

Fig. 9. Effect of tensile pulling rate on tensile strength (under controlled pressure)

movement of target points drawn on the specimen surface, clear movement of one half of the specimen could be observed.

- Ratio of unconfined compression strength and tensile strength obtained for different unsaturated compacted specimens varied from 4.6~6.9, 6.5~10.9, 9.3~15.5 and 5.7~9.4 for silt~sand mixture, clay~sand mixture, clay~silt mixture and Narita sand, respectively. Increment in tensile strength (also q_u/q_t ratio) with the increase in the percentage and decrease in the size of finer soil particles in the soils could also be observed.
- Effect of number of layers of compaction (one-layer, two-layer, three-layer and four-layer) on tensile strength was also studied. With the increase in the number of compaction layers, there is increase in tensile strength. Hence it is suggested to prepare the unsaturated compacted specimen by 3 to 4 layers of compaction.

- Effect of tensile pulling rate on tensile strength was studied and it was found that with the increase in tensile pulling rate, there is increment in tensile strength of 0.3 kPa and 0.003 kPa per one cycle of logarithm of pulling rate for clay~sand-4 and clay~sand-5 for the range of 0.01 to 1.0 mm/min, showing larger increment for soil having lower amount of finer particles that having larger amount.

ACKNOWLEDGEMENTS

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

REFERENCES

- Barzegar, A. R., Oades, J. M., Rengasamy, P. and Murray, R. S. (1995): Tensile strength of dry, remoulded soils as affected by properties of the clay fraction, *Geoderma*, 16, 93-108.
- Jung, W. J., Ogata, Y., Wada, Y., Seto, M., Katsuyama, K. and Ogawa, T. (2001): Effects of water saturation and strain rate on the tensile strength of rocks under dynamic load, *Journal of Geotechnical Engineering*, JSCE, 673(III-54), 53-59 (in Japanese).
- Nahlawi, H., Chakrabarti, S. and Kodikara, J. (2004): A direct tensile strength testing method for unsaturated geomaterials, *Geotechnical Testing Journal*, 27(4), 356-361.
- Ono, N., Mochizuki, A., Kurosaki, H. and Ueno, K. (2003): Trial tests with compressive and tensile strength measuring apparatus, *58th Annual Meeting of Japanese Society of Civil Engineers*, 337-338 (in Japanese).
- Suzuki, T., Umei, T. and Sunaga, F. (1998): A research on the tensile strength of cement treated soils, *53rd Annual Meeting of Japanese Society of Civil Engineers*, JSCE, 600-601 (in Japanese).
- Tamrakar, S. B., Toyosawa, Y., Mitachi, T. and Itoh, K. (2005a): Tensile strength of compacted and saturated soils using newly developed tensile strength measuring apparatus, *Soils and Foundations*, 45(6), 103-111.
- Tamrakar, S. B., Mitachi, T., Toyosawa, Y. and Itoh, K. (2005b): Development of a new soil tensile strength test apparatus, *Proc. Geo-Frontiers 2005, Geotechnical Special Publication 138 (CD-ROM) Site Characterization and Modeling*, ASCE, Reston, Va.
- Yao, S., Masui, T. and Ito, A. (2002): The relationship between tensile strength and the state of water in Kaolin clay, *47th Symposium on Geotechnical Symposium*, 127-132 (in Japanese).

地盤調査に求められている課題

—信頼設計に基づいた地盤定数の設定—

Requirements for Site Investigation

—Derivation of Geotechnical Parameters Based on Reliability Design—

田中 洋行 (たなか ひろゆき)

北海道大学大学院准教授 工学研究科

1. はじめに

我が国の構造物の設計法が、従来の仕様規定から性能規定による信頼設計に移行しつつある。地盤工学会においても基礎設計における原則 (JGS4001)¹⁾が設定された。長年地盤調査を行ってきた筆者としては、地盤を確率論に基づいた材料として捉えることに、多少抵抗があるというのが正直な感想である。しかしながら、信頼設計に基づく限界状態設計方法が世の中の大きな流れであり、地盤だけが旧態依然の設計方法にしがみつくなければいけないことも理解している。したがって、地盤調査の分野においても、信頼設計を念頭においた調査方法を早急に整備する必要がある。

筆者が日本側のオブザーバーとして参加しているヨーロッパ規格 (CEN) においても、この流れを受けて例えばサンプリングの規格 (案) では、試料の品質を従来の「乱れた」、「乱れない」との表現から、クラス1から5に分け、サンプリング方法もこのクラスに対応したカテゴリー1から3に分類している。また、静的コーン貫入試験 (CPT) においても、測定値の精度を地盤種別や測定値の使用目的によってクラス1から5までに分類している。

しかしながら、本城²⁾が指摘しているように、信頼設計の原則は、品質が管理された鋼やコンクリートといった材料を対象とした分野で確立されたため、このままの状態では地盤へ適用すると多くの問題が生じる。地盤は自然が造ったものであり、特性を把握する場合にも堆積環境などの自然の摂理を十分に考慮する必要がある。例えば、鋼などの人工材料と地盤の特性のバラツキの性質は基本的に異なる³⁾。さらに、地盤特有の問題として、試料の乱れに代表されるように試験者によって測定値が大きく異なることが挙げられる。事情をよく知らない他の分野からは、試験者によるバラツキは「試験方法の基準化の未整備」、「試験者への不十分な教育」、ひどいのは「手抜き」によるものと指摘される。さらに我が国では、設計定数の決定と基礎を設計する技術者は異なるのが一般であり、後者は必ずしも地盤の専門家でないことが多い。このような状況で、基礎の設計に信頼設計を導入すると、大きな混乱や問題が生じると考えられる。

本稿では、2. に示す四つの事例、すなわち粘性土、中

間土、砂質地盤を例にとって、強度定数の決定について考えてみる。また、最近では、人的なバラツキを少なくするために、現在電気式静的コーン貫入試験 (CPT) が大きな注目を浴びている。この試験は、ほぼ連続的に地盤の特性を把握できるので、信頼設計に適した試験方法である。筆者も CPT を積極的に使用すべきとの意見を持っている。しかし、CPT にも多くの問題点があることを指摘したい。

2. 事例

2.1 サンプリング方法

我が国では、非排水せん断強さ (s_u) を求める方法として伝統的に一軸圧縮試験を用いてきた。一軸試験の最大の欠点は、強度が試料の品質に大きく左右されることである。

図-1 は、世界中で使用されている代表的なサンプラー6種類を用いて、九州有明で行った比較試験結果を示したものである。サンプラーの詳細は他の文献⁴⁾に譲るが、同一オペレーターによって試料を採取したにもかかわらず、強度が著しく異なるのがわかる。ここで用いたサンプラーの仕様は CEN のカテゴリー1の基準をすべて満足している。つまり、力学試験に適した試料を採取できることが認証されたサンプラーである。また、

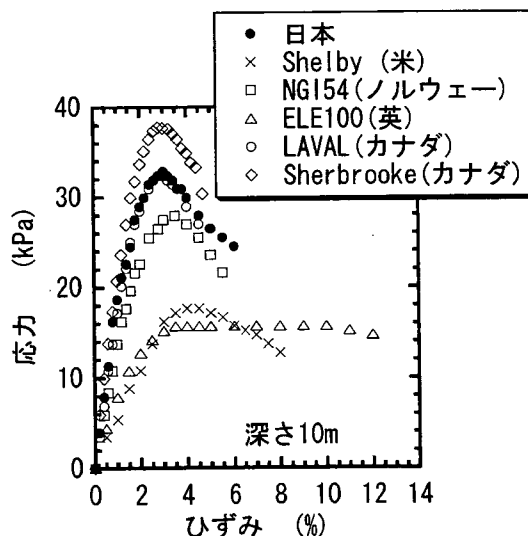


図-1 各種サンプラーで採取された試料の一軸試験結果

世界的に「不攪乱試料」を採取するために一般に用いられているのは、Shelby チューブであることに留意していただきたい。我が国のサンプラーは、最も品質が良い試料を採取できるとの評判を得ている Sherbrooke と Laval サンプラーと同等である。これらのサンプラーは、サンプリングコストが高いため、研究用や特別なプロジェクトだけに用いられている。日本のサンプラーは、通常の地盤調査で用いられているサンプラーの中でも抜群の性能を有している。

2.2 オペレーターの影響

試料の品質はサンプラーなどの道具も大事であるが、オペレーターの力量にも大きく左右される。これが、地盤の信頼性設計を行う上で最大の障害と考えられる。図-2 は比較的均一と考えられる海上の粘性土を対象とした地盤調査の結果である。一軸圧縮強さ (q_u) の値にかなりのバラツキが認められるが、サンプリングを行ったチーム (図の A から G) ごとにデータを見てみると、 q_u が小さいのは常に同じチーム (D) であることがわかる。地盤調査会社が提出した報告書には、チームの違いを考慮せずに、設計強度を最小自乗法で機械的に深度方向に引いていた。このようなデータを下にして、高度な解析を行っても何の意味を持たないのはいうまでもない。

地盤調査技術者の質をある程度の水準以上にするため、全国地質調査業協会連合会 (全地連) では、地質調査技士の試験制度を設けている。しかしながら、連合会の HP にも書いているように、その重点はボーリングなどのハードから、周辺知識の充実などのソフトに移行しつつある。ちなみに、ボーリングに関する CEN の規格案では、オペレーターの試験は現場で行う実地試験の採用を考えている。

CEN の規格と同様に、サンプリング技術の力量によって技術者をクラス分けすることも考えられるが、図-2 に示すように (例えば D グループ)、いつも品質の悪い試料を採取しているわけではない。このことはサンプラーについても当てはまり、例えば Shelby チューブが常に悪い試料を採取しているわけではない。したがって、サンプリング方法 (人間も含む) をクラスに分類し、このクラスによって補正係数を決めると、場合によっては算出された地盤定数は過大になり、危険側の数値を与える。

2.3 不適切な試験方法

次に、試料の品質の問題ではなく、不適切な試験方法によって s_u を評価した例を示す (図-3)。このサイトも海上で、上層は正規圧密の粘性土で、図に示すように $q_u/2$ が深さ方向に直線的に増加していくのがわかる。しかし、深さが 18 m を過ぎたあたりから $q_u/2$ が減少し、またバラツキも大きくなる。これは、この深度から粘土分が減少し、いわゆる「中間土」となるためである。一軸圧縮強度から地盤の s_u を求めて良いとの理論的背景は、拘束圧がない大気圧の下でも、原位置の有効拘束圧に相当する負の間隙水圧 (残留有効応力) が残留しているためである。しかし、粗粒分が多くなり、透水係数

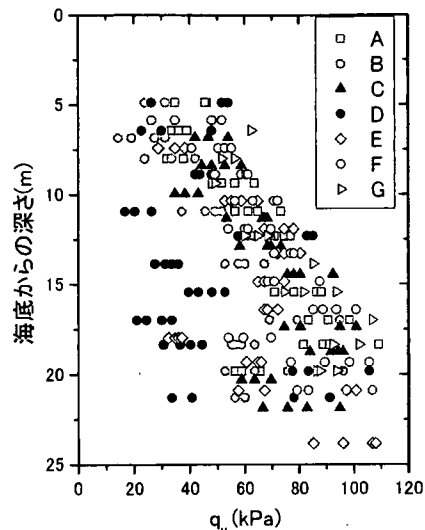


図-2 オペレーターの違いによる試料の品質

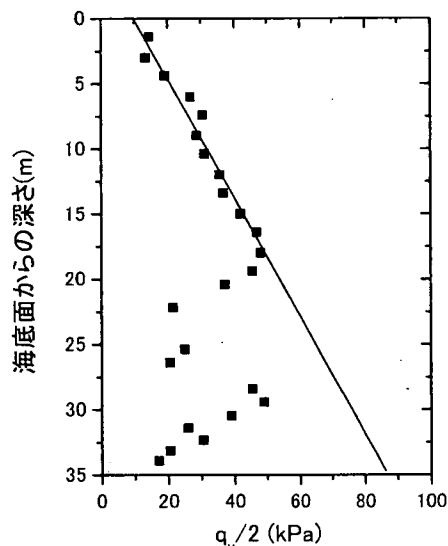


図-3 中間土を一軸圧縮試験によって評価した例

が大きくなると、サンプリング方法に細心の注意を払っても、試料を大気圧の下にさらすと、残留有効応力は極端に低下する。その結果、有効拘束圧が減少し、 q_u も小さくなる。したがって、このような地盤に対して、一軸圧縮試験によって s_u を求めること自体が問題となる。図-3 は原位置の強度のバラツキではなく、供試体内の残留有効応力の大小によるバラツキを示している。もちろん、このような地盤に対して $\phi_u = 0$ の適用性も議論となる。

図-3 に示した例は、筆者らがサンプリングを行い、一軸圧縮試験も実施した。通常の粘性土と考えられる 17 m より浅い深度の q_u と図-2 の q_u とを比較すると、図-2 の方がバラツキが大きいことがわかる。これは、筆者らが行ったサンプリング方法が良いわけではなく、試験方法が異なるためである。筆者らの行った試験は、できるだけ試験結果のバラツキを少なくするために、貝殻やクラックの入った試料は使わないで、いわゆる「きれいな」試料を選んで行っている。一方、図-2 に見られるように商業ベースで行われる試験は、機械的に供試

体を選択し（例えばサンプリングチューブの指定された場所）試験が行われる。統計学的に見れば、後者の方法は無作為にサンプルが抽出されたことになり、正しい試験方法であるかもしれない。しかし、試料の乱れ、あるいは貝殻などの異物が混入した供試体から計測された値は、何の意味をもたないと思われる。しかしながら、一般に行われている商業ベースの試験で、誰がどのように供試体を選択し、その品質を判断することは非常に難しい。筆者らは、サクシオンやベンダーエレメントによるせん断波速度によって試料の品質を客観的に評価する研究を進めている⁵⁾。従来用いられている評価方法は、一軸圧縮試験での破壊ひずみや圧密試験における原位置の有効土被り圧を載荷した時の体積変化などである。しかし、これらの方法は、試験をした後に試料の品質が評価されるので、すでに供試体が存在しない。サクシオンやせん断波速度は供試体を破壊しない非破壊試験なので、本試験を実施する前に試料の品質を評価することができる。しかし、実際の調査ですべての試料に対して、このような試験を行うのは非現実的であると言わざるをえない。

仮に試料の品質が事前に判断でき、そして試料が試験に適していないと判断された場合には、試験を行っていないので、その分の費用は受け取れない。現状の発注形態では、満足した試料を採取されていないとの理由で、試料採取の費用も払われないことも考えられる。したがって、多少品質に難があったとしても、試験を実施しているのが現実のようである。

2.4 地盤の特性

最後の例として、標準貫入試験から求めた N 値の結果を示す（図-4）。この調査では、100 m 四方の地盤を対象として、11地点とかなり密な間隔で地盤調査を行った。図中の黒丸は、筆者らが調査に立ち会った N 値である。当時は現在ほどハンマーの自動落下装置が普及してはいなく、コーンブリー法と呼ばれる方法でハンマーを落下するのが主流であった。筆者らが立ち会った

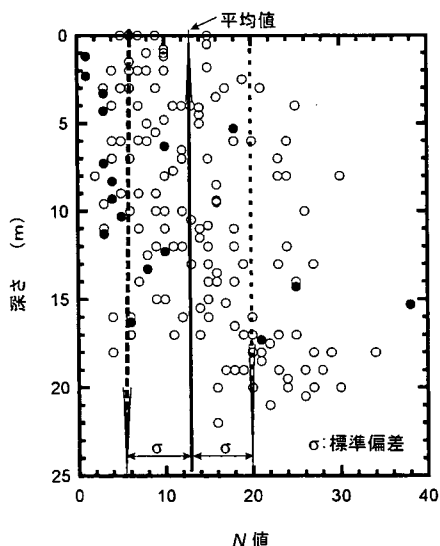


図-4 11地点で得られた N 値

調査は、「トンビ」法でハンマーを落下したことを確認している。したがって、黒丸が他の N 値より多少小さな傾向にあるのは、落下エネルギーの違いによるものと思われる。この地盤の N 値は深さ方向に一定であると考えると、 N 値の頻度分布をとると（図-5）、きれいな対数正規分布となる。これらの値から、確率に基づいた地盤値を設定できるかもしれない。

図-6 に CPT による先端抵抗 (q_t) を示す。図から q_t が大きな深度と、小さな深度が層状となっていることがわかる。図は省略するが、小さな q_t を示すところは細粒分を多く含む箇所であることが、CPT による間隙水圧の値からわかった。したがって、この地盤は図-4 に示すように N 値が均一にばらついている地盤ではなくて、粗粒分が多い土と、細粒分が多い土とが層状になった地盤として捉えるべきである。Uzielli³⁾らが指摘しているように、地質的な考察なしに数値だけで地盤をモデル化するのは非常に危険である。

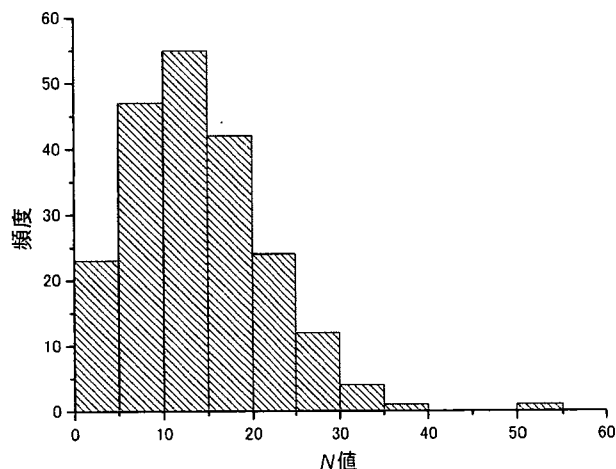


図-5 N 値のヒストグラム

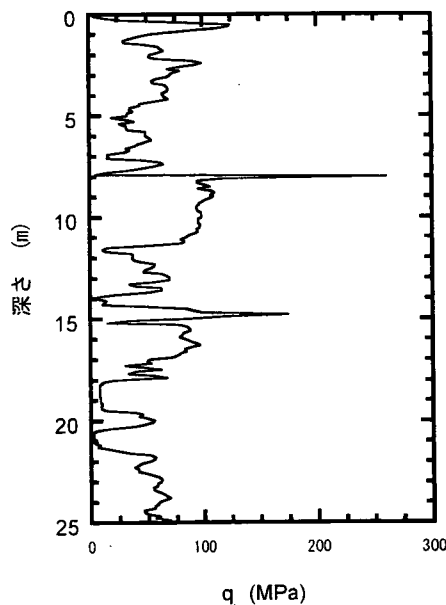


図-6 CPT による地盤調査結果

3. 静的コーン貫入試験

従来の N 値と q_u に代わる地盤特性を把握する方法として、静的コーン貫入試験 (CPT) が注目を集めている。この方法は、従来の方法と比べて個人誤差が極めて少ないこと (実際は異なるが、これについては後で述べる) と、従来の方法で得られるデータがポイントであるのに対して、深さ方向にはほぼ連続的であることが最大のメリットである。したがって、信頼設計を行うためには理想的な調査方法と考えられる。しかし、CPT も万能な試験方法ではない。現在、CEN あるいは ISO として投票中の規格案では、一番精度の高いクラス 1 でも q_t の精度は 35 kPa である。この値は、規格を遵守する場合には厳しいが、設計に使う場合には不十分な精度である。軟弱地盤用の CPT の容量は 20 MPa から 30 MPa であるので、35 kPa の精度を保つことは現在のテクノロジーからみて、比較的容易と思われる (容量に対して約 1/1 000 の精度)。問題なのは、温度変化によって原点がシフトすることである。例えば、真夏の場合では外気温は 30°C 以上となり、一方北海道では地中の温度は 10°C 前後である。大気中で原点をとってから、コーンを貫入すると、コーンの温度は徐々に下がっていき、測定された値は貫入抵抗と温度ドリフトとが混ざった状態で測定される。CEN の規格では、貫入前と貫入後の無負荷の状態を義務づけているが、その差が補償されている精度以内、すなわち、クラス 1 の場合には 35 kPa 以下でなくてはならない。これは、かなり厳しい規定である。一方、設計上の観点からは満足できる精度ではない。例えば、コーン係数 (N_{kt}) を 10 とし、土被り圧の影響を無視すると、 s_u の精度は 3.5 kPa となる。軟弱地盤では、 s_u は 20 から 50 kPa であるので、CPT は対象とする s_u の 1/10 程度しか精度を有していないことになる。これでは、とても信頼設計に使える代物ではない。さらに、 q_t から s_u に変換するためには、 $q_t - \sigma_{vo}$ (ここに σ_{vo} は全応力で表した土被り圧) とする必要があり、 σ_{vo} の精度が問題となる。筆者らは、これに対処する方法としてボールコーンの使用を勧めている。詳細は他の文献^{6),7)}に譲るが、既往のコーンの先端を大きな断面のボールに取り替えることにより、 q_t の精度が向上するとともに、背後にも土圧が作用するので σ_{vo} の影響をほぼ無視することができる。

一方、砂質土に CPT を使った場合、貫入能力の不足が問題となる。現状の CPT の貫入装置では、 N 値がせいぜい 20 程度の地盤しか調査することができないので、我が国のような地震国で問題となる液状化の有無を判断するには、残念ながら現在の CPT では対処できない。このため、貫入能力が大きな装置が出現しているが、高度に土地が利用された我が国では、欧米で用いられている大型の貫入車の導入は極めて難しい。また、測定できる地盤の堅さも今後ますます増大するものと思われる。

したがって、堅い地盤には、CPT を静的貫入ではなくて動的貫入の導入を考えるべきである。精密機械は振動に弱いが高テク日本の技術によれば何とかできるのではないかと考えている。

4. さいごに

上記に示したように、従来の q_u や N 値に代わる方法として、CPT を信頼設計に使うためには、数々の解決すべき問題点がある。しかしながら、筆者はあえて CPT を今後の地盤調査の中心的方法にする必要があると考えている。その最大の理由は、メカニズムが比較的単純であることと模型実験に対応できるからである。

既往の研究によって、 N 値を支配する要因が明らかにされている。しかしながら、 N 値が例えば ϕ 、ダイレイタンシー、剛性率などがどのように寄与しているかは、残念ながら未だ明らかになっていないとは言えない。CPT も同様に、何によって先端抵抗値を支配するかは未だ明確ではないが、境界条件が標準貫入試験 (SPT) と比べて簡単なので、数値解析によってある程度明らかにできる。また、SPT と比べて CPT はチャンバー試験などの実験も行いやすい。

もう一つの利点は模型実験に適していることが挙げられる。すでに述べたように発注の形態が仕様規定から性能規定に大きく変更し、これに従い性能が満足しているかを照査する必要がますます増大するものと思われる。この照査方法において、小さな模型でも相似則を満足した遠心力模型実験が有望である。問題は、模型地盤と実地盤をどのように関連づけるかである。遠心力を載荷しながらミニチュア標準貫入試験による N 値の測定は非現実的であり、CPT による方法が現実的である。

参 考 文 献

- 1) 地盤工学会基準 JGS4001-2004 : 「性能設計概念に基づいた基礎構造物に関する設計原則」, 2004.
- 2) 本城勇介 : 地盤構造物の設計論と設計コード, 第 39 回地盤工学研究発表会 展望講演, 2004.
- 3) Uzielli, M., Lacasse, S. & Nadim, F.: Soil variability analysis for geotechnical practice, Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Tan, Phoon Hight & Leroueil (eds.), Vol. 3, pp. 1653~1752, 2007.
- 4) Tanaka, H.: Sample quality of cohesive soils: lessons from three sites, Ariake, Bothkennar and Drammen, Soils and Foundations, Vol. 40, No. 4, pp. 57~74, 2000.
- 5) 西田浩太・松田圭大・田中洋行・三田地利之・林 宏親・深沢 健・中村明教 : ベンダーエレメント試験による試料の品質評価, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp. 269~270, 2006.
- 6) 中村明教・深沢 健・田中洋行・西田浩太・上本真也・富田龍三 : T-bar, ball 貫入試験を用いた軟弱地盤調査事例, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp. 181~182, 2006.
- 7) 田中洋行・西田浩太・深沢 健・中村明教 : 浚渫粘性土で埋め立てられた地盤の原位置試験による圧密度の把握, 土と基礎, 地盤工学会, Vol. 54, No. 7, pp. 25~27, 2006. (原稿受理 2007.8.6)

半導体加速度センサーを利用した 高精度傾斜計による斜面崩壊予知の検討

豊澤 康 男*1 伊 藤 和 也*1 Tamrakar S. B.*2 三田地 利 之*2
国 見 敬*3 西 條 敦 志*3 大久保 智 美*3

建設工事中の斜面崩壊による労働災害は、中小規模工事での被災がほとんどを占めている。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遅れや、経費に余裕のない中小規模工事においても利用可能な簡易で廉価な計測・警報装置が十分に整備されていないことがある。そのため本研究では、経費に余裕のない中小規模工事にも利用可能なより廉価な計測システムの製作を目的として、半導体加速度センサーを利用した高精度傾斜計の開発および試作を行った。本報では、高精度傾斜計の概要を紹介するとともに、高さ 2.2m の室内斜面模型の崩壊実験に基づき、高精度傾斜計による斜面崩壊直前予知の可能性および最適な設置位置等について検証を行った結果を報告する。

キーワード: 斜面崩壊, 傾斜計, 崩壊予測, 労働災害, 模型実験

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 30 件前後の死亡災害が発生している¹⁾。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。これらの工事では、工事が完了すれば安定な構造となるものの、その施工過程において十分な対策が取られずに不安定な斜面の下で作業が行われていることがある。災害の調査・分析結果²⁾によると、斜面崩壊による労働災害は、地山・法面掘削中に被災するケースと掘削後に切取った斜面の近くで行う作業中に被災するケースがほぼ同程度にのぼる。切取った斜面の近くで行う作業中の被災例としては、例えば、図 1 の概念図に示すように擁壁と地山の間の狭い場所で行う型枠の組立・解体作業での災害がある。当作業では斜面崩壊が発生すると逃げ場が無いために逃げ遅れて被災する事例が数多く報告されている。

このような災害の背景には、急勾配に切土掘削したために不安定化している法面付近で作業をしなければならない施工方法の欠点が指摘できる。こうした災害を防止するためには作業者が被災することのないような安全な施工方法とすることが第一義的に重要である。

安全な施工方法を策定するためには、切土掘削した斜面が安定か不安定かを工学的に判定する必要がある。しかしながら、安定な切取り斜面の高さや勾配、土留め工の設置位置・強度、長大斜面における土圧の算定法など、現在の地盤工学・岩盤力学等の知見をもってしても斜面安定問題はまだまだ完全には解明されたとは言えない現状である。

人工的に作成される鋼やコンクリートと比べて、切土掘削工事の対象となる地盤は、地殻変動や浸食・堆積と

いった自然現象の履歴や、さらには盛土工事等の人工的な工事の履歴を受けてきたことが考えられ、通常の地盤調査などでは地質状態を十分には把握しきれないこともある。こうした地盤情報の不確実性のため、地盤工学の分野では、計測や観察によって地盤の挙動を見極めながら施工することの重要性が古くから指摘されてきた⁴⁾。

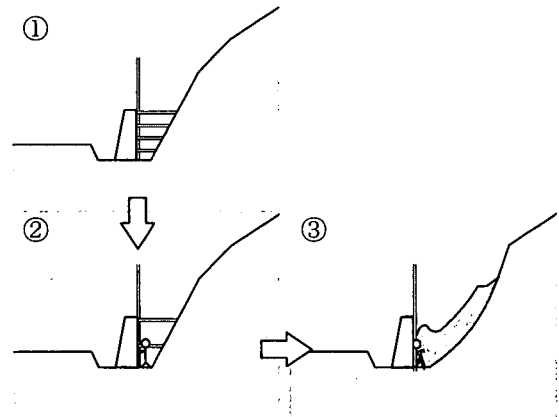


図 1 型枠の解体中の労働災害の概念図

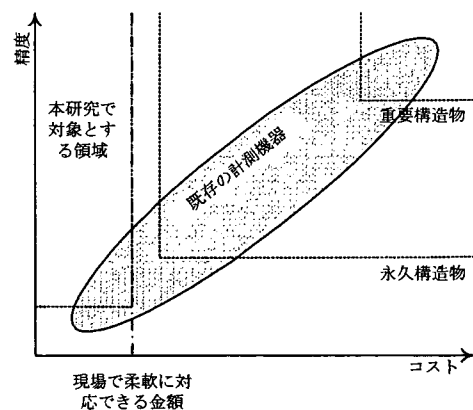


図 2 土木・建築構造物における計測施工でのコストと精度の概念図

† 原稿受理 2008年3月15日

*1 労働安全衛生総合研究所建設安全研究グループ*2 北海道大学

*3 曙ブレーキ工業株式会社

連絡先: 〒204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6

労働安全衛生総合研究所建設安全研究グループ 豊澤康男*1

E-mail: toyosawa@s.jniosh.go.jp

Terzaghi and Peck によって提唱された観測施工

(Observational Procedure) は、軟弱地盤を対象として発達してきたが、最近では、設計理論・計測技術の高度化によって、土木・建築の大プロジェクト工事において動態観測や情報化施工として利用されている⁵⁾。

土木・建築構造物における計測施工や常時計測を行う場合の計測機器（システム）のコストと精度の関係の概念図を図2に示す。ここで、重要構造物とは、構造物が破損・損壊・倒壊すると社会的に重大な損失や甚大な被害を生じうる構造物を指す。従来の計測施工は、このような重要構造物での大規模な崩壊を対象とするものが主であり計測実績も多い。本研究で対象とする領域は、経費に余裕のない中小規模工事でも現場で採用できる程度のコストでかつ高精度の計測システムである。この領域の研究は十分とは言えない現状である。

小規模な崩壊であっても、斜面崩壊が発生する前には、地盤内部では応力が発生し、それに伴い変形が発生していることが考えられる。崩壊前に斜面上の小石などがパラパラと落ちてきたり、地中の植物の根が切れる音が聞こえたりするなど崩壊前に地盤が徐々に変形していることを示すものである。

このような地盤内の応力の発生や地盤変形を捉える方法としては、従来、地盤の変形を計測する方法が一般的であった。代表的な計測機器としては、不動点と斜面内の点との2点間に鋼線を張り、その伸縮距離の変化を計測する「地すべり計」がある。この計測方法は実績も多く有効であるが、不動点ごと斜面崩壊が発生する場合は崩壊を検知出来ないおそれがあることや、崩壊規模が推定できないときは不動点と計測箇所の距離が長くなるため設置が大がかりとなるという欠点もあった。

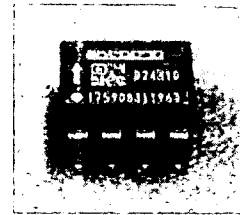
これに対して、「高精度傾斜計」は、単体で計測可能であることに特色がある。崩壊を検知しようとする斜面内に一個計測機器を設置すれば、それだけで測定を開始できる。さらに、複数本を設置すれば面的な広がりの変形の状態を把握できる可能性がある。

このようなことから本研究では、低コストで高精度な動態観測・崩壊予知システムとして、半導体型加速度センサーを利用した高精度傾斜計に着目した。本報では、はじめに高精度傾斜計の概要と特徴を紹介するとともに高さ2.2mの室内模型斜面の崩壊実験において高精度傾斜計の斜面崩壊直前予知の可能性および最適な設置位置について検証を行った結果を報告する。

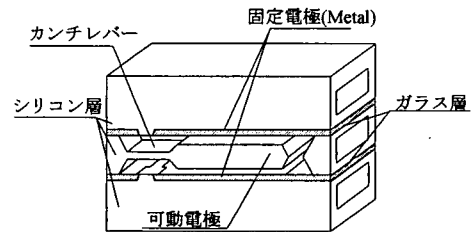
2 高精度傾斜計の性能・構造

1) 半導体型加速度センサー⁶⁾

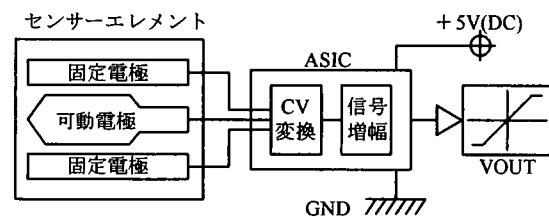
高精度傾斜計の基幹となるセンサーエレメントの外観、構造図および回路図を図3に示す。本センサーエレメントは、3層のシリコンとガラスを陽極接合したものである。センサーエレメントが傾斜することにより、中央層のフレームに取り付けられたカンチレバー可動電極と上下の固定電極部間の距離が変化し、静電容量が変化する。その静電容量を電圧に変換させてその加速度を検出する



(a) 外観 (ICパッケージタイプ)



(b) 構造図



(c) 回路図

図3 センサーエレメント (曙ブレーキ工業株式会社製)

表1 センサー性能

項目	内容
方式	静電容量式
角度計測の精度	分解能: 0.01度
測定限界角	±20度
使用温度範囲	-20~+60度



写真1 ICパッケージタイプのX・Y傾斜計

ものである。加速度センサーの傾斜計としての性能を表1に示す。本センサーは、曙ブレーキ工業株式会社が自動車の車両制御システムとして10年以上前に開発したものであり、自動車内部の過酷な環境での耐久性は概ね保証されている⁶⁾。センサーエレメント自体は、大量生産されており、コストを低く抑える可能性があるといった特徴も兼ね備えている。また、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。

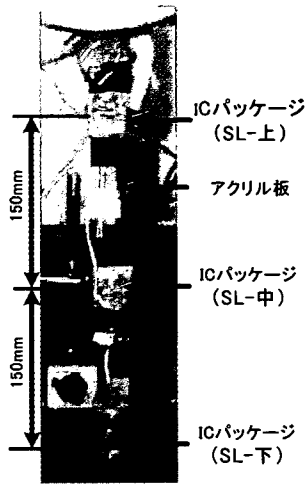


写真2 ICパッケージ三連の傾斜計



写真4 地盤作成の様子

表2 実験ケース

ケース	1	2	3
乾燥密度 (g/cm ³)	1.44	1.43~ 1.47	1.51
含水比 (%)	8.05	6.2~ 8.9	7.3
斜面勾配 (度)	60	60	60
ロッドの 埋込み深さ (cm)	斜面	15	3連 30
	法肩	5	3連 30

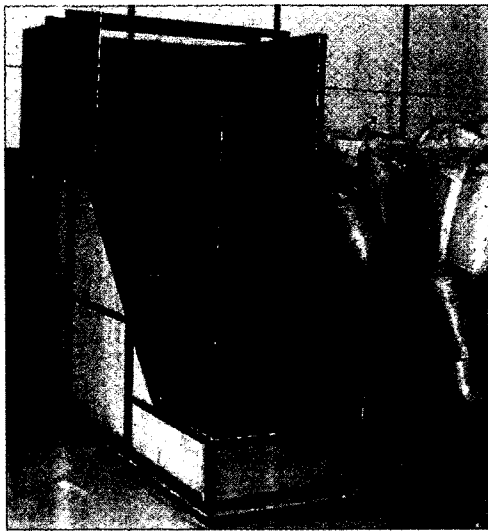


写真3 実験用土槽

2) 高精度傾斜計の構造

室内模型実験の際には、写真1に示すような中空アルミ棒（外径7mm、肉厚0.5mm）の上にICパッケージタイプのセンサーエレメントをX、Y方向の傾斜が計測できるように取付けたものを用いた。さらに、斜面内部の変化を捉えるため、厚さ1.0mmのアクリル板に3個の傾斜計（センサーエレメント）を150mmずつ離して取り付けた3連の傾斜計を作成し（写真2参照、以下、3連傾斜計）、地盤内に挿入にして計測を行った。なお、3連傾斜計については、計測器の都合上、X方向の傾斜のみ測定することとした。

上述のような高精度傾斜計を室内模型実験に用いて、斜面崩壊の前兆現象等の確認を行った。

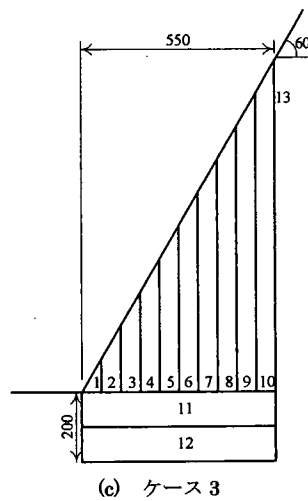
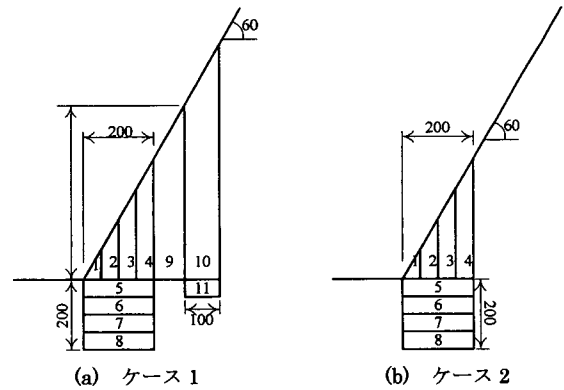


図4 掘削パターン

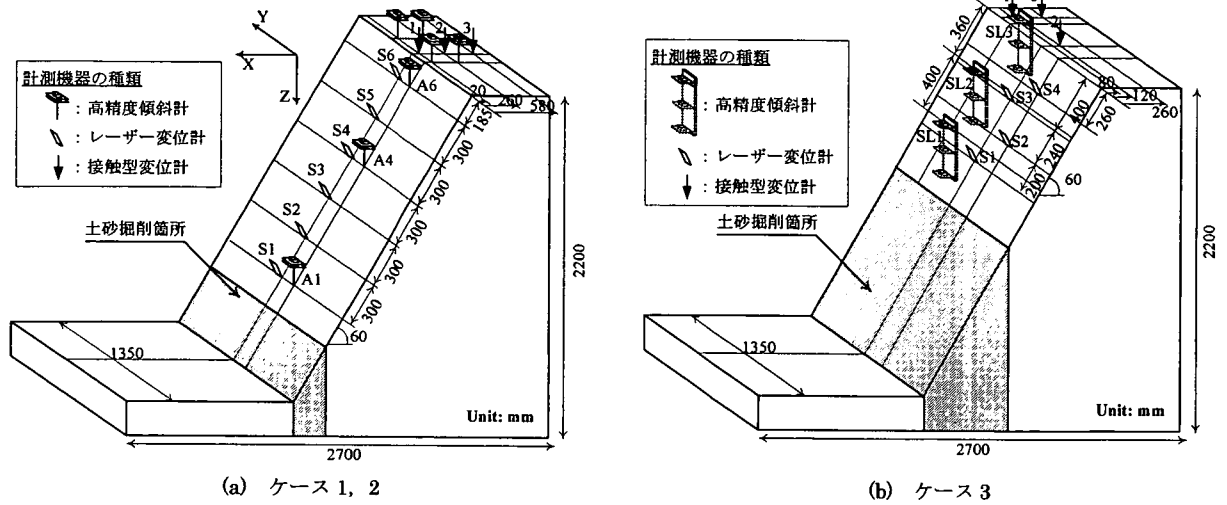


図5 計測器配置状況

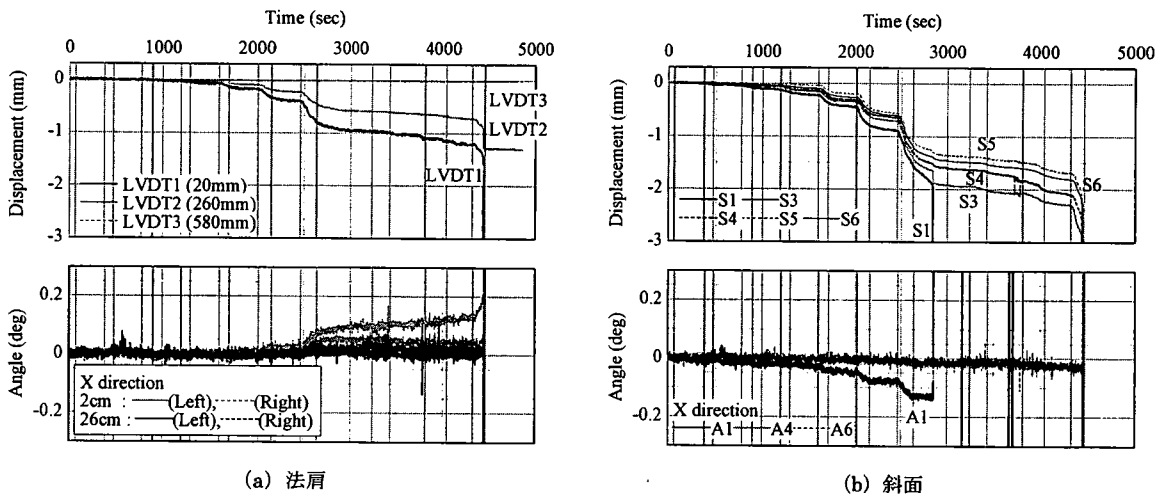


図6 ケース1の計測結果

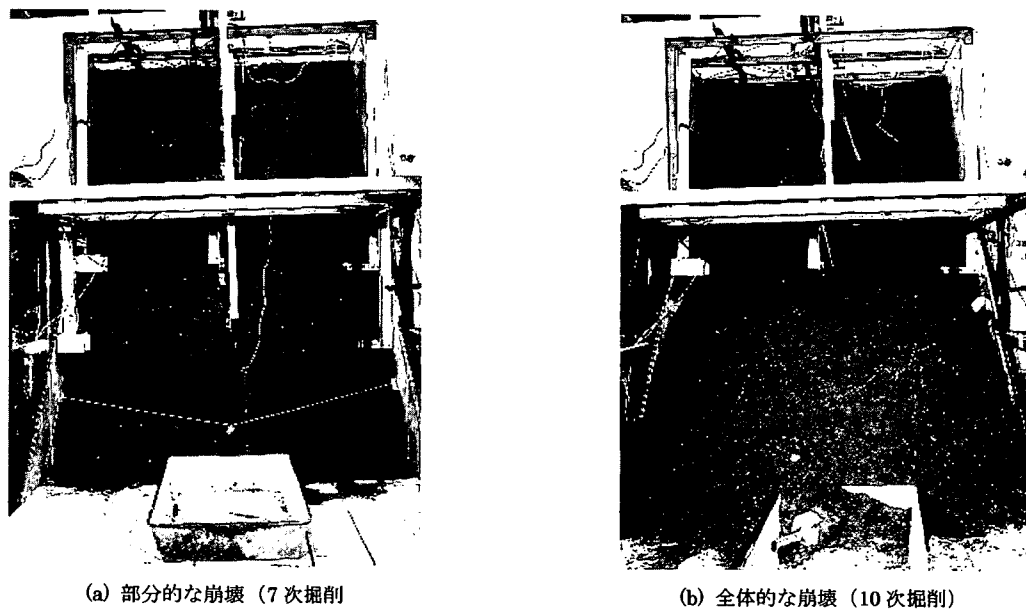


写真5 ケース1の崩壊状況

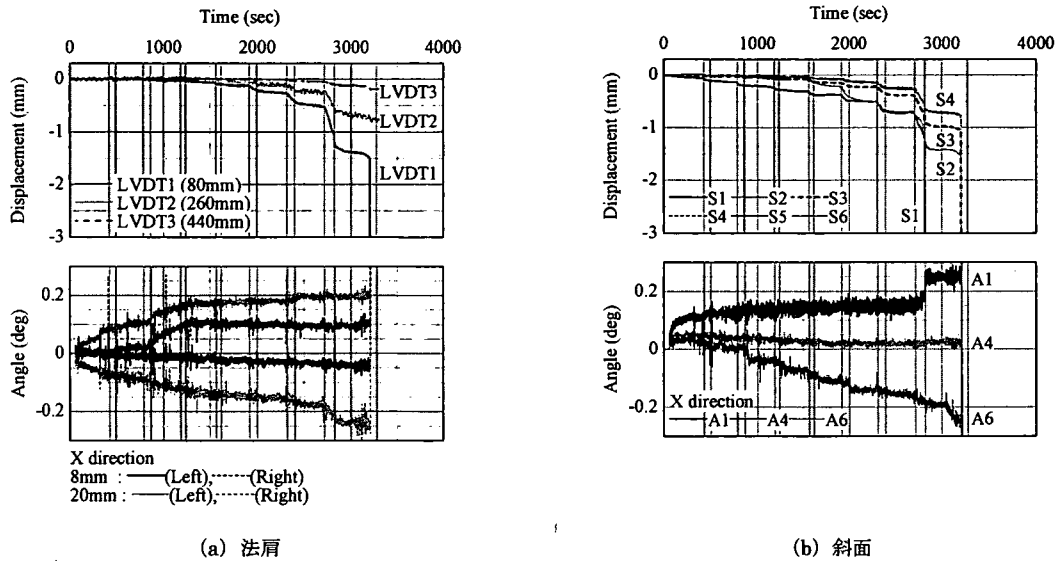


図7 ケース2の計測結果

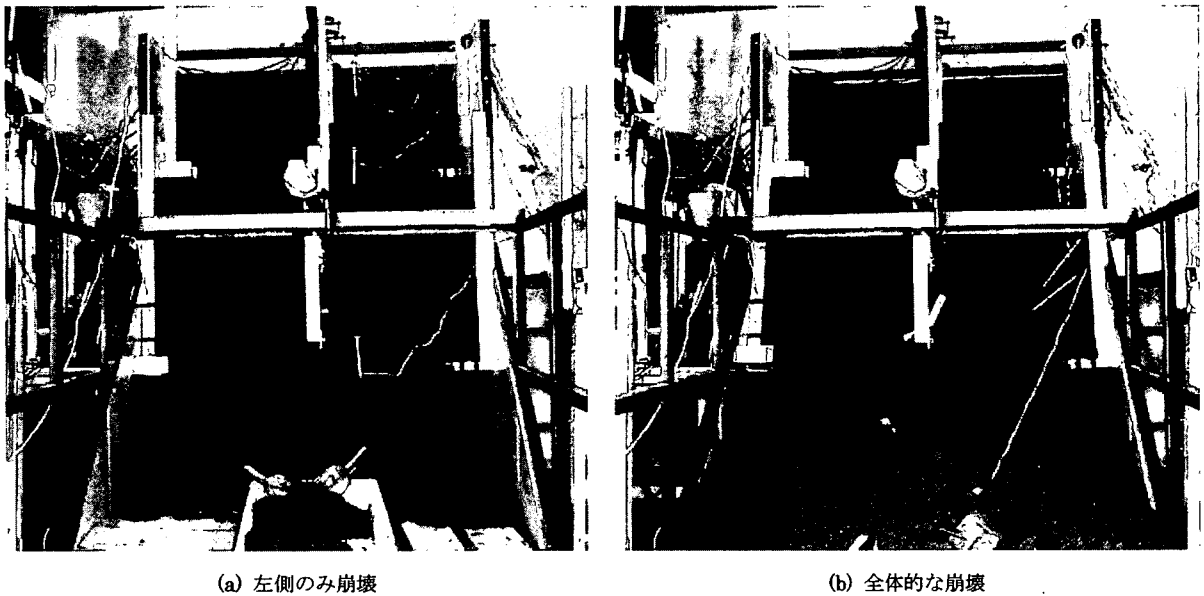


写真6 ケース2の崩壊状況

3 室内模型斜面での斜面崩壊実験

1) 実験概要

(独) 労働安全衛生総合研究所内の多目的大型実験室内に写真3に示すようなL字アングルとコンパネによる実験用土槽(幅1.35m, 奥行き2.7m, 高さ2.2m)を作成した。この土槽内部に模型斜面を作成し, その下部を掘削して斜面を不安定化させて崩壊に至る斜面崩壊実験を行い, 高精度傾斜計の性能等について検証した。

実験に使用した試料は川砂(単位体積重量 2.76kN/m^3 , 地盤区分SP-G, 礫分(2-75mm)8.8%, 砂分(0.075-2mm)8.8%, 細粒分(75mm未満)2.1%, $D_{50}=0.453$)である。地盤は川砂を写真4のように層毎に突き棒により突き固めることにより作成した。本実験は, 表2に示すように, 乾燥密度, 含水比, 傾斜計のロッドの埋込み深さおよび高精度傾斜計の埋設深さを変化させた全3ケ

ースである。掘削過程は, 図4に示すように各ケースで異なっている。これは, 崩壊直前の前兆を把握するために計測値が安定するまで放置するなど, 実験によって臨機応変に対応したことなどによる。

計測機器の配置状況を図5に示す。ケース1, ケース2では高精度傾斜計を斜面上に3点, 法肩部に4点設置した。ケース3では3連傾斜計を斜面上に2点(SL1, SL2), 法肩部に1点(SL3)設置した。なお, 高精度傾斜計が設置してあるほぼ同じ箇所には, レーザー変位計(KEYENCE社製LB-01)も設置し, 変位挙動を計測している。さらに, 接触型変位計(東京測器研究所社製CDP-50)を法肩部に設置し, 沈下量の測定を行った。以下の計測結果に示すX方向, Y方向の出力は図5に示した座標系に従って記述したものである。

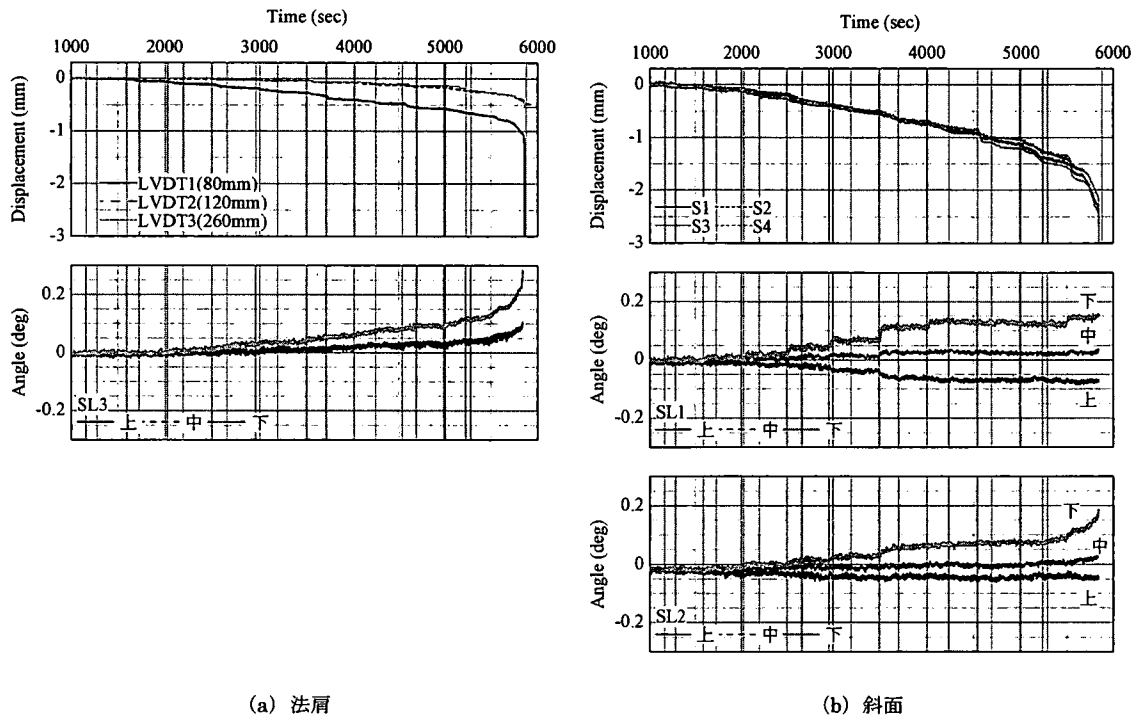


図8 ケース3の計測結果

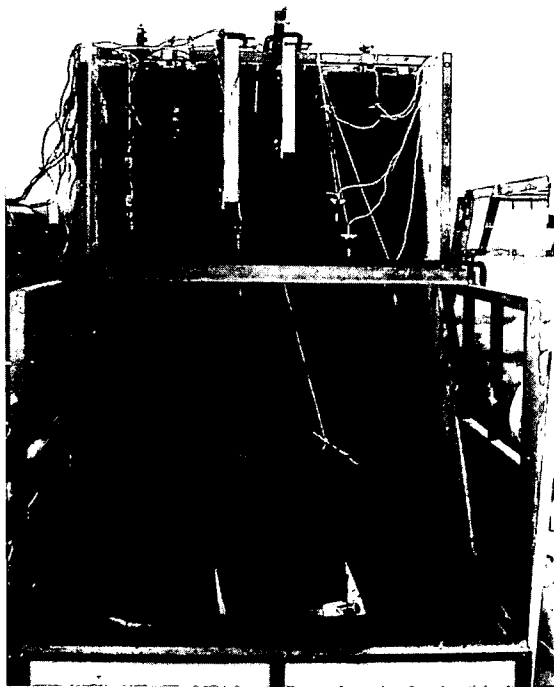


写真7 ケース3の崩壊状況

2) 実験結果と考察

各ケースにおける計測箇所の変位と傾斜角度について法肩と斜面での計測結果を図6~8に、崩壊状況を写真5~7にそれぞれ示す。

ケース1では部分的な崩壊(斜面内崩壊)と全体的な崩壊の2回の斜面崩壊が発生した(写真5)。1回目の崩壊は、7次掘削にて掘削が終了しているにもかかわらず

変形が収束せずに掘削終了から210秒後に斜面内崩壊

(写真5(a))が発生した。その後、10次掘削中に全体的な斜面崩壊(写真5(b))が発生した。計測結果を図6に示す。変位計の結果から、掘削する各段階において微小ながら変形し、3mm程度以内の微小な変位量にて崩壊に至っていることが分かる。高精度傾斜計の結果についても、掘削に伴い0.1度オーダーの微小な変形が計測されている。特に斜面に設置された傾斜計A1(最も掘削面に近い箇所にある高精度傾斜計)の挙動は、変位計の結果と良く対応している。傾斜計A1はX方向がマイナス側に移動していることから、斜面側に倒れるような挙動を呈していたことが分かる。また、掘削面から離れている傾斜計A4、A6では、全体的な斜面崩壊に至る10次掘削まで緩やかな傾きで変動している。高精度傾斜計のY方向の計測結果では、その変動はほとんど見られない。これは、2次元的な崩壊を意味しており、崩壊状況とも一致する結果である。全体的な崩壊の前兆現象については、法肩部の高精度傾斜計の計測結果が明確に示している。この結果から、斜面崩壊の前兆現象を的確に把握するには、計測機器を適切な位置に設置することが重要であると指摘できる。

ケース2の崩壊状況を写真6に示す。ケース2でもケース1と同様に2回の崩壊が発生した。しかしながら、1回目の崩壊は左側斜面だけの局所的な崩壊(写真6(a))であり、ケース1の1回目の崩壊挙動とは異なる挙動を示した。計測結果を図7に示す。掘削開始直後からY方向の傾きが法肩、斜面ともに現れている様子が分かる。これは、局所的に崩壊する状況を表しているものと言える。実験後に行った含水比・乾燥密度から左右で若干の

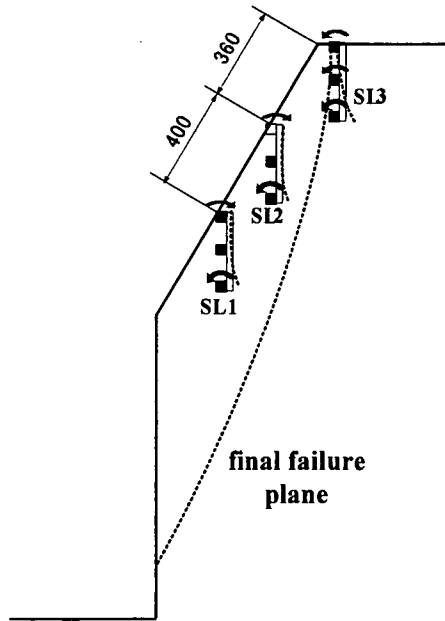


図9 ケース3の三連傾斜計の傾き状況の模式図

バラツキが見られており、崩壊挙動にも多少なりとも影響を与えたものと思われる。斜面に設置された掘削面に最も近い傾斜計 A1 では、X・Y 方向ともにプラス側に変動しており、崩壊した斜面左側に倒れるような挙動を示している。また、斜面上方に設置した傾斜計 A6 では X・Y 方向ともにマイナス側に変動しており、斜面側に倒れるような挙動と一致している。また、斜面中間に設置した傾斜計 A4 では、X・Y 方向ともほとんど変化がなかった。ケース 1 とケース 2 では、掘削面近傍にある傾斜計 A1 の挙動が全く逆の動きをしている。ケース 1 では崩壊した土塊上に傾斜計が設置されていたのに対し、ケース 2 では傾斜計が崩壊土塊に含まれていなかったということが影響しているものと推察される。

ケース 3 の崩壊状況を写真 7 に示す。ケース 3 は他のケースより下層が密に締まっていたことから、崩壊まで掘削量が大きくなった。計測結果を図 8 に示す。図 8 (a) は法肩に設置した変位計 (LVDT) と 3 連傾斜計 SL3、図 8 (b) はレーザー変位計による斜面表面の変位と斜面内に設置した 3 連傾斜計 SL1 と SL2 の値である。掘削毎に法尻付近の下部の傾斜計 (SL1・下) が段階的に増加し、その後、斜面中部の SL2・下が反応した後、法肩に設置した SL3・下に大きな応答が見られた。これは、下部の掘削によって斜面内の応力分布が変化しせん断ひずみ発生箇所が変化しているものと推察される。図 9 は、それぞれの傾斜計の値から SL1、SL1、SL3 の 3 連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。すべり面近くの傾斜計が大きく反応していることがわかる。掘削により斜面形状が変化するに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る。

以上、ケース 1 からケース 3 の結果から、斜面崩壊に至るまでに、微少ながら斜面が変形していることが明確となった。崩壊前の法肩の沈下、斜面の変位は 3mm 程度以内であったが、この変化を捉えることで崩壊の予測は可能であるといえる。また、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ことがわかった。

高精度傾斜計は単体で計測可能であり、単に地盤に差し込めばいいことから、設置に関して専門技術が不要という特徴がある。また、センサー一個が比較的廉価であることから、多数の設置が容易であり、崩壊部を確実に捉えるために崩壊による災害の可能性のある箇所面に面的な広がりを持って配置するなど、高精度傾斜計の特徴を生かした配置を考慮することができる。

なお、小規模で急角度の砂地盤において崩壊予知が出来たことから、崩壊までに変形がより大きい粘性土でも崩壊前の変位を捉えることが可能と考えられる。

4 計測機器の活用について

1) 安全施工における計測機器の位置付け

斜面崩壊による労働災害を防止するには、計画の段階から設計・施工まで全体を通して包括的な見直しを行い、全施工工程を安全な状態とすることが必要である。そのためには、①作業員が危険な状況とならないような安全な施工方法を採用することが必要である。その際には、②切取り斜面下で行う各種作業の見直し、③施工途上の斜面安定性の検討 (土留めなど抗土圧構造物の設置を含む) が不可欠である。さらには、長大斜面などで、どこから崩壊が発生するか予測がつかない場合を始めとして、地盤・抗土圧構造物の不確定要素が残存する場合など、上記対策を補完するものとして、④計測施工が重要と考えられる。

すなわち、計測施工は、切土掘削工事を安全とするために重要であるが、計測施工さえやっていたら他は何もしなくてもいいというものではなく「安全施工」とするための補完的な位置付けとなると考える。

また、当該実験から、すべり面付近など変化が現れ易い場所があり、計測機器の設置位置で感度が異なることがわかった。崩壊の前兆を確実に捉えるためには崩壊の可能性のあるところを網羅するように計器を配置することが重要である。

2) 判断基準について

上述したように崩壊前の地盤変位、傾斜角変化は、当該実験では 3mm 程度、0.2 度程度であった。このような微少な変化を捉えるには目視による監視だけでは到底不可能である。計測機器による客観的なデータに基づく判断が必要であると言える。

次に、得られた値をどう判断するかという閾値 (判断基準) の問題がある。地盤の種類やその現場の地層状態に崩壊メカニズムは大きく影響される。崩壊メカニズムによって閾値 (判断基準) も変わってくると考えられることから一律に確定的な値を示すことは難しい。しかし

ながら、安定している地盤は動かないことから、計測値に変化が現れたら注意して計測値の時間経過を追うことが必要である。計測値の変化が止まらない場合や変化の度合い（微分値）が変わる場合は要注意である。その場合は、施工方法の再検討などが必要であり、発注者との協議も必要となる。急激な変化が現れた場合は、崩壊直前のおそれがあるので緊急に避難すべきである。

5 おわりに

本研究では、低コストで高精度な動態観測システムとして半導体型加速度センサーを利用した高精度傾斜計を斜面崩壊の動態観測・崩壊予知への適用可能性について検討を行った。その結果、労働災害が発生しやすい小規模な崩壊においても、精度良く計測ができ、崩壊直前の前兆現象を捉えることが出来ることを確認した。具体的な結論は、以下のとおりである。

- 1) 川砂で作成した高さ2.2mの模型斜面において、法尻掘削によって崩壊に至るまでの地盤変位、傾斜角を計測した結果、崩壊前に地盤変位が生じるとともに傾斜角が変化していることが明らかとなった。当該実験では0～3mm程度の変位、0～0.2度程度を高精度に測定できる変位計、傾斜計は崩壊の予知に有効である。
- 2) 高精度傾斜計は単体で計測可能であり、単に地盤に差し込めばいいことから、設置に関して専門技術が不要という特徴がある。また、センサー一個が比較的廉価であることから、多数の設置が容易であり、崩壊部を確実に捉えるために崩壊による災害の可能性のある箇所に面的な広がりを持った配置が可能である。高精度傾斜計のメリットを生かした配置を考慮する必要がある。
- 3) 斜面の法尻掘削とともに斜面表面、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。掘削による斜

面形状の変化に伴い、斜面内における地盤のひずみ分布の変化と関連している。

- 4) 傾斜計は、すべり面となる可能性のある近辺の地盤内に埋設することにより高感度の予測が可能になることが分かった。計測機器の差込みロッドの挿入量を深くするなど、測定箇所の選定・設置に当たって考慮すべきである。

謝 辞

本研究の一部は、厚生労働省科学研究費補助金（労働安全衛生総合研究事業 課題番号H17-労働一般-016、代表研究者：三田地利之）の補助を得て実施したものである。ここに記して謝意を表する。

文 献

- 1) 例えば、建設業災害防止協会：平成17年度版建設業安全衛生年鑑、建設業災害防止協会、212p, 2005.
- 2) 伊藤和也, 豊澤康男, Tamrakar S. B., 堀井幸幸：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.
- 3) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons, Inc., 1969.
- 4) 切土法面の調査・設計から施工まで編集委員会編：地盤工学・実務シリーズ5 切土法面の調査・設計から施工まで, 476p, 1998.
- 5) 地盤技術者のための情報化設計・施工入門編集委員会編：入門シリーズ26 地盤技術者のための情報化設計・施工入門, 162p, 2000.
- 6) 国見敬, 納谷六郎, 堀井直彦：車両運動制御用高性能加速度センサの開発, 自動車技術, Vol.55, No.10, pp. 48-53, 2001.

Prediction of Slope Failure Using Highly Accurate Tilt Sensors

by

Yasuo TOYOSAWA^{*1}, Kazuya ITOH^{*1}, Surendra B. TAMRAKAR^{*2} Toshiyuki MITACHI^{*2}
Takashi KUNIMI^{*3}, Atsushi NISHIJYOH^{*3} and Satomi OHKUBO^{*3}

This paper presents the application of tilt sensors to measure the movements of a slope surface and slope crest just before failure during excavation of the lower parts of the slope. The tilt sensors used here consisted of highly sensitive and accurate accelerometers, which could measure tilt angles along the XY directions. Full-scale model slopes were prepared using river sand in the laboratory; the slopes were excavated from the lower parts (toe excavations) until slope failure occurred. A gradual increment in tilt angle during the excavation and rapid increment just before slope failure were observed by the tilt sensors, verifying the applicability and efficiency of using tilt sensors to predict slope movement in actual excavation sites.

Key Words: slope failure, tilt sensor, failure prediction, labor accident, physical modeling

*1 Construction Safety Research Group, National Institute of Occupational Safety and Health, Japan

*2 Faculty of Engineering, Hokkaido University

*3 Akebono Brake Industry Co., Ltd

遠心模型実験装置を用いた二層地盤における降雨再現実験

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 非会員 伊勢大亮

1.はじめに

豪雨における斜面災害は過去より繰り返り起こっている。特に近年は異常気象の影響により、集中的な豪雨が各地で発生している。また、降雨時の斜面崩壊の原因としては、雨水の浸透により表面付近の土の飽和度が大きくなり、単位体積重量が増え、見かけの粘着力が小さくなることが考えられる。したがって、豪雨時の斜面の安定を解明するためには、地下水面より上の不飽和土地盤の間隙水の移動を明らかにする必要がある。そこで、本研究では、粘土含有率の異なる二種類の試料を用いて、二層から成る模型地盤を作製し、降雨実験を行った。この実験から、二層の境界面に地下水が溜まる様子を観測し、それに伴う崩壊の機構を調べた。

本研究では、コストと時間のかかる大規模な実大実験の代わりに、遠心模型実験装置を用いた縮小模型において豪雨時の不飽和地盤の挙動を調べた¹⁾。

2.実験概要

本研究は昨年度からの継続実験であり、昨年度の研究報告は笠間、他²⁾によって報告済みである。昨年度は豊浦標準砂 ($\rho_s=2.65\text{g/cm}^3$) と笠岡粘土 ($\rho_s=2.61\text{g/cm}^3$) を質量比 95 : 5 の割合で混合した試料を使って飽和度 50% の不飽和地盤を作製し、降雨再現実験を行った。今年度は、透水係数の影響を調べ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%) の割合で混合したの 3 種類の試料を用いて、二層地盤を作製し、平面および斜面地盤に対して降雨実験を行った。

2.1 模型地盤

模型地盤の作製方法は以下の通りである。砂と粘土と水を所定の配合で十分に攪拌した後、模型土槽(W45×D20×H40cm)に投入する。試料は 8 層 (1 層辺り深さ 2.5cm) に分けて、飽和度が 50% となるように締め固めて平面地盤を作製する。その際に、間隙水圧計を所定の深さに設置する。その後、平面地盤を斜面角度 45° となるように削り出し、斜面地盤を作製した。また、上から深さ 5cm までを上層、深さ 5cm から底 (深さ 20cm) までを下層とし、上層と下層では異なる試料を用いた。平面および斜面地盤の寸法と間隙水圧計の設置位置を図-1、2 に示す。

模型土槽を遠心模型実験装置に設置後、間隙水圧計の値が安定するまで、すなわち、地盤内の水分移動が十分に行われるまで所定の遠心加速度を載荷し、その後降雨を模した散水を行った。平面地盤は降雨時の排水を行わなかったが、斜面地盤は法先部に地盤底部から 5cm の位置に排水口を設け、降雨時に斜面表面を流れて法先部へ溜まった水と、地盤へ浸透した後法先部へ浸出した水を土槽外部へと排水した。

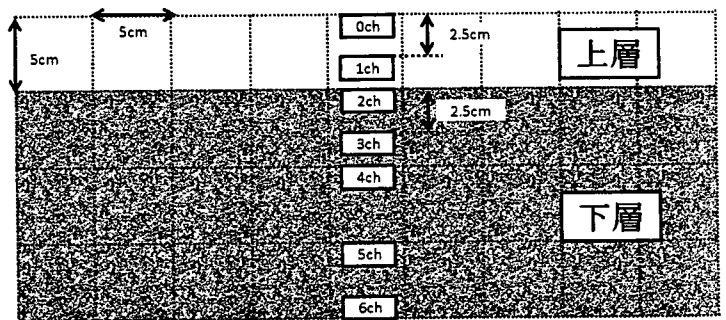


図-1 二層平面地盤

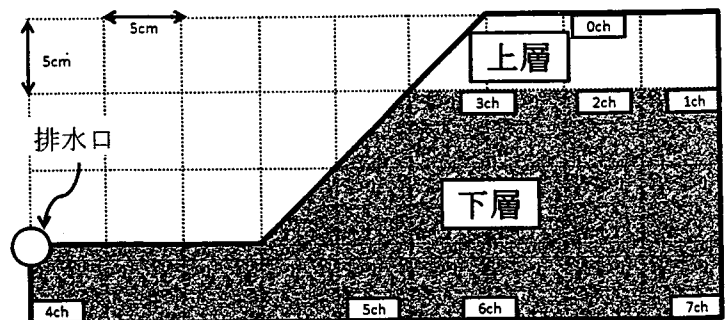


図-2 二層斜面地盤

2.2 実験装置

・遠心模型実験装置 (図-3 参照)

遠心模型実験装置は、地盤の挙動や構造物を対象とした縮尺模型実験として力学的な相似則が明確で、実地盤での挙動を忠実に再現する高精度な模型実験手法である。遠心模型実験装置により重力加速度の n 倍の遠心加速度を載荷させることで、対象構造物の $1/n$ 倍の地盤内応力は実地盤と同じにすることが出来る。本研究で用いた遠心模型実験装置は、最大加速度 150G、最大積載量 100kg、有効回転半径 1.5m である。模型土槽前面には CCD カメラを 2 台設置しており、カメラの映像はスリプリングを介して、また間隙水圧計などの計測機器類のデータはワイヤレスデータロガーを用いて無線で、それぞれ制御室に伝送される。

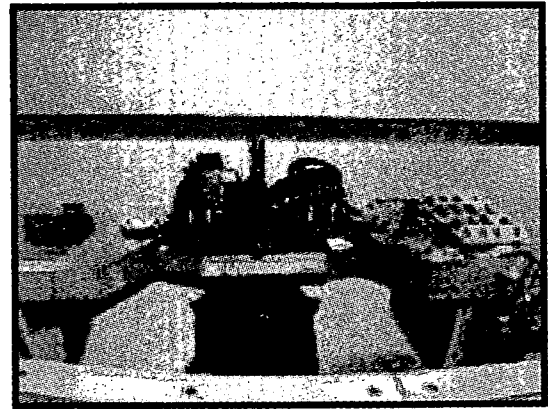


図-3 北大遠心模型実験装置

・間隙水圧計

本研究で用いた間隙水圧計は、SSK 社製のものである。この間隙水圧計の特徴としては直径が約 8mm と非常に小型であり、縮小模型地盤に設置可能であることが挙げられる。また、受圧面がステンレスとセラミックの二つのタイプのものを使用した。

・散水装置 (図-4 参照)

散水装置によって、水を霧状に散布できる 3 つの散水バルブによって降雨を再現した。本研究では、散水装置から散水速度 1.8L/min、0.9L/min で模型地盤に散水した。以下の結果においては、降雨強度 (単位面積当たりの散水速度) を遠心加速度 (本研究においては遠心加速度は 40G) で除して、実地盤換算した降雨強度の値 (1.8L/min=30mm/hr/G, 0.9L/min=15mm/hr/G) で表現する。

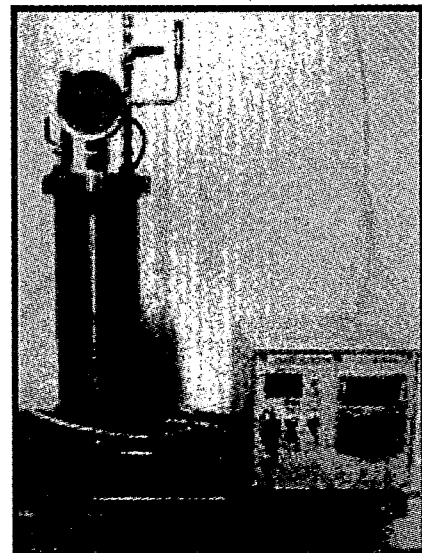


図-4 散水装置

3. 二層平面地盤

3.1 間隙水圧の時間的変化

表-1 に二層平面の降雨実験における実験条件を示す。また、図-5 には降雨開始後からの設置された間隙水圧計 (図-1 参照) で計測された間隙水圧の時間変化を示す。

表-1 二層平面地盤降雨実験条件

試験No.	遠心加速度(G)	上層	下層	降雨強度(mm/hr/G)	降雨量(L)	降雨時間(sec)
①	40	粘土分0%	粘土分5%	30	2.4	80
②	40	粘土分5%	粘土分10%	30	2.4	80
③	40	粘土分0%	粘土分10%	30	2.4	80

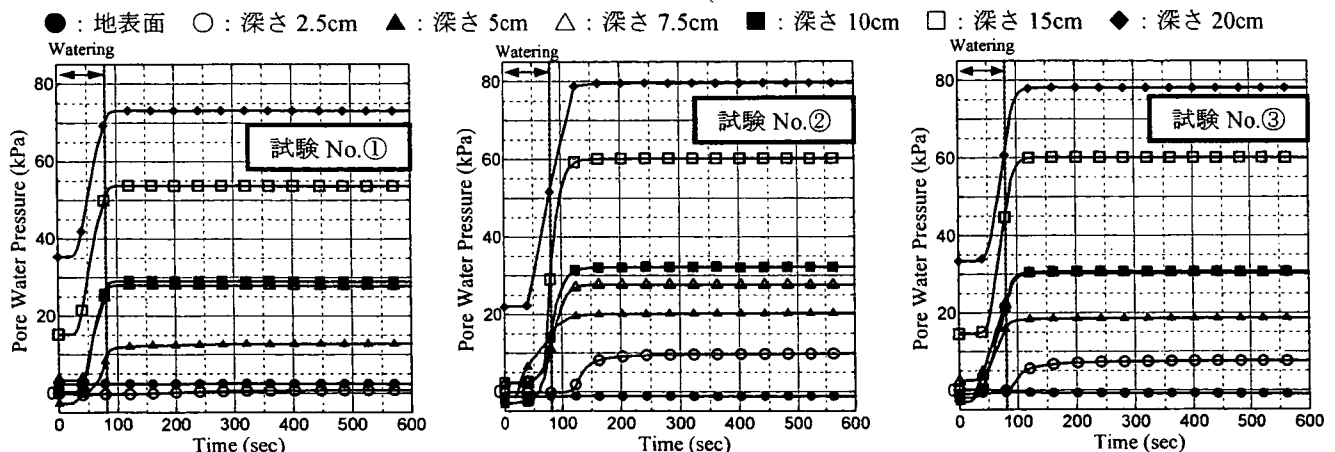


図-5 二層平面降雨実験の間隙水圧変化

図-5より、試験 No.①～③において、地表面の間隙水圧計の値(図中の記号●)が常に0kPaであることが分かる。このことから、これらの実験において地表面に水が溜まる現象は生じなかったといえる。また、CCDカメラの映像からも地表面に水が溜まる様子は確認されなかった。

各試験において、深さ20cm、15cm、10cmの間隙水圧計の値(図中の記号◆, □, ■)が上昇開始する時間は、それぞれほぼ同時であった。このことより、散水された水が層を作って、一様な速度で地盤内を浸透していったことが分かる。しかし、間隙水圧が上昇を開始してから値が落ち着くまでの時間は、それぞれの試験のケースで異なっている。試験 No.①と試験 No.②とを比較すると、表-1に示すように上層および下層共に試験 No.②の方が粘土分が多い。つまり、全体的に試験 No.②の方が粘土分が多いことにより、透水係数が下がったため、値が落ち着くまでの時間が長くなったと考えられる。また、試験 No.②と試験 No.③とを比較すると、上層において試験 No.③の方が粘土分が少ない。そのため、上層の透水係数が大きい分だけ試験 No.③の浸透速度が速くなったと考えられる。最後に試験 No.①と試験 No.③とを比較すると、下層において試験 No.①の方が粘土分が少ない。このため、試験 No.②と試験 No.③の比較で述べた様に、試験 No.①の方が浸透速度が速くなったと考えられる。これらの結果から、土中水は浸潤面を形成しながら浸透していき、その浸透速度は粘土分に依存していると判断できる。

3.2 間隙水圧の境界面における変化

図-5の各実験における0, 40, 80, 120, 600secにおける各深さの間隙水圧計の値を用いて、降雨開始からの間隙水圧分布の変化を図-6, 7, 8に示す。上層、下層ともに試料は飽和度50%になるように模型地盤を作製したため、降雨を開始する前の地下水面は深さ10cm付近に生じて、地下水面より上側の不飽和地盤の場所において-2～-7kPaの微小なサクションが計測された。しかし、降雨を開始して時間が経つにつれ、地下水面が上昇していき、このサクションは喪失した。また、降雨を終了した後、模型地盤全体が静水圧に近い三角形分布になっていることが分かる。

上層と下層の境界面(深さ5cm)の間隙水圧の変化に着目してみる。図-6に示す試験 No.①において、境界面の間隙水圧分布には大きな変化は見られなかった。これは、上層(粘土分0%)と下層(粘土分5%)は共に降雨強度(30mm/hr/G)に比べ透水係数が大きく、降雨によってもたらされた水分は地中に溜まらず、浸透していったためだと考えられる。図-7, 8に示す試験 No.②と③における0sec(図中の記号●)と40sec(図中の記号▲)を比較すると、境界面の間隙水圧だけが增加しているのが分かる。これは、下層(粘土分10%)が、試験 No.①と比べ粘土分が増加したことにより透水係数が小さくなったため、水分は全て下層に浸透せず層の境界面に溜まったと考えられる。また、試験 No.②と試験 No.③の上層は、粘土分5%と10%なので透水係数に差があるにも関わらず、境界面の間隙水圧の変化に明確な差が見られなかった。これは、粘土分0%、5%の場合には降雨強度に比べ透水係数が充分大きいため、浸透の状況に明確な差が出なかったと考えられる。つまり、今回の二層平面地盤の降雨実験より、30mm/hr/Gの降雨強度では、粘土分0%と5%に対する透水係数が大きいため、水は下層に完全に浸透する。しかし、粘土分10%は透水係数が小さくなるため、水は完全に浸透せずに境界面に溜まることが確認できた。

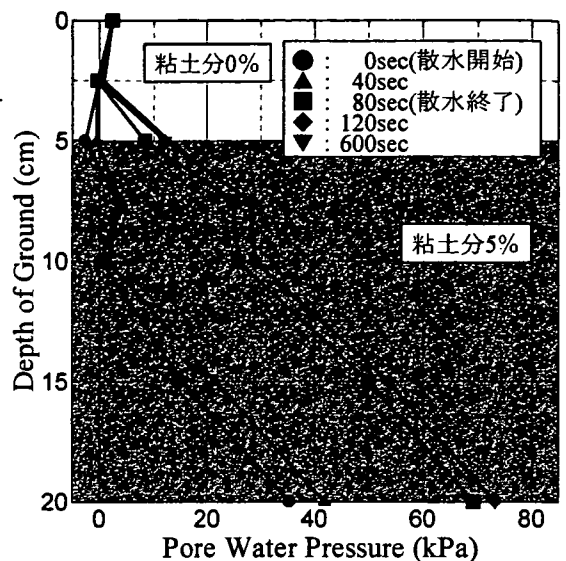


図-6 間隙水圧分布 (試験 No.①)

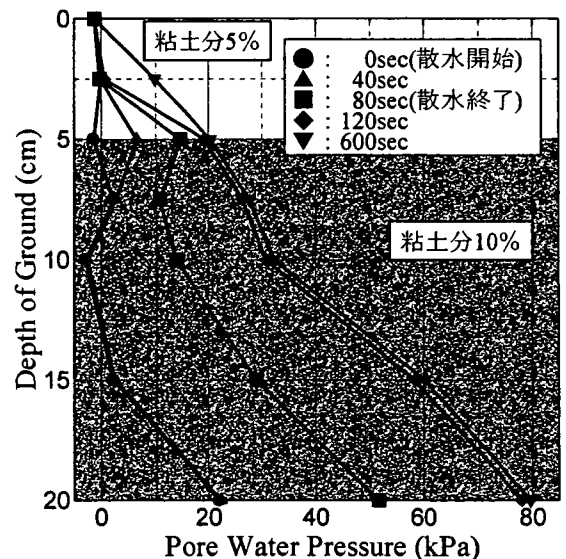


図-7 間隙水圧分布 (試験 No.②)

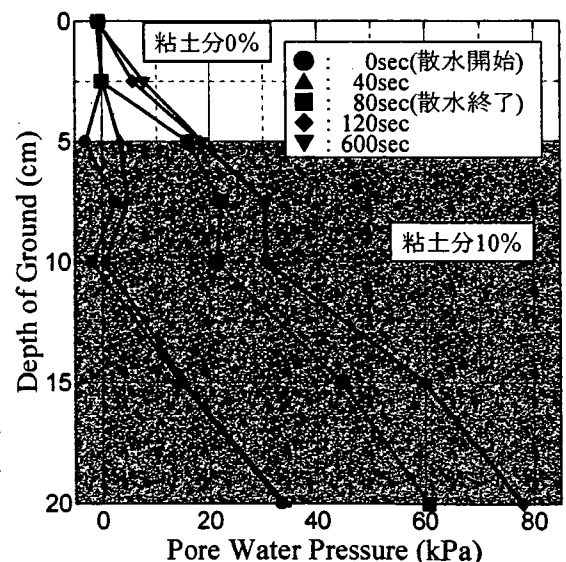


図-8 間隙水圧分布 (試験 No.③)

4.二層斜面地盤

4.1 間隙水圧の時間的变化

表-2 に二層斜面の降雨実験における実験条件を示す。また、図-9 には降雨開始後からの設置された間隙水圧計 (図-2 参照) で計測された間隙水圧の時間変化を示す。また、試験 No.⑥ と試験 No.⑦ においては上層の部分で共に降雨中に斜面崩壊が確認された (図-10 参照)。図-10 は試験 No.⑦ の写真である。

表-2 二層斜面地盤降雨実験条件

試験No.	遠心加速度(G)	上層	下層	降雨強度(mm/hr/G)	降雨量(L)	降雨時間(sec)
④	40	粘土分0%	粘土分5%	30	1.0	33
⑤	40	粘土分5%	粘土分10%	30	1.0	33
⑥	40	粘土分0%	粘土分10%	30	1.0	33
⑦	40	粘土分0%	粘土分10%	15	1.0	66

● : 1ch ○ : 2ch ▲ : 3ch △ : 4ch ■ : 5ch □ : 6ch ◆ : 7ch

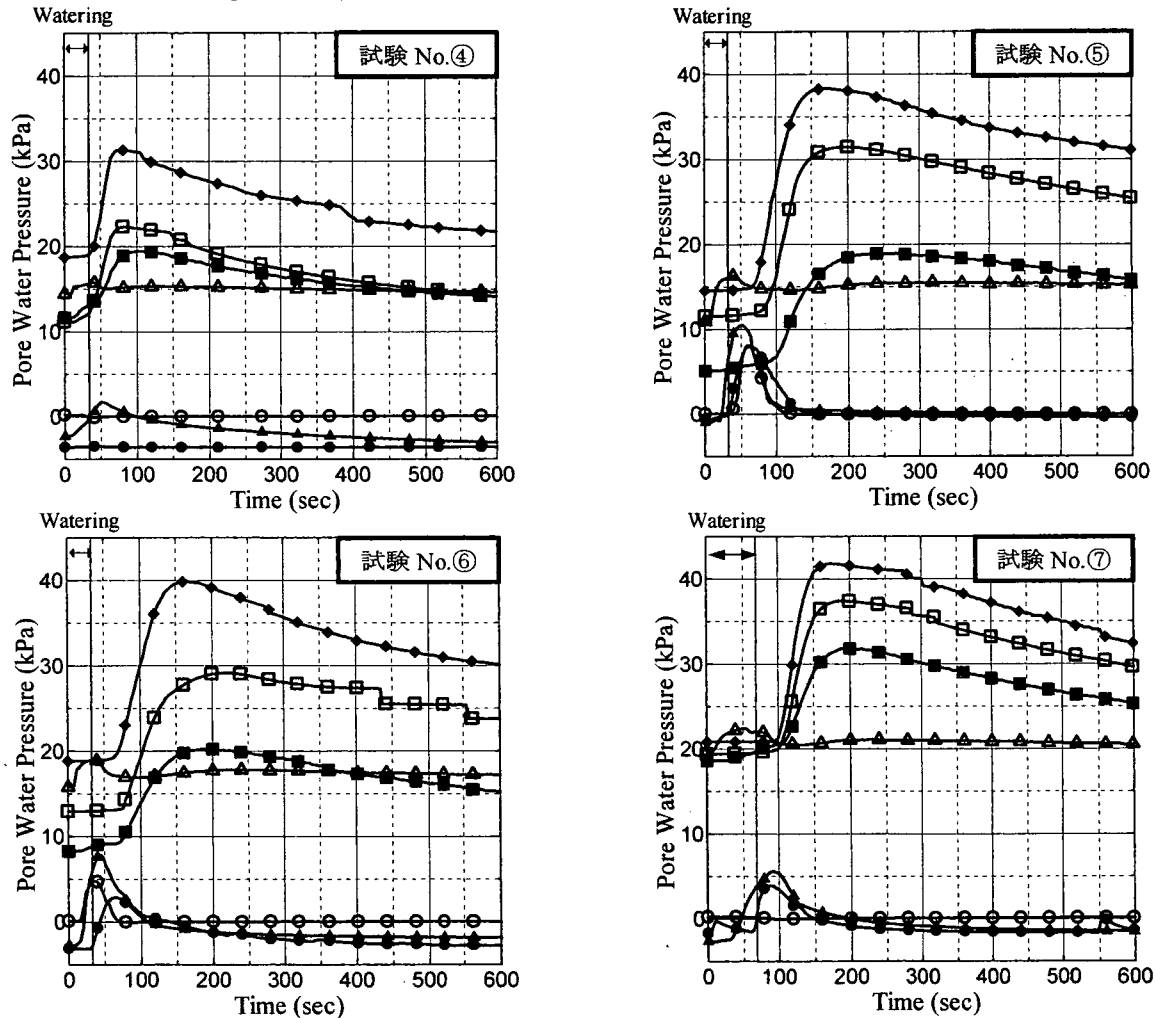


図-9 二層斜面降雨実験の間隙水圧変化

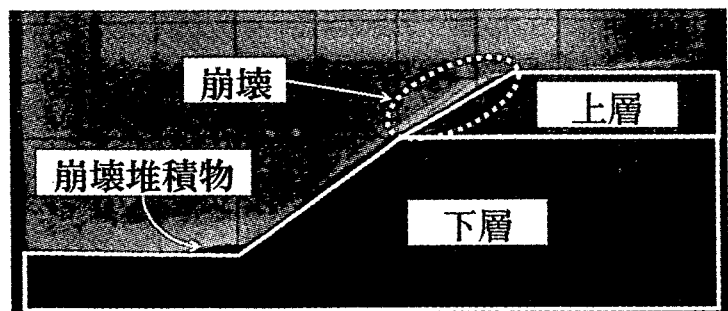
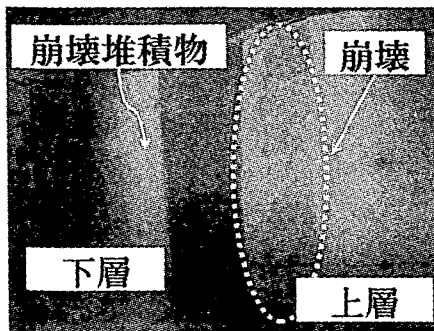


図-10 斜面崩壊の様子 (左写真: 上から, 右写真: 側面から)

図-9に示す4ch(図中の記号△, 設置位置は排水口下, 図-2参照)の間隙水圧の変化を見ると, 値はほぼ一定値を示しているのが分かる。これは二層斜面の降雨実験では排水口を設けて実験を行ったため, 法先部に水が溜まらず, 正常に排水が行われていたことを示す。また, CCDカメラからも法先部に水が溜まる現象は確認されなかった。

各試験条件において間隙水圧の値の変化について着目すると, 実験条件によって間隙水圧の値のピークが異なっている。値が一番大きな7ch(図中の記号◆)に注目すると, 試験No.④が他の結果に比べピークの値が小さいことがわかる。試験No.④は, 表-2に示すように, 他の実験結果に比べ上層および下層の粘土分が小さい。このため, 透水係数が他の実験に比べ大きく, 二層平面の降雨実験で述べたように降雨強度(速度)より浸透速度が, 地下水面が上昇する速度より早くなり, 地盤内の水分が排水口より排水されるためと考えられる。試験No.⑤と⑥の7chのピーク時の間隙水圧を比較すると, わずかであるが試験No.⑥の方が値が大きくなっていることが分かる。これは, 上層の粘土分が5%から0%へと減少したことにより, 降雨が浸透する量(斜面表面を流れない量)がわずかに増加したためだと考えられる。また, 試験No.⑥と⑦とを比較すると, 同じ地盤条件であるが試験No.⑦の方が値が少し大きくなっていることが分かる。これは降雨強度が減少したために地盤に浸透する量が増えるので, 斜面表面を流れる量が相対的に減少したと考えられる。以上の実験結果をまとめると, 間隙水圧のピークの値は, 以下の二つの要因から支配されていると考えられる。A) 粘土分が少ない(透水係数が大きい)と, 土中水は地盤内に溜まらず排水され, 間隙水圧のピークの値は減少する。B) 降雨強度を増加させると, 斜面表面を流れる水の量は増え, 間隙水圧のピークの値は減少する。しかし, B)による変化はA)による変化に比べ微小である。

次に間隙水圧の値がピークを示す時間について検討する。これは上層, 下層で粘土分が異なるので, 層ごとに着目して述べる。まず, 下層(5・6・7ch, 図中の記号■・□・◆)の間隙水圧は, 試験No.④だけが降雨開始70sec付近でピークとなり, 試験No.⑤, ⑥, ⑦では150sec付近でピークとなっているのが分かる。これは, 下層の粘土分の影響によるものと考えられる。つまり, 粘土分が増加したことにより, 水分の浸透する時間に変化が生じたためと考えられる。また, 上層(1・2・3ch, 図中の記号●・○・▲)に注目すると, 試験No.⑤, ⑥では降雨開始50sec付近で間隙水圧はピークとなり, 試験No.⑦では100sec付近でピークとなっている。これは, 下層の透水係数の大小によるものではなく, 降雨強度(降雨強度の減少により, 浸透速度も低下した)もしくは降雨時間(降雨時間が増えたことにより, ピークを刻む時間も遅れた)によるものだと考えられる。今回の実験結果からでは, どちらの影響を受けたかは明確に述べられないので, 今後, 様々な実験条件で実験を行い検討していく必要がある。

4.2 地下水面変化

図-11に, 図-9における各時間の間隙水圧の値を用いて地下水面の変化を示した(間隙水圧は静水圧と仮定)。

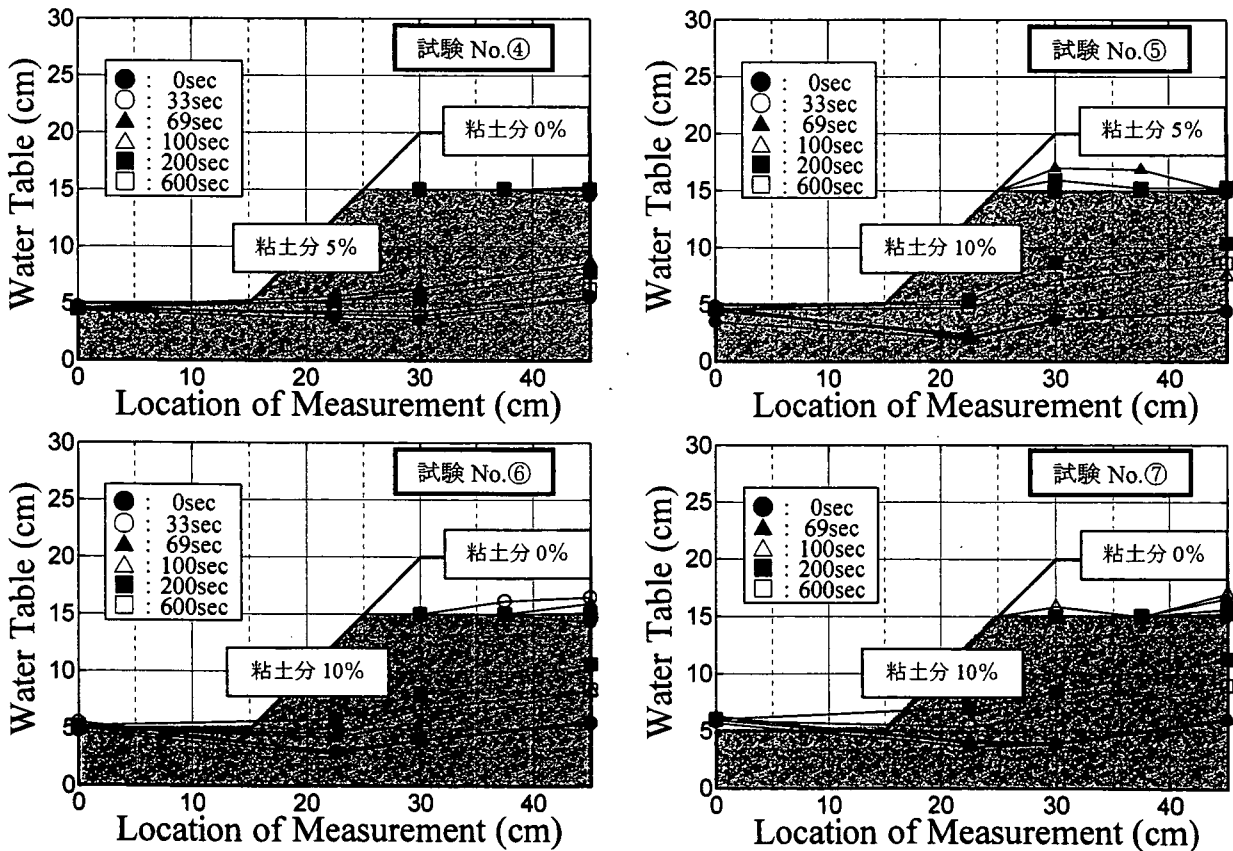


図-11 地下水面変化

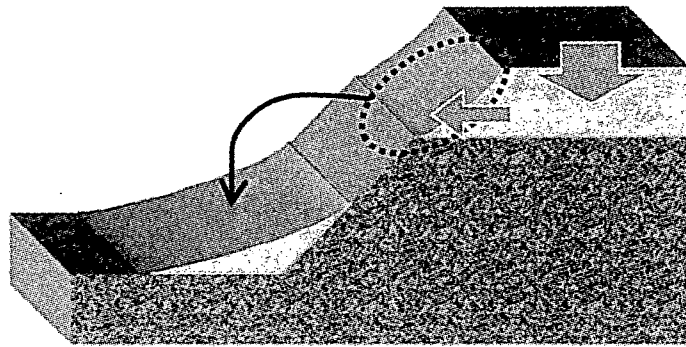


図-12 斜面崩壊メカニズム

図-11 から、全ての実験結果において、初期地下水面（0sec，図中の記号●）は、ほぼ排水口と同じ高さとなっていることが分かる。そして、降雨後の地下水面は時間が経つにつれ、初期地下水面に戻っていくことが確認された。また、試験 No.④の地下水面の変化を見ると、降雨によっても地下水面はほぼ変化していないことが分かる。これは、二層平面地盤の降雨実験の試験 No.①から得られた結果と同様、地盤の粘土分が少ないため透水係数が大きく、浸透量より排水量の方が大きくなったためだと考えられる。そして、他の二層平面地盤の降雨実験結果から推測すると、試験 No.⑤，⑥，⑦では試料の境界面に土中水が溜まり、地下水面が形成されるはずであるが、試験 No.⑥，⑦では明確な地下水面は観測されず斜面の崩壊が生じた。これは、上層の透水係数の違いによる影響と考えられる。試験 No.⑤，⑥，⑦では上層と下層の境界面に土中水が溜まろうとしたが、試験 No.⑥，⑦の上層は試験 No.⑤より粘土分が少ないため、境界面に溜まろうとした土中水は下層に浸透するより早く斜面表面より流れ出したと考えられる。この時に、斜面表面から排出される土中水によって崩壊が生じたと考えられる（図-12 参照）。試験 No.⑥，⑦の斜面が崩壊したことより、斜面崩壊の主要因は、降雨強度より斜面を構成している土の特性（粘土分や透水係数等）に依存していると今回の結果から言える。しかし、今回の実験条件は限られているので、今後さらに実験条件を増やす必要がある。

5. 結論

5.1 二層平面降雨実験

- ①土中水は浸潤面を形成しながら浸透していき、その浸透速度は粘土分に依存している。
- ②降雨強度 30mm/hr/G に対して、粘土分 0%，5%は水が地表面に溜まることなく浸透した。また、二層地盤では粘土分 10%の層の上部に地下水面が形成された。

5.2 二層斜面降雨実験

- ①間隙水圧のピークの値は、以下の二つの要因から変化すると考えられる。
 - A) 粘土分が少ないと、土中水は地盤内に溜まらず排水され、間隙水圧のピークの値は減少する。
 - B) 降雨強度を増加させると、斜面表面を流れる水の量は増え、間隙水圧のピークの値は減少する。
 しかし、B) による変化は A) による変化に比べ微少である。
- ②間隙水圧の値は、降雨後しばらく経ってからピークを向かえる。下層側の間隙水圧がピークとなるタイミングは、粘土分による影響がある。上層側の場合は、降雨強度や降雨時間の影響があると考えられる。
- ③粘土分が異なる斜面において、粘土分（透水係数）の差が大きくなると、土中水は浸透せず、斜面表面から排水されていく。その際に、斜面崩壊が生じる。

【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) 金子広明，笠間太樹，田中洋行，工藤豊：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。
- 2) 笠間太樹，金子広明，田中洋行，工藤豊：遠心場における降雨実験での間隙水圧の挙動，地盤工学会北海道支部年次技術報告集，第 47 号，pp.167-170，2007。

粘土の残留状態における強度パラメータ (c_r, ϕ_r) のメカニズムに関する研究

岩手大学 国際会員 ○大河原 正文
北海道大学大学院 国際会員 三田地 利之
岩手大学 学生会員 倉谷 昌臣
岩手大学 学生会員 太田 征志
北海道大学大学院 国際会員 S. B. Tamrakar

1. はじめに

土が破壊するとき、そのほとんどがせん断破壊していることが知られている¹⁾。一般に材料の破壊形式は、その強度特性に強く依存し、土の場合、引張強度はほぼゼロ、圧縮強度は比較的高く、せん断強さは圧縮強度の3割程度しかない。そのため、引張力が作用しているところでは、そもそも塊として存在せず、圧縮力が作用しているところでは、圧縮される前にせん断破壊してしまう。土の破壊を取り扱うとき「せん断」は極めて重要な現象である。

土がせん断破壊するときの応力状態として、クーロンの破壊規準： $\tau = c + \sigma_v \tan \phi$ (τ :せん断応力, c :粘着力, σ_v :垂直応力, ϕ :せん断抵抗角)がよく適合することが認められている。この式は、せん断応力が τ を超えると破壊に至ることを示しているが、同時に土の強度特性として①垂直応力がゼロでもせん断に対して抵抗する力を有する(粘着力 c)、②せん断抵抗は垂直応力に比例する、ということを示している。粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ は、土のせん断強度特性を表す重要なパラメータであり、地盤工学用語辞典²⁾には、粘着力 c を化学的固結作用による粘着力、粘性土で界面作用、吸着水層のために生じる電気的な粘着力などの物理化学作用によって生じる持続的な強度成分、せん断抵抗角 ϕ を、せん断強さの摩擦抵抗成分をせん断破壊面上の直応力 σ を用いて $\sigma \tan \phi$ と表すが、この ϕ のこと、と記されている。粘着力 c の原因となる界面作用や電気的な力とは具体的にはどのような力か、そのメカニズムは何か、詳細は不明である。せん断抵抗角 ϕ に至っては、その存在理由、すなわち、なぜ垂直応力の増加に伴いせん断抵抗も増加するのか分かっていない。

そこで本研究では、せん断強度パラメータ (c, ϕ) のメカニズムについて物理化学的観点から研究した。なお、粘着力には、圧密による間隙比の減少による粒子間接点数の増加に伴う粘着力や不飽和土の土粒子に付着している水の毛管力の働きによる粘着力など地盤材料内部の状態変化によって生じる一時的な強度成分もあるが、本研究ではこれら「見掛けの粘着力」を対象としない。

ところで、土のせん断強度パラメータを検討するにあたり、種々あるせん断強度のなかでどの強度を対象にするか決めておく必要がある。せん断強度には、ピーク強度、完全軟化強度、微小ひずみ領域での強度、分離面形成時強度³⁾、残留強度など多くの種類があり、これらせん断強度の種類ごとにパラメータが設定されている。どのせん断強度の c, ϕ が強度特性の本質を最もよく表しているか見極めることが、 c, ϕ のメカニズムを正しく理解する上で鍵となる。せん断とは、せん断面を境に両側の物体が相対運動、つまりズレることであるが、ここでいう物体とは、通常、供試体もしくはそれ以上の大きさのものを対象にしている。本研究では、メカニズム解明を目的としているので、土粒子から結晶といったマイクロ領域においても明確に相対運動していることが望ましい。その点では、大きなせん断変位後の残留せん断状態において、粒子同士のズレが電子顕微鏡観察等で確認⁴⁾されているので(図1)、本研究では残留強度を対象とした。ちなみに、微小ひずみ領域でのせん断は変位量が小さく粒子の相対運動には至らず、またピーク強度などの最大せん断強度発現時は、相対運動のみならず粒子の剥離や回転など他の要素も絡んでくると考えられるため複雑である。

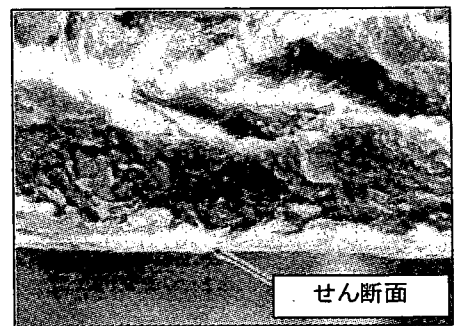


図1 残留状態のせん断面のSEM像

2. 粘着力 c の分子軌道論による評価

2.1 分子軌道法

土の粘着力 c を考える上で吸着水の存在は無視できない。粘着力に与える吸着水の影響を明らかにするために、分子軌道法による水分子の吸着構造と結合エネルギーを計算した。分子軌道法とは、分子に属する電子が入る分子軌道を計算で求めて分子の状態や性質などを明らかにする方法である。原子と同様、分子も軌道の性質が、分子全体の性質や反応性を支配している。本研究では、数ある分子軌道計算プログラムのなかから、その歴史、機能の豊富さ、使い勝手の良さなどから世界で最も広く

Mechanism of Shear Strength Parameters (c, ϕ) at Residual State of Clay

Masafumi OKAWARA (Iwate University), Toshiyuki MITACHI (Graduate School of Engineering, Hokkaido University),
Masaomi KURAYA (Undergraduate Student, Iwate University), Masashi OTA (Undergraduate Student, Iwate University), Surendra B. Tamrakar (Graduate School of Engineering, Hokkaido University)