

Fig. 4 (a) Measurement of SL1, SL2 and (b) Measurement of SL3 and (c) Failure pattern of River sand

Changes in the tilt angle for each SSC and SA tilt sensor along X-direction at particular elapsed time for Narita sand and Kanto loam are shown in Table 1. By comparing the amount of change in the tilt angle, it was seen that Kanto loam showed larger movement and took longer time to fail than that by Narita sand despite of wet density of Narita sand being higher than that of Kanto loam. This might be due to shallow and small failure in case of Narita sand (tensile crack on the slope top near the SA3) and deep and large failure in case of Kanto loam (tensile crack on the slope top in between SA4 and SA5). While comparing SSC and SA tilt sensors for each soil, both showed almost same value and their movement pattern with elapse time were also similar. This shows the applicability of both types of tilt sensors in the field with equal efficiency.

Figures 4(a) and (b) show the movement of SL tilt sensors used in River sand model in the laboratory. Movement along X direction was only measured and shown. In case of SL1 and SL2 tilt sensors which were placed and inserted on the slope surface, SLU-1 and SLU-2 showed negative values where as SLL-1, SLL-2, SLM-1 and SLM-2 tilt sensors showed positive values. SLL-1 and SLL-2 showed larger movement in comparison to SLM-1 and SLM-2. In case of SL3, movements of all three tilt sensors were in positive direction; SLL-3 showing the largest movement and SLM-3 and SLL-3 showing almost same movement. Figure 4(c) shows the failure pattern and movement of SL tilt sensors. This shows the failure pattern of slope moving outward and downward. From these it could be understood that the lowermost tilt sensor which was inserted deeper, could measure the maximum movement of slope which might be useful in predicting the failure plane.

## 6. CONCLUSIONS

- 1) All types of tilt sensors gave good response during the excavation and just before the failure. They showed sharp increment just before the failure. Therefore, all types of sensors could be used to predict the failure movement during the excavation works.
- 2) In case of Narita sand and Kanto loam slope, both (SSC and SA) tilt sensors showed almost similar failure pattern and same amount of change in tilt angle, suggesting that both SSC and SC type could be used with equal efficiency in the field. Also, determination of direction of resultant failure movement and failure pattern are possible with these tilt sensors.
- 3) As insertion of sensors within in the slope is possible with SL tilt sensor, it might be useful to predict the failure in more advance than SSC and SA types. Also, with insertion in deeper depth, it might be possible to determine the failure plane in advance.

## ACKNOWLEDGEMENT

This work is partially carried out under the Health and Labor Sciences Research Grants of Ministry of Health, Labor and Welfare.

## REFERENCES

- Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Itho, K., Kunimi T., Nishijo A. and Okubo S. (2006) - Development of Tilt-sensor and possibility of measurement of failure trend just before the failure. *41<sup>th</sup> Annual meeting of Japanese Geotechnical Society, JGS, C-09*, pp 2253-2254.

法尻掘削による斜面崩壊に関する遠心模型実験

斜面安定 遠心模型実験

武蔵工業大学 学生会員○日下部 澄音 国際会員 末政 直晃  
山田 紀浩  
産業安全研究所 国際会員 豊澤 康男 国際会員 伊藤 和也  
国際会員 タムラカル スレンダラ

1. はじめに

建設業全体での死亡事故は近年減少している傾向が見られる。しかしながら、2003年の土砂崩壊による死亡事故は32件にも上っている。

道路拡幅工事や急傾斜地対策工事では、従来の斜面よりもその勾配を急にし重力壁等による対策工を設置することがある。これらの対策工は最終的に斜面の安定性を高めることが可能であるが、その設置過程においては斜面が不安定になることがある。床掘り後に作業員の手によって床ならしが行われている最中に斜面崩壊が起こり死亡事故に至る場合も多くある。このような事故を防ぐためには、安全かつ経済的な工法を提案する必要がある。本報告では模型地盤の締固め圧力と掘削方法の違いが斜面崩壊に与える影響について考察を行った。実験には遠心場において掘削することのできる、遠心場掘削装置を用いた。

2. 実験概要

実験に用いたのは斜面崩壊現場から採取した、福島県の磐梯山を供給源とする火山灰質砂である。試料は最適含水比  $w=18\%$  に調整し、一層 (2cm) ずつ静的に5分間締め固め12層積み重ねて模型地盤とした。層間には地盤の変形挙動確認のためカオリンを薄くまいた。図-2に模型地盤 (実地盤換算で法面高が10m) の概要を示す。接触型変位計 (斜面に2つ; S1, S2、天端に5つ; V1~V5) を図中の×印部分に設置し、掘削に伴う地盤の沈下量を計測した。斜面の傾斜は労働安全衛生規則より60度とした。模型地盤と同じ大きさに切ったラバーメンブレンをシリコングリースで土槽側面2面に貼った。ラバーメンブレンには2cm×2cm (掘削箇所には1cm×1cm) に格子状の線を引いてあり、模型地盤と壁面の摩擦を低減するとともに、掘削するときの目印とした。模型地盤の締固め圧力は100kPa、150kPa、200kPaの三種類で、掘削方法は二種類である。いずれの掘削も法尻から開始し、type1では斜面掘削だけを行い、最終段階で床掘りを行った (100kPa、150kPa-type1、200kPa)。type2では斜面掘削と床掘りを同時に行った (150kPa-type2)。type1を「斜面掘削後床掘り」、type2を「斜面・床掘り同時」と名付ける。斜面の掘削は全ての実験において遠心加速度50G場で行われた。図-3にtype1とtype2における掘削方法の違いを示す。斜面掘削高さとは図中のように定義し、掘削は1、2、3…の順で行われた。なお以後出てくる値は全て、実地盤換算したものである。

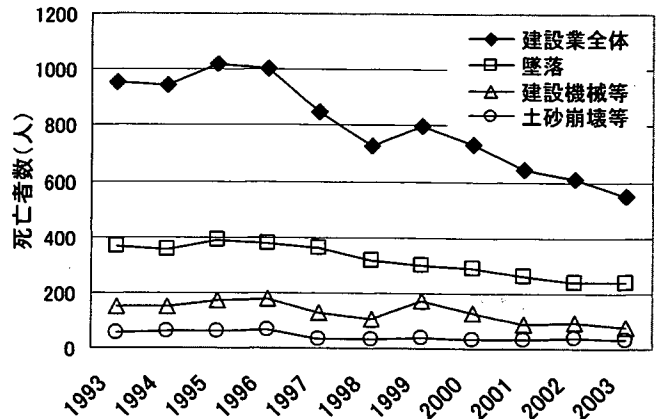


図-1 死亡者数の経年変化

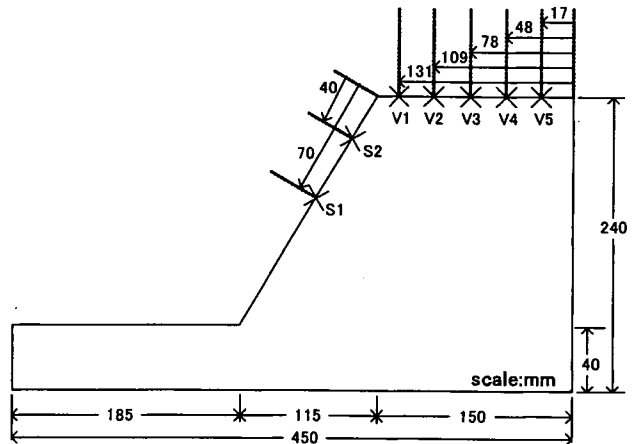


図-2 模型地盤の概要

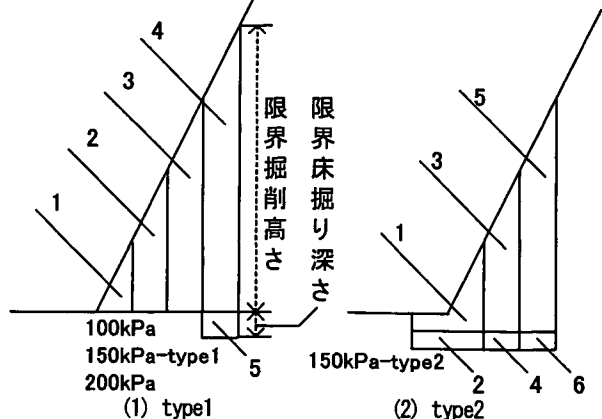


図-3 掘削過程の違い

Centrifugal Model Tests of Slope Failures caused by Toe Excavating

KUSAKABE Sumine, SUEMASA Naoaki, YAMADA Norihiro (Musashi Institute of Technology)

TOYOSAWA Yasuo, ITOH Kazuya, TAMRAKAR Surendra (National Institute of Industrial Safety)

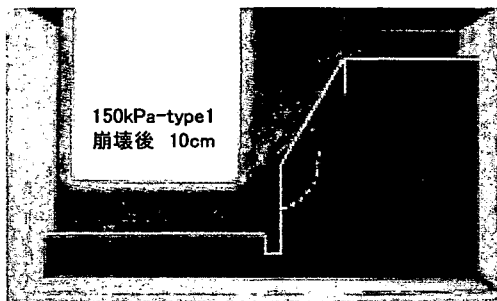
### 3. 実験結果と考察

表-1 に斜面崩壊が生じた際の限界掘削高さと限界床掘り深さを示す。100kPa、150kPa-type1、そして200kPaの結果を比較すると、締固め圧力の増加に伴い限界掘削高さが増加することが確認された。次に掘削過程の異なる150kPa-type1 と150kPa-type2 で結果を比較する。掘削過程

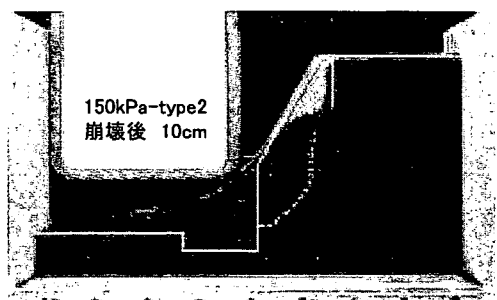
が斜面掘削・床掘り同時の150kPa-type2の限界掘削高さは、斜面掘削後床掘りである150kPa-type1のそれに比べ1m低い。このように掘削過程の違いが限界掘削高さに大きく影響を与えることが分かった。このことより、同じ締固め圧力の地盤においては、斜面掘削・床掘り同時を行うと崩壊が早く生じることが言える。

S1、S2 そして V1~V5 の計測した地盤の沈下量を図-4 (1)、(2)に示す。なお図中の1~6は図-3に示す掘削過程の順序である。150kPa-type1 と150kPa-type2 についての比較検討を行う。天端に設置された V1~V5 より、掘削過程の進行により沈下が増加することが確認できる。type2 では限界掘削高さが type1 のそれよりも低いために、崩壊直前の沈下量が type1 よりも小さくなっている。沈下量は V5→V1 の順で大きくなっていき、法肩付近の V1、V2 で特に大きな沈下量となることが両グラフから分かる。図-4 (2)より斜面の沈下量と天端の沈下量の傾向を比較すると、V1~V5 が掘削過程進行につれて増加しているのに対し、S1、S2 では減少している。これは斜面部が天端部の沈下で押し上げられていることが原因と考えられ、斜面崩壊形状が円弧すべりであることが予測される。

写真-1(1)、(2)は斜面崩壊後(実験終了後)の地盤の様子である。模型地盤の奥行き中央部分(10cm)における斜面崩壊をとらえた写真である。写真中には崩壊前の地盤形状とテンションクラックを白線で示してある。両者ともに円弧すべりであることが確認できる。



(2) 150kPa-type1



(1) 150kPa-type2

写真-1 崩壊後の模型地盤

表-1 斜面崩壊時の限界掘削高さと限界床掘り深さ

締固め圧力	限界掘削高さ (m)	限界床掘り深さ (m)
100kPa	2.40	—
150kPa-type1	3.38	1.0
150kPa-type2	2.38	1.0
200kPa	3.88	0.5

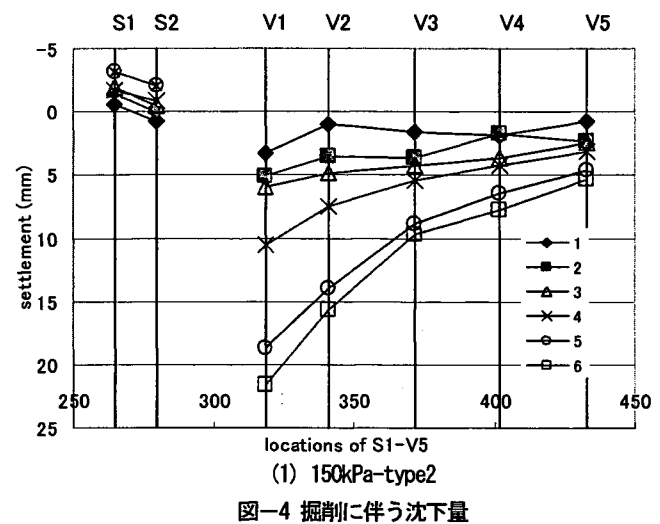
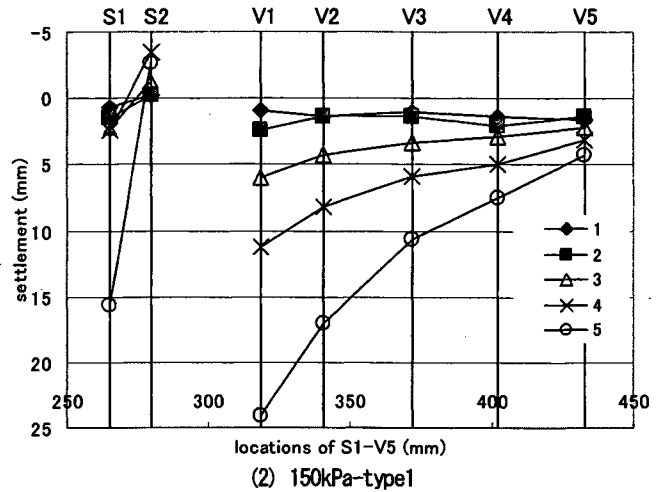


図-4 掘削に伴う沈下量

### 4. 結論

遠心場掘削装置を用い、法尻掘削実験を行い以下の知見を得た。

- 1) 締固め圧力の増加に伴い限界掘削高さが増加する
- 2) 斜面掘削時において床掘りを同時に行った場合、限界掘削高さは床掘りを最後にした場合のそれよりも低くなる
- 3) 150kPa-type1 と150kPa-type2 を比較した場合、どちらも斜面崩壊の形状は円弧すべりであった

今後は締固め圧力と掘削過程を変化させさらなる実験を行い、斜面崩壊機構の解明に努める予定である。そして最終的には安全かつ経済的な斜面掘削の工法を検討する予定である。

### <参考文献>

- 1) 建設業労働災害防止協会、<http://www.kensaibou.or.jp/index.htm>

遠心場可動土留め装置を用いた砂地盤の壁面土圧の検討

土圧 土留め 安全

(独)産業安全研究所 ○国際会員 豊澤 康男 国際会員 伊藤 和也  
国際会員 タムラカル スレンダラ  
東京都庁北区役所 会員 市川 貴之  
武蔵工業大学 国際会員 末政 直晃 学生会員 日下部 澄音

1. はじめに

掘削工事における災害を予測し防止するためには、地盤や土留め壁の変形と壁面土圧の相互作用、背面地盤の変形特性等についての知見が必要となる。本研究では、土留め壁の変形を高精度に制御することができる遠心場可動土留め装置を開発し、遠心場において土留め壁の変形を高精度で強制的に変位させる実験を行った。数種類の土留め壁の変形パターンを再現する実験を行うことで約 18m の掘削に相当する土留め壁の変形に伴う壁面土圧の発生機構および背面地盤の変形特性について検討した。

2. 実験概要

実験に用いた遠心模型実験装置 (NIIS Centrifuge-1) は、(独) 産業安全研究所に設置されていたもので、最大遠心加速度 200G、有効半径 2.3m の仕様である。土留め壁の微妙な変形状態の変化に土圧は非常に敏感に影響を受ける。このため、①土留め壁を 10 分割し、独立に水平方向に制御可能とすることで多様な土留めの変形を再現し、②高精度、高トルクで微小変位を制御することのできる遠心場可動土留め装置を製作した。図-1 に本装置の概要図を示す。10 段の分割式土留め壁はそれぞれ中央部をヒンジによって取付けてあり、地盤の変形に応じて回転し、土留め壁の連続性を保つ構造となっている。この土留め壁は制御用 PC によって、それぞれ独立に制御 (移動方向の逆転、移動速度の変更、停止) することが可能である。駆動用モータとして小型サーボモータを使用し、変形速度のコントロール制御範囲は 0.0~0.2mm/sec、位置の制御は  $1.0 \times 10^{-4}$ mm まで可能である。可動距離は最大 40mm。それぞれの分割式土留め壁の背後には 2 方向ロードセル (門型 2kN) が配置されており、それぞれの土留め壁に作用する水平・鉛直荷重を計測している。模型土槽の内寸は幅 590mm、高さ 400mm、奥行き 200mm である。豊浦砂 (気乾状態) の模型地盤において Case1~Case7 の実験を 50G の遠心場で行った。土留め壁の変形モードを図-2 に示す。模型地盤は地盤高 350mm であり、空中落下法で所定の相対密度に調整した。分割式土留め壁および土層側面にシリコングリースおよびメンブレンを使用した。Case1~Case5 は相対密度 70%, Case6 は 40%, Case7 は 90% の様な砂地盤である。

3. 実験結果と考察

図-3 に Case1 (下端中心変形) における分割式土留め壁に作用する壁面土圧の分布状況を示す。土留め壁が静止した状態の壁面土圧は、深さ 10m 付近まで Jaky 式による静止土圧係数に基づく土圧の計算値に近く、ほぼ深さ方向に大きくなる三角形分布となった。しかし、10m 以深では静止土圧計算値より小さくなる傾向を示した。壁面土圧が軽減されるアーチ作用が生じていることに起因すると考えられる。土留め壁を静止した状態から下端を回転中心として主働側に変形させると変位開始と同時に壁面土圧は変化し、 $X/L=0.010$  付近で壁面土圧は Rankine 主働土圧の計算値 (以下、「主働土圧計算値」という。) に近くなり、深さ方向に大きくなる三角形分布となった。土留め壁をさらに

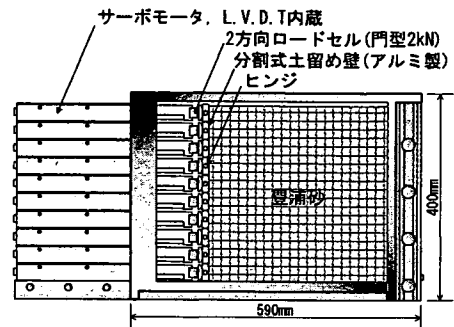


図-1 遠心場可動土留め装置

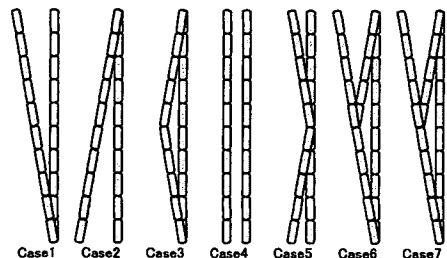


図-2 土留め壁の変形モード

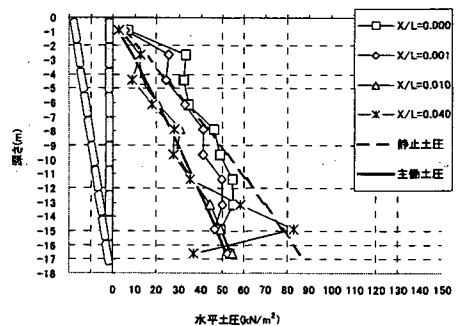


図-3 壁面土圧の分布状況 (Case1)

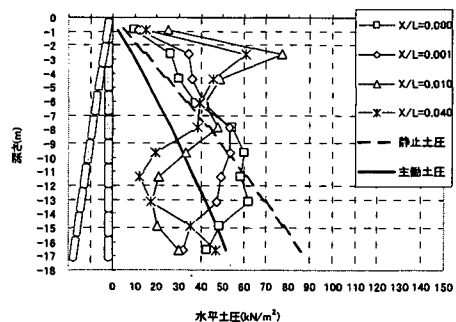


図-4 壁面土圧の分布状況 (Case2)

Study on the Generating Lateral Earth Pressures using Centrifuge with Movable Earth Support Equipment

TOYOSAWA Yasuo, ITOH Kazuya, TAMRAKAR Surendra (National Institute of Industrial Safety)

ICHIKAWA Takayuki (Tokyo Metropolitan Government), KUSAKABE Sumine, SUEMASA Naoaki, (Musashi Institute of Technology)

変形させると、12m以深では主働土圧計算値より大きな壁面土圧となり、最下端では主働土圧計算値より小さな壁面土圧となった。これは、地盤の変形によるすべり線の発生が土留め壁の下から2段目付近からであったことに起因すると考えられる。すべり線の直近の土留め壁部分に土圧が集中し、すべり線が観測される少し前からその土留め壁部分の土圧が上昇する傾向が見られた。

図4にCase2(上端中心変形)における壁面土圧の分布状況を示す。壁面土圧は上端付近で静止土圧計算値より大きく、中央部では深さとともに減少し、主働土圧計算値を下回るようになり、下端付近で主働土圧計算値と同様な傾きで深さとともに大きくなる分布となった。下部での静止土圧の減少傾向と同様にアーチ作用によるものと考えられる。

図5にCase3における壁面土圧の分布状況を示す。この変形モードは、Case1とCase2を組み合わせた変形であるため、上部ではCase2に近い壁面土圧の分布形状になり、下部ではCase1に近い分布形状になったと考えられる。

図6にCase5(中央固定変形)における壁面土圧の分布状況を示す。中央部付近で壁面土圧は非常に大きな値となった。土留め上部はCase1の変形であるため中央部の土圧が大きくなり、下部はCase2の変形であり中央部の土圧が大きくなるため、両者の効果が重なり合うことによって中央部の土圧が大きくなったと考えられる。切梁が土留めの中間位置にあって土留めの上部和下部が変位する場合は、想定以上に大きな荷重が発生する可能性があることが指摘できる。なお、この変形ではCase3と変形面積が同じ時点におけるXLを指標として用いた。

一般に、土留め壁が背面地盤から離れるように変位すると、壁面土圧は主働土圧状態になる。しかし、その分布形状は必ずしもRankineの土圧理論で示されるような三角形分布ではなく、土留め壁の変形形状によって大きく異なる。一樣砂地盤においてRankineの土圧理論が成り立つのは土留め壁が下端を回転中心として主働側に変形した場合のみである。

相対密度の高い地盤(Case7)と低い地盤(Case6)を較べると、相対密度の高い地盤(Case7)の方が変形領域が狭く、当初のすべり線に沿ってすべりが進む傾向が見られた。つまり、初期の土留め壁の変形過程による影響が継続する結果となった。これは、密な砂の場合、つまり正のダイレイタンスを有している場合には、最初のモードで地盤が塑性化まで到達すると(すべり線が発生すると)、そのすべり線上の地盤の軟化が大きいいため、その変形パターンが支配的となり次の変形へと移りにくくなるためと考えられる。

ある変形モードから他のモードに移行するときには、必ず最初の変形モードに依る土圧から次のモードに対する土圧への遷移過程が存在すると言え、この意味で土圧分布に施工過程の影響があることが説明できる。

図7にCase1~Case4における土留め壁にかかる全壁面土圧と変形面積との関係を示す。ここで、 $P/P_A$ は実験から得られた全壁面土圧(P)をRankineの土圧理論より求めた全主働土圧( $P_A$ )で除したものである。つまり、 $P/P_A=1$ は全壁面土圧がRankineの土圧理論より求まる主働土圧合力と等しいことを示す。なお、 $A/L^2$ は土留め壁の変形面積(A)を土留め壁長(L)の2乗で除すことで正規化したものである。土留めを主働側に変形させると、全壁面にかかる土圧合力はすべてのケースにおいて減少した。この減少割合には土留め壁の変形モードによって若干の違いが見られたものの、土圧合力は土留めの変形が進むに従ってすべてのケースで主働土圧合力の計算値へと収束した。下端変形の場合には、土留めの傾きXLが0.01程度の傾き( $A/L^2=0.5 \times 10^{-2}$ に相当)で一定の値に収束している。変形モードによって土圧分布が大きく異なるにもかかわらず、土圧の合力が一定になるというこの結論は、本事象が結局のところ土圧の「再配分」問題であることを再確認させる。

#### 4. 結論

- (1)遠心場において静止土圧計測値はJaky式から求めたものとほぼ同等であった。その静止位置から土留め壁を主働側に変形させると、変形と同時に土圧は下降する。変形モードにより、個々の土圧値に変動はあるものの全土圧で見るとその合計値はほぼ一定の値に収束する。下端を中心に变形させた場合、土留め壁の傾きXLが0.01程度での傾きで一定の値に収束した。
- (2)下端回転中心変形モード(Case1)と上端回転中心変形モード(Case2)では土圧分布が大きく異なる。Rankine主働土圧計算値の土圧分布となるのはCase1の時のみであった。土留め中央部が変形するCase3と中央部が変形せず上下端が変形するCase5は土留め上部と下部でCase1とCase2の土圧分布を重ね合わせたものと考えられる。

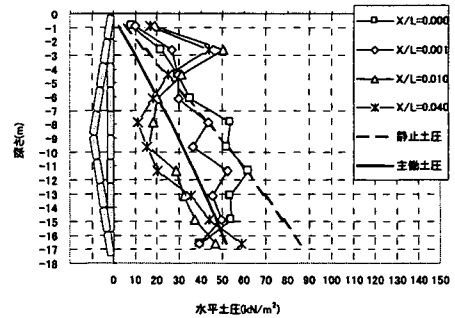


図-5 壁面土圧の分布状況 (Case3)

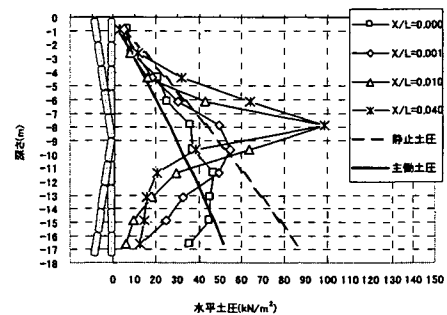


図-6 壁面土圧の分布状況 (Case5)

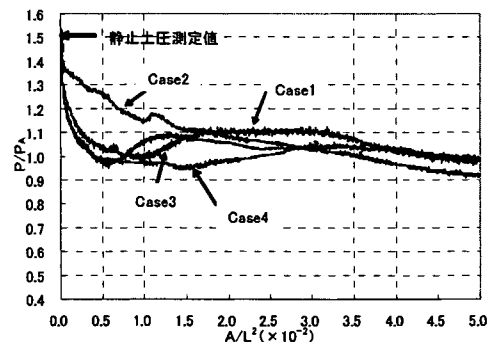


図-7 土圧合力と変形面積の関係 (Case1~Case4)

### 建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析

(独)産業安全研究所 国際○伊藤和也 国際 豊澤康男  
同上 国際 Tamrakar S. B. 国際 堀井宣幸

Keywords: 斜面安定, 切土, 統計的解析

#### 1. はじめに

一般的に土砂崩壊発生の誘因は豪雨や地震のような自然現象と建設工事等の人為的なものの2種類に分けることができる。後者の誘因により、建設工事に従事する労働者が被災する労働災害が毎年繰り返し発生し、土砂崩壊による労働災害の死亡者は、毎年30~40名前後で推移している。そのうち約半数が道路建設工事等における斜面の切り取り工事などにおける斜面崩壊によるものである。こうした災害の有効な防止対策を樹立するため、最近の災害事例を調査し、幾つかの観点から分析を行った。

#### 2. 調査の対象および項目

建設業安全衛生年鑑<sup>1)</sup>に掲載されている建設業における死亡災害事例および重大災害事例から、道路工事・土地造成等により斜面を切取る切土掘削工事中に発生した斜面崩壊を、1989(昭和64/平成元)年から2001(平成13)年の13年間について調べた。その結果、死亡災害162件、重大災害29件(うち27件は死亡災害と重複)の計164件の災害がそれに合致した。本報では、その中から、詳細について把握することができた死亡災害119件、重大災害20件(うち18件は死亡災害と重複)の計121件について調査・分析を行った。以下に得られた代表的な調査結果を示す。

#### 3. 調査結果および考察

##### (1) 発注機関別による災害発生状況

図-1は発注機関別による工事種類毎の災害件数を示したものである。工事種別では、道路工事中における災害が全体の7割近くを占めていることが分かる。次に、発注機関別について見ると、調査対象とした工事の性格上、国や都道府県・市町村が発注した、いわゆる公共工事が災害件数の大部分を占めていることが分かる。特に、都道府県、市町村のような地方公共団体(以下、地方)が発注した工事による災害が、全体の約8割を占め、多くの災害が発生している。地方が発注する工事は、工事規模が小規模で絶対数が多いため、この結果だけでは災害発生確率が高いとは言えない。しかし、絶対的な災害件数が多いことは事実であり、地方が発注するいわゆる小規模工事での労働災害を抑制することが、斜面崩壊による労働災害の減少に大きく寄与するものと思われる。

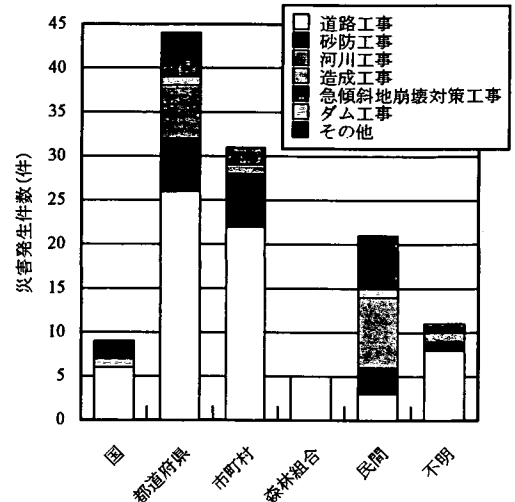


図-1 発注機関別災害件数

##### (2) 被災者の属性(年齢・経験年数別分類)

作業中に被災した労働者の年齢別構成(1989年~2001年平均)を建設業就業者の年齢別構成<sup>2)</sup>(1993年~2001年平均)とともに図-2に示す。建設業就業者全体の年齢別構成の特徴として、45歳以上の割合が1997(平成9)年に50%を越えており、労働者の

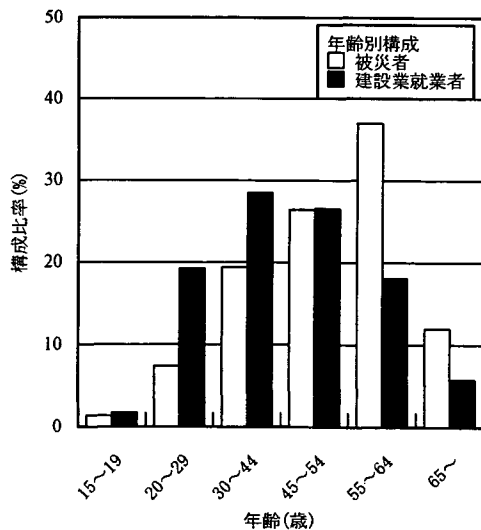


図-2 被災者および建設就業者の年齢別構成

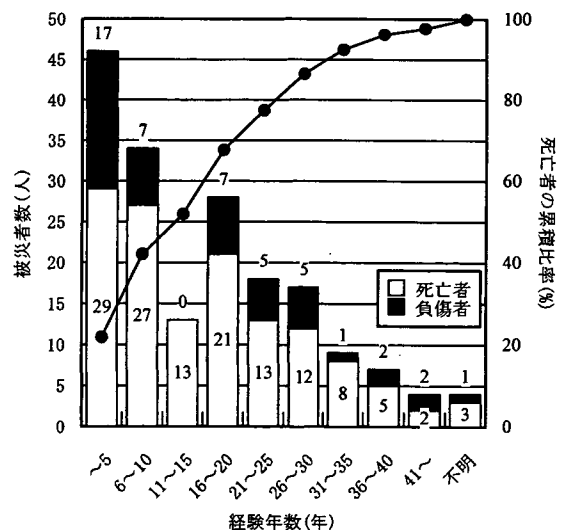


図-3 被災者の経験年数

高齢化は高水準で推移している傾向にある。被災した労働者についてまとめた年齢別構成をみると、45歳以上の被災者は73%であり、就業者全体の年齢別構成に比べて、高齢層の労働者がより多く被災している。特に、全被災者の半数を55歳以上の労働者が占めていることも特徴として挙げられる。

被災者の経験年数別構成では図-3に示すように経験年数が10年未満のいわゆる経験が浅い労働者が全体の約40%を占めている。これを詳細に分類し、死亡者の経験年数と年齢の関係を示したものが図-4である。それぞれの年齢層において20代で建設業界に従事したことが伺えるピークが存在する(例えば、45~54歳の階層では経験年数が20年以上25年未満の領域に10名の死亡者がいる)。ここで、55歳~64歳の階層では、上述の傾向(30~35歳の領域に9名の死亡者がいる)の他に、経験年数が5年未満でもピークがあり、経験年数の浅い労働者も多く被災しているといった特徴が見られる。中高年齢層の被災者が多くなっている理由は、このような経験年数の浅い労働者が多く被災しているためだと推察される。

### (3) 斜面切り取り後から災害発生までの経過時間

図-5は災害件数を斜面切り取り後から災害発生までの経過日数について分類したものである。労働災害が発生するような崩壊に関しては、斜面の切り取り後3日以内での災害件数が25件と不明分(28件)を除くと全体の3割弱で最も多かった。これは、切土掘削後に法面付近で労働者が擁壁工設置などの何らかの作業をしていることが多いためと思慮される。しかし、それ以降の災害件数も多く、切り取り後50日以降であっても16件の労働災害が発生している。一般に、地山を掘削すると切土法面の強度は、掘削時の重機や発破による乱れ、応力解放による吸水膨張、そしてその後の風化作用により時間とともに低下する。特に、地山が膨張性岩(蛇紋岩、第三紀泥岩、非溶結凝灰岩など)の場合には、極度に固結度が低下することが指摘されている<sup>3)</sup>。このようなことから、切土掘削中の斜面の点検はもとより、切り取り後の斜面について、その変化を注視することが、安全管理上重要であろう。

## 4. まとめ

1989年~2001年の13年間で発生した建設工事中の斜面崩壊による労働災害121件について、幾つかの要因を取り上げ、調査・分析を行った。それらをまとめると以下ようになる。

- 1) 発注機関別にみると、災害発生件数の約8割が地方公共団体発注の工事であった。また、工事種類別では道路工事が全体の約7割を占めていた
- 2) 被災者の属性分析結果から、55歳以上の高齢層が過半数を占めている。さらに、高齢層の被災者には、経験年数10年未満の労働者も多く含まれていた。
- 3) 斜面切り取り後から災害発生までの経過日数から、切り取り直後の災害の他に、切り取り後50日以降の災害も多く発生している。このようなことから、切土掘削中の斜面の点検はもとより、切り取り後の斜面について、その変化を注視することが安全管理上重要であろう。

### 参考文献

- 1) 例えば、建設業労働災害防止協会(2002):平成14年度版 建設業安全衛生年鑑,建設業労働災害防止協会,247p.
- 2) 総務省統計局統計調査部:労働力調査, <http://www.stat.go.jp/data/roudou/index.htm>
- 3) 奥園誠之(1972):切土ノリ面の崩壊とノリコウ配,土と基礎, No. 20, Vol. 2, Ser. 168, pp. 33-39.

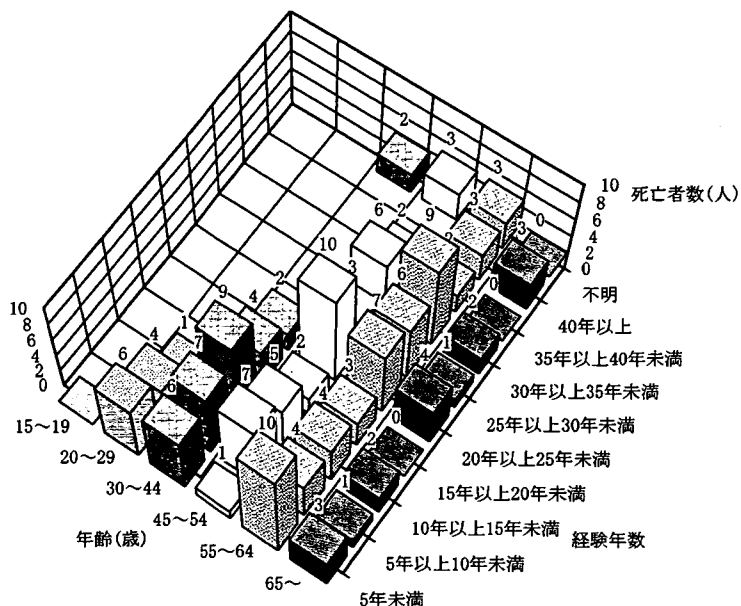


図-4 被災者の経験年数と年齢層の関係

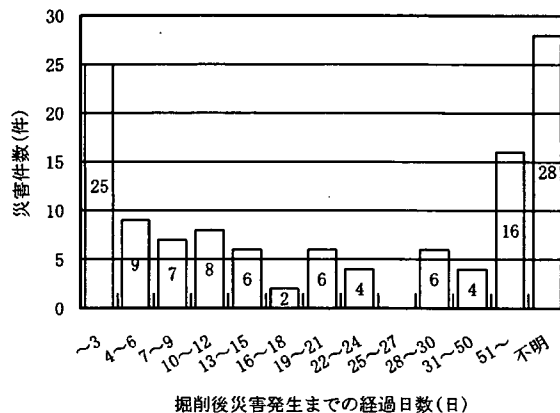


図-5 法面掘削後災害発生までの経過日数

# 法尻掘削に起因する土砂崩壊の小規模実大実験

独立行政法人産業安全研究所 正会員 ○豊澤 康男 伊藤 和也  
S.B.タムラカル 有木 高明

## 1. はじめに

掘削工事における土砂崩壊災害によって年間約 30 ～ 40 件の死亡災害が発生している。このうち約半数近くが法面関連の工事中に発生している災害である。その中でも多いのが、擁壁工の基礎の施工のために法尻を掘削した後の床均し中や擁壁工の型枠作業中などにおいて発生している事例である。本研究では、このような災害の防止のために、崩壊予知の可能性について検討を行うため、高さ 2 m 程度の小規模な実大斜面において法尻掘削を行い崩壊までの挙動を観察した。

## 2. 法尻掘削に起因する災害状況と研究の背景

道路拡張工事や急傾斜地対策工事では重力壁などの対策工を設置して最終的な安定性を向上させるケースが多く見られる。しかし、施工時においては法面が急勾配となり、さらに法尻を掘削する施工が行われているため、斜面が崩壊し労働災害となる場合が多い。なお、斜面を安定化する対策工としては、大別すると①擁壁工、②法面保護工、があるが、本研究で取り上げる擁壁工の施工中においては法面崩壊による死亡災害の約 7 割を占めている現状である<sup>1)</sup>。擁壁工における代表的な被災状況を模式図で示すと図 1 のようになる。また、擁壁工の施工途中の危険性の変化を概念図として表すと図 2 のように、地山の掘削を始めてから、切土法面の崩壊危険性は徐々に増加していき、床付け・床均し、基礎作業時が最も危険性が高く、擁壁本体の施工まで危険性の高い状況が

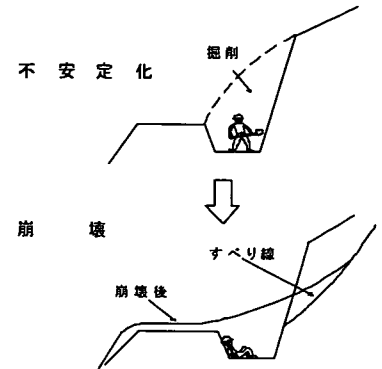


図 1 被災状況模式図

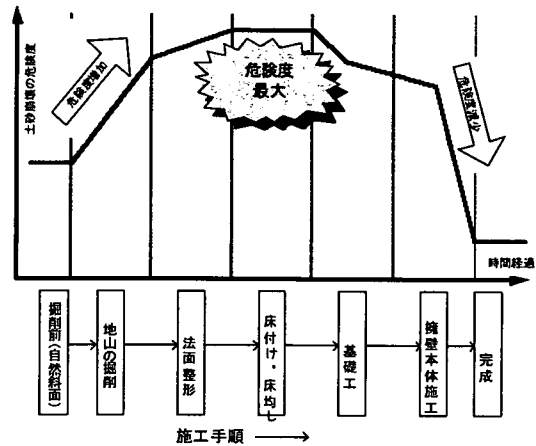


図 2 擁壁施工中の土砂崩壊危険性（概念図）

続くことになる。災害発生時に被災者が行っていた作業について 121 件の死亡災害等を分析した結果を図 3 に示す<sup>1)</sup>。このような工事は中小業者が施工することが多く、対策工を講じていない場合は作業員は命がけで工事に携わることになる。このような災害を防止するには、崩壊の危険性が出来るだけ少ない工法で施工することであるが、斜面が長く上部に続く場合などでは費用が膨大となること

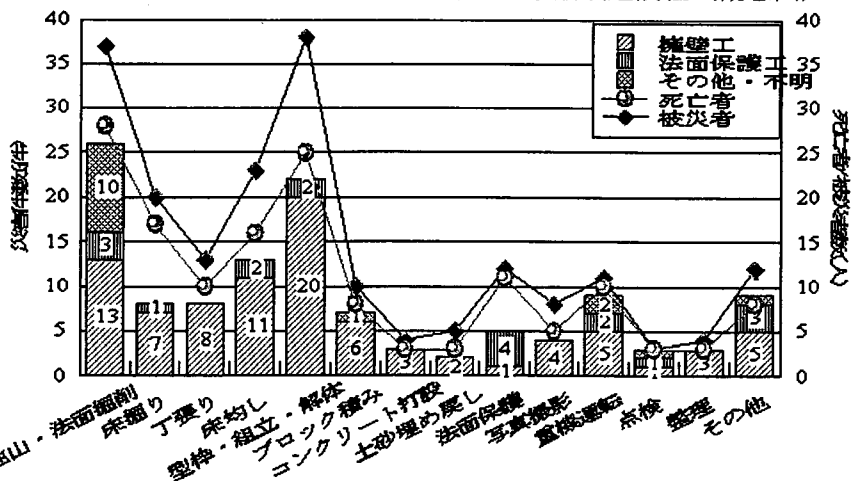


図 3 災害発生時に被災者が行っていた作業

キーワード 安全, 斜面安定, 災害, 土砂崩壊, 施工, 実大実験

連絡先 〒 204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6 (独) 産業安全研究所 TEL0424-91-4512



がある。この場合は計測施工（計測に基づき危険性を予測しながら工事を進めること）を実施すべきであるが、必ずしも実施されていないことなどが問題として挙げられる。こうした災害を減少させるためには、地盤変位などの情報を用いた的確な判断基準によって崩壊の可能性を予測することや、現在の計測器よりも廉価で経費に余裕のない中小規模工事にて利用可能な計測施工に関する技術開発が不可欠である。

**3. 実験方法**

本研究では、図4に示すような寸法の中型土槽を使用して高さ2 m程度の小規模斜面を作成し、斜面崩壊直前の変形状況等の計測を行うことにより、事前崩壊予知の可能性について検討を行った。

実験は、段階的に法尻部を掘削することにより斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの変形挙動の計測を行った。ここで、計測箇所は図4に示す斜面上6箇所（レーザー変位計）、法肩部の水平変位（レーザー変位計）、および法肩部の鉛直変位（LVDT）である。

**4. 実験結果**

図5は各場所の変位計の時刻歴を示したものである。法尻を掘削する各段階において微少な変位が発生している状況が確認できた。本実験事例では第7次掘削が終了しているにもかかわらず変形が収束せず、掘削終了から約210秒後に、部分的な斜面崩壊に至った（図6(a)）。

災害事例においても、斜面内での崩壊は多く発生しており、このように局所的に急激な崩壊に至る形態の斜面崩壊についても、計測を行うことにより事前に兆候を得ることが出来た。本実験では第10次掘削中に急激に変形し、全体崩壊に至った（図6(b)）。

**5. まとめ**

小規模ではあるが一連の実大実験により、今後の廉価な斜面崩壊感知センサーの開発への基礎的なデータの蓄積を行えた。今後は、崩壊に至るまでの判定基準等の検討を行い、より廉価な装置の開発を行う

予定である。参考文献 1) 伊藤和也, 豊澤康男, S.B.Tamrakar, 堀井宣幸：建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析, 日本地すべり学会誌 Vol.41, No.6, pp.17-26, 2005年3月

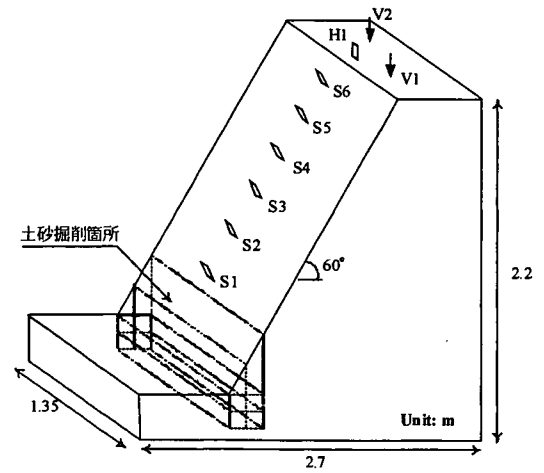


図4 実験土槽概略図

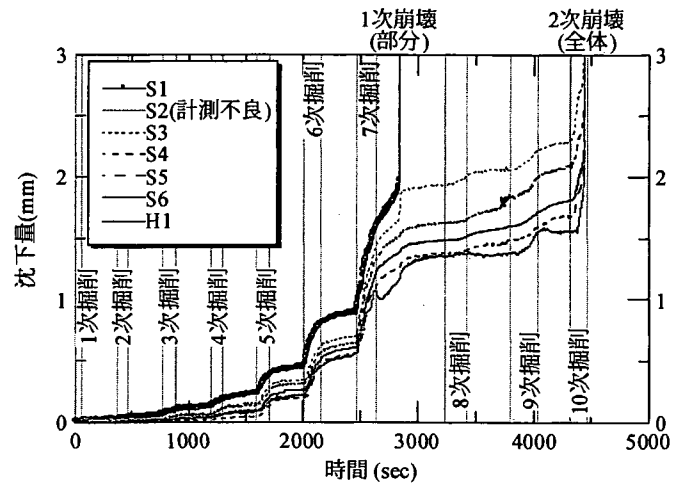
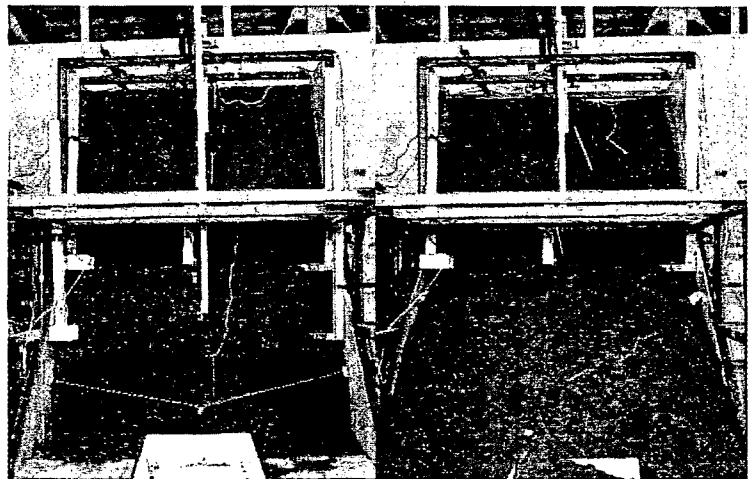


図5 各測定箇所の変位時刻歴



(a)1次(部分)崩壊 (b)2次(全体)崩壊

図6 崩壊状況

# 実大実験による法面掘削に起因する斜面崩壊の前兆現象の検討

〇タムラカル S. B.、豊澤 康男、伊藤 和也、有木 高明 (独)産業安全研究所

## 1. はじめに

道路拡張工事や急傾斜地対策工事では重力壁などの対策工を設置して最終的な安定性を向上させるケースが多く見られる。しかし、施工時には法面が急勾配となり、法尻を掘削する施工が行われているため、斜面が崩壊し労働災害となる場合が多い。斜面崩壊災害の原因としては、施工時における斜面崩壊の危険性に対する認識が不十分であること、計測施工（計測に基づき危険性を予測しながら工事を進めること）が実施されていないことなど安全な施工法が採用されていないことが挙げられる。これらの背景には、中小規模工事に対応した労働災害防止技術の開発の立ち後れや、経費に余裕のない中小規模工事においても利用可能な情報化技術を援用した安全で信頼性の高い施工法に関する知見が十分整備されていないことがある。こうした災害を減少させるためには、地盤の変位等を計測し的確な判断基準によって崩壊の可能性を予知することや、現在の計測器よりも廉価で経費に余裕のない中小規模工事にて利用可能な計測施工に関する技術開発が不可欠である。

本研究はその第一段階として、重力場において様々な斜面を作成し、斜面崩壊直前の変形状

表 1 実験条件

Expt. number	Avg. $w$ %	Avg. $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	Slope angle °	Type of the slope
slope-I-1	8.35	1.30	50	one step
slope-I-2	8.05	1.30	50	one step
slope-I-3	8.00	1.30	56	one step
slope-II-1	8.54	1.38	60	two steps
slope-II-2	8.54	1.38	60	two steps
slope-II-3	8.54	1.38	50	one step, long
slope-III-1	8.05	1.44	60	two steps
slope-III-2	8.05	1.44	60	one step, long
slope-IV-1	6.2~8.9	1.43~1.47	60	two steps
slope-IV-2	6.2~8.9	1.43~1.47	60	one step, long
slope-V-1	6.6~7.4	1.45~1.5	70	two steps
slope-V-2	6.6~7.4	1.45~1.5	70	one step, long

況等の計測を行うことにより、事前崩壊予知の可能性について検討を行った。

## 2. 小規模実大実験

(独)産業安全研究所内の多目的大型実験室内に写真1に示すような幅 1.35m、奥行き 2.7m、高さが前面側 1.3m および後方側 2.2m の土槽を作成し、実験を行った。実験に使用した地盤は川砂であり、それを土槽内に投入し、軽く締め固めた。その後、任意の斜面勾配に成形し、斜面を作成した。本実験では同じ土槽から二つの斜面を作成した。すなわち、まず、前面側の土槽の部分だけを利用し、底面から高さ 1.3m の斜面を作成し、法尻掘削崩壊実験を行い（図

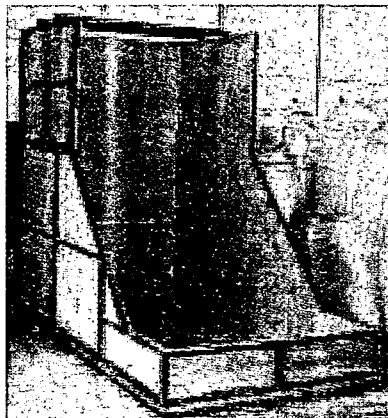


写真1 土槽

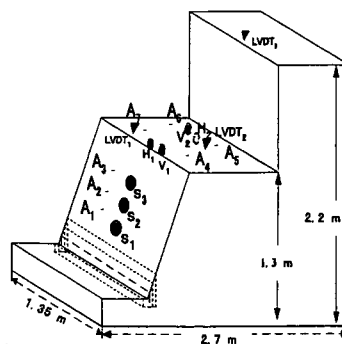


図1 地盤 (two-steps)

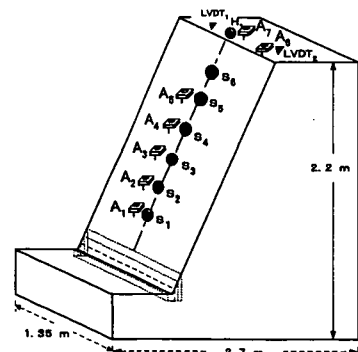


図2 地盤 (one step, long)

1 two steps)、次に、高さ 2.2m の斜面を作成し法尻掘削崩壊実験を行うものである (図 2 one step, long)。

実験は、表 1 に示すように、乾燥密度、含水比、斜面勾配および傾斜計の埋み込み深さをパラメータとした全 12 ケースについて行った。本報告では、その中でも slope-V-1 と slope-V-2 の結果について示す。

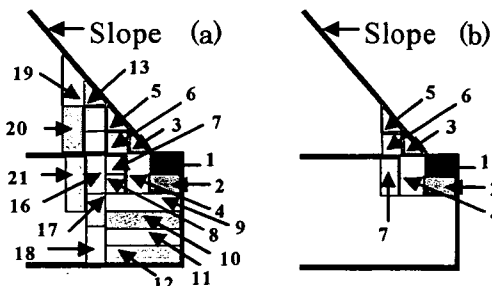


図 3 段階的的法尻掘削方法 (a) slope-V-1 の場合、(b)slope-V-2 の場合

本実験では法尻部の掘削により斜面を不安定化させ、崩壊に至るまでの地表面の挙動を幾つかの計測器により計測し、崩壊の事前予知の可能性について検討を行うものである。掘削方法はまず法尻部を床掘りした後、段階的に底面まで掘削し、その後、崩壊に至るまで斜面側を掘削するものである。slope-V-1 の場合には図 3(a)に示すような順番で 21 回に分けて掘削を行った。ここで、12 回目と 18 回目は土槽の底面まで掘削しており、斜面全体は 21 回目の掘削の際に完全に崩壊に至った。斜面高さが長い slope-V-2 の場合についても、slope-V-1 と同様な段階的な掘削を行った (図 3(b))。slope-V-2 の場合は 7 回目の掘削で斜面が崩壊に至った。

実験時の計測は、斜面 (法面と法肩) の変形挙動について、レーザー変位計および LVDT (linear vertical displacement transducer) にて、角度の変化について、高精度傾斜計にて測定した。これらの設置位置について、図 1 および図 2 に示す。レーザー変位計は、斜面上 (法尻から法肩の順番で S1, S2, S3...等) と法肩上 (水平方向 H1, H2 と鉛直方向 V1, V2,

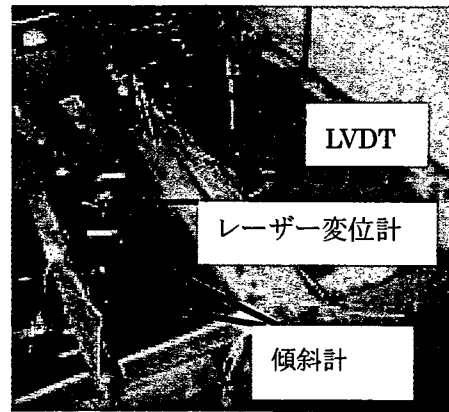


写真 2 レーザー変位計、傾斜計と LVDT

等) に設置した。同様に LVDT は法肩上に設置した。また、傾斜計は図 1 および図 2 に示すようにレーザー変位計にて計測している箇所とほぼ同じ位置に設置してある (A1, A2, A3...等)。写真 2 はこれら各計測器の設置状況を土槽上部から撮影したものである。ここで本実験に使用した高精度傾斜計は角度感度 100mV/deg、 $\pm 20^\circ$  までの角度検出が可能なものであり 2 軸方向の角度変化を測定することができる。なお、計測システムにより温度補正を行っており高精度な傾斜角度を算出することができる。本実験では、中空アルミ棒 (外径 7mm, 肉厚 0.5mm, 以下、接続ロッド) の上にこの高精度傾斜計をネジで固定し、使用した。なお、接続ロッドの長さは自由に変えることができる。接続ロッドは斜面上や法肩上に真っ直ぐ埋め込み、ゼロ設定をした後、実験を行った。slope-V-1 (図 1, two steps) では、法面と法肩両方 5cm ずつ埋め込み、slope-V-2 (図 2, one step, long) では、法肩と法面のロッド埋め込み深さをそれぞれ 5cm と 10cm にした。

### 3. 実験結果

写真 3(a) と (b) は崩壊後の様子である。slope-V-1 のレーザー変位計ならびに LVDT にて測定した変位挙動を図 4 に示す。ここで、斜面上のレーザー変位計 (S1, S2, S3 : 下から上の方向) の挙動を図 4(a) に、法肩上の水平方向 (H1, H2) の変形挙動を図 4(b) に、そして、法肩上の鉛直方向 (V1, V2) のレーザー変位



写真3 崩壊後の斜面 (a) slope-V-1,  
(b) slope-V-2

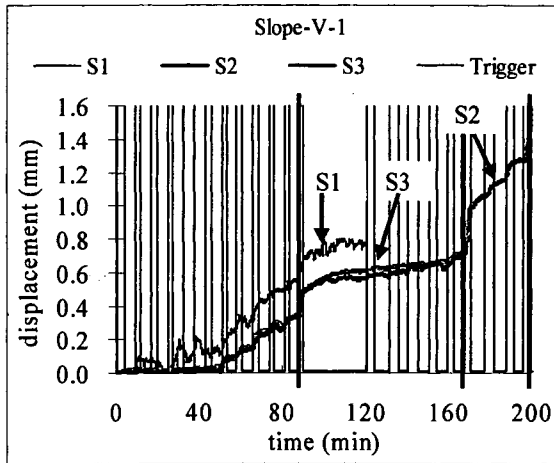


図 4(a) 法面上のレーザー変位計にての  
斜面変形測定

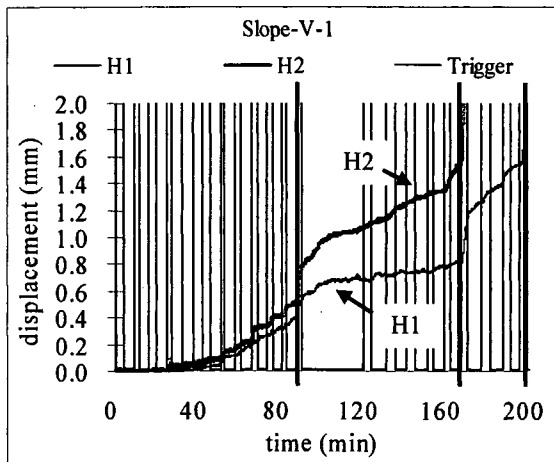


図 4(b) 法面上のレーザー変位計にての  
水平変形測定

計及びに同じ位置に設置した LVDT の変形挙動を図 4(c)にそれぞれ示している。ここで、それぞれにある Trigger は各段階の掘削開始ならびに終了時期を示しており、値が 0 となっている時には、掘削を行っていないことを示している。

また、図 4(a)の S1 と S2 のデータが途中で

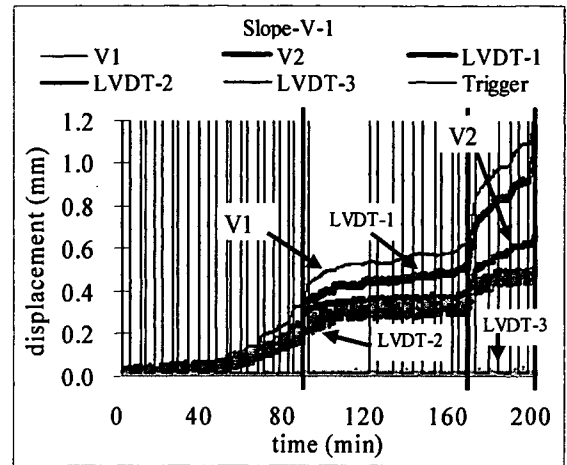


図 4(c) 法面上のレーザー変位計と  
LVDT にての鉛直変形測定

から切れている。これは段階的に掘削を行った際に設置された位置まで掘削範囲に含まれたため、撤去したものである。これらの図から、掘削箇所に近い箇所 (S1) や法肩の手前 (H1, V1 と LVDT-2) が掘削により大きく変化している様子が見て取れる。これは掘削箇所に近い部分では応力解放により最初に変形するためだと思われる。図 4 では、掘削段階 12 (89 分付近、斜面の底面)、掘削段階 18 (169 分付近、斜面の底面) そして掘削段階 21 (197 分付近) にて変位挙動が急激に傾いた。本実験では 197 分付近から開始した掘削により変位の勾配が急となり、斜面は写真 3(a)に示すように完全に崩壊した。

図 5 はレーザー変位計と同じ位置に設置した高精度傾斜計にて測定された角度変化の挙動を示している。ここで、斜面上の X 軸 (水平) 方向 (A1, A2, A3) を図 5(a)に、法肩部の X 軸 (水平) 方向 (A4, A5, A6, A7) を図 5(b)にそれぞれ示している。ここでも、図 5(a)の A1, A2 のデータが途中で切れているが、先ほどの変位計と同様の理由である。高精度傾斜計のデータからも先ほどの変位計と結果と同様に掘削経過時期に変化が見られる。高精度傾斜計から得られるデータから、斜面上より法肩の勾配変化が大きくなっている。これは崩壊直前に法肩部に発生するクラックの影響だと考え

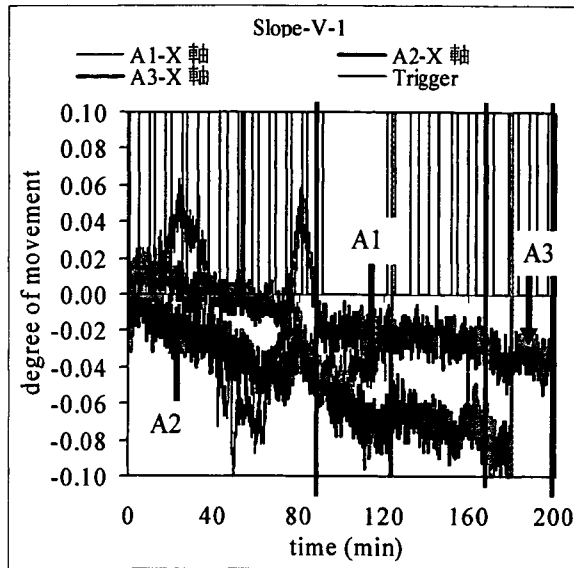


図 5 (b) 斜面上の傾斜計にての角度の変化

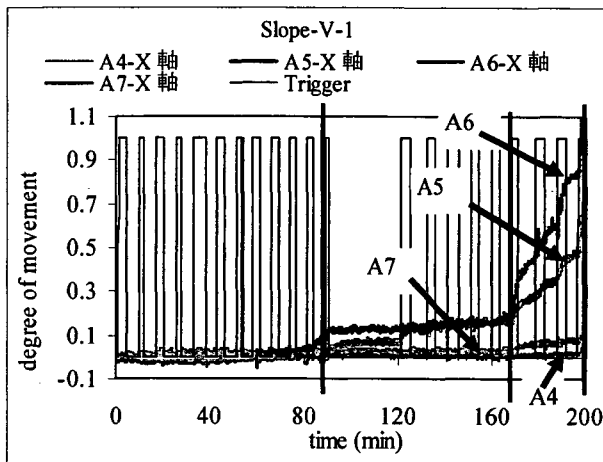


図 5 (b) 法肩上の傾斜計にての角度の変化

られる。本実験では、崩壊前の引張りクラックは傾斜計 A4, A7 と A5, A6 の間に発生している。このことから、法肩部に計測器を設置する際には、崩壊形状なども考慮しながら適切な計測器配置を行うことが重要だと言える。

slope-V-2 のレーザー変位計及びに LVDT にて測定した変位挙動を図 6 に示す。この図でも、先述した slope-V-1 と同様に掘削段階が進行するに従い、変形が蓄積し、掘削段階 7 にて変形の勾配が急となり崩壊に至った。写真 3(b)は slope-V-2 の崩壊後の様子を示している。

図 7 は slope-V-2 における法面上の角度変化 (X 軸方向のみ) を示したものである。角度変化は微小であり、ノイズが多いが掘削段階に

じて勾配が変化していることが分かる。なお、この実験では崩壊前の引張りクラックが法肩の傾斜計 (A6 と A7) より後ろに発生したため、これらの比較は出来なかった。

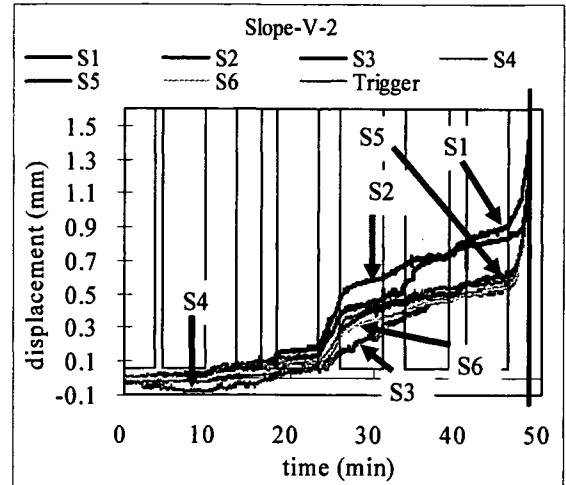


図 6 法面上レーザー変位計にての斜面の変形測定

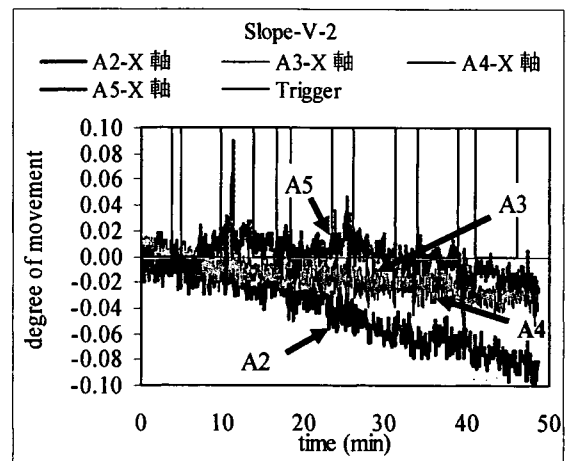


図 7 法面上傾斜計にての角度の変化

#### 4. まとめ

本研究は、重力場において様々な斜面を作成し、斜面崩壊直前の変形状況等の計測を行うことにより、事前崩壊予知の可能性について検討を行った。その結果、斜面上及び法肩部に設置したレーザー変位計、LVDT 及び高精度傾斜計から掘削開始から崩壊直前までの変形挙動を計測できることが分かり、斜面崩壊感知センサー開発のための基礎的なデータの蓄積が行えた。今後は、崩壊判定基準等の検討を行い、より廉価な装置の開発を行う予定である。

## 遠心力载荷実験による降雨時の斜面安定の検討

田中洋行<sup>1</sup>, 阿部篤史<sup>2</sup>, 笠間太樹<sup>1</sup>, 三田地利之<sup>1</sup>

1 北海道大学大学院・工学研究科

2 NTT 東日本 (前北海道大学大学院・工学研究科)

### 概 要

不飽和地盤を対象として、降雨時の地下水位の変化を調べるために、遠心力载荷実験を行った。用いた試料は豊浦砂で、間隙比が 0.8 の状態で飽和度が 50% になるように締固めて模型地盤を作成した。行った実験は平面地盤と斜面地盤の 2 種類である。平面地盤に 10G から 50G の遠心加速度を作用させ、不飽和地盤が遠心場で再現できることを確認した。すなわち、模型地盤のほぼ中央に地下水面が現れ、それより下は深さと共に間隙水圧が増加する地盤と、それより上の不飽和地盤が確認できた。しかしながら、不飽和地盤中の負の間隙水圧、サクシオンについては、再現ができたか否かの確証は得られなかった。斜面地盤に対して、様々な降雨強度の下で地盤内の地下水の変動を観測した。この結果、降雨強度が大きいくほど、加速度が小さいほど、地下水位が高くなることがわかった。

キーワード：不飽和地盤，地下水位，降雨，遠心力载荷実験

### 1. はじめに

豪雨による地盤災害が毎年発生しており、多くの人命や財産が失われている。降雨による地盤崩壊は、不飽和地盤が降雨によってサクシオンの喪失などの内部応力の変化や、浸透流などによる外力の作用によって生じると考えられる。しかしながら、今までの土質力学はその主な対象を飽和地盤としているために、不飽和地盤のメカニズムは未だ不明な点が多い<sup>1)</sup>。

地盤工学において、崩壊などの現象を解明する手段として模型実験が広く用いられている(例えば参考文献 2), 3)。実大規模の実験では多額の費用と長期の時間を必要とするので、縮尺模型による実験が望ましい。しかしながら、小さな縮尺模型では、地盤中に作用する応力が実物と異なるため、得られた結果の解釈が難しい。縮尺モデルに遠心力加速度を载荷すると、地盤に作用する応力が実物と等しくなるため、遠心力载荷実験は非常に有効である。しかしながら、不飽和地盤に対する実験例は少なく、相似則を含めた実験手法は未だ手探りの状態と言って良い<sup>4)</sup>。

今回、不飽和地盤の降雨時の安定を検討するための第一段階として、豊浦砂による基礎的な実験を行った。試験は、条件を簡単にした平面地盤と、その結果を応用した斜面地盤について行った。本報告では、これらの試験から得られた結果を述べ、試験結果の妥当性と、遠心力载荷実験に関する相似則について議論する。

### 2. 実験方法

#### 2.1 模型地盤の作成方法

あらかじめ含水比 15% に調整された豊浦砂を、締固め板によって 5 層に分けて締固めて模型地盤を作成した。模型土槽の大きさは、高さ 40cm、幅 45cm、奥行き 20cm である。投入された試料の重量、および体積から表-1 に示す地盤ができあがった。なお、試験ごとに地盤のばらつきが観測されたが、間隙比の範囲は 0.75 から 0.85 の間にあった。平面地盤は高さが 20cm となるように地表面を整形した。斜面地盤は図-1 に示すように、斜面角度 45°、斜面高さ 15cm (一部の試験は 7.5cm) となるように整形した。降雨時の下流側の水面の位置を一定とするために、図-1 の斜面底部地盤 (図の左側) には排水孔を設け、降雨によって生じた水を排水した。また、地盤内の間隙水圧を測定するために、模型地盤作成時に間隙水圧計 (SSK 社製、直径 7mm) を所定の深さに埋設した。

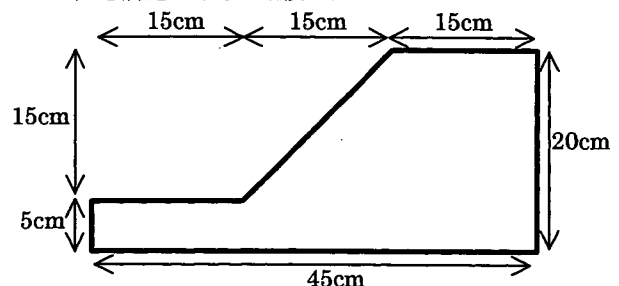


図-1 斜面地盤

表-1 模型地盤の地盤定数

土粒子密度 $\rho_s$ ( $\text{g/cm}^3$ )	2.65
湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.68
乾燥密度 $\rho_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.46
間隙比 $e$	0.8
飽和度 $S_r$ (%)	50
平均含水比 $w$ (%)	15

### 2.2 散水

降雨は、模型地盤の上部に取り付けられている3個のノズルによって行われた。制御室に設けられた給水装置によって、定められた量の水が遠心载荷装置に供給される。降雨強度( $r$ )は、時間当たりの給水量を模型地盤の面積で除して求めた。

### 2.3 遠心力载荷装置

本実験で用いた遠心力载荷装置は、最大搭載質量150kg、有効回転半径1.5m、最大遠心加速度は150Gである。間隙水圧などのデータはワイヤレスデータロガーによる無線によって制御室に送られる。また、模型装置にCCDカメラを設置し、撮影された画像はスリッピングを介して送られる。

## 3. 平面地盤の実験結果

以下に述べる試験結果は、4.2 相似則で述べる以外は、模型上で測定された値で表示する(実物換算はしていない)。

### 3.1 Gの上昇による地盤内の間隙水圧の分布

飽和度が50%の地盤に遠心加速度を加えることによって、目標とする不飽和地盤が作成できるかを確認するため、同一地盤で種々のGの下で地盤内の間隙水圧を測定した。所定のGに到達し、測定された間隙水圧が一定となった値を図-2に示している。

飽和度が50%なので、地盤上部の水分が完全に下方に移動すると考えると、地下水面は10cmの位置となる。しかしながら、図に示すように地下水面は地表面から約8cmの位置にある。この地下水面の位置より下の地盤の間隙水圧は、深さと共に増加している。また、Gが増加するにつれて、その勾配も増加している。この勾配から、間隙流体の質量を計算した。結果を図-3に示す。実験は同様な条件で3回行った。図-3および4に示すExperiment1から3とあるのは実験の番号である。間隙が完全に水で満たされると、間隙流体の単位体積質量( $\rho_w$ )は $1.0\text{g/cm}^3$ となる。しかし、図に示すように、実験によって多少のばらつきはあるが、 $\rho_w$ はGとともに増加する傾向にある。また、遠心力加速度が50Gとなった状態でも、 $1.0\text{g/cm}^3$ より小さい。すなわち、地下水位より下は水で完全に飽和しているわけではなく、間隙流体の中に空気が混在しているため、単位体積質量が $1.0\text{g/cm}^3$ より小さくなったと考えられる。

今回の実験では水分計を設置していないので、実験中の

含水比あるいは飽和度は計測できなかった。その代わりに、実験終了後の模型地盤の含水比を測定した。図-4に含水比

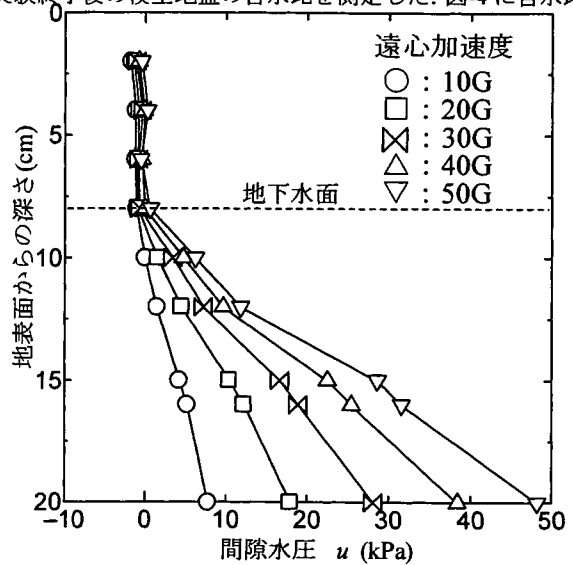


図-2 地盤内の間隙水圧の分布

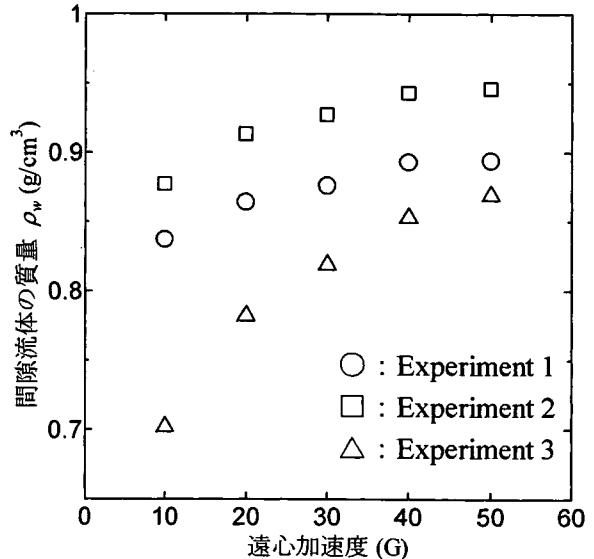


図-3 間隙流体の単位体積質量

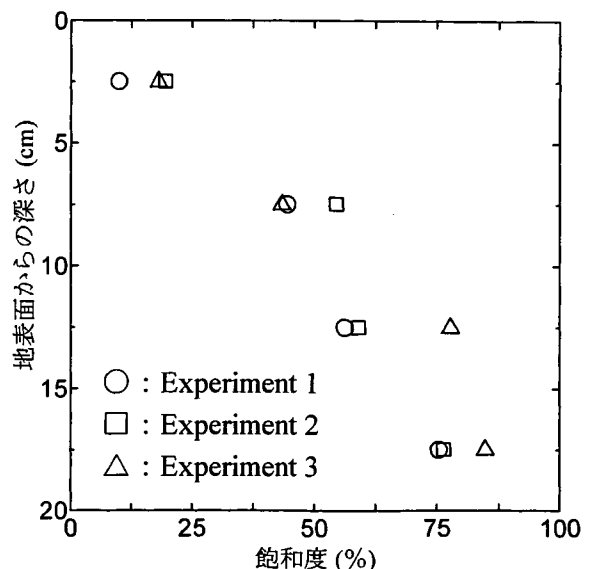


図-4 実験後の飽和度の変化

から求めた模型地盤内の飽和度( $S_v$ )の分布を示す。遠心力  
 載荷装置を停止し、含水比を測定するための試料を採取す  
 る間に水分の移動があると考えられるが、図に示す結果は、  
 水分の移動は生じていないと仮定している。図から、地下  
 水面付近の飽和度は50%で、深さと共に飽和度が増加する  
 が、17.5cmの深さにおいても完全には飽和していない。  
 これは、図-3に示した間隙流体の $\rho_w$ が $1.0\text{g/cm}^3$ より小さ  
 かった事実と符合している。

今回の実験の大きな目的の一つは、地表面付近に位置す  
 る不飽和地盤のサクシオンを再現することであった。豊浦  
 砂の水分保持曲線は多くの研究者によって測定されてい  
 る。この曲線は、間隙比や土粒子の配列によって影響され  
 ると考えられるが、阿倍<sup>3)</sup>のデータを参考にすると、図-4  
 に示す飽和度が10%前後である地表面から2.5cmの深さで  
 は、数kPaのサクシオンが働くことになる。この値を念頭  
 に図-2に示す地下水位より上部の間隙水圧分布を見てみ  
 る。すでに述べたように間隙水圧の計測はSSK社の小型  
 間隙水圧計を用いた。負の間隙水圧も計測できるよう受圧  
 面は空気侵入値が200kPaのセラミックで覆った構造とな  
 っている。図-2に示すように地下水面より上の間隙水圧は  
 0あるいは負の間隙水圧を示している。しかし、地下水位  
 より下の間隙水圧と異なり、Gの増加によって負の間隙水  
 圧(サクシオン)が増加する傾向は認められない。

不飽和地盤の間隙水圧を別な方法で計測した。図-5に示  
 す高さ10cmの地盤をすでに述べた同じ方法で作成し、底  
 部には排水孔を設け、加速度の増加によって移動した水分  
 は土槽から排水させた。また底部から5cmの位置にサク  
 シオン計測器を設置した。このサクシオン計測器は、当研  
 究室が飽和粘土のサクシオン測定に使用している方法<sup>6)</sup>と  
 同じものを使用した(セラミックの空気侵入値は240kPa)。

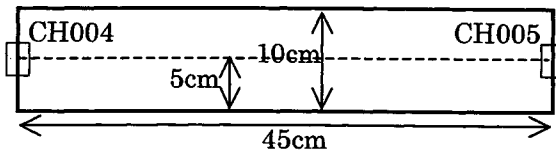


図-5 負の間隙水圧を測定するための地盤

図-6に遠心力加速度を増加した時の計測されたサクシ  
 ンの変化を示す。図に示すように重力加速度(1G)の  
 下でも2kPa程度のサクシオンが計測されている。Gの増  
 加とともにサクシオンは多少減少する傾向にあるが20G  
 を超えたあたりから、Gの増加と共にサクシオンは増大し  
 ている。しかしながら、加速度を30Gに増加させると急  
 にサクシオンは減少し40Gになると正の間隙水圧が生じ  
 ている。このように、地下水位以下の地盤の間隙水圧と異  
 なり、不飽和地盤のサクシオンとGの関係の合理的な解  
 釈は難しい。

図-7は10Gの下で降雨実験を行った時の間隙水圧の変  
 化を示している。横軸は降雨開始からの時間である。降雨  
 開始とともに急激に負の間隙水圧は-0.8kPaまで減少し、

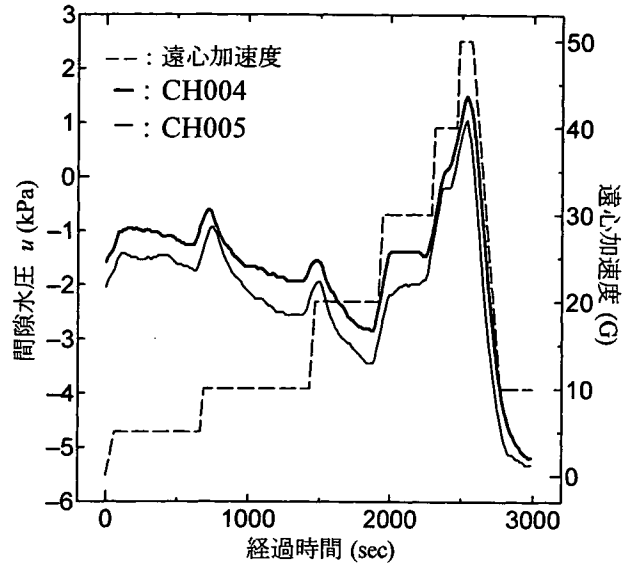


図-6 測定された間隙水圧とGの関係

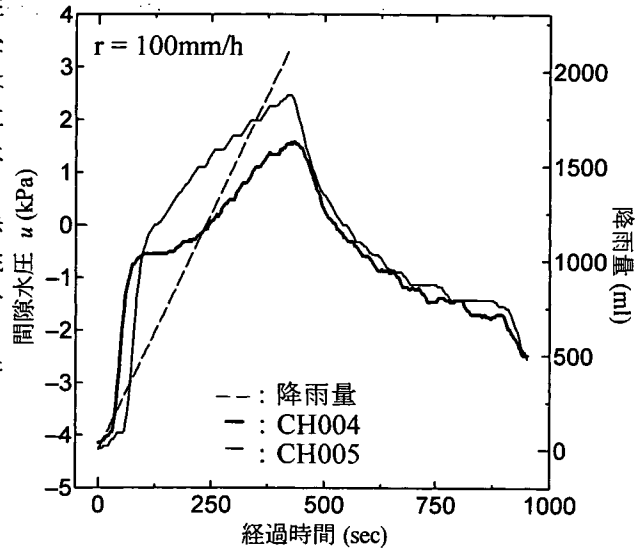


図-7 降雨による間隙水圧の変化

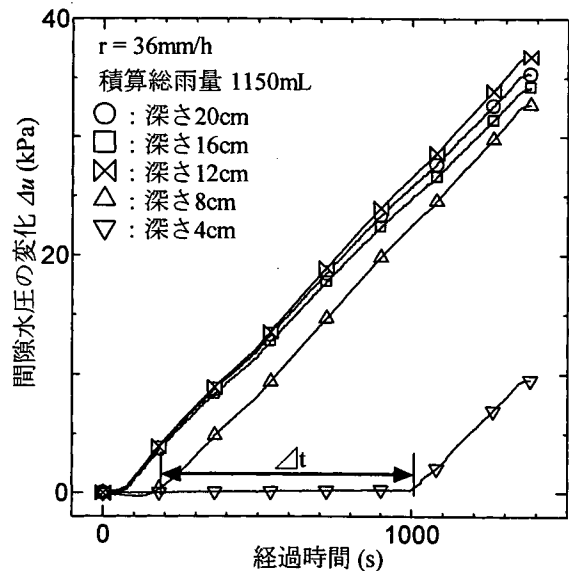


図-8 降雨時の地盤内間隙水圧の変化



その後徐々に正の間隙水圧が発生している。降雨は 400 秒で終了したが、降雨終了後間隙水圧は時間と共に減少していく。この結果によれば、降雨中ではサクシオンは消滅していることになる。しかし、4. で述べるように角度を  $45^\circ$  にした斜面地盤でも、降雨による斜面崩壊は生じなかった。豊浦砂の内部摩擦角は  $45^\circ$  より小さいので、サクシオンがなければ、 $45^\circ$  の斜面は保持できない。このことは、 $45^\circ$  の斜面を保持できるだけのサクシオンが降雨中でも生じていたことになる。

### 3.2 降雨による地盤内の間隙水圧の変化

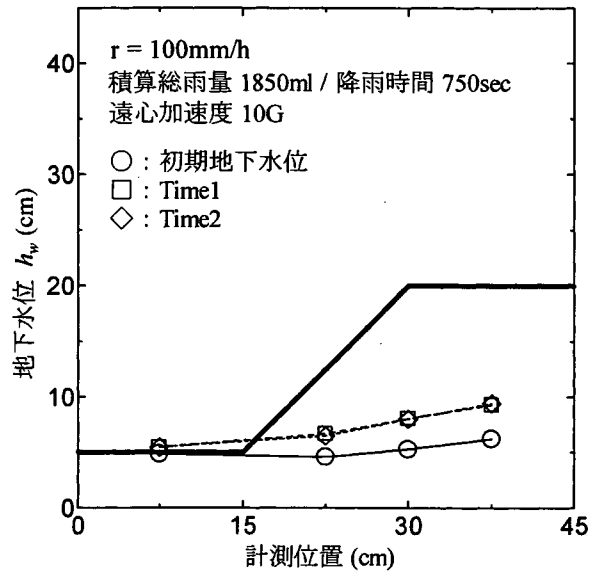
図-8 に代表的な降雨時の地盤中の間隙水圧の変化を示す。遠心加速度は  $50G$  で、地盤中に設置している間隙水圧計の読みが一定となつてから、降雨実験を行った。図の縦軸は、降雨開始からの間隙水圧の増分を示す。地下水位より下の深度では降雨とともに間隙水圧が増加している。地下水位より上に設置された間隙水圧計は、ある時間経過後に (図中では  $\Delta t$  と表示)、間隙水圧が増加し、その後は地下水位より下の深度にある間隙水圧計と同じ勾配で間隙水圧が増加している。これは、降雨によって供給された水分が、地下水位面より上の不飽和状態の土粒子によって、吸収されることなしに、下方に移動していることを示している。

今回の実験では  $1G$  の場で飽和度  $50\%$  の均一な地盤を作成した。豊浦砂のような比較的粗い粒子からなる地盤の場合には、水分の付着は土粒子間の空隙に働く毛管張力によるものと思われる。  $G$  の増加による土粒子の移動を無視できるとすると、  $G$  によらず土粒子の間に働く毛管張力は一定となる。しかしながら、  $G$  の増加に伴い水の単位体積重量が増加するので、その水分は下方に移動する。今回は、この状態から降雨実験を行ったので、降雨によって供給された水分は土粒子の表面や空隙に吸収されることなしに下方に移動するものと考えられる。したがって、地下水位が注目する間隙水圧計の位置まで上昇しないと、間隙水圧は変化しない。しかし、地下水位が測定深度より上に来ると、降雨によって間隙水圧は一樣に上昇する。しかし、地下水位面より上の地盤を乾燥させた状態、あるいは降雨開始前に長期間水分を蒸発させた状態で実験を開始すると、水分が土粒子の空隙に消費されるので、図-8 に示した曲線と異なることが予想される。今回の実験では、土槽上部には降雨のためのノズルを取り付けた蓋を被せたので、実験中蒸発による影響は小さいと考えられる。

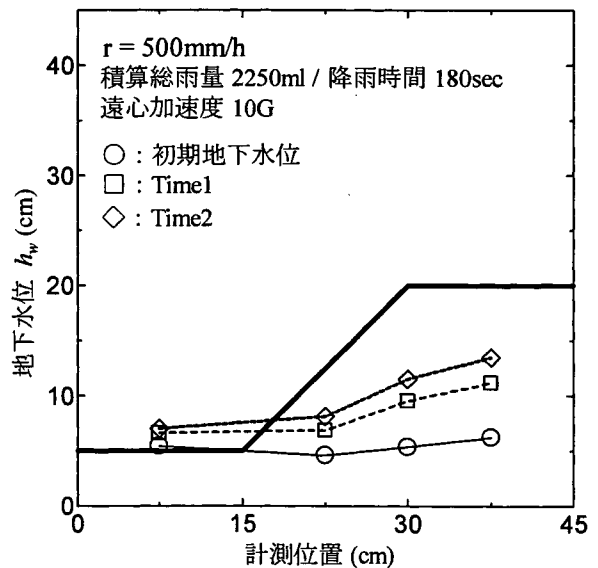
## 4. 斜面地盤の実験結果

### 4.1 実験結果

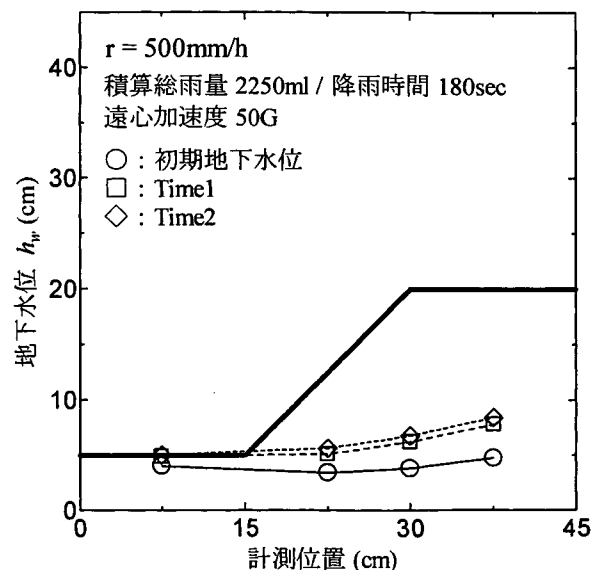
図-9 に降雨開始前と降雨時の地下水位を示す。地下水位は、土槽底面に取り付けられた間隙水圧計によって測定された間隙水圧から、間隙流体の  $\rho_w$  を  $1.0g/cm^3$  として算出した。実験方法で述べたように、斜面底部の左側面に排水



(a) 降雨強度 100mm/h, 10G



(b) 降雨強度 500mm/h, 10G



(c) 降雨強度 500mm/h, 50G

図-9 積算降雨量が同じ時の地下水位の位置

溝を設けたので、底部の地表面と地下水位は一致する。図から、降雨開始前でも斜面側の地下水位の位置が高いことがわかる。これは模型土槽を図-9に示す平面が遠心力载荷装置の回転軸の方向と同じとなるように設置しているためである。すなわち、回転軸（模型土槽から1.5mの位置）を中心として、放射状に遠心加速度が作用しているために、見かけ上、地下水位は水平とはならない。

降雨時の地下水位は、積算雨量 ( $r \times t$ ) が同じとなる時間(図中では Time1 および Time2 として記載)をプロットした。また、CCD カメラによる観測によれば、降雨による水分は地表面を流れることなく、全て地盤内に浸透した。

図-9に示す結果を見てみると、以下のことがわかる。① 同じ遠心力加速度の条件では、降雨強度が大きいほど斜面の地下水位は高くなる。② 同じ降雨強度で遠心力加速度が異なる場合は、加速度が大きくなるほど地下水位の位置は低くなる。これは、以下のように解釈できる。降雨によって斜面に浸透した水分は遠心加速度によって鉛直方向ばかりではなく、水位が低い斜面底部へ移動する。この水平方向の水の移動は、Darcy 則が示すように、時間当たりの水平方向に移動できる水の量には制限があるので、この制限以上に降雨強度が大きければ、地下水位が上昇することになる。また、同じ降雨強度でも遠心力加速度が大きければ動水勾配が大きくなるので、水平方向に水が移動できる量が増えることになり、地下水位の上昇速度は遅くなる。

#### 4.2 相似則

遠心力载荷試験を行う際に、模型と実物との相似則を満足させる必要がある。これまで、遠心力载荷実験の対象とした地盤の多くは飽和地盤であり、不飽和地盤の相似則については、未だ不明な点が多い。地下水位より下の地盤の間隙水圧は遠心加速度に比例して増加するので ( $G$  によって多少間隙流体の  $\rho_w$  単位体積質量が異なるが)、遠心力载荷実験で用いられている通常の縮尺モデルが成り立つものと思われる。一方、今回の実験で示したように (例えば図-6)、 $G$  と不飽和地盤中の間隙水圧の関係を従来の相似則で説明することは難しい。今回得られた試験結果が、サクシオンが模型地盤に生じているのに測定方法の問題があるので適切に測定ができない?あるいは不飽和地盤では縮尺、遠心加速度、応力 (サクシオン、有効応力) の関係が成り立たない?のどちらかを示している。この点については、今後さらなる研究を進める必要がある。

斜面の地下水位の上昇については、表-2に示す相似則が成り立つと考えられる。すなわち、実物と同じ降雨強度で散水すると、加速度が大きい分、実物より早く間隙水圧 (すなわち地下水位) が上昇する。したがって、縮尺を  $1/n$  とした場合には、 $nG$  の遠心加速度を模型地盤に载荷し、実物と同じ降雨強度  $r$  で散水し、模型での時間  $t$  を  $nt$  とすれば、実物における時間となる。すなわち、模型では  $n$  倍早く地下水位が上昇する。

相似則の確認は、Modeling of model の手法が有効である。

すなわち、異なった  $G$  において、これに相当する縮尺モデルで実験を行い、得られた結果が同じであることを確認する手法である。今回行った実験は  $20G$  のもとで斜面高さ  $15\text{cm}$  (実物に換算すると  $15\text{cm} \times 20 = 3\text{m}$ )、 $40G$  のもとで斜面高さ  $7.5\text{cm}$  ( $7.5\text{cm} \times 40 = 3\text{m}$ ) の模型を作成し、降雨実験を行った。降雨強度はいずれも  $200\text{mm/h}$  である。横軸を実物の時間 ( $nt$ ) で整理すると、降雨による間隙水圧の上昇過程は  $20G$ 、 $40G$  とも同様な関係が得られているのがわかる (図-10)。表-2に示す相似則では降雨強度は  $G$  (縮尺) によらず一定とした。降雨強度の単位は  $\text{mm/h}$  であり、これを実物に換算すると、寸法は  $n$  倍、また時間も  $n$  倍である。すなわち、 $(n \times \text{mm}) / (n \times \text{h})$  であるので、結局  $\text{mm/h}$  と同じ次元を有するので、実物と模型では降雨強度は変えなくても良いことになる。

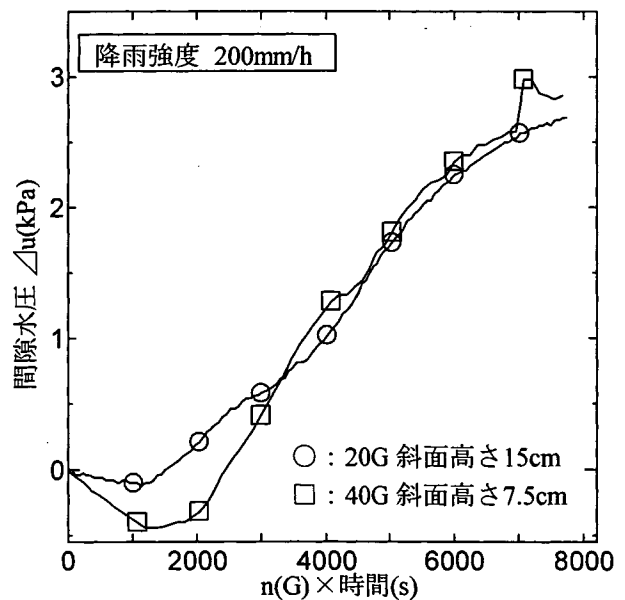
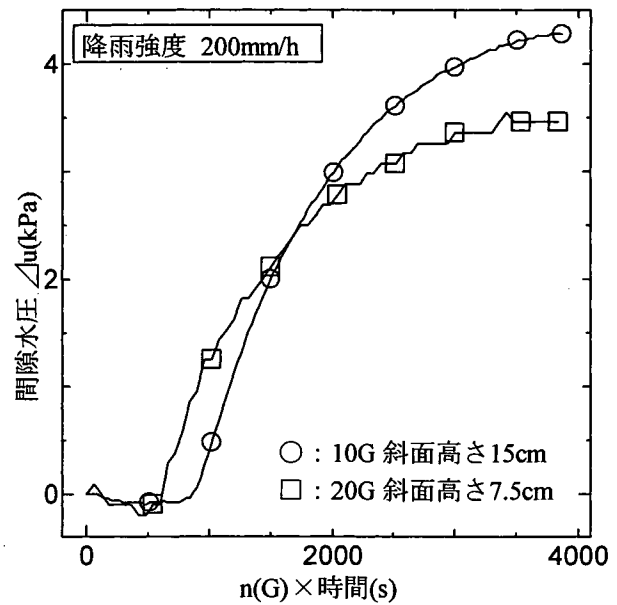


図-10 相似則の確認の結果

表-2 斜面地盤の降雨試験の相似則

	模型	実物
寸法	1/n	1
加速度	n	1
土被り圧	1	1
サクション	?	?
時間	n	1
降雨強度	1	1

## 5. まとめ

遠心力载荷実験による不飽和地盤の再現を試みた。飽和度を 50%に調整した豊浦砂に遠心加速度を加えることによって、地下水位に区切られた飽和地盤と不飽和地盤を作成することができた。しかしながら、不飽和地盤のサクションについては不明な点が多く、今後のさらなる検討が必要である。斜面地盤の降雨による地下水位の上昇を再現させるための、相似則を提案した。すなわち縮尺が n の模型には加速度 nG を加え、実物と同じ降雨強度で散水した場合には、模型における時間は n 倍とすると実物に換算することができる。

## 謝辞

本研究は、厚生労働科学研究費（労働安全衛生総合研究事業）「斜面崩壊による労働災害防止に関する研究」の補助を受けて実施された。記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 地盤工学会：不飽和土の挙動と評価，2004.
- 2) 太田直之，阿知波秀彦，杉山友康，布川修：模型盛土を用いた散水実験による水位上昇特性，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.2119-2120，2004 年
- 3) Edwin GARCIA, Chaminda GALLACE, Taro UCHIMURA: Effect of barrier on artificial embankments reinforced with geosynthetics

subjected to rainfall, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.2375-2376, 2005 年

- 4) G.Bagge, D.Konig & A.Rezzoug et al. ; Centrifugal modeling of capillary rise and drainage in sandy soils, Physical Modeling in Geotechnics : ICPMG'02, Philips, Guo & Popescu(eds.), pp.343-348, 2002.
- 5) 阿部廣史:不飽和土の力学特性の評価手法に関する実験的研究, 東京大学学位申請論文, 1994.
- 6) Mitachi, T., Kudoh, Y. and Tsushima, M.: Estimation of In-situ undrained shear strength of soft soil deposits by use of unconfined compression test with suction measurement, Soils and Foundations, Vol. 41, No.5, pp. 61-71, 2001..

---

## Slope stability during rainfall using centrifuge test

Hiroyuki TANAKA<sup>1</sup>, Atsushi ABE<sup>2</sup>, Taiki KASAMA<sup>1</sup>, Toshiyuki MITACHI<sup>1</sup>

1 Hokkaido University

2 NTT East Japan

## Abstract

Centrifuge tests were carried out to study the rise of ground water table during rainfall for unsaturated sandy ground. To simulate the unsaturated ground, the model ground was created by compacting Toyoura sand with void ratio of 0.8 and saturation of 50%. It was confirmed that when the large acceleration was subjected to the model ground, the ground water table was observed. Below the water table, the pore water pressure increased with increase in depth. However, the values of suction in the unsaturated zone were rather small or nearly equal to zero. The rise of the water table in the slope was observed under various intensity of rainfalls and centrifugal accelerations. From these test results, similarity rule was derived.

Key words: unsaturated ground, ground water table, rain fall, centrifuge test

1. はじめに

地すべり対策工の選定やその効果判定の根幹をなす安定解析において、採用される強度パラメータ ( $c, \phi$ ) の妥当性は、解析の信頼性に関わる大きな要素である。一方、地すべりは、活動し始めの小さな変位から数mに及ぶ大きな変位まで、様々なひずみレベルを有することから、安定解析に適用されるべきせん断強度は、すべり面構成土のひずみ軟化レベルに応じて、ピークから完全軟化を経て残留状態に至るまでの値のどこかに存在すると考えられる。一般に  $c, \phi$  は排水条件等々の試験条件によって異なるものであり、いわゆる“定数”とはいえないことから、筆者は”強度パラメータ“と呼ぶことにしている。

さて、本文では、まず残留状態におけるせん断抵抗角  $\tan \phi'_r$  の意味を考えた上で、ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータの相互関係について考察し、さらに地すべり対策工設計用強度パラメータの決定方法について議論する。

2. 残留状態でのせん断と摩擦現象

残留状態とは、大きなせん断変位を受けてせん断強度が定常値に収束した状態のことで、せん断面は粒子配向により一般に平滑になっている。したがって残留状態でのせん断現象は、巨視的には平らな面同士の摩擦現象と考えられるため、 $\tan \phi'_r$  のメカニズムの解明には摩擦研究から得られた知見が有効と考えられる。摩擦とは、「接触している二物体が相対的に運動し、または運動し始めるとき、その接触面で運動を妨げようとする向きに力の働く現象、またはその力」と定義され、アモントン・クーロンの法則が成立する<sup>1)</sup>とされている。この法則は、摩擦力を  $F$ 、垂直荷重を  $N$  とすると  $F = \mu N$  と表され、 $\mu$  は見かけの接触面積にもすべり速度にも無関係であるというものである。 $\mu$  を摩擦係数といい摩擦の度合いを定量的に表すパラメータで、せん断現象が摩擦現象であるとするれば  $\tan \phi$

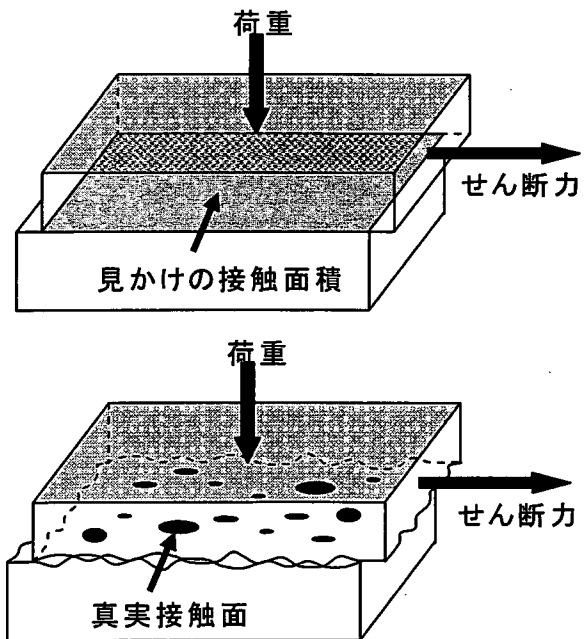


図1 見かけの接触面積と真実接触面

表1 カオリンKHとクニピアFの物性値

		カオリンKH	クニピアF
塑性指数 $I_p$		$\approx 0$ ( $w_p \approx w_L = 24.4\%$ )	774.8 ( $w_p \approx 117.2\%, w_L = 892.0\%$ )
	CEC (cmol/kg)	9.2	105.4
膨潤性		無	有
$\tan \phi'_r$	乾燥	24.9°	19.0°
	湿潤	14.1°	2.3°