

図-1 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Aブロック)

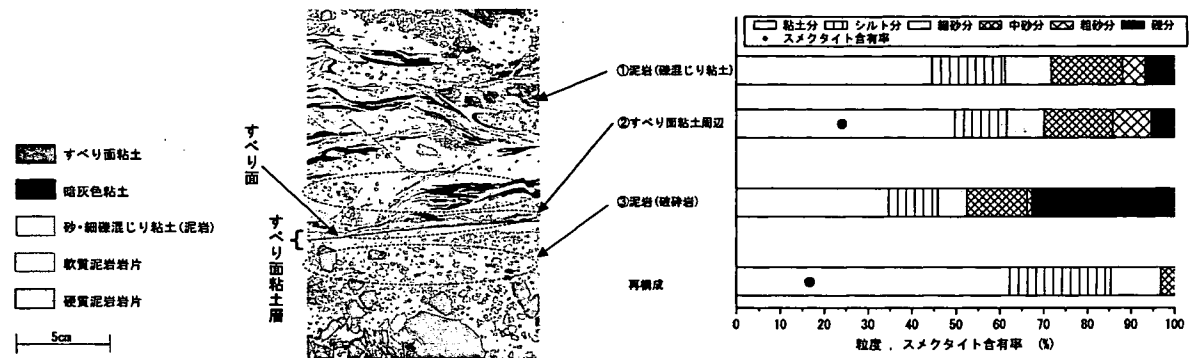


図-2 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Cブロック)

に均一に分布するのに対し、Cブロックではほぼ粘土分からなる数mmのすべり面粘土の上下部は砂・細礫混じり粘土となっており深度方向に非常に不均一であることから、すべり面のごく周辺に限定し採取した再構成試料においても、Cブロックではすべり面粘土の物性を反映しなかったものと考えられる。

以上の結果をもとに、三田地らによる SPLICE 法³⁾を用いすべり面の強度定数を図-3のように決定した。Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の試験結果の両面から評価し強度定数を決定し、Cブロックでは再構成試料の結果を検討から除外し不攪乱試料の結果から強度定数を決定した。

4. おわりに

古第三紀泥岩分布域の2つの地すべりにおける設計強度定数の検討を行った結果、厚さ20cm程度の均質な地すべり粘土層(粘土化凝灰岩)を有するAブロックのような地すべりでは、再構成試料はすべり面粘土の強度特性を反映しており、不攪乱試料と再構成試料の試験結果の両面から設計強度定数を求める手法が有効であった。一方、泥岩内部にすべり面が存在し、地すべり粘土層が非常に薄く、その上下部の物性が大きく異なるCブロックのような地すべりでは、再構成試料がすべり面粘土の強度特性を反映しない可能性が高く、不攪乱試料の試験結果から設計強度定数を求める手法が有効であった。なお、再構成試料がすべり面粘土の強度特性を反映しているかを評価する際には、不攪乱試料の残留強度との比較を行うことが有効な手法である。

【参考文献】

- 1)例えば,(社)日本地すべり学会(2005),日本地すべり学会誌「目で見えるすべり面シリーズ」Vol.42,No.1-4
- 2)梅谷ら(2006),不攪乱・再構成試料による地すべり粘土の強度パラメータ算定例,第41回地盤工学研究発表,投稿中
- 3)T.Mitachi et al.(2003),Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement,Journal of the Japan Landslide Society,Vol.40, No.2, pp.105-116

表-1 強度パラメータ

	Aブロック		Cブロック	
	c' (kPa)	φ' (°)	c' (kPa)	φ' (°)
ピーク強度	0.0	9.9	13.9	11.4
残留強度(不攪乱)	9.0	6.4	9.2	7.4
完全軟化強度	7.1	14.2	8.0	24.7
残留強度(再構成)	5.2	8.1	6.4	22.4

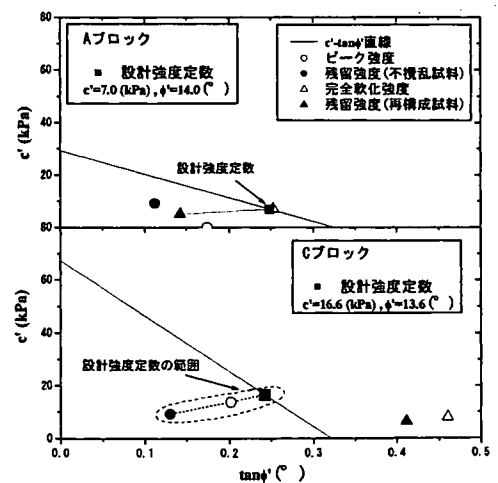


図-3 SPLICE法による強度定数の決定

泥岩および凝灰岩地すべりのせん断強度と

すべり面粘土の特性

Shear strength and characteristics of landslide clay from mudstone and tuff

高橋秀彰(株式会社ドーコン)¹, 木崎健治, 三田地利之(北海道大学大学院)

Hideaki TAKAHASHI (Docon Co., Ltd), Kenji KIZAKI,

Toshiyuki MITACHI (Hokkaido Univ.)

キーワード: 地すべり, 泥岩, 凝灰岩, 一面せん断試験

Keywords: Landslide, Mudstone, Tuff, Box shear test

1 はじめに

近年、試験基準の整備などにより、地すべり安定解析に用いる設計強度定数の決定にせん断試験結果を用いた事例¹⁾が数多く報告されている。すべり面のせん断試験結果から設計強度定数を決定するにあたっては、試験により得られるピーク、完全軟化、残留強度の妥当性を評価することが重要である。本論では、古第三紀泥岩分布域において、粘土化した凝灰岩の薄層をすべり面とする崩積土地すべりと、粘土化した泥岩をすべり面とする風化岩地すべりの2つの地すべりについて、集水井施工時に一連のすべり面観察とすべり面の試料採取を実施し、採取した不攪乱および再構成試料を用いた繰返し一面せん断試験結果により得られた強度パラメータと、すべり面の特性の関連について検討した。

2 繰返し一面せん断試験概要

試験試料は不攪乱試料としてすべり面のブロックサンプル試料、再構成試料としてすべり面周辺の粘土層から採取した試料の425 μ mフルイ通過分に蒸留水を加えスラリー状にした後、鉛直応力150kPaで予圧密したものを用いた。

試験はII-III型繰返し一面せん断試験機²⁾を用いた。供試体は直径60mm、高さ20mmで、両面排水条件で圧密後、定圧繰返し一面せん断試験を行った。試験条件は、片振幅6mm、せん断繰返し回数10回、上

下せん断箱間隔0.2mm、せん断速度は繰返し初回および最終回は0.02mm/min、繰返し途中は1.0mm/minとした。また、不攪乱試料については一つの供試体からより多くのデータを得るために、上記の定圧繰返し一面せん断試験終了後に、400kPa、300kPa、200kPaの各段階で多段載荷せん断試験³⁾を行っている。

3 地すべり概要とすべり面の特徴

調査地は北海道夕張市富野地区で、地質は古第三紀の幌内層である。幌内層は暗灰色を呈す泥岩で、ほとんど塊状であるが、ところどころに凝灰岩層を挟む。今回検討に用いた2つの地すべりブロックの概要と各種試験結果などを含めたすべり面の特徴を以下に記す。

(1) Aブロック

Aブロックは長さ約170m、幅約180m、深さ約15mの崩積土すべりである。すべり面には約20cmの凝灰岩層を伴い、すべり面上には鏡肌やスリッケンが認められる。地すべり土塊は分化が進み、複数の小ブロックに分割され、内部を構成する泥岩は凝灰質で粘土化しやすい性質をもつ。

すべり面付近の岩相は上部から礫混じり粘土(泥岩)→粘土化凝灰岩→すべり面粘土→破碎岩(凝灰岩)→破碎岩(泥岩)の様に変化する(図-1)。すべり面粘土の80%前後が粘土・シルトで構成されており、その上下部の粘土化凝灰岩についてもほぼ同様の粒

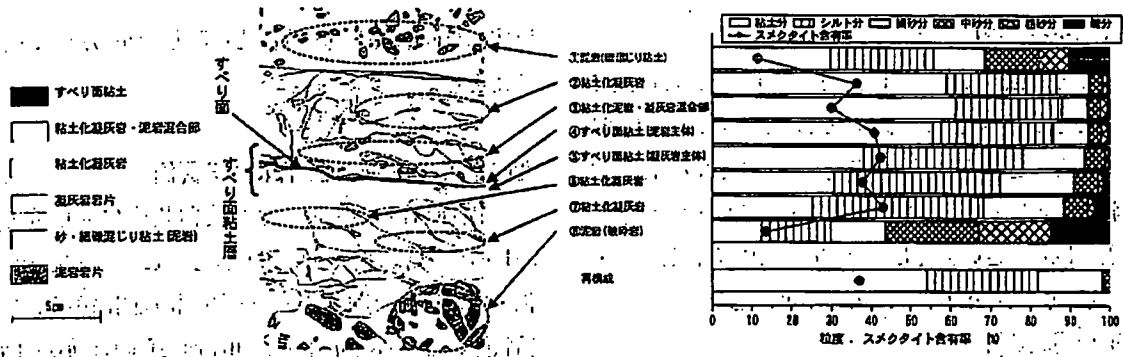


図-1 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Aブロック)

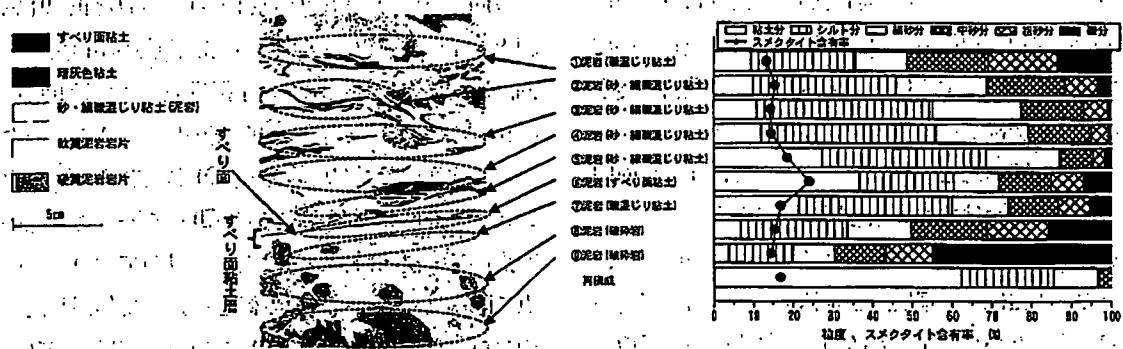


図-2 すべり面付近の模式図と粒度分布およびスメクタイト含有率(Cブロック)

度構成となっている。このような粘土～シルトを主体とする部分(以下地すべり粘土層)は厚さ約20cmに及ぶ。地すべり粘土層内部ではスメクタイト含有率も高く、全体に40%前後の値を示す。X線回折試験による、主な構成鉱物は凝灰岩ではスメクタイト、泥岩では不規則型混合層である。すべり面は泥岩と凝灰岩の境界に形成されていることが多く、その部分ではスメクタイトに加えて、規則型混合層が検出される。すべり面およびその周辺では、幅10cm以上にわたりスメクタイト含有量の高いゾーンが形成されている。

(2) Cブロック

Cブロックは長さ約230m、幅約120m、深さ約30mの風化岩すべりである。すべり面付近には凝灰岩は認められず、すべり面は泥岩内部に薄い粘土層を伴って出現する。地すべり土塊内部は破碎されているものの、深度5m付近までの強風化部を除くと、本来の岩盤の構造がほぼ保存されている。

すべり面粘土の上位には厚さ数cm～50cmの砂・細礫混じり粘土層が認められるが、その40%前後は砂

分・礫分で構成されている(図-2)。粘土～シルトを主体とする地すべり粘土層の厚さはわずか数mm程度であり、スメクタイト含有率も周辺と比較して高い傾向を示す。X線回折試験による、主な構成鉱物は緑泥石、イライトおよび不規則型混合層であるが、地すべり粘土層では特異的に規則型混合層が形成されており、粘土鉱物の総量も大きくなる。鏡下観察では、この規則型混合層は比較的結晶度の良い粘土層として観察されるが、その幅は数mm程度と非常に狭い。

4 強度定数の評価

(1) 繰返し一面せん断試験によるせん断強度の評価

繰返し一面せん断試験により得られた、ピーク・完全軟化・残留の各強度を図-3に示し、不攪乱および再構成試料の試験結果の評価を以下に述べる

a) 不攪乱試料

同一の試料では試料の初期状態によらず残留強度パラメータは一致することから、不攪乱試料については多段荷せん断試験による残留強度が概ね一致

するデータを用いた。

ピーク強度については、現地のすべり面は過去に大きなせん断変形を経験しており、鏡肌が確認されていることから、不攪乱状態のすべり面はほぼ残留状態に近いものと想定できる。そこで、両ブロックともばらつきのあるピーク強度の中でも、ピーク・残留の強度差が小さいものを採用した。

b) 再構成試料

完全軟化・残留強度ともに相関が高く、精度よく強度パラメータが求められている。Aブロックでは不攪乱試料と再構成試料の残留強度が一致したのに対し、Cブロックでは再構成試料は高い残留強度を示し、不攪乱試料とは一致しない結果となった。

前章で述べたとおり、Aブロックではすべり面周辺には均一な地すべり粘土層が厚く分布するのに対し、Cブロックでは地すべり粘土層の層厚は薄く、その上下には砂・細礫混じり粘土層が分布し不均一であることから、すべり面周辺の粘土層から採取した試料を用いた再構成試料において、Cブロックで

はすべり面粘土の強度特性を反映しなかったものと考えられる。

(2) 鉛直応力-間隙比関係による評価

三田地らは正規圧密線と残留状態に対応する $e-\log \sigma'$ 線が平行と仮定すると、ピーク・完全軟化・残留状態の強度パラメータの相互関係から、残留状態のせん断抵抗角 ϕ_r は Hvorslev の有効せん断抵抗角 ϕ_{r-10} と等しいことを誘導している²⁾。

今回の試験での再構成試料より得られた正規圧密線と、不攪乱・再構成試料の残留状態の鉛直応力-間隙比関係を図-4 に示す。不攪乱試料の残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係では、ピーク強度の異なるAブロックの $\sigma'_{p,0}=200\text{kPa}$ に対応する点 (○) およびCブロックの $\sigma'_{p,0}=300\text{kPa}$ に対応する点 (□) のデータは残りの2点のデータの傾きからは大きく外れており、この点を除いた $e-\log \sigma'$ 線の傾きを用いて検討した。両ブロックを比較すると、Aブロックでは不攪乱・再構成ともに残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-10} , λ_{r-20}) が正規圧密線の傾き (λ) と等しいが、Cブロックでは再構成の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-20}) は λ とほぼ等しいのに対し、不攪乱の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾き (λ_{r-10}) は λ とは大きく異なっている。

今回の試験結果においては、不攪乱・再構成試料の残留強度が一致した場合 (Aブロック) では、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が平行であったが、不攪乱・再構成試料の残留強度が一致しない場合 (Cブロック) では、不攪乱の残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が正規圧密線と平行にならなかった。また、残留強度が一致する不攪乱試料においても、ピーク強度が異なる試料では残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係が異なる結果となった。以上から、残留状態の $e-\log \sigma'$ 関係がせん断試験による強度パラメータの妥当性を評価する有効な指標となる可能性がある。

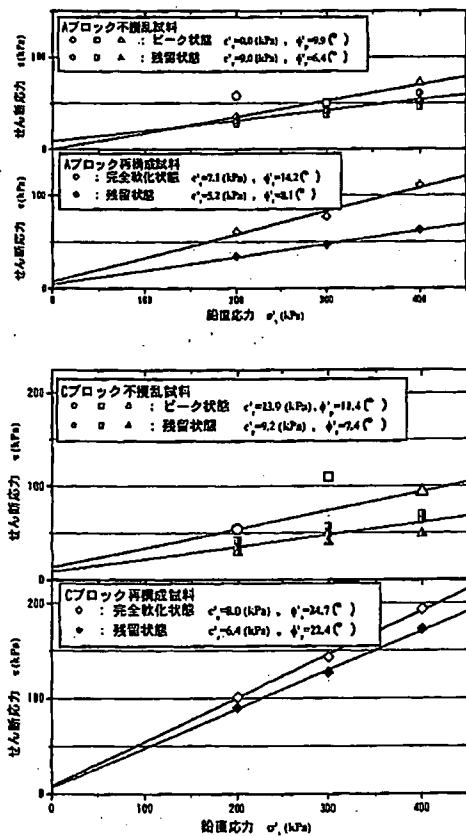


図-3 繰返し一面せん断試験結果

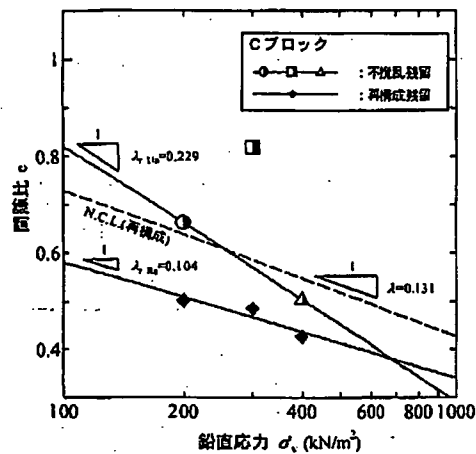
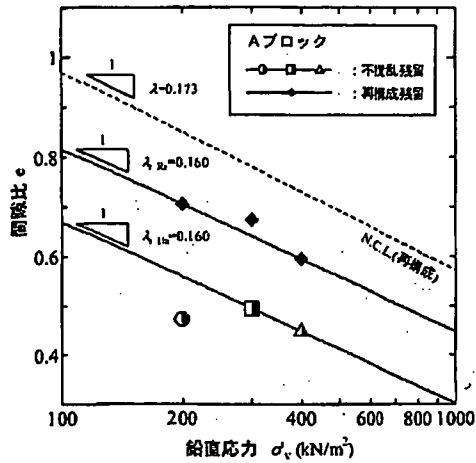


図-4 鉛直応力～間隙比関係

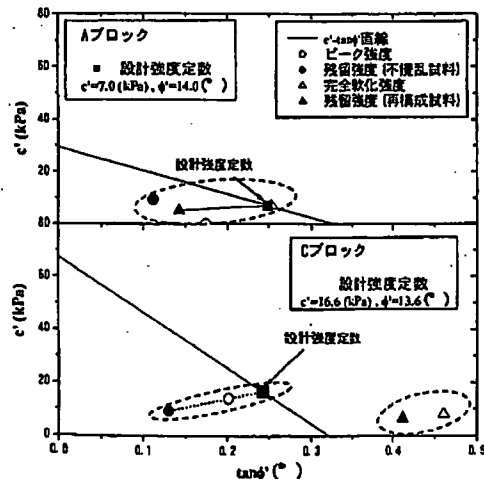


図-5 SPLICE 法によるすべり面の強度定数

5 設計用強度定数の決定

三田地らによる SPLICE 法²⁾を用いすべり面の強度定数を図-5 のように決定した。すべり面粘土層が厚

く、すべり面付近の粒度・構成鉱物・スメクタイト含有率が均一な A ブロックでは、不攪乱・再構成試料の残留強度がほぼ一致し、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線が平行となった。そこで、不攪乱・再構成の両面から強度定数を評価し決定した。

一方、すべり面粘土層が薄く、すべり面付近の粒度・構成鉱物・スメクタイト含有率が不均一な C ブロックでは、不攪乱・再構成試料の残留強度が異なり、正規圧密線と残留状態の $e-\log \sigma'$ 線の傾きも異なっていた。そのため、再構成試料の残留強度が $F_s=1.0$ となる $c-\tan \phi'$ 線から大きく外れすべり面の強度を代表していないことから、不攪乱試料の結果を用いて強度定数を決定した。

6 おわりに

古第三紀泥岩分布域の 2 つの地すべりにおける強度定数の検討を行った結果、もともと粘土化しやすい特徴を持つ凝灰岩層をすべり面とする地すべり (A ブロック) では、すべり面周辺は均一な粘土層を形成しており、不攪乱・再構成試料の両方により強度定数を評価することが可能であった。

一方、地すべり運動によりすべり面のみが粘土化する地すべり (C ブロック) では、薄層の地すべり粘土層の周辺は不均一であり、再構成試料はすべり面粘土の強度特性を反映せず、不攪乱試料による強度の評価が必要であった。

謝辞

本報告をまとめるにあたり、北海道札幌土木現業所長沼出張所には貴重な資料を使用させていただいた。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 例えば、(社)日本地すべり学会 (2005) , 日本地すべり学会誌「目で見るすべり面シリーズ」Vol. 42, No. 1-4
- 2) T.Mitachi et al. (2003) , Determination of strength parameters for landslide slope stability analysis by laboratory test and inverse calculation engagement, Journal of the Japan Landslide Society, Vol. 40, No. 2, pp. 105-116
- 3) 三田地ら (2004) 多段載荷繰り返し一面せん断試験による粘土の残留強度評価, 第 43 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 263-266

引張り測定装置による引張り強度及びサクシジョンの関連性

Tensile strength, Suction Laboratory test

労働安全衛生総合研究所 国際会員 O Tamrakar B. Surendra
 北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之
 労働安全衛生総合研究所 国際会員 豊澤 康男
 労働安全衛生総合研究所 国際会員 伊藤 和也

1. はじめに

斜面崩壊は一般的に考えられる円弧すべりだけではなく、斜面崩壊前に法肩に引張りクラックが発生し、崩壊部の上部がはくりしている状況も現場でよく見られる。すなわち、法肩に発生する引張りクラックとその地盤の引張り強度が深く関連していると考えられる。そのため、斜面の崩壊メカニズムを解明するには引張りクラックの影響を調べる必要がある。従来、土の引張り強度が小さいため、測定不可能とされていたが、最近飽和土や不飽和土の両方に使用できる測定装置の開発の報告がされている。Tamrakar et al. (2005)や Nahlwi et al. (2004)らが開発した装置により粘性度(q_c)が高い土などの小さい引張り強度も測定装置できる。図1に Tamrakar et. al (2005)による Kanto Loam の引張り強度とサクシジョンの関係を示している。引張り強度は土の飽和度によって変化する。飽和度が高いと引張り強度とサクシジョンの値が近くなるが飽和度が小さいとサクシジョンの値が引張り強度と違って高い値を示している。土の引張り強度は飽和度の度合いで数 kPa から高い値まで幅広く変化する。飽和度が高い土ではサクシジョンが低いためサクシジョンの値も低く、不飽和度の増加にともなって引張り強度とともにサクシジョンも増加する。しかし、ある点からサクシジョンが高くなるのにも係らず引張り強度が減少しはじめる。サクシジョンと引張り強度の関係を把握するために引張り強度の測定とともにサクシジョンも測定する

必要があり、引張りクラックの発生時のサクシジョンが重要である。上述の測定装置では引張り強度しか測定できない。その際サクシジョンは別に測定しなければならない。本研究では引張り強度とサクシジョンを一緒の装置で同時に測定できる新装置の開発を試みた。

2. 新想定引張り装置

Tamrakar et al. (2005)ら

が開発した引張り測定装置を参考にして図2に示す新装置を開発した。引張りモールドの形は以前と同じで8の字を表している。引張りモールドの半分は固定で、半分は引張り方向に動けるようになっている。この可動のモールドは底面に設置している Linear Roller により真直ぐ動くようになっている。供試体(試料)をモールドの中に挿入する前に両モールドは底のプレートとモールドの外枠の箱にねじでとめ、モールド同志は横ねじでしっかり締める。モールドの横ねじは試料挿入後、引っ張る直前にははずす。この新装置の特徴としてはサクシジョンと引張りを同時に試料のニヶ所で測定できることである。図2のように、サクシジョンは固定モールドの底と中央のニヶ所で測定できる。そのため供試体をモールドに挿入する前に固定モールドの底の部分に直径 3.5cm のセラミック ディスクを設置する。中央のサクシジョン測定の場合は、細長い綿棒のような形のセラミック ディスクを供試体をモールドに挿入後、固定モールドの横 2.5cm の高さにある穴から真直ぐ供試体の中部まで入るように挿し込む。横方向から挿すセラミック ディスクは卵の形をしている。ここで使用しているセラミック ディスクの AEV は 240kPa である。サクシジョンは空圧と水圧の差で、大気状態では空圧はゼロなので、負の水圧がサクシジョンの値を表す。固定モールドの底と中央のセラミック ディスクは水圧計につながっており、供試体内の負の水圧を直接測定することにより、サクシジョンが測定される。引張り試験中、引張りクラックは固定と可動のモールドが接触している幅が一番狭い部分に現れる。この狭い部分の幅は 3cm でありモールド自体の深さは 5cm である。本研究では引張り断面は平らと仮定し、引張り応力を生じる断面積は 15cm² とする。可動モールドの横に接続するロードセルにて測定された引張り応力を引張り断面で割り、引張り強度を算出する。新開発装置の引張り速度は 0.001 から 1mm/min まで変えられる。

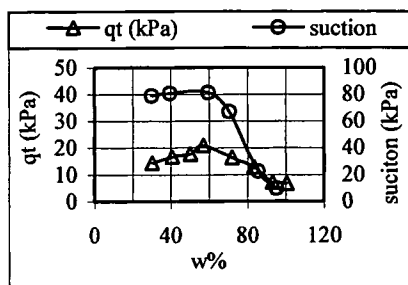


図1. 引張り強度、サクシジョンと含水比の関係



図2. 新開発引張り及びサクシジョン測定装置

Behavior of tensile strength and suction measured with tensile strength measuring apparatus

TAMRAKAR Surendra B. (National Institute Occupational Safety and Health),

MITACHI Toshiyuki (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)

TOYOSAWA Yasuo and ITOH Kazuya (National Institute of Occupational Safety and Health)

3 実験概要

一般的に市場で販売されている NSF 粘土 ($\rho_s=2.7 \text{ g/cm}^3$, $w_L=55.1\%$, $w_p=30.6\%$) を蒸留水と体積重量の 1:1.6 の割合で脱気しながら練り混ぜた。中身が引張りモールドの形をしている特別な予圧密容器に練り混ぜた試料を流し込み、一次圧密する。このモールドによって両端面から排水できるので圧密はほぼ 24 時間で終了した。圧密応力は 50、100、150、200 と 300 kPa とした。試験を始める前に両方のセラミック ディスクを完全に飽和させ、試験直前にそれらと水圧計の間の経路を脱気し、飽和をする必要がある。モールドに供試体を挿入直前に底部のセラミック ディスクを設置する。圧密終了後、圧密容器から少し試料を押し出し、それをワイヤで切り、試料の初期含水比を測った。その後、底部のセラミック ディスクの上にある水を軽く濡れたタオルで拭き、圧密容器を引張りモールドの上に慎重に載せ、供試体をモールドの中に乱れが生じないようにゆっくり挿入する。5cm 厚さの供試体モールドの中に入ったら底面のセラミック ディスクに接して、水圧「サクシオン」が少しプラス側に測定される。同時に、固定モールドの横からもセラミック ディスクを挿し込む。あらかじめ挟んでおいたワイヤで引張りモールドと予密容器の供試体を切り、モールドの上端面をきれいにトリミングする。供試体の上面が乾燥しないようにカバーをする必要がある。供試体の底面で測定するサクシオンはすぐに一定になるが中央で測定したサクシオンが一定になるまでに時間がかかる。引張る前に一定となったサクシオンを初期サクシオンとする。両方のサクシオンが一定になった時点で、モールドを繋げる横ねじをゆっくり外し、本研究では 1.0mm/min の引張り速度にて引張りを開始する。

3. 実験結果と考察

図 3 はサクシオンと引張りの関係を示している。底面で測定したサクシオンはすぐに一定になるが中央で測定したサクシオンは一定になるまでかなり時間がかかる。しかし、最後に両方とも同じ値となる。図 3 に試料の二ヶ所で測定したそれぞれの圧密応力での初期サクシオンを示している。50、100 と 150 kPa の応力ではほぼ同じ値になっているが 200 と 300 kPa では少しばらつきがある。200 と 300 kPa ばらつきの理由としては横から挿すセラミックディスクが十分に脱気できてなかったか、挿入時、供試体が硬いのでセラミックディスクと供試体が十分に接していなかった可能性がある。二ヶ所で測定したサクシオンの初期値はほぼ同じであることから供試体全体で同じサクシオンであることが確認できる。したがって横からの測定した中央部のサクシオンが時間かかるため、底面のサクシオンだけで供試体全体のサクシオンを表すことが可能だとも言える。図 3 に示しているように初期サクシオンが一定になったところから引張りを開始し、引張り応力とともにサクシオン「底面」も増加していく傾向がみられる。引張り応力が最大になるところで底面で測定したサクシオンもほぼ最大になり、その後両方とも減少する。引張り応力がほぼゼロにもどるとサクシオンも初期状態の近くまでもどる。表 1 に圧密応力と引張り強度と最大サクシオン（底面で測定したサクシオン）を示している。それらを比較すると予圧密応力の増加にともない、引張り強度も最大サクシオンも増加することが分かる。しかし、引張り強度が最大サクシオンより低い値となった。これによって、飽和度が高い試料でも破壊時に測定する引張り強度と最大サクシオンが等しくならないことが言える。従って、引張り測定装置より測定する引張り強度は単なるサクシオンではないことが確認できる。

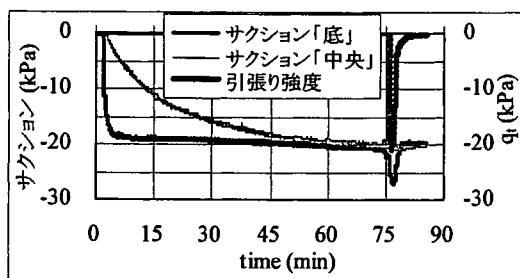


図 3 サクシオン「二ヶ所」及び引張り強度の測定 (NSF Clay 予圧密応力 150 kPa)

表 1

予圧密 (kPa)	初期サクシオン		最大サクシオン		q_t kPa
	底面 (kPa)	横 (kPa)	底面 (kPa)	横 (kPa)	
50	-10.5	-10.7	-11.3	-10.3	-10.3
100	-17.1	-17.0	-19.7	-17.0	-17.0
150	-20.5	-20.4	-27.1	-20.9	-20.9
200	-28.8	-25.1	-33.2	-25.1	-25.1
300	-41.7	-37.0	-43.3	-37.8	-37.8

4. 結論

(1) 供試体の二ヶ所で測定した初期サクシオンの値がほぼ同じであったことから供試体全体のサクシオンと同じであることが確認できた。従って底面で測定するサクシオンだけで供試体のサクシオンを表すことができる。(2) 新開発装置より初期状態から引張り亀裂が発生するまでのサクシオンを継続的に測定可能となった。引張り開始からサクシオンが増加し、引張り応力が最大になるときサクシオンもほぼ最大になり、その後引張り応力が減少するとサクシオンも減少し、引張り強度がゼロにもどるとサクシオンもほぼ初期値までもどる。(3) 予圧密応力の増加にともない引張り強度とサクシオン両方も増加するが引張り強度は最大サクシオン値より低い。

参考文献

- Nahlawi, H., Chakraborti, S. and Koikara, J. (2004) - A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 27, No. 4, pp. 1-6.
- Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. (2005) Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus. *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 6, pp. 103-111.

高精度傾斜計による土砂崩壊事前予知の可能性について
—現場模型実験等の結果から—

斜面安定 現場計測 切土 (独)労働安全衛生総合研究所 国際会員 ○豊澤康男 S.B. Tamrakar 伊藤和也
曙ブレーキ工業(株) 国見敬 西條敦志 大久保智美

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斜面関連の工事中に発生している災害である。道路拡張工事や急傾斜地対策工事における重力壁などの設置工事中は、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。開削工事では土留めを設置することがほぼ常識である。斜面掘削時にも土留めの設置、計測による監視などの措置が必要である。特に斜面が長大である場合などでは、土留めの設置とともに計測施工(計測に基づき危険性を予測しながら工事を進めること)を取入れて安全な施工法とすることが必要であろう¹⁾。そのためには、地盤の変位等を計測し確か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。本報では高精度傾斜計による土砂崩壊事前予知の可能性について現場模型実験等に基づき考察する。

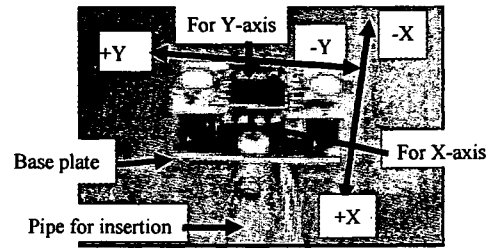


図-1 高精度傾斜計のヘッド部 (上部が加速度センサ)

2. 高精度傾斜計とその設置方法

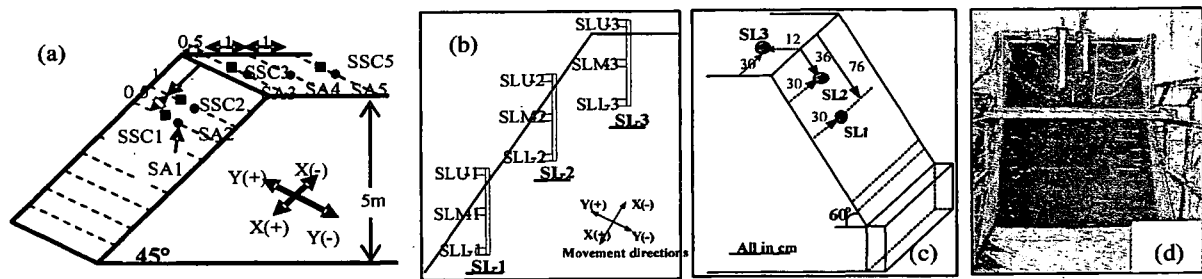
本実験に使用した高精度傾斜計は半導体式加速度センサを用いたもので、角度感度 100mV/deg, ±20 度までの角度検出ができる。本実験では、①棒(中空アルミ棒(外径 7mm: 図-2(a)中の SA1~SA5)又は単管(外径 48.6mm: 図-2(a)中の SSC1~SSC5))を斜面に差し込み、その上に半導体式加速度センサを搭載したものと、②フレキシブルなアクリルの板に 3 個の加速度センサを 15 センチずつ離して取り付けしたもの(図-2(b)および(c)中の SL1~SL3)を対象とする斜面に設置した。これらは斜面上や法肩(天場)上に真っ直ぐ埋め込み、ゼロ設定をした後、実験を行った。

3. 実物大計測実験(高さ 5m 盛土の掘削実験)^{2,3)}

大型宅地造成地内に、高さ 5m, 斜面角度 45 度の斜面を成田砂により作成し、バックホーを用いて法尻から順次掘削を行った。一回の切取り高さを約 0.5m とし斜面下部までの土砂を取り除き、掘削後 5 分間放置し、崩壊するまで同作業を継続した。計測器の設置位置は図-2(a)に示すとおりである。

4. 小規模模型計測実験(高さ約 2m 斜面の掘削実験)⁴⁾

幅 1.35m, 奥行き 2.7m, 高さ 2.2m の土槽に、川砂(含水比 7~8%)を投入し締め固めた後、所定の角度・形状に成形した。掘削は手作業にて一回の切取りの奥行き幅を 5.5 cm として崩壊が生じるまで段階的に行った⁴⁾。計測器は上記②のフレキシブルな板に取り付けたものを斜面に開けた穴に埋め込む方式で設置した。それぞれの 3 個の加速度センサは SLU は上部, SLM は真ん中, SLL は下部に取付けていることを表している。図-2(b)にそれぞれの加速度センサの位



(a)実物大実験計測器配置 (b)小規模模型実験計測器 (c)小規模模型計測器挿入位置 (d)小規模模型写真

図-2 模型地盤と傾斜計の配置図

Possible Use of Tilt-sensor for Failure Prediction
—Field Test Measurements—

Yasuo TOYOSAWA, S.B. Tamrakar and Kazuya ITOH
National Institute of Occupational Safety and Health
Takashi KUNIMI, Atsushi NISHIJYO, Tomomi OHKUBO
Akebono Brake Industry Co., Ltd.

置, (c) に SL-1~SL-3 の設置位置を示す。写真 (図-2(d)) は成形した模型地盤の様子である。

5. 実験結果

5.1 実物大計測実験

図-3(a)は現場計測実験における地表面付近に設置した傾斜計角度の経時変化を示している。図中の縦の線は掘削の回数を表し、破線の縦線は崩壊（小規模な一部分の崩壊を含む）を表している。掘削の進行とともに斜面上の傾斜計（SSC1 と SSC2）が負側に、法肩に設置した傾斜計（SSC3~SSC5）の値が正側に増加し、崩壊前にはそれぞれ傾斜角度が大きくなっていることがわかる。傾斜計値の正負の関係を模式図化すると図-3(b)のようになると考えられる。

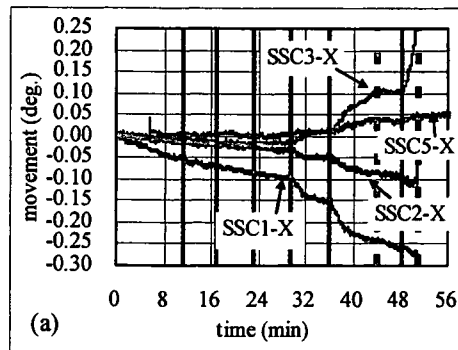
5.2 小規模模型計測実験

図-4(a)と(b)は、小規模模型計測実験における傾斜計の経時変化を示している。図-4(a)は斜面内に設置した傾斜計 SL1 と SL2, 図-4(b)は法肩に設置した傾斜計 SL3 の値である。これによると、掘削毎に SLL-1（法尻付近の下部の傾斜計）が段階的に増加し、その後、斜面中部の SLL-2 が反応し、次に法肩に設置した SLL-3（下部）が大きく上昇している。掘削とともに斜面内の地盤の応力分布が変化し、せん断ひずみの生じている箇所が変化していることと関連があると見受けられる。図-4(c)は、それぞれの傾斜計の値から SL1~SL3 の傾斜計がどのように傾いたかを模式的に示したものである。すべり面近くの加速度センサが大きく反応していることがわかる。

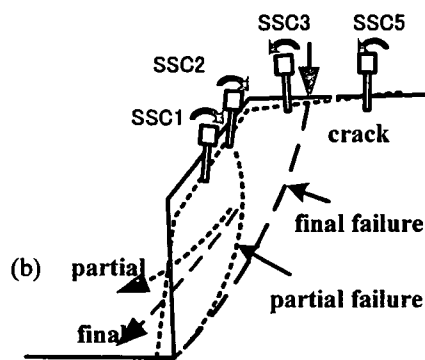
6. まとめ

本研究では、現場と室内において模型斜面を作成し、法尻掘削時における斜面の変形状況を高精度加速度センサを用いた傾斜計により計測を行うことにより、事前崩壊予知の可能性の検討を行った。その結果、次のようなことが言える。

- 1) 成田砂, 川砂で作成した模型斜面において法尻掘削時の傾斜の発生を計測し、崩壊前に傾斜角が変化していることが明らかとなった。0~0.2度程度を高精度に測定できる傾斜計は崩壊予知に有効である可能性が高い。
- 2) 法尻掘削とともに斜面内部各点の傾斜計の反応も変化している傾向が見られた。掘削により斜面形状が変化することもない斜面内の地盤のひずみ分布が変化することと関連していると思われる。測定箇所の選定に当たって考慮すべきであろう。

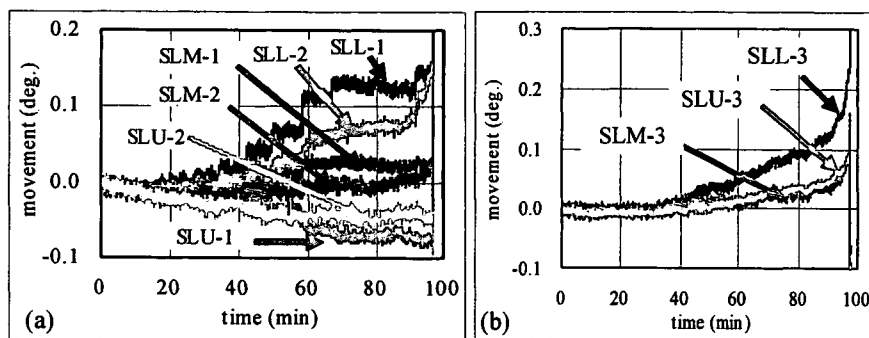


(a) 傾斜計の角度変化



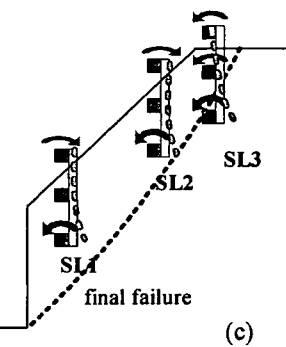
(b) 傾斜計の動きの模式図

図-3 実物大計測実験の結果



(a) 傾斜計 (SL1 と SL2) の角度変化

(b) 傾斜計 (SL3) の角度変化



(c) 傾斜計の動きの模式図

図-4 小規模模型計測実験の結果

参考文献:

- 1) 豊澤ら: 土砂崩壊災害防止上の観点から見た斜面掘削工事における施工上の問題点, 第 41 回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.1-2 2006.
- 2) 堀井ら: 切土掘削工事時の斜面崩壊機構に関する実物大実験 (その 1~実験概要), 第 41 回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.955-956, 2006.
- 3) 小坂橋ら: 切土掘削工事時の斜面崩壊機構に関する実物大実験 (その 2~実験結果と遠心模型実験による再現実験), 第 41 回地盤工学研究発表会, Vol.41, pp.957-958, 2006.
- 4) Tamrakar, S.B., Toyosawa, Y., Itho, K., Kunimi T., Nishijo A. and Okubo S.: Development of Tilt-sensor and possibility of measurement of failure trend just before the failure, 41th Annual meeting of Japanese Geotechnical Society, pp. 2253-2254, 2006.

サクシジョンの測定を伴う引張り試験装置の開発

引張り、一軸圧縮試験、サクシジョン

北海道大学工学部

学生会員○嶋川 直樹

北海道大学大学院工学研究科

国際会員 S. B. Tamrakar

北海道大学大学院工学研究科

国際会員 三田地 利之

1、はじめに

従来土の引張り強度はその値が小さいため、測定不可能とされていたが、著者らは最近飽和土、不飽和土ともに適用可能な測定装置を開発した^{1),2)}。引張り試験と同じ条件で圧密された供試体に対して一軸圧縮試験を行い、引張り強度が一軸圧縮強度の何割程度になるのか定量的に評価することができれば従来の一軸圧縮強度だけで、引張り強度の推定ができる。しかし、引張り強度は土の飽和度に大きく依存する。飽和度が高くなると引張り強度とサクシジョンはともに小さくなる。したがって引張り強度の測定時にサクシジョンの値も測定する必要がある。本研究では、引張り強度及びサクシジョンを同時に測定可能な引張り測定装置を用いて実験を行い同じ条件の供試体に対する一軸圧縮強度及びサクシジョンを比較する。

2、実験概要

笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay を使用する。図-1,2 は本研究で開発した引張り試験装置を示している。引張りモールドは“8”の字の形をしている。このモールドの半分は固定で、半分は引張り方向に動けるようになっている。可動のモールドの底面にはリニヤローラーウェイを設置し、滑らかに真直ぐ動くようになっている。供試体をモールドの中に挿入する前に両モールドと底部のプレートとをねじでとめ、モールド同士は横ねじでしっかり締める。モールドの横ねじは試料挿入後、引張り試験の開始直前にははずす。この装置によって供試体の底

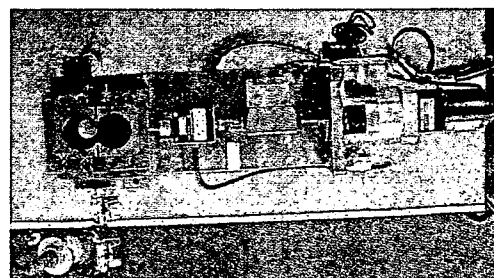


図-1. 引張り試験装置全体図

面と上面の2カ所でサクシジョンを測定できる。サクシジョンはセラミックディスクを使用し、水圧計を通して測る。図-1にあるように供試体をモールドに挿入する前に固定モールドの底面に直径2.9cmのセラミックディスクを設置する。上部のサクシジョンの測定の場合は供試体をモールドに挿入後、直径2.4cmのセラミックディスク(図-2)を8の字の供試体の上面中央部に接触させ、固定する。2ヶ所で測定する理由は、供試体全体のサクシジョンを測定する目的であり、上面で測定する目的は破壊時のサクシジョンを引張り破壊部で測定することにより、より正確な値が得られると考えたためである。ここで使用しているセラミックディスクのAEVは240kPaである。固定モールドの底面と上面のセラミックディスクは水圧計につながっており、供試体内の負の水圧を直接測定することにより、サクシ

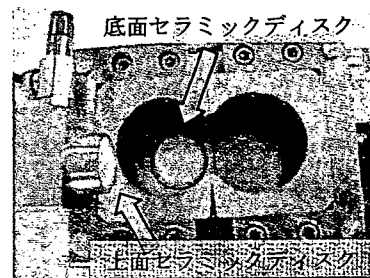


図-2. 引張り試験装置モールド

ジョンが測定される。供試体にセラミックディスクを接触させた後、底面と上面で測定しているサクシジョンの値が一定になるまで待つ。この一定のサクシジョンを初期サクシジョンとし、事前に設定した引張り速度0.1mm/minで引張りを開始する。引張り試験中、引張りクラックは固定と可動のモールドが接触している幅が一番狭い中央部に現れる。この狭い部分の幅は3cmでありモールド自体の高さは5cmである。本研究では引張り断面は平らであると仮定し、引張り応力を生じる断面面積は15cm²とする。可動モールドの横に接続するロードセルにて測定された引張り強さを引張り断面で割り、引張り強度を算出する。一軸圧縮試験の場合は予圧密後の試料から高さ10cm、直径5cmの供試体を作成する。直径4cmのセラミックディスクを底部に設置しサクシジョンを測定しながら、引張り試験と同じく初期サクシジョンになるまで待ち、速度0.1mm/minで圧縮を開始する。また両試験において初期サクシジョンを測定するまでの間、供試体の乾燥を防ぐためにラップフィルムで空気との接触を防ぎ、さらにその周りを湿らせたタオルで覆った。

3、実験結果

図-3 は引張り試験開始前のサクシジョンと時間の関係の測定例を示している。図-4 は、引張り試験中の変位に対する引張り応力とサクシジョンの変化の例を示したものである。これから、引張り応力の最大値(引張り強度)とサクシジョンの最大値は必ずしも一致しないことがわかる。同様に一軸圧縮試験の場合の挙動を図-5,6に示す。一軸圧縮強度とサクシジョンの最大値も必ずしも一致しないことがわかる。次に、各試料において引張り強度、一軸圧縮強度を発揮する変位(またはひずみ)のときのサクシジョンの値を予圧密応力に対してプロットしてみると(図-7)、どの試料においてもサクシジョンは引張り試験と圧縮試験でほぼ一致するとみてよさそうである。図-8に引張りおよび圧縮強度と予圧密応力の関係を示

ている。図から分かるように笠岡粘土、藤の森粘土、NSF clay いずれにおいても引張り強度、一軸圧縮強度ともに予圧密応力に比例して大きくなる。さらに、一軸圧縮強度と引張り強度の比は笠岡粘土では 3.3 倍、藤の森粘土では 3.4 倍、NSF clay で 2.8 倍になっていることがわかる。

4. 結論

(1) 引張り強度または一軸圧縮強度およびサクシヨンの最大値を発揮する変位 (またはひずみ) は必ずしも一致しない。(2) 引張り試験、一軸圧縮試験の破壊時のサクシヨンはほぼ一致する。(3) 引張り強度と一軸圧縮強度を定量的に評価すると、笠岡粘土で 3.3 倍、藤の森粘土で 3.4 倍、NSF clay で 2.8 倍であった。

<参考文献> 1) Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. : Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus, S&F 45(6), pp.103-111, 2005. 2) Tamrakar, S. B., Mitachi, T. and Toyosawa, Y. : Measurement of soil tensile strength and factors affecting its measurements, S&F, 47(5), pp.911-918, 2007.

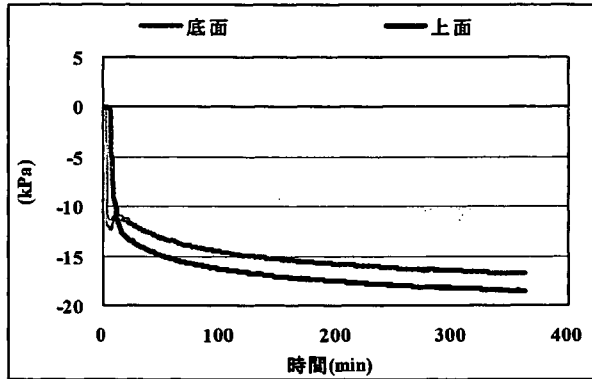


図-3. 引張り試験開始前のサクシヨン-時間関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

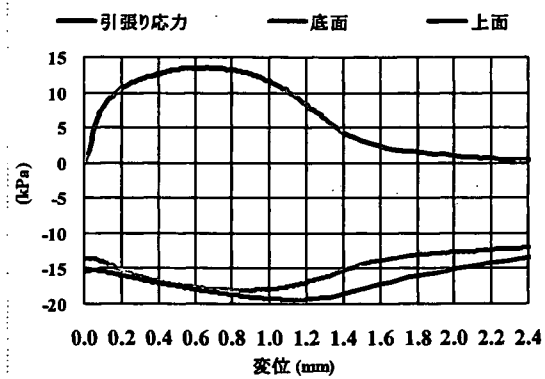


図-4. 引張り応力、サクシヨン-変位関係 (NSF clay 予圧密応力 100kPa)

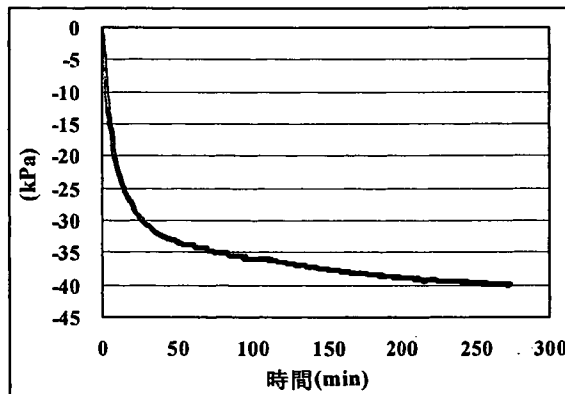


図-5. 一軸圧縮試験開始前のサクシヨン-時間関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

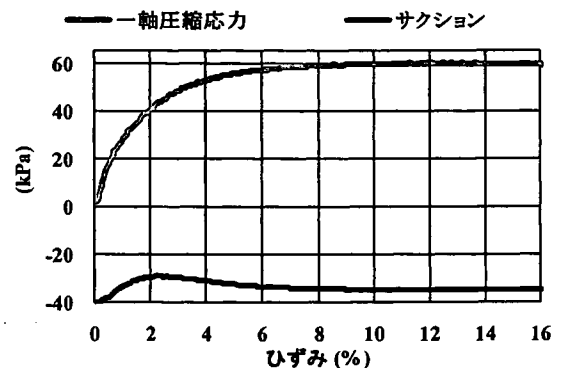


図-6. 一軸圧縮応力、サクシヨン-ひずみ関係 (NSF clay 予圧密応力 200kPa)

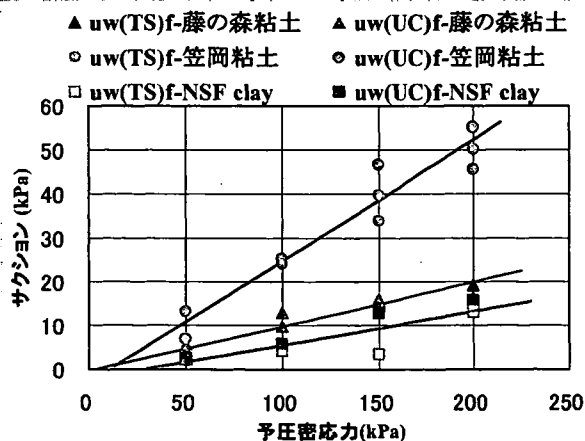


図-7. 予圧密応力に対するサクシヨン

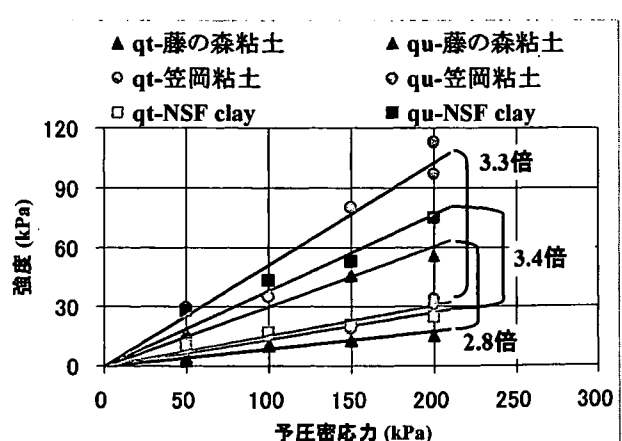


図-8. 予圧密応力に対する強度

降雨による二層斜面地盤の斜面安定

降雨 斜面安定 遠心力模型実験

北海道大学大学院 学生会員 ○金子 広明
 北海道大学大学院 国際会員 田中 洋行
 北海道大学大学院 国際会員 工藤 豊
 北海道大学工学部 伊勢 大亮

1.はじめに

日本列島は急峻な山地を持つ地形であるため、降雨による斜面災害が数多く発生している。筆者らは、遠心力載荷装置を用いて降雨時の不飽和土地盤について一連の研究を行っている。一昨年度は砂地盤における斜面崩壊¹⁾を、昨年度は砂と粘土の混合土における斜面崩壊²⁾を報告してきた。今年度は、二層から成る斜面地盤を作製し、降雨時における斜面の挙動を調べた。本文は、二層の境界面の水の動きに着目し、斜面の崩壊メカニズムについて述べる。

2.実験手順

本研究で用いた遠心力載荷装置は、有効半径 1.5(m)、最大加速度 150(G)、最大積載量は 150(kg)である。模型地盤は、透水係数を変化させるために、豊浦標準砂と笠岡粘土を質量比 100:0(以下、粘土分 0%)、質量比 95:5(以下、粘土分 5%)、質量比 90:10(以下、粘土分 10%)の割合で混合した三種の試料を用いた。これらを用いて、二層の斜面地盤を作製し、降雨実験を行った。

模型地盤の作製方法は以下の通りである。砂、粘土、水を所定の配合で十分に攪拌した試料を、一層当たりの厚さが 2.5cm で、飽和度が 50%となるように模型土槽(W45×D20×H40cm)内で締め固める。その際に、間隙水圧計を所定の深さに設置する。この作業を繰り返し行い(全部で八層)、平坦な地盤を作製する。その後、斜面角度を 45°、斜面高さ 15cm となるように削り出し、斜面地盤を作製する。また、斜面地盤の法先には排水口を設け、降雨の際、水は排水口により土槽外部へと排水される。模型土槽を遠心模型実験装置に設置後、所定の遠心加速度を載荷し、間隙水圧計の値が安定するまで、すなわち遠心加速度による地盤内の水分移動が十分に行われるまで放置し、その後、降雨を模した散水を行った。

本研究では、Table-1 に示す相似則に従うと考え、実物の寸法と時間に換算し、以下に実験結果を報告する。本研究では遠心加速度を 40(G)と一定で行ったので、対象とする地盤は斜面高さ 6m(模型地盤では 15cm)となる。

寸法を実地盤に換算した斜面地盤の概略図を Fig.1, 2 に示す。本研究では、上層の厚さが 2m で下層の厚さが 6m(Fig.1 参照)と、上層、下層ともに厚さが 4m (Fig.2 参照)の二種類の斜面地盤を作製した。

Table-1 遠心加速度 n(G)における相似則

	実地盤換算
長さ(m)	n
時間(sec)	n ²
応力(kPa)	1
降雨強度(m/sec)	1/n

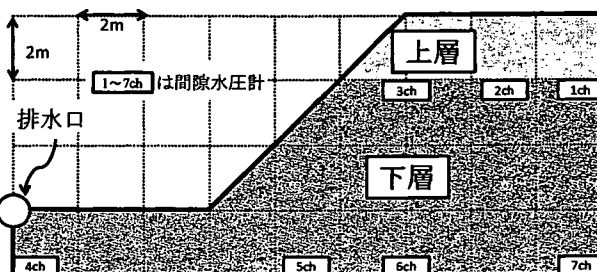


Fig.1 二層斜面地盤 (上層厚 2m)

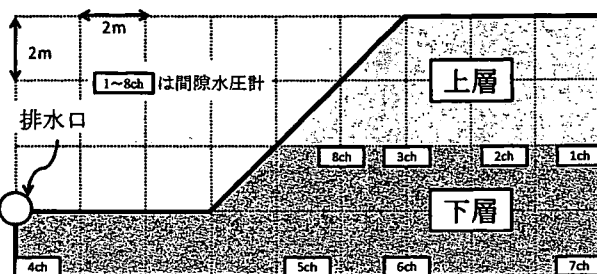


Fig.2 二層斜面地盤 (上層厚 4m)

Table-2 実験条件

実験	上層 粘土分(%)	下層 粘土分(%)	降雨強度 (mm/hr)	降雨時間 (hr)	斜面崩壊
①	0	5	30	14.8	×
②	5	10			×
③	0	10			○
④	0	5	15	29.6	×
⑤	5	10			×
⑥	0	10			○
⑦	0	5	30	14.8	×
⑧	5	10			×
⑨	0	10			○

3.実験結果

Table-2 に実験条件と斜面崩壊の有無を示す。斜面崩壊が生じたのは、上層の厚さに関わらず、上層が粘土分 0%で下層が粘土分 10%の条件である。Fig.3, 4 は、崩壊した斜面の写真である。実験③と実験⑥は同じ破壊状況であったので、実験③の写真を示す。上層の厚さに依らず、崩壊は全て上層で生じており、また表面だけが崩壊している。

注) 遠心加速度は全て 40(G) 斜面崩壊: ×は崩壊せず, ○は崩壊

Slope stability of two-layered ground during rain-fall

H.Kaneko, H.Tanaka, Y.Kudoh, D.Ise (Hokkaido Univ.)

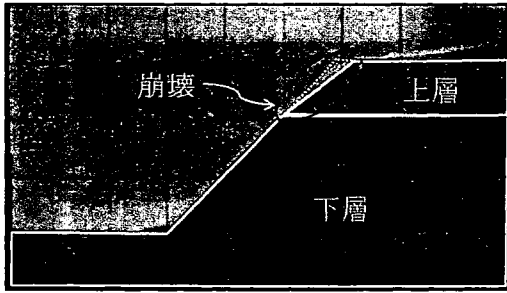


Fig.3 斜面崩壊(実験③, 上層2m)

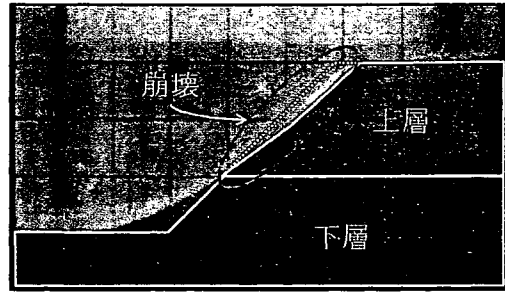


Fig.4 斜面崩壊(実験⑨, 上層4m)

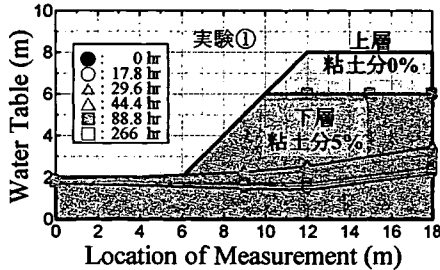


Fig.5 地下水面変化(実験①)

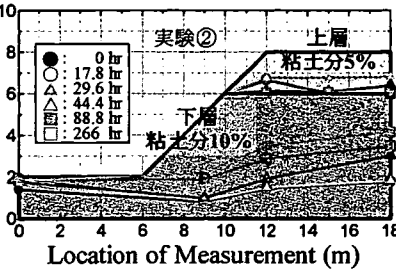


Fig.7 地下水面変化(実験③)

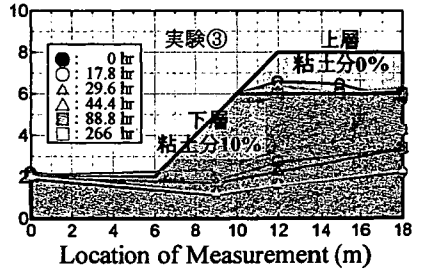


Fig.6 地下水面変化(実験②)

斜面崩壊のメカニズムを調べるために、まず、実験①～③を比較してみる。実験①では斜面崩壊が生じなかったため、必ずしも上層の粘土分が0%であると崩壊するわけではない。Fig.5～7に実験①～③の地下水面の時間変化を示す。地盤内の間隙水圧は静水圧分布していると考え、設置した間隙水圧計から地下水面を求めた。上層と下層の境界面の地下水位に着目すると、実験①では、境界面に地下水面は形成されていないことがわかる。これは、上層、下層ともに粘土分が少ないので、透水係数が大きく、図に示すように雨水が境界面に溜まることなく下層に全て浸透したと考えられる。しかし、実験②、③では、上層と下層の境界面の間隙水圧が上昇していることから、一時的に地下水面が形成されたことがわかる。これは、下層の粘土分が10%なので、降雨強度に対して相対的に透水係数が小さい。このため、境界面に雨水が溜まったと考えられる。

境界面に地下水面が形成された実験②と③とを比較すると、実験③の方が上層の粘土分が少ない。境界面に溜まった雨水は斜面表面に向かって移動し、この水の流れによって、斜面が崩壊したと考えられる。すなわち、二層地盤の斜面崩壊は、上層と下層の透水係数の差が大きくなると境界面に雨水が溜まり、さらに上層の粘土分が少ない(透水係数が大きい)と斜面表面に向かって水が流れ、この浸透圧によって斜面崩壊が生じたと考えられる。

次に実験①～③と地盤条件は同じであるが、降雨強度が小さい(15mm/hr)実験④～⑥を見てみる。この条件においても実験⑥(上層：粘土分0%、下層：粘土分10%)のみが斜面崩壊が生じ、斜面崩壊の状況は実験③と同様であった。このことから、降雨強度の違いは斜面崩壊を生じさせる大きな要因にはならないと考えられる。しかし、今回の実験では、降雨強度が15～30(mm/hr)と狭い範囲にあるため、今後、降雨強度を様々に変えて確認する必要がある。

上層の層厚が異なる実験⑦～⑨でも、実験⑨(上層：粘土分0%、下層：粘土分10%)が斜面崩壊が生じた。Fig.3, 4に示すように、上層が2mの場合と破壊の状況は同じであるが、上層が厚くなると破壊する範囲は大きくなるのがわかる。よって、層厚の違いが斜面崩壊を生じさせる大きな要因とはならないが、上層が厚くなると崩壊が大規模になることがわかる。しかし、この影響因子も降雨強度の影響と同様、今後、様々に実験条件を変化させて実験を行うことを考えている。

4.まとめ

- ・上層と下層の透水係数の差が大きくなると、境界面に雨水が溜まる。さらに、上層の粘土分が少ない(透水係数が大きい)と、斜面表面に向かって水が流れ、この浸透圧によって斜面崩壊が生じる。
- ・今回の実験した範囲内では、降雨強度や層厚の違いは斜面崩壊を生じさせる大きな要因とはならなかった。しかし、上層の厚さが厚くなると、斜面災害の大規模になる。

【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ました。記して謝意を表します。

《参考文献》

- 1)阿部ら：遠心力模型実験による降雨時の地下水位の変動，第41回地盤工学会研究発表会，pp.2179-2180，2006。
- 2)金子ら：遠心模型実験装置を用いた降雨再現実験での間隙水圧の挙動，第42回地盤工学会研究発表会，pp.533-534，2007。