

6. 切土掘削工事中における斜面崩壊メカニズムに関する検討

伊藤和也*, 豊澤康男*, タムラカル・スレンダラ**,
ティンポン・サハポール**, 堀井宣幸*

6. Physical Modelling of Slope Failure During Slope Cutting Work.

by Kazuya ITOH*, Yasuo TOYOSAWA*, Surendra B. TAMRAKAR**,
Sahaphol TIMPONG** and Noriyuki HORII*

Abstract; Excavated slopes become safe only when they are either excavated to a safe slope angle or when protective measures are taken. During slope cutting work, slopes are at greater risk of failure. In many cases, slope failure suddenly occurs without any warning signs and the workers do not have time to escape and hence accidents take place. In Japan, there are about 30 to 40 slope failure accidents every year, causing casualties among workers and damage to property. More than 50% of such accidents occur during excavating or leveling the lower parts of the slope toe. To prevent such accidents, the mechanism of slope failure caused by slope cutting work should be clarified.

In this study, field tests of slope excavation were carried out; a model slope was prepared by compacting soil with a small bulldozer and trimming the slope surface by backhoe. The height, width and slope angle of each model slope were 5 m, 3.5 m and 45 degrees, respectively. The slope was excavated vertically downward from the slope toe using the backhoe. The excavation was continued until complete slope failure occurred. As a result, it was found that in all cases spalling or local failure of the excavated slope was observed before the slope failed completely. This mechanism is consistent with some accidents due to slope failure during slope cutting work. Because the horizontal and vertical movements could be measured during the field test, it is possible to predict the movement of the slope just before failure.

Centrifuge model tests were also conducted to verify the field test and clarify the slope failure mechanism caused by the slope cutting work. In addition, the centrifuge model test may be able to reproduce the field test.

Keywords; Slope stability, Field test, Centrifuge model test, Labor accident

* 建設安全研究グループ Construction Safety Research Group

** 前 科学技術振興事業団 重点研究支援協力員 Former Research Fellow of JST

1. はじめに

道路拡張工事や急傾斜地対策工事では、重力式擁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、これらの施工中では、法面勾配を従前より一時的に急勾配とする切土掘削作業や、床付けに伴う法尻部の掘削作業などが行われている。このような行為は切土法面下部の土砂崩壊に抵抗する“押さえ”を撤去することであり、法面全体を不安定化させることになる。施工中の工程における、斜面崩壊の危険度合いの概念図をFig. 1に示す。どの箇所が崩壊箇所になるかは現場によって様々であるが、擁壁基礎部設置のための床掘り作業や床均し作業の時点において地形的には崩壊の危険性が最大となり、擁壁が完成するまで崩壊危険性が高い状態が続くことになる。そのうえ、このような掘削時の作業は狭い場所での作業が多く、ひとたび土砂崩壊が起きると避難出来ずに被災することが多い。

建設工事中の斜面崩壊による労働災害は、斜面の掘削作業中やその後の斜面近傍での作業時に多く発生している (Photo 1)¹⁾。さらに、建設工事中の斜面崩壊は、崩壊が小規模であり、崩壊発生の前兆現象が明確に現れず、一瞬のうちに土塊が滑動することが多い。そのため、労働者が退避する時間的余裕が無く被災に至る場合が多い。しかしながら、地すべりにおける事前崩壊予測と同様に、崩壊直前には斜面に何らかの前兆現象が生じており、施工中に切土法面を動態観測することや計測施工などにより斜面崩壊の事前予測は可能であると考えられる。計測を行いながら施工する、いわゆる「情報化施工」は、現在、大規模な掘削工事現場では頻繁に行われている。しかし、本研究が行った労働災害の調査結果によれば、労働災害となる斜面崩壊の工事現場は、請負金額・工期・作業人数がいずれも小さな中小規模工事であることがわかっている²⁾。つまり、斜面崩壊による労働災害を減少するためには、経費に余裕のない中小規模工

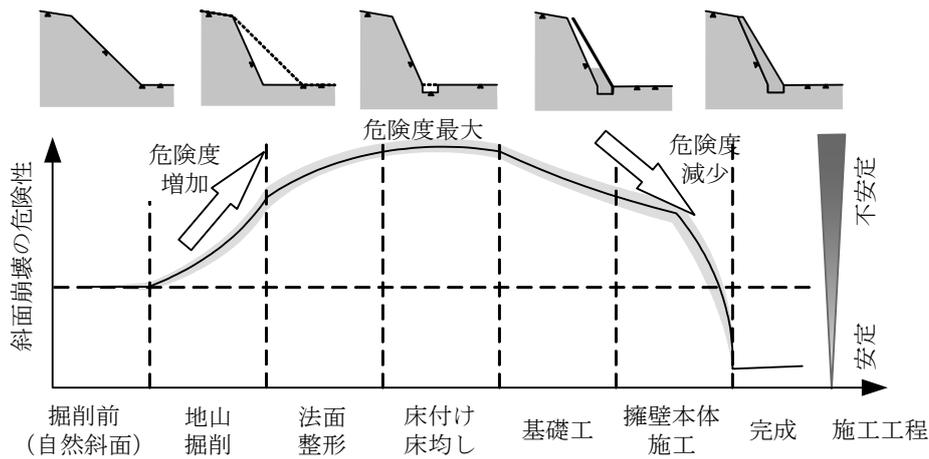


Fig. 1 Time history of slope failure risk due to slope excavation works
不安定な斜面に近接して実施される作業の例



(a) 急傾斜対策工事中の災害

(b) 林道工事中の災害

(c) 道路拡張工事中の災害

Photo 1 Typical examples of slope failure.
斜面工事中の斜面崩壊の事例

事においても利用可能な簡易で廉価な計測・崩壊警報システムや安全な対策工法の検討が必要となる。施工中の切土法面の動態観測の方法として、工事規模やコストとの影響度合いを考慮しながら、様々な観測方法が採用されている³⁾。しかしながら、このような計測を行う際には、斜面の切り取り工事における斜面崩壊の崩壊パターンを把握することが的確な崩壊予測につながる。そのためには、切り取り工事中の斜面崩壊メカニズムを明らかにすることが重要となる。そこで、本研究では高さ5mの試験盛土を築造し、切り取り工事中の斜面崩壊を再現する実物大実験を行った。また、実物大実験をモデル化した遠心模型実験を行い、その再現性と各種パラメーターの違いによる影響を確認し、崩壊メカニズムの把握を行った。

2. 切土法面掘削の実物大実験

2.1 施工概要

大型宅地造成地域内 (Photo 2) において、高さ5m、幅14m、斜面角度50°に切り取った地山 (関東ローム) を本体構造とし (Photo 3)、腹付盛土形式で、高さ5m、勾配45°の試験盛土を作製した。使用した試料は、現地発生土である関東ロームと成田砂である。試験盛土は、1層あたり撒きだし厚さ0.6m、敷き均し厚さ0.5mとして試料を投入し (Photo 4)、初期勾配1:1.5 (約33°) となるように盛土を築造した。ここで、締め固めに使用した転圧機械は、湿地用ブルドーザー (重量約7ton、接地圧25.5kPa, Photo 5) である。密な地盤を作製する際には転圧回数を5回、緩い地盤を作製する際には転圧を実施しなかった。本実験では2種類の盛土材料を2種類の硬さにて築造して



Photo 2 Field test site.
実物大実験現場



Photo 3 Cutting slope.
地山の切土掘削完了後



Photo 4 Spreading soils.
地山の試料の投入・均し
左: 成田砂, 右: 関東ローム



Photo 5 Bulldozer using roller compaction.
転圧に利用した湿地用ブルドーザー



Photo 6 Finished test field.
完成された試験盛土

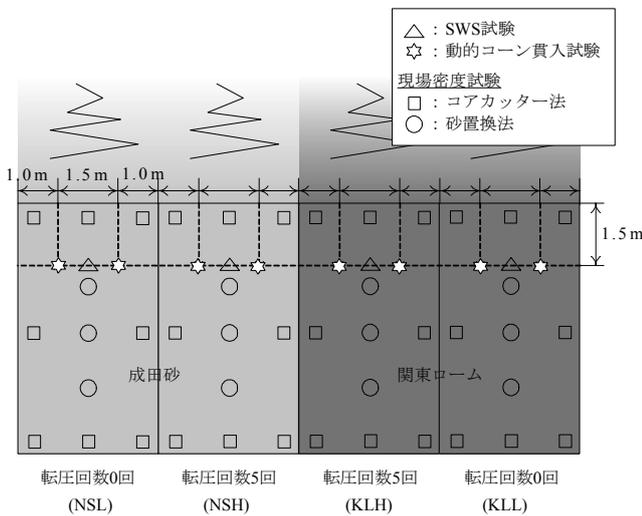


Fig. 2 Positions of field tests.
現場密度試験・原位置試験実施箇所

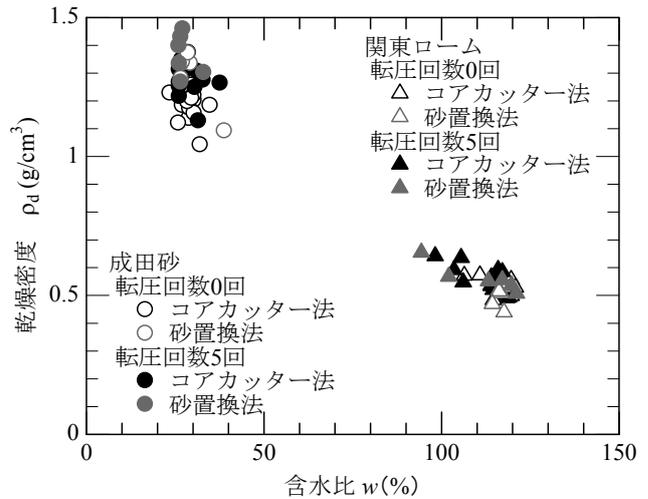
おり、それぞれの幅は3.5mである。その後、試験盛土の斜面勾配を45°となるように切り取り、斜面高さ5m、勾配45°となる試験盛土を完成させた (Photo 6)。

2.2 試験盛土の地盤調査

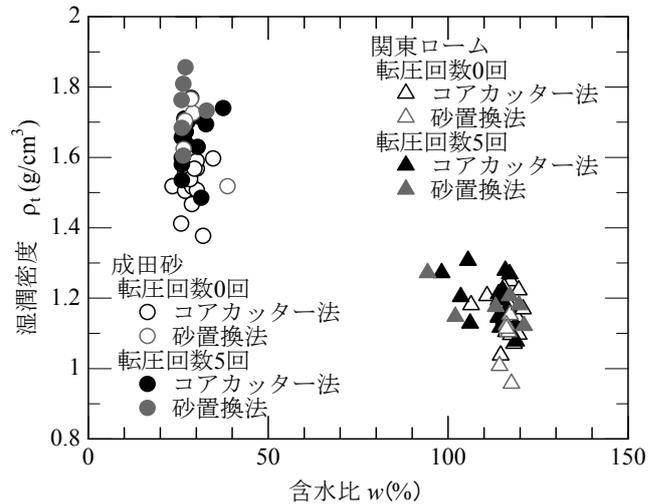
築造した試験盛土の地盤特性を把握するため、実験前に砂置換法とコアカッター法による現場密度試験⁴⁾および含水比測定と、試験盛土の深さ方向の強度分布を確認するためにスウェーデン式サウンディング試験 (以下、SWS試験)⁵⁾と簡易動的コーン貫入試験⁶⁾を行った。それぞれの実施箇所をFig. 2に示す。Table 1は実験ケースを盛土の物理特性とともに示したものである。Fig. 3は全箇所での含水比と密度の関係を示したものである。成田砂は、含水比が同じでも試料により密度に若干のバラつきが見られる。しかし、転圧を行った方が密度が大

Table 1 Test cases
実験ケース

ケース	F1	F2	F3	F4
試料	成田砂		関東ローム	
転圧回数	無し	5回	無し	5回
含水比 w (%)	29.4	27.43	116.38	111.23
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.67	1.74	1.08	1.18
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.29	1.37	0.50	0.56



(a) 含水比と乾燥密度の関係



(b) 含水比と湿潤密度の関係

Fig. 3 Relationship between water content and density
全箇所における含水比と密度の関係

きくなる傾向は明確である。SWS試験から得られた換算N値の深度分布をFig. 4に、簡易動的コーン貫入試験から得られた換算N値の深度分布をFig. 5にそれぞれの

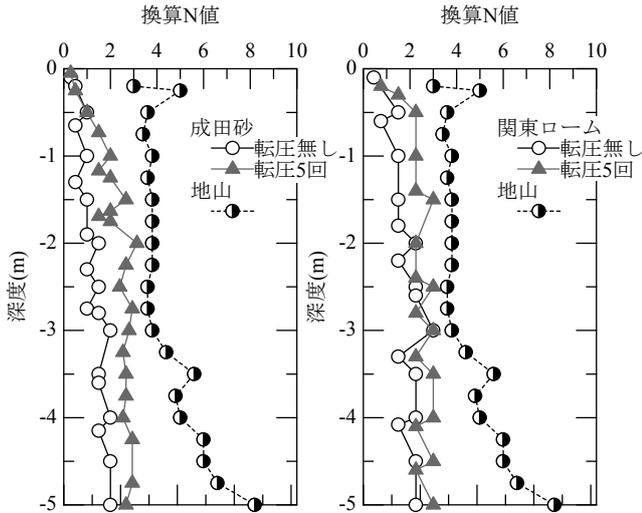


Fig. 4 Converted N value vs. depth in SWS test.
SWS試験での換算N値～深度関係

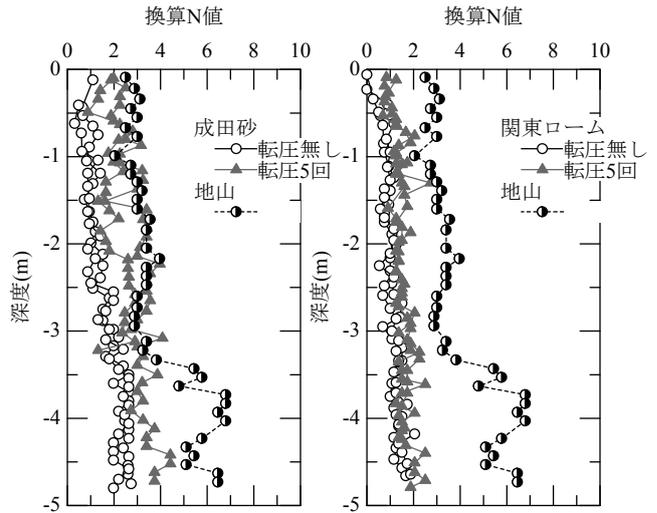


Fig. 5 Converted N value vs. depth in portable dynamic cone penetration test.
簡易動的コーン貫入試験での換算N値～深度関係

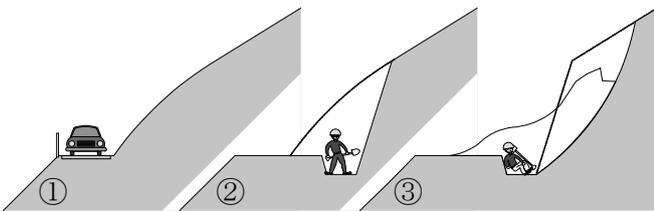


Fig. 6 Outline of labor accidents during slope cutting work.
道路拡張工事の際に発生する労働災害事例の概念図
(①従前, ②重力式擁壁を設置するための床掘り作業, ③斜面崩壊による被災)

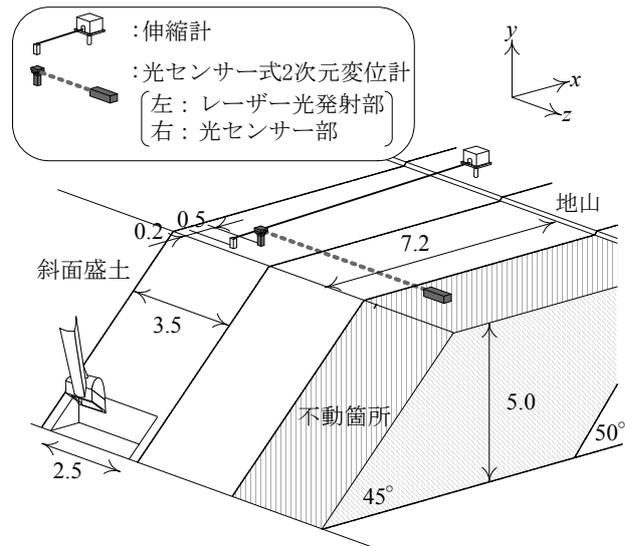


Fig. 7 Position of measurement sensors.
計測器設置位置

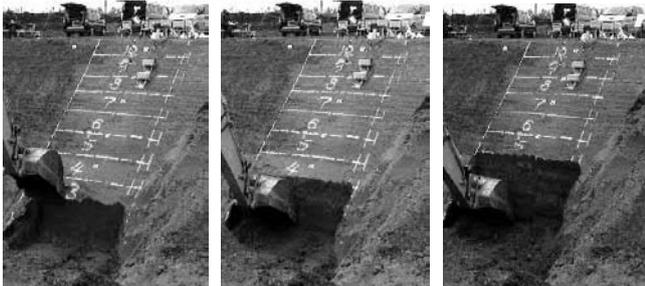


Photo 7 Slope cutting.
斜面の切取り
(7段階まで段階的に掘削)

試料別に示す。なお、それぞれの換算N値については以下の式により求めた。

・SWS試験⁷⁾

礫・砂・砂質土

$$N = 0.002W_{SW} + 0.067N_{SW}$$

粘土・粘性土

$$N = 0.003W_{SW} + 0.050N_{SW}$$

ここで、

W_{SW} : 1000N以下で貫入した場合の荷重 (N)

N_{SW} : 上記の荷重で貫入が停止した後、回転により貫入させた時の貫入量1mあたりの半回転数 (回/m)

・簡易動的コーン貫入試験⁸⁾

粗粒土

$$N = 0.7 + 0.34N_d \quad (N_d > 4)$$

$$N = 0.5N_d \quad (N_d < 4)$$

砂質土

$$N = 1.1 + 0.30N_d \quad (N_d > 4)$$

$$N = 0.66N_d \quad (N_d < 4)$$

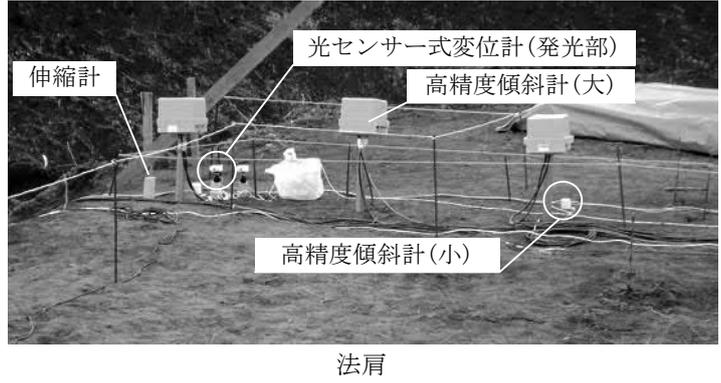
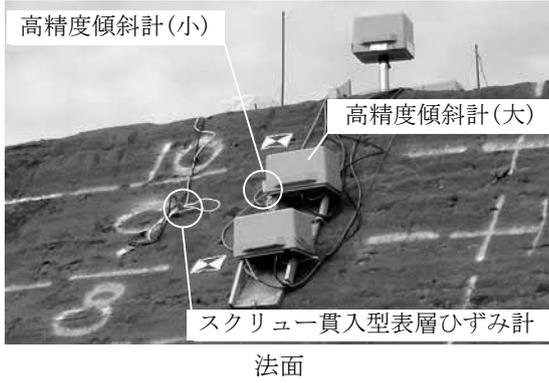


Photo 8 Measurement sensors conditions.
計測器設置状況

粘性土

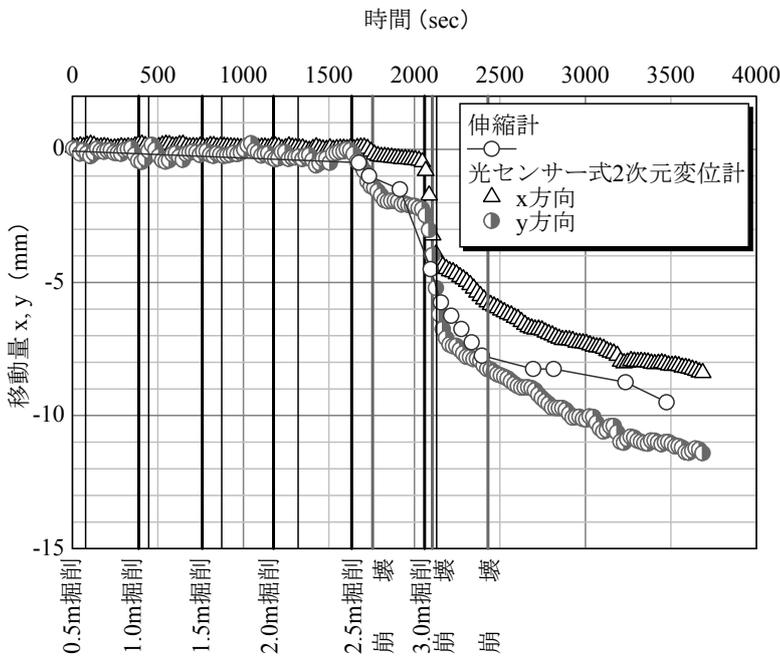
$$N = 1.7 + 0.34N_d \quad (N_d > 4)$$

$$N = 0.75N_d \quad (N_d < 4)$$

Figs. 4~5を見ると同じ試料の場合、SWS試験のほうが換算N値の値が大きくなる傾向が見られるが、試料ごとの相対的な傾向はどちらの試験も同じようである。すなわち、成田砂、関東ロームともに、転圧を行った地盤の方が大きな強度を発現しており、特に成田砂では深度方向に強度が増加する砂地盤の特性を示していることが分かる。

2.3 実験方法と計測項目

築造した試験盛土を崩壊させるために、本実験では法尻部の掘削にて斜面を不安定化させた。これは、斜面崩壊による労働災害が、道路拡張工事や急傾斜地対策工事において、重力壁などの対策工の施工中に法面を急勾配に掘削することや、床付け作業による法尻部の掘削中に多く発生していることから、これらを簡単にモデル化したものである (Fig. 6)。斜面の切取りは、バックホーを用いて行った。掘削方法は、1回の切取り高さが約0.5m毎とし、1回の掘削終了後、約5分間放置し、これを崩壊するまで最大で7回 (高さ約3.5m、設置されている計測器の都合による) 行った (Photo 7)。なお、掘削幅は



(a) 伸縮計と光センサー式2次元変位計の時刻歴



(b) 法面内の部分崩壊

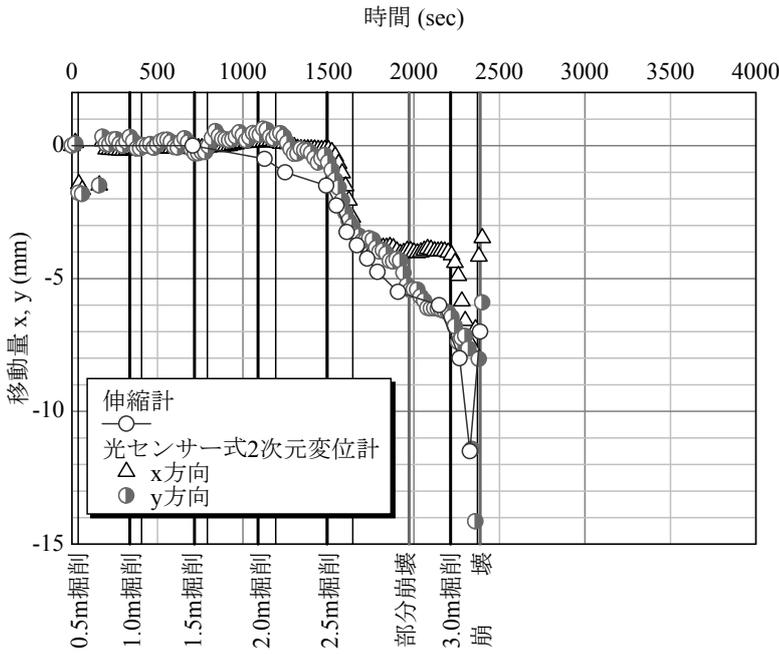


(c) 側面を含んだ崩壊



(d) 3回目の崩壊

Fig. 8 Time history of wire sensor and 2D displacement sensor and typical situations of slope failure (Case F1).
伸縮計と光センサー式2次元変位計の経時変化と崩壊状況 (成田砂地盤・転圧無し)



(a) 伸縮計と光センサー式 2次元変位計の時刻歴



(b) 法面内の部分崩壊



(c) 完全崩壊

Fig. 9 Time history of wire sensor and 2D displacement sensor and typical situations of slope failure (Case F2).
伸縮計と光センサー式2次元変位計の経時変化と崩壊状況 (成田砂地盤・転圧無し)

隣の斜面への影響を考慮して2.5mとした。

計測項目として、法肩部の変形をワイヤー式伸縮計(以下、伸縮計)と光センサー式2次元変位計⁹⁾によって計測した。これらの設置位置は、伸縮計の移動杭が、光センサー式2次元変位計よりも約0.5m斜面側に設置されている (Fig. 7)。また、光センサー式2次元変位計は、伸縮計と同じようにレーザー光もしくは光センサーのどちらかが不動域に設置されていなければならない。そこで、今回の実験では移動する(崩壊する)斜面盛土にレーザー光発射部を、不動域に光センサー部を設置した。この不動域は、崩壊実験を行う盛土の隣に築造した強固な盛土であり、変形が無いことを確認している。以降の計測器の座標系については、Fig. 7に示された座標系に従って記述する。なお、本報では詳細を述べないが、法面および法面天端の傾きについて高精度傾斜計を、法面の微小変形についてスクリー貫入型表層ひずみ計をそれぞれ設置している (Photo 8)。これらの結果については文献^{10) -11)}に譲る。

2.4 実験結果と考察

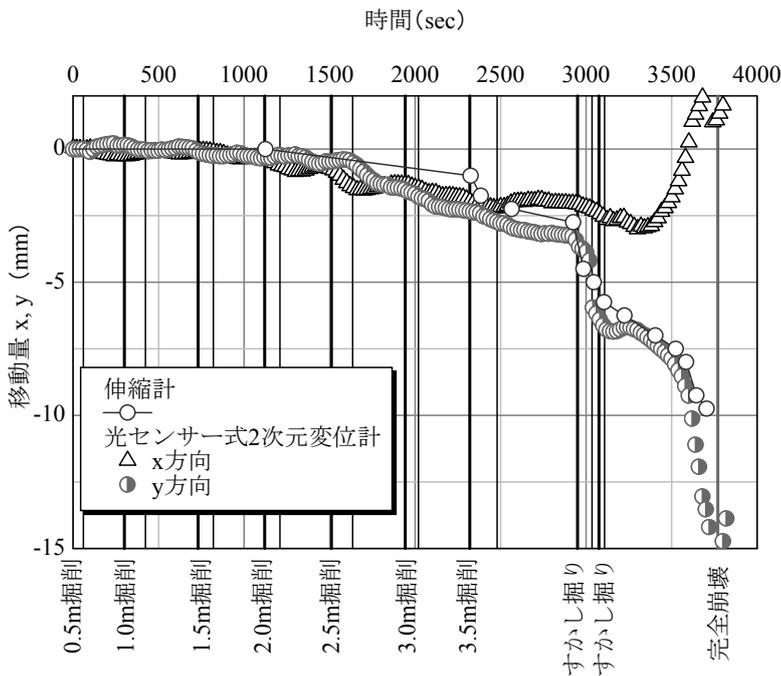
2.4.1 斜面の切り取り掘削による変位計の経時変化

関東ローム地盤では、どちらのケースでも通常の掘削段階では崩壊に至らなかった。そのため、転圧を行わなかったケースF3では、掘削下段を掘削してオーバー

ハンク状態にする“すかし掘り”を、転圧を5回実施したケースF4では、左右を掘削して掘削幅を広げて斜面を不安定化させることで崩壊させた。なお、ケースF4ではクラックが左右不均一に発生したことによってレーザー光発射部を含む土塊が微小に回転した。これにより、光センサー式2次元変位計の結果は伸縮計のデータと大きく異なり、実現象を再現していないと判断したため、光センサー式2次元変位計の結果は割愛する。

4ケースの伸縮計と光センサー式2次元変位計の経時変化を、掘削ステップおよびそれぞれの代表的な崩壊写真とともにFigs. 8~11に示す。まず、Fig. 8はケースF1 (成田砂地盤・転圧無し)における変形の経時変化と崩壊状況を示したものである。切り取り高さ2.5m掘削中から徐々に変形し、伸縮計と光センサー式2次元変位計のy方向成分が約2mm移動した掘削終了直後に、斜面内で部分的な崩壊が生じた (Fig. 8 (b))。その後、さらに切り取り高さ3.0mまで掘削を行ったところ、x方向成分も移動し、掘削途中に側面を含んだ崩壊が生じた (Fig. 8 (c))。そのため、掘削を一時中断し、経過を観察していたところ、2回目の崩壊で残されていた箇所から3回目の崩壊が生じた (Fig. 8(d))。この際、伸縮計、光センサー式2次元変位計ともに変化は見られなかった。

次に、ケースF2 (成田砂地盤・転圧回数5回)における変形の経時変化と崩壊状況をFig. 9に示す。このケース



(a) 伸縮計と光センサー式 2 次元変位計の時刻歴



(b) 崩壊せず



(c) すかし掘りによる完全崩壊

Fig. 10 Time history of wire sensor and 2D displacement sensor and typical situations of slope failure (Case F3). 伸縮計と光センサー式2次元変位計の経時変化と崩壊状況 (関東ローム・転圧無し)

では、切り取り高さ2.5m掘削中にx方向成分・y方向成分が約3mmの変形を示し、放置時間中にx方向成分が約1mm、y方向成分が約2mmの変形を生じた後、法面内から部分的な崩壊が生じた (Fig. 9 (b))。さらに3.0mまで掘削を行ったところ、掘削終了直後に天端を含めた大規模な崩壊が生じた (Fig. 9 (c))。

ケースF3 (関東ローム地盤・転圧無し) における変形の経時変化と崩壊状況を Fig. 10 に示す。このケースでは、通常の掘削段階である3.5mまで掘削を行っても崩壊に至らなかった (Fig. 10 (b))。また、変形量もx方向・y方向成分ともに2.5mm程度であり、伸縮計と同様の挙動を示していた。その後、掘削下段を掘削してオーバーハング状態にする“すかし掘り”を行ったところ、伸縮計と光センサー式2次元変位計のy方向成分がさらに約10mm移動して、奥園が斜面崩壊の形状をまとめた崩落型¹²⁾と似た崩壊を示した (Fig. 10 (c))。

最後に、ケースF4 (関東ローム地盤・転圧5回) における変形の経時変化と崩壊状況を Fig. 11 に示す。他のケースで崩壊した変位量が2~10mm程度であったが、通常の掘削段階である3.5mまで掘削を行った後、約30分間放置したが崩壊には至らなかった (Fig. 11 (b))。そこで、掘削幅を広げることで不安定化させて崩壊させることとした。まず、右側脇を掘削すると変形量は急激に増大し、法面内にて崩壊に至った (Fig. 11 (c))。その後、さらに

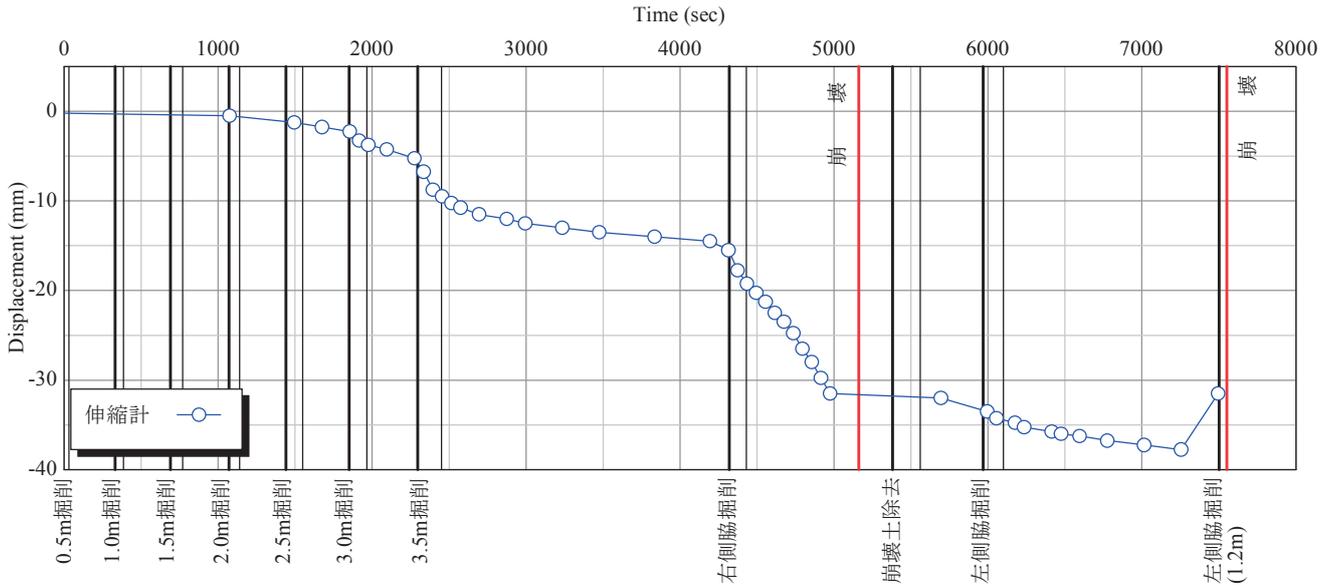
崩壊土砂を除去して左側脇を掘削すると法肩を含んだ崩壊に至った (Fig. 11 (d))。

地すべりの崩壊予知として、伸縮計を利用した崩壊時間予測法が齊藤・上沢¹³⁾、福面¹⁴⁾、そして菅原¹⁵⁾などにより提案されており、多くの地すべり現場での計測結果から、知見の蓄積が成されている。しかし、伸縮計の計測方向は一次元的であり、地すべりのように崩壊形態が限定される場合には問題はないが、労働災害を伴う斜面崩壊は、地層の状態、地盤材料、強度により様々な崩壊形状が考えられるため、正確な事前崩壊予知を行えるかは未知数である。従って、斜面の挙動をx・y方向成分を独立に計測することにより、各種条件における崩壊前の特徴的な挙動を分類化することで、崩壊検知システムの精度向上につながると思われる。そこで、光センサー式2次元変位計の計測を行うことが出来たケースF1~F3について、崩壊に至るまでの軌跡について、以降に示す。

2.4.2 法肩の崩壊挙動の特徴

横軸にx方向変位、縦軸にy方向変位をとり、それぞれの地盤における崩壊に至るまでの軌跡を示し、その特徴を把握する。x方向成分とy方向成分の関係を Figs. 12~14 に示す。地盤材料が成田砂の場合 (Figs. 12~13)、掘削段階の違いがあるが、初めに起こる法面内の崩壊直前に“x方向成分は移動せず、y方向成分のみ移動する”

切土掘削工事における斜面崩壊メカニズムに関する検討



(a) 伸縮計の時刻歴



(b) 掘削面下部の肌落ち



(c) 斜面内崩壊



(d) 崩壊

Fig. 11 Time history of wire sensor and typical situations of slope failure (Case F4).
伸縮計の経時変化と崩壊状況 (関東ローム・転圧5回)

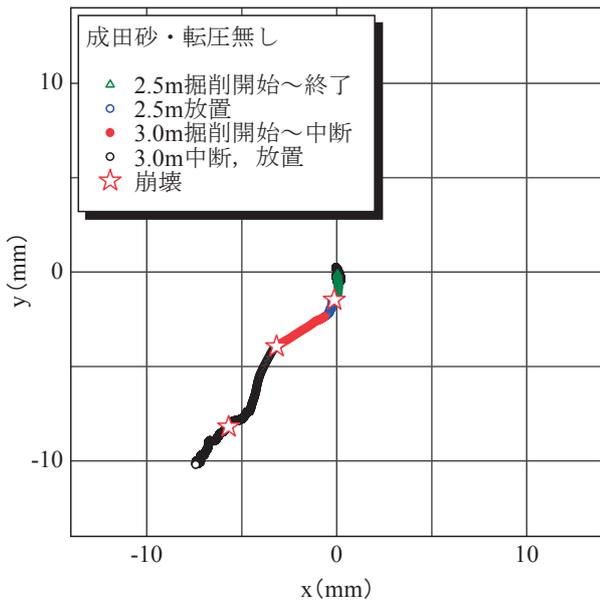


Fig. 12 Deformation of x and y directions (Case F1).
崩壊までの変形挙動(成田砂地盤・転圧無し)

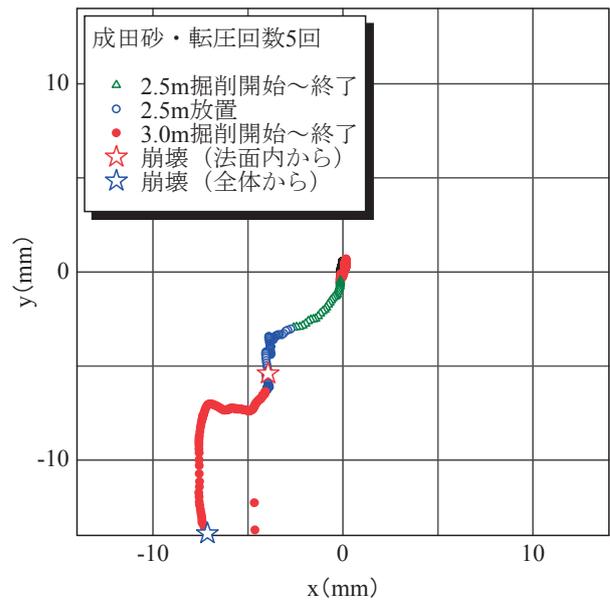


Fig. 13 Deformation of x and y directions (Case F2).
崩壊までの変形挙動成田砂地盤・転圧回数5回)

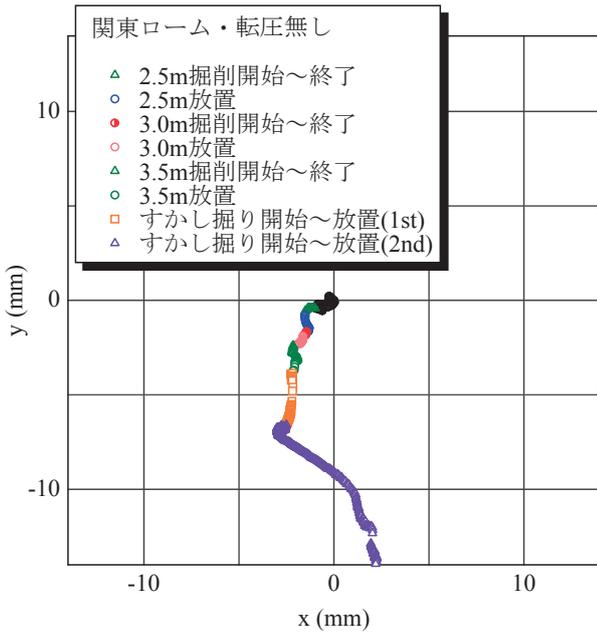


Fig. 14 Deformation of x and y directions (Case F3).
崩壊までの変形挙動(関東ローム地盤・転圧無し)

という挙動を示している。その後の崩壊についても、y方向成分の変形が卓越している傾向が見られる。一方、地盤材料が関東ロームの場合 (Fig. 14)、2.5m掘削段階まではx方向成分・y方向成分ともに微小ながら移動しているが、切り取り高さ2.5m掘削から、掘削中ではx方向成分が移動し、掘削終了～放置中ではy方向成分が移動するというような傾向を示した。

なお、その後のすかし掘り段階では、法面下部を掘削したため、鉛直成分の移動が卓越し、最終的にはy方向成分の変形以外にx方向成分がマイナス方向に移動してから崩壊に至った。今回、計測箇所が各ケース1カ所であったため、斜面全体の挙動を把握するには至らなかったが、崩壊直前には地盤材料や強度に応じて何らかの特徴的な変形が発生していることを確認することができた。

3. 遠心模型実験による斜面崩壊の再現

3.1 遠心模型実験のメリット

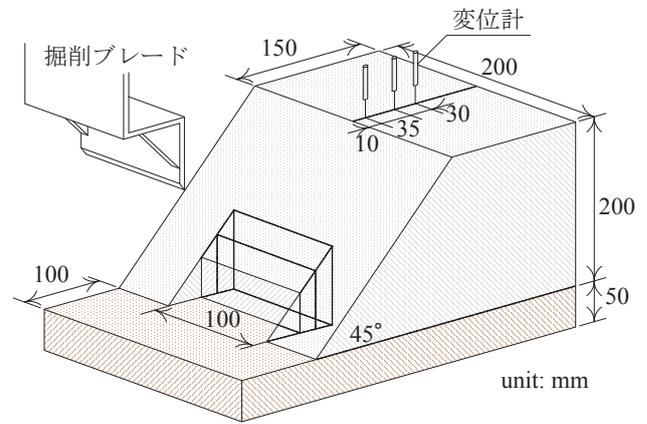
建設工事中の斜面崩壊による労働災害は、(狭義の意味での) 地すべりとは異なり、その崩壊挙動は一瞬であるために、実際の崩壊挙動は記録されていない。そのため、切土法面掘削の実物大実験により、その崩壊挙動を確認することは、実際の斜面崩壊挙動についてのイメージが生まれ、両者の接続や連結が容易となる。しかしながら、現象発生過程において実物大実験には、以下のような限界点が挙げられる。すなわち、①初期条件や境界



Photo 9 NIIS Mark-II Centrifuge.
遠心模型実験装置
(独)労働安全衛生総合研究所所有



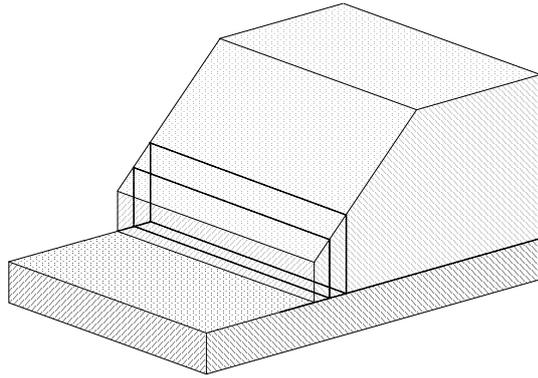
(a)



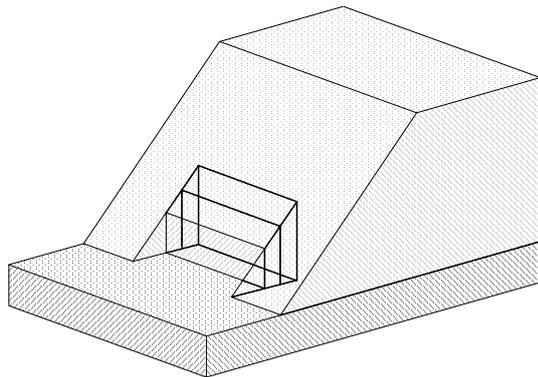
(b)

Fig. 15 Model container and shape of model slope.
実験の土槽 (3次元掘削実験)

条件の不確かさ、②パラメトリックな検討の難しさ (コストや労力を考慮すると) である。このような問題を解消する手段として、地盤条件や境界条件が明確な模型実験による検討が考えられる。特に、地盤工学分野では、複雑な拘束圧依存性を示す土質材料を用いた模型でも初期応力状態によって決まる物性、ならびに応力の変化に伴うひずみや変形を正確に再現することが可能な遠心模



(a) 2次元的な掘削方法



(b) 3次元的な掘削方法

Fig. 16 Excavating pattern.
掘削方法

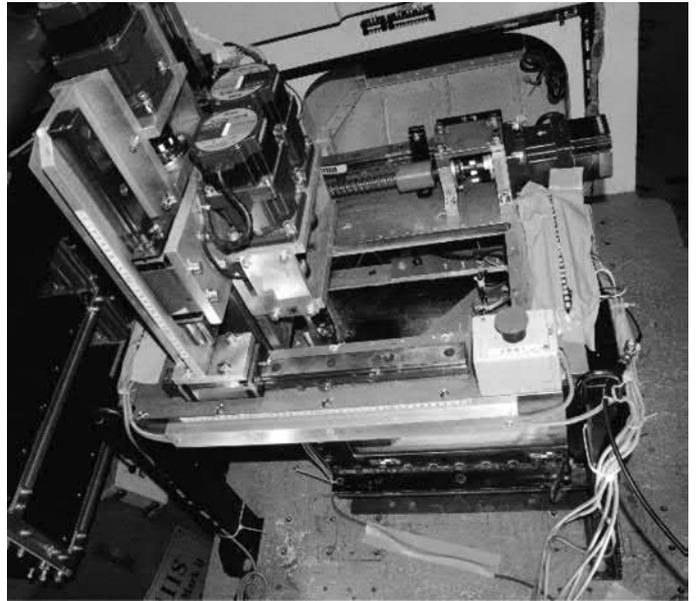


Photo 10 In-flight excavator.
遠心場掘削装置

Table 2 Test cases of centrifuge model test.
遠心模型実験での実験ケース

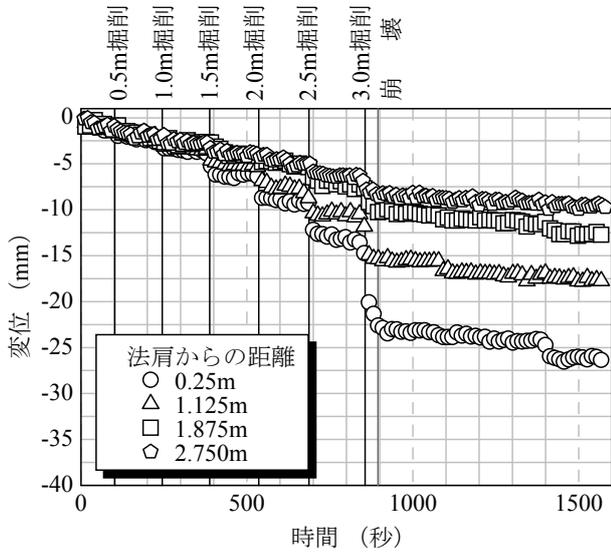
ケース	掘削方法	湿潤密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	試料	想定した実物大実験
C1	2次元	1.445	26.1	成田砂	ケース-F1 (成田砂・転圧無し (緩))
C2		1.688	25.6		ケース-F2 (成田砂・転圧5回 (密))
C3		1.122	121.5	関東ローム	ケース-F3 (関東ローム・転圧無し (緩))
C4		1.247	115.1		ケース-F4 (関東ローム・転圧5回 (密))
C5	3次元	1.694	22.9	成田砂	ケース-F1 (成田砂・転圧無し (緩))
C6		1.790	21.1		ケース-F2 (成田砂・転圧5回 (密))

型実験が有効なツールとして利用されている¹⁶⁾。本報告では、実物大実験と同じ条件となるように制御した遠心模型実験を実施し、その崩壊現象について検討を行い、斜面崩壊に与える種々の支配要因パラメーターの影響について検証を行った。

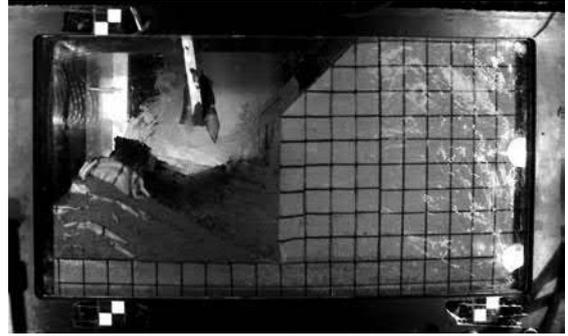
3.2 実験概要

実験は、独立行政法人労働安全衛生総合研究所所有の遠心模型実験装置 (NIIS Mark-II Centrifuge, Photo 9) を使用した。遠心模型実験装置の詳細は文献¹⁷⁾に詳しい。使用した実験土槽は幅450mm×高さ270mm×奥行き200mmのアルミ製土槽であり、土槽の側面は強化

ガラス面により内部の様子を観察できる。模型地盤は実物大実験の形状を1/25に縮尺して作成した (Fig. 15)。試料は、実物大実験終了後に崩壊現場から採取した関東ロームと成田砂である。本実験ではこれらの試料について、最大粒径が2.0mmとなるように粒度調整したものを使用した。この試料をTable 1に示された含水比と湿潤密度となるように締めめ圧力を調整後、1層20mmの地盤を10層に分けて圧縮し、高さ200mm、斜面角度45°の模型地盤を作製した。なお、実物大実験では腹付け盛土方式 (Fig. 7参照) であったが、遠心模型実験では実験土槽や実験準備の都合上、同じ試料で作製した。また、斜面の底盤部分については、地山を想定して高圧力で締



(a) 変位計の時刻歴

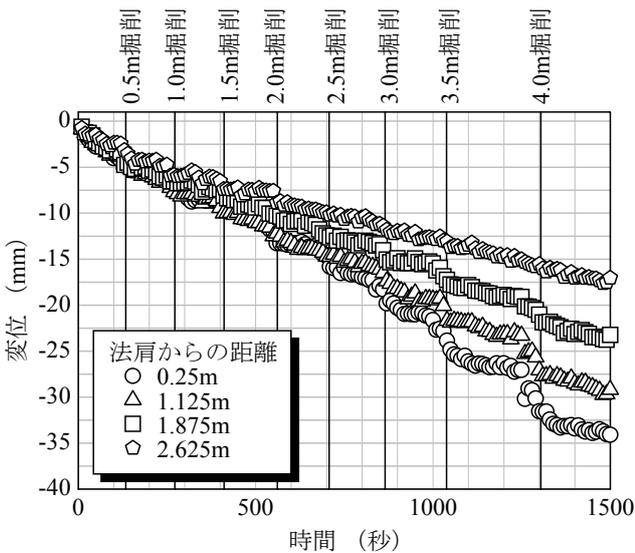


(b) 崩壊状況



(c) 実験終了後の状況

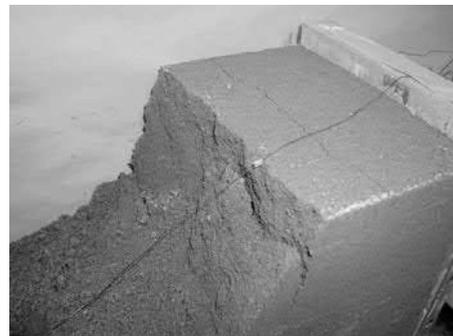
Fig. 17 Time history of displacement transducer and typical situations of slope failure (Case C1). 変位計の経時変化と崩壊状況(ケースC1)



(a) 変位計の時刻歴

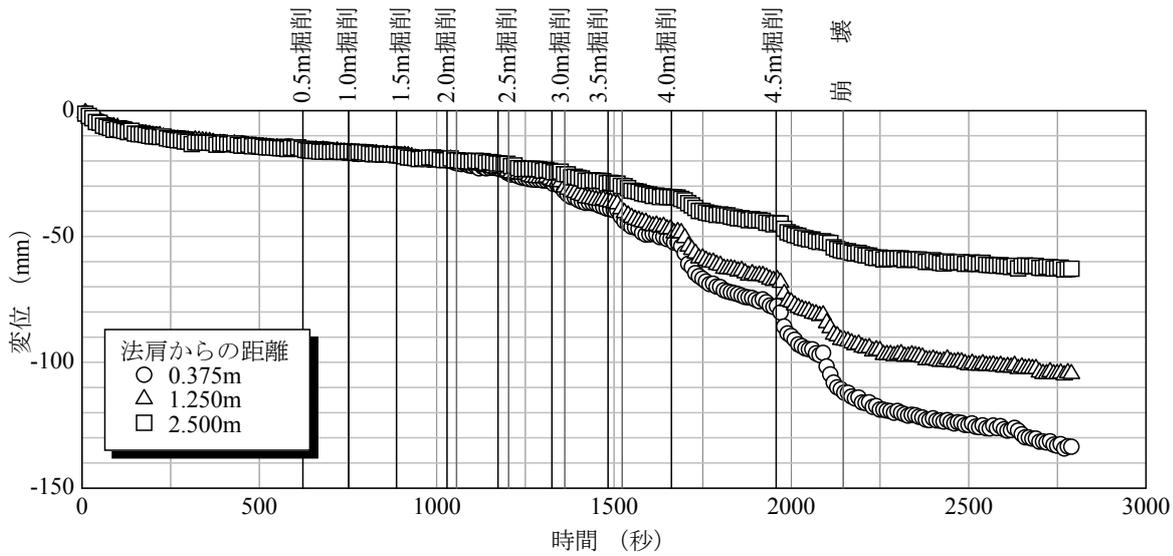


(b) 崩壊状況

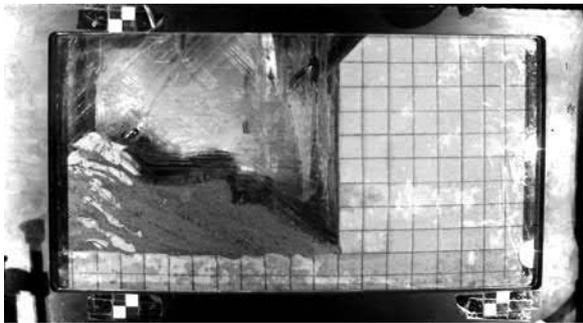


(c) 実験終了後の状況

Fig. 18 Time history of displacement transducer and typical situations of slope failure (Case C2). 変位計の経時変化と崩壊状況(ケースC2)



(a) 変位計の時刻歴



(b) 崩壊状況



(c) 実験終了後の崩壊形状

Fig. 19 Time history of displacement transducer and typical situations of slope failure (Case C3).
変位計の経時変化と崩壊状況 (ケースC3)

固めた関東ロームとした。

全ての実験は、遠心加速度25Gの一定加速度場で行った。実験ケースをTable 2に示す。まず、2次元的な掘削方法 (Fig. 16 (a)) にて実物大実験を再現するケースを4ケース行った (ケースC1~C4)。しかし、崩壊形状や変形量が必ずしも実物大実験と整合する結果とはならなかった。そこで、ケースC5~C6は掘削幅を実物大実験と同一条件とすることで、3次元的 (Fig. 16 (b)) な掘削方法とした。なお、掘削には遠心場掘削装置 (Photo 10) を用い、1回の切取り高さを実物大実験と等しくなるように20mm (実地盤換算で0.5m) とし、掘削が完了した段階で約2分間放置した。これを崩壊するまで繰り返し、切取り高さ約160mm (実地盤換算で4.0m) まで掘削を行った。なお、変化が見られる場合は、その挙動が平衡となるまで観察した。計測項目としては、法面天端のFig. 15に示す位置に接触型変位計を設置して、沈下量を計測した。なお、幾つかの実験について、表層ひずみ計により表面のひずみを計測しているが、この結果

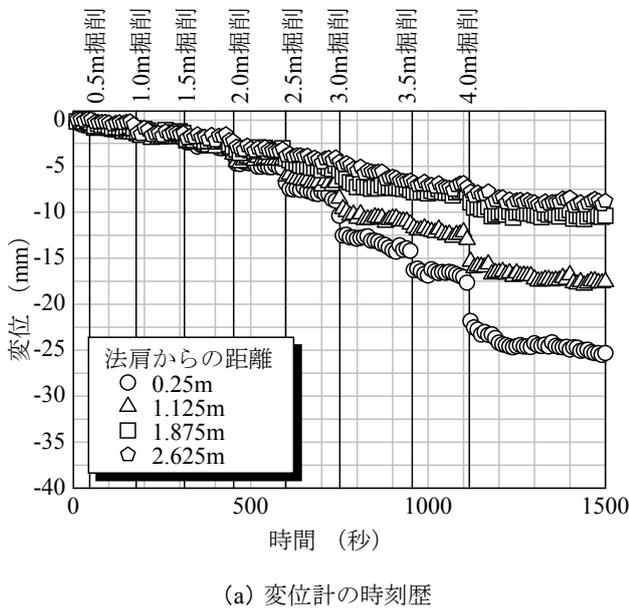
については文献¹¹⁾に譲る。

3.3 実験結果と考察

3.3.1 2次元的な掘削による崩壊形状と傾向

2次元的な掘削を行った4ケースの接触型変位計の経時変化を、掘削ステップおよびそれぞれの代表的な崩壊写真とともにFigs. 17~20に示す。全てのケースにおいて法肩から離れた箇所にある変位計も掘削に伴って沈下していることが観察された。これは、地盤作成の際に土槽と試料の摩擦を除去するためにグリスを土槽に塗布したことにより、境界条件が“滑”となったことが一因と考えられる。以下に、それぞれのケースの傾向と特徴を示す。

まず、ケースC1 (成田砂・緩) における変形の経時変化と崩壊状況をFig. 17に示す。切取り高さ0.5m掘削中から法肩に近い箇所から大きく沈下し、切取り高さ3.0m掘削から約40秒後に法面内において2次元的な形状にて崩壊が生じた (Fig. 17 (b))。なお、摩擦低減のために側



(b) 崩壊状況



(c) 実験終了後の崩壊形状

Fig. 20 Time history of displacement transducer and typical situations of slope failure (Case C4).
変位計の経時変化と崩壊状況(ケースC4)

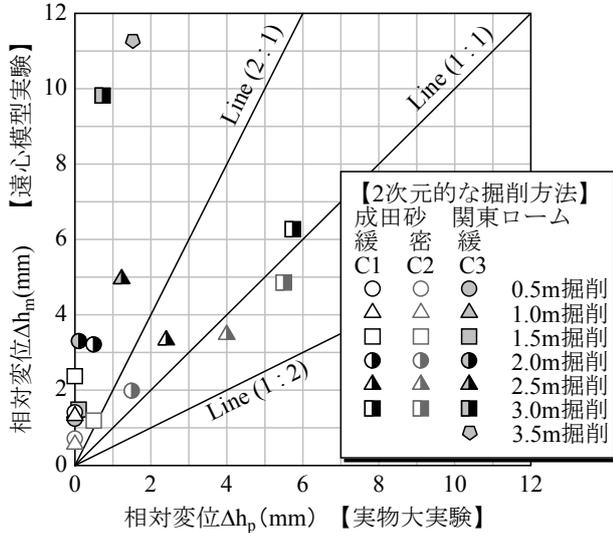


Fig. 21 Comparison between field tests and centrifuge model tests in case C1-C4.
2次元的な掘削での遠心模型実験と実物大実験の比較

面に貼り付けたメンブレンは、土塊の崩壊速度に追従できずに残っている。

次に、ケースC2(成田砂・密)における変形の経時変化と崩壊状況をFig. 18に示す。このケースでは、切取り高さ2.0m掘削中に法肩に近い箇所から変形を示した

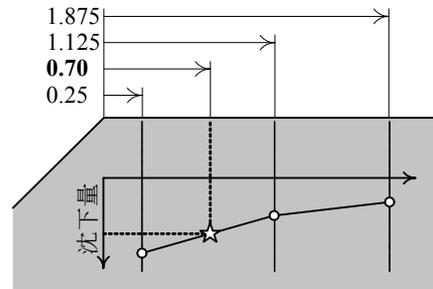


Fig. 22 Outline of calculated displacement in centrifuge.
遠心模型実験での相対変位についての概念図

が、最終的に切取り高さ4.0m掘削を行っても崩壊は発生しなかった(Fig. 18 (b))。

ケースC3(関東ローム・緩)における変形の経時変化と崩壊状況をFig. 19に示す。切取り高さ2.0mから掘削の度に小規模な崩壊を繰り返した。また、切取り高さ2.5m掘削中から徐々に変形が見られるようになり、各掘削段階で法肩に近接した箇所ほど大きな変形を示した。最終的に切取り高さ4.5mまで掘削を行い、掘削から130秒後からその沈下速度が変化し、70秒後に掘削面内にて崩壊に至った(Fig. 19 (b))。

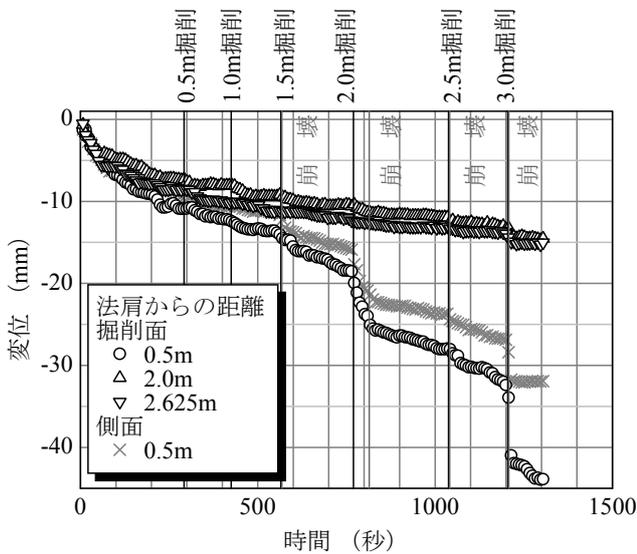
最後にケースC4(関東ローム・密)における、変形の経時変化と崩壊状況をFig. 20に示す。掘削の初期段階

から全体として変形が見られたが、崩壊には至らなかった。変位計の設置位置は必ずしも等間隔ではないが、法肩に近い3つの変位計(0.25m, 1.125m, 1.875m)は同程度の沈下を示しており、変形が斜面全体に及んでいることが分かる。また成田砂地盤の結果と比較すると、法肩から2.750mの沈下量が約2倍と大きくなっていることから、関東ローム地盤では、背後の境界条件が変形に影響を与えた可能性が考えられる。

3.3.2 二次元的な掘削での遠心模型実験結果と実物大実験結果の比較

遠心模型実験と実物大実験の比較を行うことによりモデルの妥当性について検討を行った。Fig. 21は各掘削段階での相対変位量について、縦軸を遠心模型実験、横軸が実物大実験としてそれぞれプロットしたものである。実物大実験では、法肩から0.7mの地点に光センサー式二次元変位計を設置した。一方、遠心模型実験では、

変位計が0.25m, 1.125m, 1.875m, 2.75m(実地盤換算)に設置されているため、2つの実験を直接的に比較することが出来ない。そこで、0.25mと1.125m間の挙動が線形であると仮定して0.7m地点の変位を内挿して実物大実験と比較することとした(Fig. 22)。まず、関東ロームの結果についてFig. 21を見ると、全ての掘削段階において遠心模型実験での変位量が実物大実験の8倍以上となっていることが分かる。これは、前述したように変位計が全体として変形していることから、地盤と土槽面の境界から沈下したことで大きな変位量となったものと推察される。一方、成田砂の結果では、掘削段階が進むにつれて実物大実験の変位量と遠心模型実験の結果が良い対応を示している。ただし、掘削初期段階において、ケースF1(成田砂・緩)を想定したケースC1では、切取り高さ2.0m掘削までは実物大実験の8倍程度の変位が生じた。また、ケースF2(成田砂・密)を想定したケースC2でも切取り高さ1.5m掘削までは2倍以上の変位を



(a) 変位計の時刻歴



(b) 1.5m 掘削時の部分崩壊



(c) 2.0m 掘削時の部分崩壊



(d) 3.0m 掘削時の崩壊

Fig. 23 Time history of displacement transducers and typical situations of slope failure (Case C5).
変位計の経時変化と崩壊状況(ケースC5)

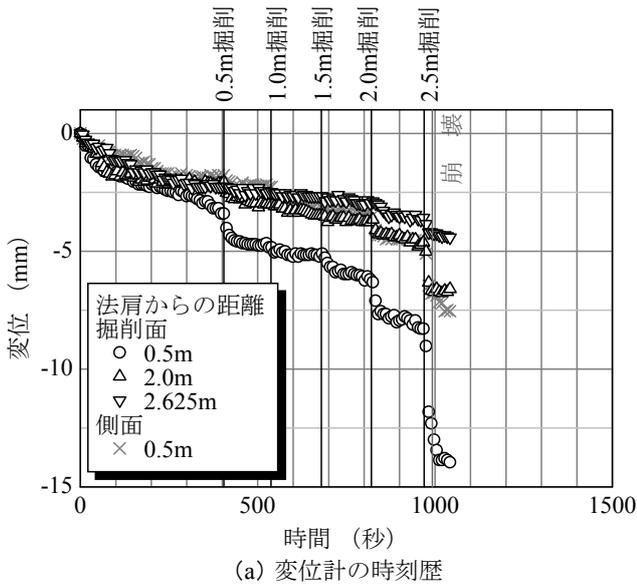


Fig. 24 Time history of displacement transducers and typical situations of slope failure (Case C6).
変位計の経時変化と崩壊状況(ケースC6)

示した。このような初期掘削段階で変位量が一致しない原因として、側面の境界条件と掘削幅の影響が考えられる。すなわち、実物大実験では、盛土築造に際して端部は異なる実験盛土であり、側面の境界条件は“粗”である。一方、遠心模型実験では、視覚的な把握や現象を単純化するために、土槽側面に貼付したメンブレンとグリスにより、側面の摩擦力を除去しており、境界条件は“滑”である。このような境界条件の違いが、両者の崩壊形状と共に変位量に影響を与えた可能性が指摘できる。さらに、実物大実験の崩壊挙動は3次元的な崩壊が多く見られており、実物大実験を再現するためには掘削幅の影響を無視することはできない。そこで、成田砂を用いて掘削幅を実物大実験の寸法と同じとした実験を行った。

3.3.3 3次元的な掘削による崩壊形状と傾向(成田砂地盤について)

掘削幅を変化させ、3次元的な掘削を行なった2ケースの接触型変位計の経時変化を、掘削ステップおよびそれぞれの代表的な崩壊写真とともにFigs. 23~24に示す。まず、Fig. 23はケースC5(成田砂・緩を想定)における変形の経時変化と崩壊状況を示したものである。掘削は、遠心加速度25G到達後、変形が収束した後に開始した。掘削に伴って、法肩に近い箇所では継続的に沈下が発生し、切取り高さ1.5m掘削直後に法面内にて部分的に崩壊した(Fig. 23 (b))。さらに切取り高さ2.0m掘削においても、掘削から45秒後に斜面内にて部分的に崩壊した(Fig. 23 (c))。切取り高さ1.5mから2.5mまで掘削毎に斜面内での部分崩壊を繰り返し、最終的に、切

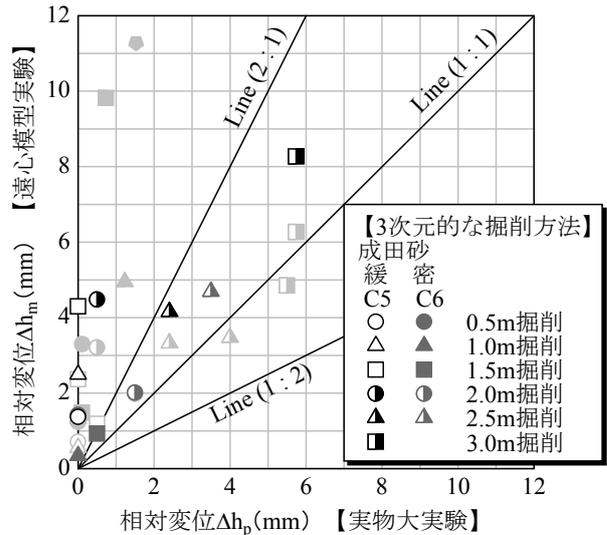


Fig. 25 Comparison between field tests and centrifuge model tests in case C5-C6.
3次元的な掘削での遠心模型実験と実物大実験の比較

取り高さ3.0m掘削直後にガラス面を含んだ崩壊に至った(Fig. 23 (d))。側面の摩擦について、豊澤らはガラスとアルミニウム等を比較したところ、ガラスの摩擦が最も小さいことを確認している¹⁸⁾。本実験の結果は、側壁の材質の違いによって生じたのものであろう。実物大実験(成田砂・緩)での結果を比較すると、最初に崩壊する高さが実物大実験では2.5mであるのに対して、遠心模型実験では1.5mという違いはあるが、バラバラと崩壊する状況や崩壊形状は良い対応を示していると言える。こ

これらの違いは締め固め密度や含水比の違いの他に実物大実験でのバラツキなども影響しているものと思われる。

Fig.24はケースC6(成田砂・密を想定)における、変形の経時変化と崩壊状況をそれぞれ示したものである。法肩から最も近い箇所の変位計(法肩から0.5m)は、切取り高さ0.5m掘削時に大きく変形した。これは、変位計の下に設置した載荷板(沈下防止用)と変位計のプローブ間の噛み合わせによる測定治具上の問題か、遠心加速度による自重を側壁により抑制されていたものが、掘削により解放された実験的な問題が考えられる。法肩から近い0.5mの変位計の挙動は、切取り高さが高くなるほど大きくなり、切取り高さ2.5m掘削直後に斜面内にて部分的な崩壊に至った(Fig. 24(b))。

3.3.4 3次元的な掘削での遠心模型実験結果と実物大実験結果の比較

2次元的な掘削での遠心模型実験と実物大実験の比較(Fig. 21)と同様に、3次元的な掘削についても実物大実験と比較を行うことで、モデルの妥当性について検討を行った。Fig. 25は各掘削段階での変位量変化を、縦軸に遠心模型実験結果、横軸に実物大実験結果をプロットしたものである。また、2次元的な掘削での結果(Fig. 21)も灰色で同時に示した。ケースF1(成田砂・緩)を想定したケースC5では、掘削段階が切取り高さ2.0m掘削まで遠心模型実験のみが大きく変形している。崩壊する掘削段階では実物大実験と遠心模型実験の変位量の差が1.5倍程度に収束した。ただし、このケースについては崩壊する掘削段階が異なるなど、両実験の整合性が必ずしもとれていない。一方、成田砂・密を想定した実験では、切取り高さ0.5m掘削では遠心模型実験が大きく変形したが、それ以外の掘削段階では遠心模型実験での相対変位が若干大きくなる傾向があるが、比較的一致する結果となった。これは、掘削幅や掘削断面の条件を実物大実験と一致させることで、崩壊状況だけでなく変形挙動もある程度再現できることを示している。ただし、遠心模型実験で使用した試料は、実物大実験にて使用した試料を用いており、土粒子寸法に関する相似則は満足していない。微小な変形量が整合しない理由は、この影響が多分にあると想像される。現場の試料を使用することで地盤材料としての相似則を満足させた場合、この程度の変形量の違いは、模型実験としての限界だろう。

4. まとめ

切取り工事中の斜面崩壊メカニズムを明らかにするために、高さ5mの試験盛土を築造し、切取り工事を再現する実物大実験を行った。また、実物大実験をモデル化した遠心模型実験を行い、崩壊メカニズムの把握を行っ

た。本研究にて得られた知見は以下の通りである。

実物大実験結果より、

1. 斜面の切取り掘削工事を再現する実物大実験を行ったところ、全てのケースで完全崩壊の前に肌落ちや小規模な部分崩壊が起きることを確認した。これは、多くの労働災害の調査事例結果と一致するものである。
2. 計測器を設置して変形挙動を確認したところ、肌落ちや小規模な部分崩壊でも、微小ながら変形している様子を捉えることができた。
3. 崩壊までの法肩部の挙動を水平・鉛直変位の動きを見ると、地盤材料や強度の違いにより崩壊直前の挙動が異なることが分かった。砂質系地盤では、鉛直方向の動きが、粘性土系地盤では水平方向の動きが崩壊に関係しているようである。

遠心模型実験結果より、

4. 2次元的な掘削での遠心模型実験結果は、崩壊直前の変形量はある程度整合した。しかし、それ以外の過程では、変位量が大きくなった。これは、実物大実験との側面の境界条件の差が影響したものと思われる。
5. 掘削幅や掘削断面条件を実物大実験と一致させることで、崩壊形状だけでなく変形挙動もある程度一致することが分かった。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、実物大斜面崩壊実験では、東急建設(株)近藤哲也氏、重村将氏に多大なるご協力を頂きました。また、遠心模型実験では、武蔵工業大学大学院修士課程 日下部澄音氏、小坂橋拓馬氏、武蔵工業大学 山田紀浩氏に地盤作成やデータ計測について多大なるご協力を頂きました。末筆ながら、ここに記して深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 労働安全衛生広報編集部：シリーズ徹底対策⑤「土砂崩壊災害～中編～」その3 急傾斜地崩壊他作工事中、地山が崩壊し、作業員が逃げ遅れ死亡、労働安全衛生広報、企業通信社、Vol. 36, No. 848, pp. 21-22, 2004.
- 2) 伊藤和也、豊澤康男、Tamrakar S. B., 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.
- 3) 地盤工学会切土法面の調査・設計から施工まで編集

- 員会：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.
- 4) 地盤工学会地盤調査法改訂編集委員会：第9編 現場密度試験，地盤調査の方法と解説，pp.557-604，2004.
- 5) 地盤工学会地盤調査法改訂編集委員会：第6編 サウンディング 第4章 スウェーデン式サウンディング試験，地盤調査の方法と解説，pp.280-289，2004.
- 6) 地盤工学会地盤調査法改訂編集委員会：第6編 サウンディング 第3章 簡易動的コーン貫入試験，地盤調査の方法と解説，pp.274-279，2004.
- 7) 岡田勝也，杉山友康，村石尚，野口達雄：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎，Vol.40，No.411，pp.11-16，1992.
- 8) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について，土と基礎，Vol.8，No.1，pp.13-18，1960.
- 9) 伊藤和也，武山峰典，豊澤康男，佐野哲也：レーザーと光センサーを利用した2次元変位計測システムの開発と切土斜面の動態観測への適用，土木学会論文集C，Vol. 63，No. 2，pp.502-515，2007.
- 10) 豊澤康男，伊藤和也，Tamrakar S. B.，国見敬，西條敦志，大久保智美：7.高精度傾斜計による斜面崩壊の事前予測・崩壊システムの開発，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，JNIOSSH-SRR-NO.35 (2007)，投稿中
- 11) 玉手聡，遠藤明：8. 斜面工事における簡易な安全監視のためのスクリー貫入型表層ひずみ計の開発とその適用性に関する実験的研究，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，JNIOSSH-SRR-NO.35 (2007)，投稿中
- 12) 奥園誠之：これだけは知っておきたい斜面防災一〇〇のポイント，172p，1986.
- 13) 斉藤勉孝，上沢弘：斜面崩壊時期の予知，地すべり，Vol. 2，No. 2，pp. 7-12，1966.
- 14) 福囿輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法，地すべり，Vol. 22，No.2，pp. 8-13，1985.
- 15) 菅原紀明：斜面崩壊・地すべり調査のポイントと計測管理，建設工事に伴う法面崩壊・地すべり対策講習会資料，土質工学会，1993.
- 16) 竹村次朗：講座「遠心模型実験－実験技術と実務への適用－」1. 講座を始めるにあたって，土と基礎，Vol. 52，No.10，pp. 35-36，2004.
- 17) 伊藤和也，玉手聡，豊澤康男，堀井宣幸：新遠心模型実験装置 (NIIS-Mark II Centrifuge) の開発，産業安全研究所研究報告，NIIS-RR-2005 (2006)，pp.57-74，2006.
- 18) 豊澤康男，市川貴之，末政直晃，三田地利之，伊藤和也：遠心場可動土留め装置を用いた壁面土圧の発生機構に関する基礎的研究，土木学会論文集，Vol.806，No.III-73，pp.129-141，2005.

(平成 20年 12月 20日 受理)