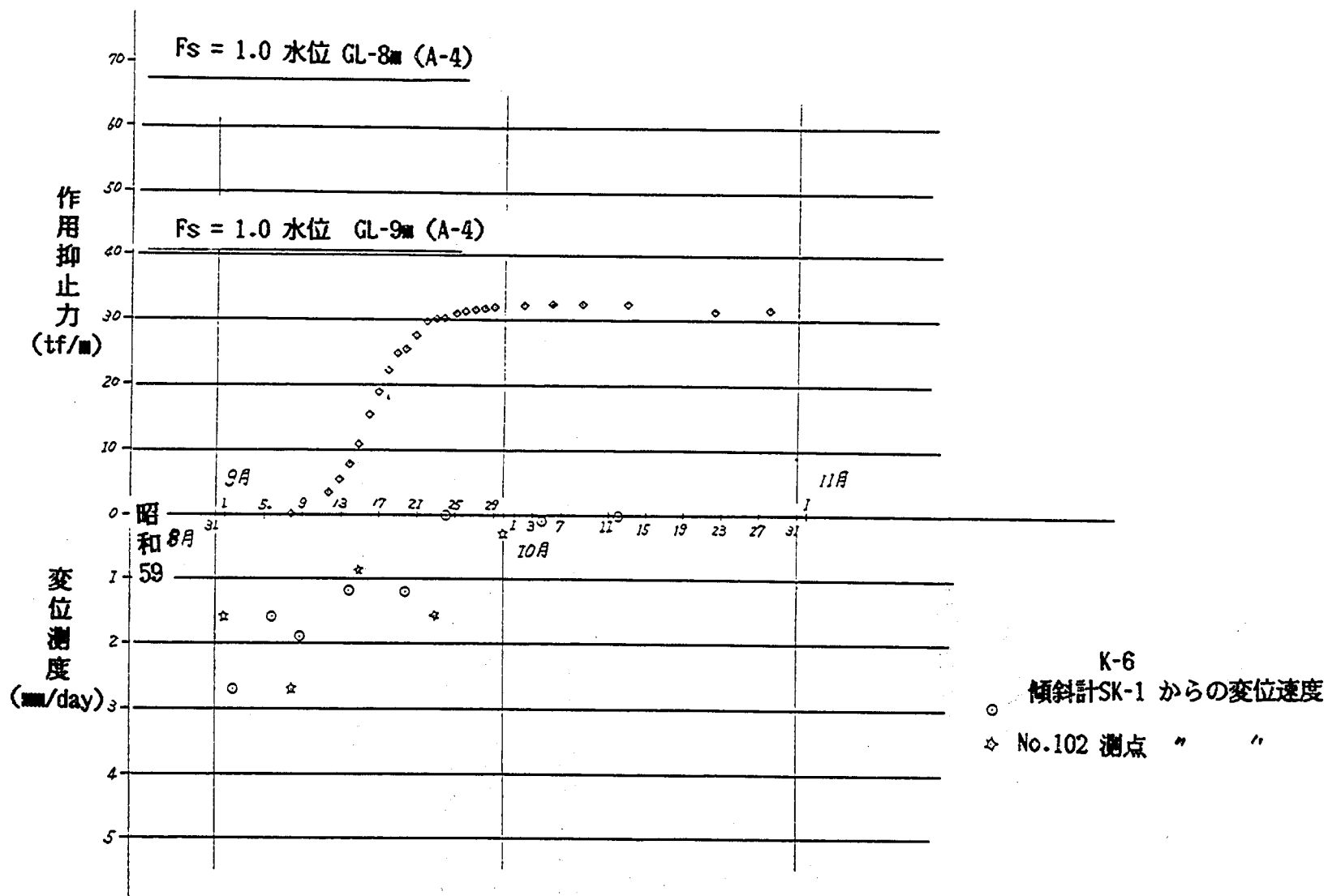


図3.5.4 No.1 ブロック縫地用アンカー作用荷重・変位速度の経時変化  
(橋本功, 川崎宏二, 小寺秀則による)

### 3-6 アンカー工の設計計算手順

地すべり対策に用いる縫地用アンカーを除くアンカー工の一般的な設計計算手順を図3.6.1に示す。

地すべりの安定解析を実施し、地すべり防止対策上必要な必要抑止力が算定される。これを考慮し、また現場等の条件を勘案し各種防止工が検討される。アンカー工の適用にあたっては既に述べたように、アンカー工を締つけ用アンカーとして利用するか、ひき止め用アンカーとして利用するかの検討を行なう。

締つけ用アンカーとして利用できる地盤条件としては、地すべり移動土塊がプレストレスをかけたとき大きな圧密、圧縮変形をしないということが必要である。したがって移動土塊が粘土や場合によっては崩積土、キレツに富んだ風化岩盤で構成されるような地すべり地には締つけ効果をアンカーに期待することは無理である。また地すべり移動土塊の性状から判断して締つけ用アンカーは可能であってもすべり面深度が深い場合にはこの効果の期待は難しい。したがって締つけ用アンカーを適用できる地すべりはすべり面の内部摩擦角の大きさ等にもよるがすべり面深度が比較的浅い、主として岩盤地すべりであるということがいえる。

一方、ひき止め用アンカーは鋼材の引張り抵抗力を十分発揮させ従来の抑止工では対応できない推力を持つ地すべりに対して用いられ、施工上クイ挿入工が大口径穿孔などから検討して困難な地すべりで利用される。アンカーはコラムあるいは擁壁等の構造物を介して地すべり土塊に作用するが、地すべり末端部からこれら構造物で地すべり土塊がすべりぬけないで、十分引き止められるようにアンカー構造物を配置しなければならない。またプレストレスのかけ方にもよるが、アンカーに設計荷重がかかったとき、構造物とともに地すべり土塊が変位することを当然予測しておかなければならない。その他ひき止め用アンカーは擁壁やクイの補強のためにしばしば用いられる。

アンカー工が計画された段階でアンカー設計のため作業が開始される。まず設計作業に先立ってアンカー引抜試験、あるいは土質試験などにより地盤定数が決定される。

次にアンカーの利用用途や、定着地盤の位置、近隣の状況等を考慮し、アンカーの配置、アンカーの傾斜角等を決定する。既に単位幅当り必要抑止力が決定しているので、これによって1本当りの設計アンカーを求めることができる。

次にアンカー体の設計、アンカー長の決定という手順で設計はすすめられる。アンカー長の決定に当ってアンカー定着深度が浅い場合には限界深度以深にアンカー体があるかどうかの検討も必要となる。さらにアンカー定着部は想定すべり面外の安定地盤に定着させることは当然であるが、定着地盤の性状やアンカー体の配置など十分注意して決定する必要がある。

さらに図3.6.1に示すように設計アンカー材の決定、アンカー受け板（桁）の断面、形状の決定という手順で設計計算は完了する。

この後アンカーの施工計画の検討に入る。

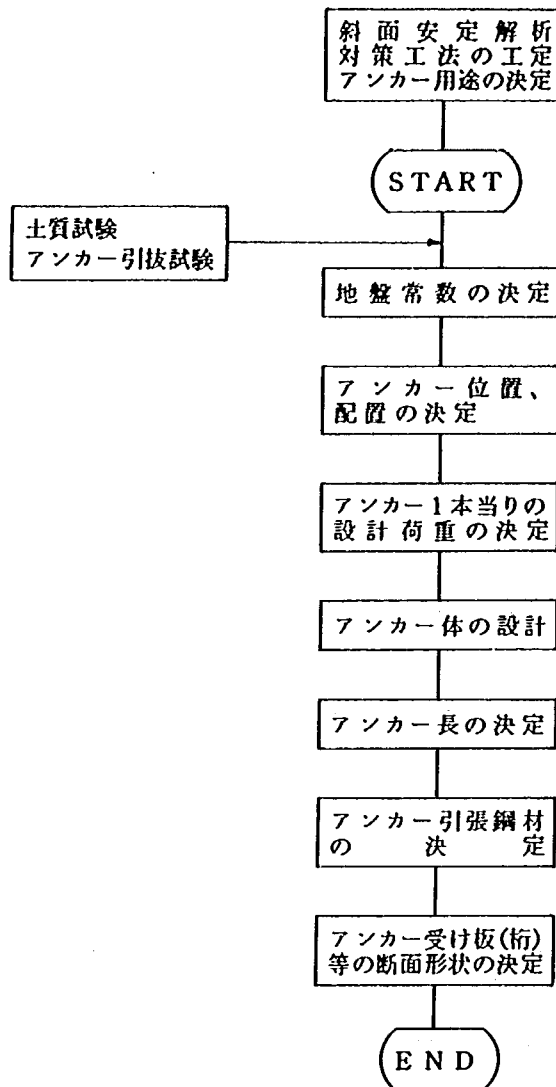


図3.6.1 アンカー工の設計手順

### 3-7 グラウトと岩盤との付着

アンカーの設計上種々の問題があるが、地すべりで一般に用いられているグラウトを伴ったまさつ型アンカーでは定着部の岩盤—グラウト結合の破壊やグラウト緊張材結合の破壊が問題となる。

グラウト—岩盤の設計ではアンカー体周面全体に付着力が均一に分布する。すなわち発生する付着力はアンカーの直径と加えられる荷重だけの関数として (3.7.1) 式によって求まるとして設計されている (Littlejohn et. al, 1977)<sup>70)</sup>。

$$P = \pi d L \tau \dots\dots\dots (3.7.1)$$

ここで  $L$  : アンカー体長

$d$  : アンカー体の直径

$\tau$  : グラウトと岩盤の付着力

$P$  : アンカー荷重

この式は以下のようないくつかの前提に基づいている。

(i) アンカー体から地盤への荷重伝達はアンカー体の全周面に沿って均一に分布して行われる。

(ii) ボーリング孔の直径とアンカー体の直径は等しい。

(iii) 破壊は地盤とグラウトの境界面での滑りによるか（滑らかなボーリング孔の場合）あるいは地盤が弱くボーリング孔壁が粗い場合は地盤とグラウト境界面でのせん断によって起こる。

(iv) アンカー体の各部の強さに不連続とか特に弱い箇所がありそこから破壊が生じない。

(v) グラウトと地盤の境界面で付着力のない箇所がないものとする。

このような考え方により一般にはアンカーの多くの引抜き試験の結果をとりまとめて各種地盤によるアンカー周面の付着力（摩擦抵抗値）が与えられている（土質工学会，1976）<sup>65)</sup>。しかし実際には定着長の全長にわたって摩擦抵抗は一定ではなく，定着部の変位量に左右される。

円筒形アンカーの周辺での応力分布を有限要素法を用いて理論的に検討した結果が報告されている（Coates and Yu, 1970）。これによると図 3.7.1 に示すモデルで応力解析し，周辺地盤内に発生するせん断力（付着力）分布がアンカー材の鋼材の弾性係数（ $E_a$ ）と地盤の弾性係数（ $E_r$ ）との比に左右されるとしている。図 3.7.2 はアンカー体径の 6 倍の長さを持つアンカーの境界面に沿うせん断応力の変化を  $E_a/E_r$  が 0.1, 1, 10 の場合について示している。この比が小さくなるほどアンカーの荷重端での計算した応力は大きくなり，比の値が大きくなるほど応力分布は均一になってくる。 $E_a/E_r > 10$  といった軟い岩盤の場合には付着力はアンカーに沿って均一に分布するため，アンカー全体の設計では地盤のせん断抵抗をもとにして正確に計算されることになる。しかし大部分のロックアンカーの場合には  $E_a/E_r$  が 0.1~1 の岩盤中に設置されているため定着部における付着部分の分布は不均一と考えるべきである。

各国でアンカー定着部に沿って応力分布や岩盤中の応力分布について多くの試験がなされたが，我が国でも亀の瀬地すべり地においての試験報告<sup>71)</sup>がある。

亀の瀬地すべり地においてアンカー定着部における応力分布状態を調査するため  $\phi 9 \text{ mm}$ ,  $l = 480 \text{ mm}$  の丸鋼に歪ゲージを貼付し，これを 500 mm ピッチで定着部のモルタル中に配置し，リード線で地表に導びき，

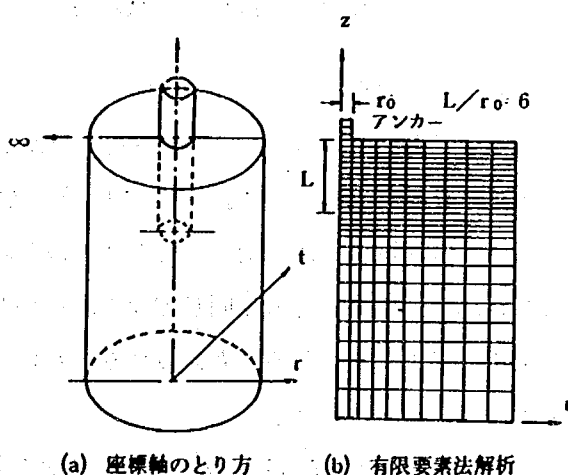


図3.7.1 ロックアンカーのモデル  
(Coates and Yuによる)

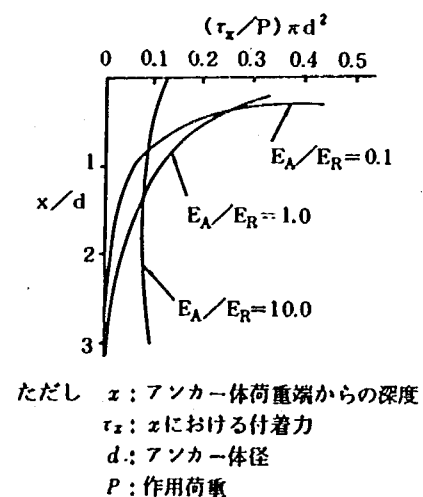


図3.7.2 アンカー体に沿った岩盤/グラウト境界面でのせん断応力分布  
(Coates and Yuによる)

アンカーにストレスをかけたときのゲージの歪を測定した。これによってアンカー定着部における緊張時の影響範囲はアンカー体荷重端(上端)より4~5mであること、またアンカー定着部モルタル中の応力分布は不均一で荷重端付近のゲージは測定限界を超えていることもうかがえる(図3.7.3参照)。このようにアンカーの定着部における付着力が均一でないため定着長を長くしたからといってこれに比例して引抜耐力は大きくならない。したがって定着長の深度とともに付着力は低減させて引抜耐力の検討を行う必要がある。一般にはアンカー体長の有効な長さ10mが限度と考えられている。

またアンカー体荷重端には平均応力レベルの5~10倍といった応力が集中すると考えられる。100tfを越えるような高容量のアンカーを設計するためには荷重端における応力についての検討が必要であり、付着剝離が応力分布に及ぼす影響に十分注意を払わなければならない。

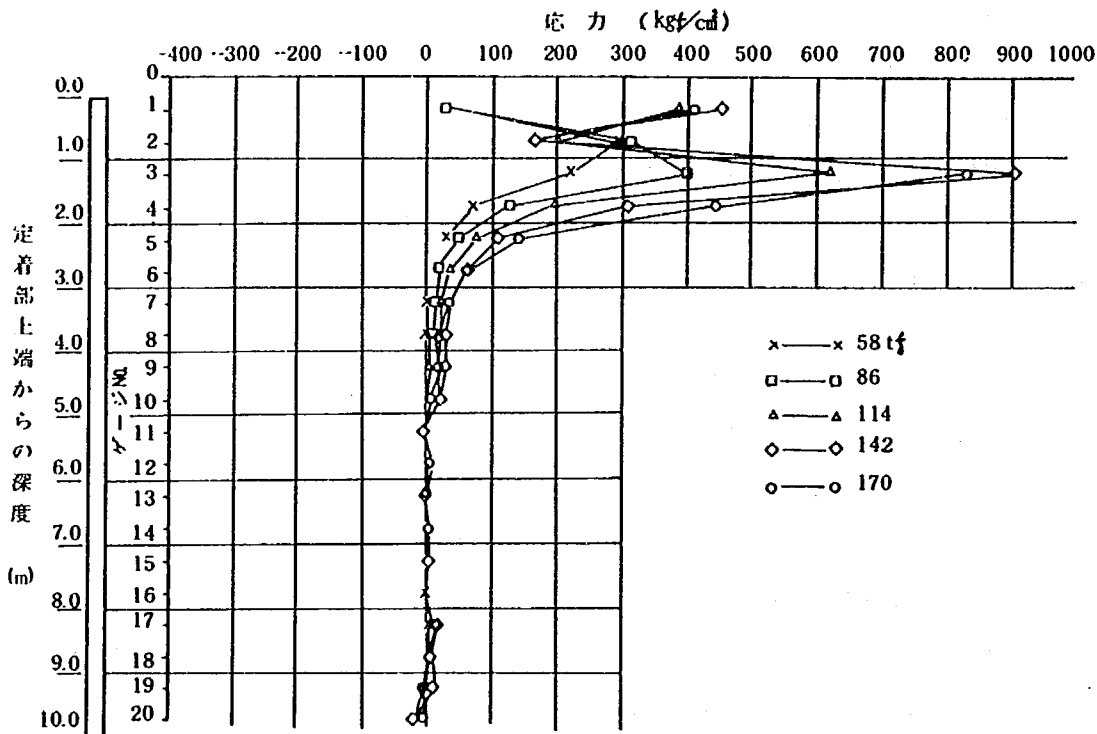


図3.7.3 定着部における引張応力分布(亀の瀬地すべり地における試験結果)

付着剝離については次の3つが考えられる (Littlejohn et. al, 1977)<sup>70)</sup>。

- (i) 付着剝離が生じると体積膨張によって岩盤—グラウト境界面を押えつけ、グラウトをセン断しない限りアンカーの変位は進行しない。したがって図3.7.4 A, 図3.7.4 Bに示すような応力分布になる。
- (ii) もし岩が膨張せず残存付着力だけ考えると、岩盤—グラウト境界面に作用する応力はこの面に直角に働く土圧の大きさによって決まる。この土圧は剝離した部分全体にわたって同じでなく、しかもグラウトのセン断強さよりも小さいので応力分布は図3.7.4 Cに示すようになると考えられる。もしこれがさらに大きくなれば、応力分布は図3.7.4 A, 図3.7.4 Bに示すようになる。
- (iii) 応力分布は加わる荷重によって異なり、それらは図3.7.4 D, 図3.7.4 E, 図3.7.4 Fに示すようになると考えられる。これは図3.7.4 Bのような応力分布をしたときの場合であるが、荷重が大きいと、ほとんどの部分で剝離し、応力分布は相対変位、膨張度、摩擦付着力などによって決まってくる。

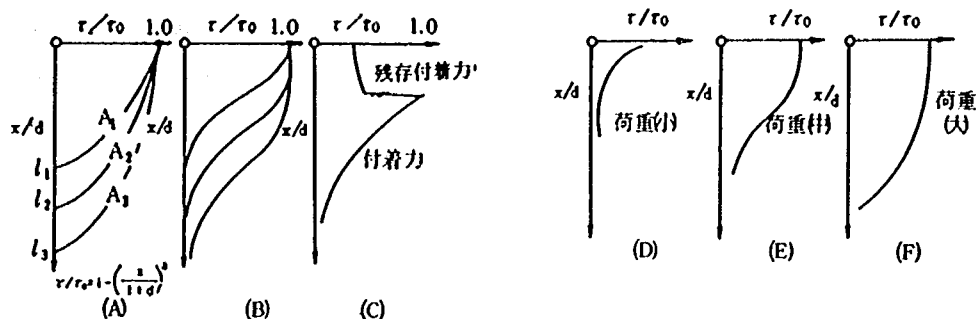


図3.7.4 部分的に付着剥離をしたアンカー体の理論的  
応力分布図 (Phillipsによる)

以上のことは仮定に基づいた解析なので今後容量の大きなアンカーでの定着部に生じる剥離の発生と、荷重が増加するにつれての剥離の進行が考えられるので試験等を積み重ねて検討をしてゆく必要がある。特にこの問題は縫地用アンカーの設計を行うときに大切になるとと思われる。

アンカーの設計にあたってはアンカー体の極限周面付着力は非常に複雑なので引抜試験の実施が望まれるが、工学的・地質的性質の十分に分かった各種の地盤中での引抜試験結果を検討することによって、より信頼できる設計基準が確立されるものと思われる。

### 3-8 セメントグラウトと緊張鋼材との付着

岩盤とグラウトとの境界面での付着力が設計上大きな問題であるのでグラウトと緊張材の付着を考えるとはないとしている設計者もいる。すなわちアンカー体長と同じ埋込み長さにしておけば緊張材とグラウトの境界面での安全率は十分大きなものになると考えているものである。また、グラウトと鋼材との付着力に関してはプレストレス鉄筋コンクリートのデータを用いているが、現場打ちアンカーでグラウト中に付着された緊張材の破壊の仕方はそれと異なると思われる。定着部でのスペーサーやセントライザーなどが付着を弱めると考えられるが、これらを用いて複合した引張材での実験がなされていないので今後の研究課題として残される。

Hawkes 等<sup>72)</sup> (1951) は引抜き試験によって付着力の分布は指数法則に従うとして次式を考えている。

$$\tau_x = \tau_0 e^{-Ax/d} \dots\dots\dots (3.8.1)$$

ここで、 $\tau_x$  = 荷重端から距離  $x$  の点における付着応力

$\tau_0$  = 鉄筋の荷重端における付着応力

$d$  = 鉄筋の直径

$A$  = 鉄筋の軸方向応力をグラウト材との付着応力と関係づける定数

さらに Phillips<sup>73)</sup> (1970) は上述の理論を発展させた。引張り荷重  $P$  が全付着応力の和に緊張材の表面積を乗じたものに等しいと仮定して (3.8.2) 式を求めた。

$$P = \int_0^L \pi \cdot d \cdot \tau_x \cdot dx = \frac{\pi d^2 \tau_0}{A} (1 - e^{-AL/d}) \dots\dots\dots (3.8.2)$$

$L$ は定着長である。アンカーの長さは荷重が境界面を通じて伝達するに要する軸距離とし、その伝達長さを  $L_0$  とする。 $x=L_0$  では  $\tau_x$  は 0 に近づくので (3.8.1) 式から  $Ax/d$  は無限大に近づくことがわかる。(3.8.3) 式と (3.8.2) 式より

$$P = \frac{\pi d^2 \tau_0}{A} \dots\dots\dots (3.8.3)$$

が得られ、さらに (3.8.1) 式を (3.8.3) 式に代入して

$$\frac{\tau_x}{P}(\pi d^2) = A e^{-Ax/d} \dots\dots\dots (3.8.4)$$

が得られる。

(3.8.4) 式を図示すると図 3.8.1 になる。 $A$  の値が大きくなるほどアンカーの荷重端における応力集中が大きくなり、 $A$  の値が小さくなるほど応力はアンカー全長に沿って均一に分布する。この関係はグラウトと岩盤の付着の関係で示した図 3.7.2 と非常によく似た結果となっている。

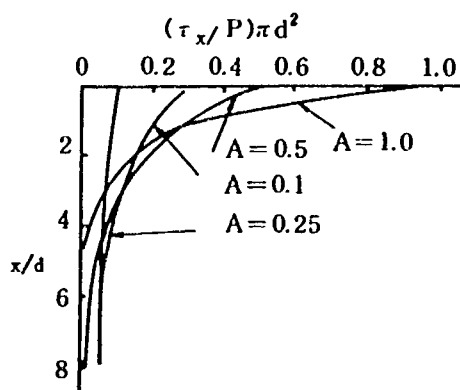


図3.8.1  $AL/d$  が大きい場合のアンカー体に沿っての荷重分布  
(Phillips による)

これら理論的な検討結果からも考えられるように、グラウトと緊張材間の付着力は現在の設計で一般に行われているように決して一様でなく、緊張材の長さ、種類、その配置、グラウトの強度を考慮して決定しなければならないため、与えられた現場の状態に応じた埋め込み長さにおいて実験的な検討も今後必要と思われる。

#### 4. 要 約

昭和30年代末頃より、わが国の著しい経済成長に伴ない、国土の利用度が急激に伸展し、山地・丘陵地が開発されるようになった。このため道路や宅地造成等による大規模土工に伴なう地すべりや水資源の逼迫に対処するためのダム建設に伴なう湛水池地すべりの発生は社会的に大きな問題となってきた。このような地すべり対策としては、従来用いられていた地下水排除工や排土工等の抑制工のみでは十分な対処ができなくなり、クイ、シャフトやアンカーなどの抑止力をもって地すべりに対抗する抑止工が盛んに使用されるようになってきた。

本論文は著者が昭和41年以来クイ工やアンカー工の抑止工について進めてきた研究の成果をまとめたものである。

クイの抑止効果と理論では今まで地すべり防止対策グイとして包括的に取扱われていたものを、タワミ抑えグイ、タワミクサビグイ、剛体抑えグイおよび剛体クサビグイに分類することを提案し、それぞれのクイの抑止効果を明らかにし、解析、検討を加えた。

抑えグイについては一般土木で用いられている水平力を受けるクイとして解析でき、地すべり固有の問題は比較的少ない。しかしクサビグイの場合には地すべり面を境にして土塊が移動するという地すべり特有の条件を考慮してクイの解析を実施する必要がある。そこでタワミクサビグイについてはすべり面の上下で無限長のクイ長に対しての理論的解析を発展させ、有限長のクイに対しても解析を進めた。剛体クサビグイではクイ背面（谷側）に抵抗土塊が存在する場合の解析方法を提案した。これにより今まで研究成果のなかったすべり面を含む多層地盤内での剛なクイの抑止効果を理論的に求めることが可能となった。

タワミグイの地すべり抑止効果については室内実験や現場測定により、クイの挙動を明らかにした。クサビグイの室内実験では実験結果が理論解とほぼ一致すること示した。また同一本数のクイを施工する場合単列よりも複列にした方が抑止効果が向上すること、また複段にクイを設置した場合にはクイ設置地点での地すべりの変位により、クイの抑止力が発揮されるため、複段のクイの耐力を単純に加算できないことを実験的に明らかにした。また実験によりクイ背面土塊の抵抗力によってはクサビグイと抑えグイの中間的なクイの挙動を示す場合もあることを明らかにした。

地すべり現地でのクイの挙動観測は2箇所の地すべりで実施された。これらの地すべりでは地すべり対策としてクイ工が用いられたが、その一部のグイに歪ゲージを貼付し、歪測定を行ない、クイの挙動測定を実施した。寸分道地すべりでの調査ではクイの設置位置によってクサビグイや抑えグイの挙動を示すこと、またこれらのクイの挙動は理論的解析式によって説明が可能であることがわかった。さらに地すべりの移動量観測、間隙水圧測定結果を考慮して、クイ工の実施による地すべり斜面の安定度の変化に対する考察を加えた。松久須根地すべりでもクイの挙動はその施工位置によって異なり、地すべり末端部では抑えグイとして、また地すべり斜面中央部でのクイはクサビグイとして挙動することが観測され、その挙動は理論解析式による計算結果と一致することがわかった。

剛体グイによる地すべり抑止効果については、室内実験および現地計測による検討を行なった。実験的に

は剛な円形グイに作用する極限土圧算定式を導びいた。一方地すべり地内において、土圧計を設定した剛体グイの挙動観測結果に対し、剛体クサビグイの理論解析方法の検証を行なった。この結果著者により提案された剛体クサビグイの解析法により、地すべり地内に施工された剛体グイの挙動が説明できることが明らかになった。

クイの設計方法の一提案では現行の設計指針である「河川砂防技術基準」等があるが、まだまだ多くの問題点があるため、これに検討を加え、クイ工設計法へ反映すべき提案を行なった。

クイ背面土塊の効果については設計という観点からは抑えグイとクサビグイとに区別して考えるのが現時点では適当と判断されるが、明確な答を得るには今後の研究を待たねばならない。

クイに関する設計外力の算定については、従来より斜面の安定解析に用いられている簡便式の分子に、クイの必要抑止力を導入した方法ではなく、分母に必要抑止力を導入した解析方法が妥当であることを説いた。これはクイの抑止効果がすべり面に作用するせん断応力を減少させることにあることを意味している。またクイをクサビグイか抑えグイか、いずれのクイとして設計するかの判別法として、地すべり土塊内の水平内力分布図およびクイの施工位置を考慮して決定する方法を提案した。

クイの負担荷重については、クサビグイの場合はクイ反力の反作用としての地盤反力度の分布が負担荷重であることを強調するとともに、従来抑えグイの負担荷重の分布は三角形としているが、通常では台形状の分布が適当であることを説いた。

クイの断面内力の計算と設計手順についてはタワミグイ、剛体グイのいずれもクイの理論的解析で述べた方法でクイの断面力の計算が可能であることを示すとともに、クイ工の設計手順も示した。

クイ間隔の算定については、通常地すべりグイとして用いられているクイはタワミグイであり、この場合にはクイ周辺の地盤が破壊を起す以前にクイが破壊してしまうことから、クイ間隔は主として工費の側面から決定すれば良いが、剛体グイの場合は地すべり土塊の破壊することを考慮して決定する必要がある、その算定方法についての一案を示した。また同一本数のタワミグイを施工する場合には、千鳥配列の方が単列配列よりも地すべりに対する耐力は向上することも示した。

クイの施工位置でのクイの変位量によってクイの抑止力が発揮され、地すべり斜面の安定化に寄与することを説いた。

タワミグイの連結構造体としての抑止効果については、クイ頭の連結をすべきか否かで設計上問題になるところだが、有限要素法を用いた解析や現場観測結果から判断して、一般にはクイ頭を連結しても抑止効果は期待できないことを強調した。

一方剛体グイの連結構造体としての抑止効果については有限要素法解析により検討した結果、同一必要抑止力に対してはクイの変位量を小さく納めることが可能であるが、抑止効果については単グイの2倍とはならないことが示された。しかし門型グイ、枠型グイの構造を工夫することによって抑止効果を単グイの倍以上にすることも可能であることを説いた。

次に集水井の構造設計法の一提案については、集水井が地すべり地内に設置された構造物と考えられ、クイと同様の挙動を示すことから、本文の一部にとり込んだ。集水井には鋼製集水井と鉄筋コンクリート集水井があるが、これがすべり面を切って不動地盤まで入れ込まれた場合には、それぞれタワミグイや剛体グイ

と類似するものとしてその挙動を解析できることを示した。また鋼製集水井についてはある深度における円環断面の応力解析を試みた。すなわち集水井円環に作用する地すべり土圧や地すべりの移動に伴う集水井周辺の地盤反力度より、円環断面に生じるモーメント、変位等を理論的に導びき、実際の地すべり地内の集水井の変形状態を解釈することが可能であることを示した。また集水井に作用する設計土圧については、地すべり地外、休眠中の地すべり地内、および地すべり運動のみられる地内に対する土圧を区分して考えることを提案し、これに基づく集水井円環断面の設計法を示した。

アンカー工による地すべりの安定化については、アンカーの抑止効果を「締つけ効果」、「ひき止め効果」および「縫地効果」に分類することを提案し、それぞれの効果を発揮するためのアンカー力の斜面安定解析の導入方法を示した。またこれらのアンカーについて設計上配慮すべき点を述べるとともに、特に縫地用アンカーについては地すべり地内における挙動が明確ではないため、棒要素の幾何学的非線型を考慮した有限要素法を用いての数値解析を実施し、その抑止効果を検討するとともに、アンカー引張力の算定式を導びいた。またアンカー定着部でのグラウトと岩盤、グラウトと緊張材との付着についての設計法についても検討を加えた。

## 謝 辞

本研究を進めるにあたっては建設省土木研究所新潟試験所近藤政司主任研究員，白石一夫研究員から貴重なデータを提供していただき，また有益な情報や多くの御教示を得た。

また建設省土木研究所新潟試験所吉松弘行所長からは有益な情報や助言を得，また建設省北陸地方建設局湯沢工事事務所白石吉信技官には建設省土木研究所在任時には本研究を進めるにあたって大変お世話になった。

さらに東北地方建設局盤城工事事務所からも貴重なデータを提供していただいた。

また本報告書を作成する段階で建設省土木研究所地すべり研究室の石黒研究員をはじめとする皆様に大変お世話になったことを記して，感謝の意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 山田剛二・渡 正亮・小橋澄治 (1971): 「地すべり・斜面崩壊の実態と対策」, 山海堂, pp.142.
- 2) 高速道路調査会 (1985): 「地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書」, 昭和 60 年 2 月, pp.106~107.
- 3) 藤田寿雄, 板垣 治 (1977): 「地すべりの実態統計 (その 3)」建設省土木研究所資料 1204 号.
- 4) Lamb, M. A., (1930); 「Hydrodynamics」, 5th ed. art 343, p. 583.
- 5) White, C. M (1946); 「The drag of Cylinders in fluids at slow speed」, Proc. Roy. Soc. London. 186.
- 6) Hennes, R. G. (1936): 「"Analysis and control landslides"」 Bull. University of Washington, Engineering Experiment Station, No. 91, pp. 41~44.
- 7) Hansen, B. J. (1961); 「The Ultimate Resistance of Rigid Pile Against Transversal Forces」, Bull. No. 2, Geoteknisk Institute, Copenhagen, Denmark.
- 8) 渡 正亮・中村浩之 (1968): 地すべり抑止工法の設計について, 「地すべり」, Vol. 5, No. 1, pp. 25~31.
- 9) 福本安正 (1972): 地すべり防止グイの挙動に関する研究, 「土質工学会論文報告集」, Vol. 12, No. 2, pp. 61~73.
- 10) 福本安正 (1975): 地すべり防止杭打工法について, 「地すべり」, Vol. 11, No. 2, pp. 21~29.
- 11) 福本安正 (1975): 地すべり防止杭の設計・施工上の諸問題(1), 「治山」, Vol. 20, No. 1, pp. 4~7.
- 12) 福本安正 (1975): 地すべり防止杭の設計・施工上の諸問題(2), 「治山」, Vol. 20, No. 2, pp. 28~38.
- 13) 福本安正 (1975): 地すべり防止杭の設計・施工上の諸問題(3), 「治山」, Vol. 20, No. 3, pp. 52~70.
- 14) 福本安正 (1976): 地すべり防止グイの挙動について, 「土質工学会論文報告集」, Vol. 16, No. 2, pp. 91~103.
- 15) Broms, B. B. (1972): Stabilization of slopes with piles, 「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. 115~123.  
質疑応答, pp. 163~164.
- 16) 福岡正巳 (1972): 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.
- 17) 谷口敏雄, 山田孝治 (1973): 「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.
- 18) 伊藤富雄, 松井 保 (1973): 地すべり防止ぐいに作用する外力の算定について, 第 8 回土質工学発表講演集, pp. 543~546.
- 19) 申潤植 (1973): 「斜面災害」日本工業経済連盟, p. 82.
- 20) 中村浩之 (1977): 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集」 Vol. 17, No. 1, pp. 99~109.
- 21) 申 潤植 (1978): 「弾性床土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, No. 1, pp. 1~9.
- 22) 駒村富士弥 (1979): 「地すべり地における杭の経時挙動と抑止効果に関するレオロジー的解析」, 地すべり, Vol. 16, No. 1, pp. 1~8.
- 23) 王 恭先 (1984): 「抗滑支挡結構」一書約評介, 滑坡文集, 第四集, pp. 181~190.
- 24) 中村浩之 (1980): 「シャフトグイの設計」, 地すべり, Vol. 17, No. 2, pp. 1~9.
- 25) Baguelin, F., Frank, R., Guegan, Y., (1976) "Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites". Bull. Liaison LPC n° 84—pp. 113~120.
- 26) 中国鉄道部第二勘测设计院 (1983): 「抗滑桩設計計算」, 中国铁道出版社.

- 27) 谷口敏雄 (1963) : 地すべり調査と対策, 土木ライブラリー, 山海堂, pp. 131~141.
- 28) 高野秀夫 (1960) : 地すべりと防止工法, 地球出版, pp. 262~267.
- 29) 山田剛二・渡 正亮・小橋澄治 (1971) : 地すべり・斜面崩壊の実態と対策, 山海堂, pp. 167~182.
- 30) Nakamura, H. (1984); Design of Rigid Dowel Piles for Landslide Control, IV th Intern. Sympo. on Landslides, Toronto, 1984.
- 31) 西田義親 (1975) : 杭基礎の水平持力——文献資料と研究解説, 鋼管杭協会報告, 第 1 号, 鋼管杭協会.
- 32) Y. L. Chang (1937) : Lateral pile-loading tests by Feagin, Trans., A. S. C. E.
- 33) Broms, B. B., Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM3, pp. 123~156.
- 34) Broms, B. (1964); Lateral resistance of piles in cohesive Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM2, p. 123~156.
- 35) Fukuoka, M. (1985); Earth Pressure in the Sliding Soil Mass, Proc. IV th Intern. Conf. and Workshop on Landslides, Tokyo, pp. 245~251.
- 36) 日本道路協会 (1970) : 道路橋下部構造物設計指針ケーソン基礎の設計編.
- 37) 浅間達雄, 他 (1973) : くいおよびケーソン基礎の設計計算例, 山海堂, pp. 136~200.
- 38) 福本安正 (1975) : 地すべり防止杭の挙動に関する実験的研究(1), 地すべり, Vol. 12, No. 1, pp. 20~24.
- 39) 土質工学会 (1969) : 鋼グイー鋼グイ研究委員会報告, pp. 61~170.
- 40) 本間 仁・春日屋伸昌 (1967) : 次元解析・最小 2 乗法と実験式, コロナ社, pp. 49~50.
- 41) 山内 修・白石一夫 (1984) : 粘性土地すべり地におけるくい工の挙動, 土木技術資料, Vol. 26, No. 9, pp. 35~51.
- 42) 建設省土木研究所新潟試験所(1963~1983) : 地すべり対策工効果判定調査報告書, 昭和 56 年 3 月, 昭和 57 年 3 月, 昭和 58 年 3 月.
- 43) 土質工学会 : N 値および  $c$  と  $\phi$  の考え方, p. 32.
- 44) Nakamura, H. (1985); Landslide control works by steel piles, Lanzhou Symp. on Landslides, 1985.
- 45) 横山幸満 8 (1963) : 鋼杭の設計と施工, 山海堂, pp. 142~143.
- 46) 建設省土木研究所 (1965) : 鋼杭による地すべり抑制工法試験報告書, 1965 年.
- 47) 建設省土木研究所(1967) : ライナープレートによる地すべり対策工法に関する試験調査報告書, 土木研究所資料, 第 273 号.
- 48) 日本河川協会 : 建設省河川砂防技術基準 (案) 設計編
- 49) 中村浩之 (1978) : 地すべり斜面の安定計算式の検討, 土木技術資料, Vol. 20, No. 8, pp. 21~26.
- 50) 中村浩之 (1979) : Morgenstren and Price 法による地すべり斜面の安定解析, 土木研究所資料, 第 1510 号.
- 51) 建設省土木研究所地すべり研究室他 (1978) : 亀の瀬地すべり調査報告書, 土木研究所資料, 1323 号.
- 52) 中村浩之 (1985) : 地すべり抑止工の問題点と対策, 基礎工, Vol. 13, No. 9, pp. 40~47.
- 53) 新潟県農林水産部治山課 (1984) : 八幡地すべり
- 54) 福本安正 (1980) : 地すべり斜面土塊の変位計測と安定解析の総合的調査方法, 地質と調査, '80, 第 3 号, pp. 13~21.
- 55) 高同珩, 吳道忠, 何家中 (1982) : 枠式地すべり防止杭の設計のまとめ, 滑坡文集, 第三集, 中国鉄道出版社, pp. 152~161.
- 56) 中村浩之, 白石吉信 (1980) : 地すべり地における集水井の構造設計, 土木研究所資料, 第 1618 号
- 57) 川崎製鉄株式会社建材技術室 (1973) : ライナープレート立坑標準設計資料, 昭和 48 年 7 月.
- 58) 川崎製鉄株式会社建材技術室 (1974) : ライナープレート集水井設計資料, 昭和 49 年 1 月.

- 59) 布施 弘・八木良征 (1974) : 放射状集水井の開発の歴史と施工例について, 地すべり, Vol. 11, No. 2, pp. 15~20.
- 60) 仲野良紀, 大平成人 (1968) : 神代地区地すべりについて, 地すべり, Vol. 5, No. 2, pp.
- 61) 福本安正, 山田精二 (1982) : 集水井に生ずる応力と変形および破壊について, 地すべり, Vol. 19, No. 1, pp. 27~33.
- 62) 山本 稔 : 東戸野地すべり防止用集水井の挙動, 川崎製鉄株式会社.
- 63) 中村浩之 (1982) : 地すべり対策におけるアンカー工法, 地すべり・急傾斜地の調査と対策講座 XV, 全国地すべりがけ崩れ対策協議会.
- 64) 中村浩之 (1984) : 地すべり防止対策アンカー工の設計, 土木技術資料, Vol. 26, No. 9, pp. 42~47.
- 65) 土質工学会 (1976) : アース・アンカー工法.
- 66) Hobst, L. and Zajic, J. (1977); Anchoring in Rock, Elsevier Scientific Publishing Company.
- 67) 吉松弘行 (1982) : 地すべり面の力学特性を勘案した地すべり斜面安定計算手法, 土木研究所資料, 第 1760 号.
- 68) 山田邦光編 (1982) : 最新の斜面安定工法設計・施工, 理工図書.
- 69) 橋本 功・川崎宏二・小寺秀則 (1986) : デッドアンカーによる地すべり抑止対策例, 第 21 回土質工学研究発表会, 2 分冊の 2, pp. 1483~1486.
- 70) Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A. (1977); Rockanchors-state of the art, Foundation Publication Ltd.
- 71) 建設省大和工事々務所 (1981) : 亀の瀬地すべり対策事業の計画と調査.
- 72) Hawkes, J. M. and Evans, R. H. (1951): "Bond Stresses in Reintofced Concrete Columns and Beams". Structural Engineer, 29 (12). p. 323~327.
- 73) Phillips, S. H. E. (1970): "Factors Affecting the Design of Anchorages in Rock". Cementation Research Report R48/70 Cementation Research Ltd., Rickmansworth, Herts.

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

ISSN 0386-5878

土研資料第2449号

昭和62年3月(1987)

地すべり研究室室長 中村浩之

要 旨

クイ工, シャフト工, アンカー工等の地すべり抑止構造物について現地観測や室内実験などの結果を基にして, その挙動の理論的究明を行なうとともに, 設計法の提案を行なったものである。

キーワード: 地すべり防止工, 抑止工, クイ工, シャフト工, アンカー工,  
集水井工



郵便はがき

四十円切手  
をはって下  
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

砂防部地すべり研究室

御中

No. \_\_\_\_\_

No. \_\_\_\_\_

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2449号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印