

### (2) B-地すべり

現状安全率  $F_s=1.0$  として簡便法を適用して  $(c', \phi')$  の取り得る組み合わせを求めると、図-2.2.14 の直線 PQ の式として、 $c'=-62.0\tan \phi'+32.6(\text{kPa})$  で表される。図中の  $(c'_s, \phi'_s)$ ,  $(c'_r, \phi'_r)$  は B-粘土の練り返し予圧密試料についての RDBS 試験から得られた完全軟化および残留状態の強度パラメータに対応する。ピーク強度パラメータ  $(c'_p, \phi'_p)$  はすべり面近傍から採取した不攪乱試料についての試験結果によるものである。提案法によって得られた  $c'=11.2\text{kPa}$ ,  $\phi'=18.7^\circ$  はピーク強度パラメータの実験値とほとんど一致していた。

### (3) C-地すべり

地すべり現場から得られる情報を基に、主断面に関する現状安全率  $F_s=0.95$  として簡便法を適用して  $(c', \phi')$  の取り得る組み合わせを求めると、直線式として、 $c'=-87\tan \phi'+36(\text{kPa})$  で表される。地すべり面から最も近い位置で採取した粘土 C の実験結果を用い、SPLICE 法で得られた設計用強度パラメータは図-2.2.15(a) に示すように  $c'=25.1\text{kPa}$ ,  $\phi'=7.0^\circ$  である。この結果は  $c'_0=d$  法によって得られる  $c'_0=18.1\text{kPa}$ ,  $\phi'=11.5^\circ$  と大幅に異なっている (図-2.2.15(a))。この現場では  $c'_0=d$  法によって得られた  $c'_0=18.1\text{kPa}$ ,  $\phi'=11.5^\circ$  を用いて目標安全率 1.2 として対策工を実施した結果、新たな地すべりが生じた。したがって、 $c'_0=d$  法で決定された強度パラメータは適切な値でなかったことになる。この結果を受けて、新たな滑動土塊について SPLICE 法によって強度パラメータを求めると、図-2.2.15(b) に示すように  $c'=19.8\text{kPa}$ ,  $\phi'=6.9^\circ$  が得られる。これら

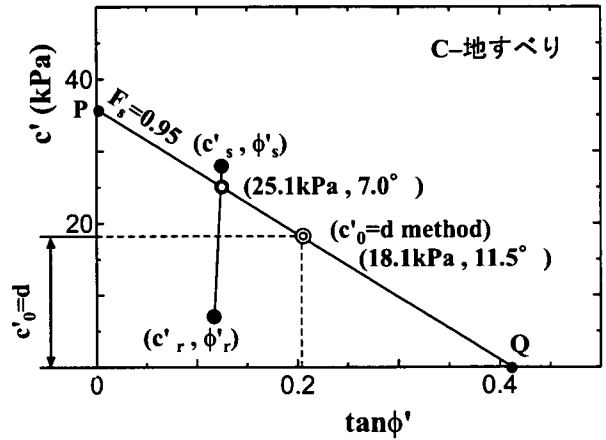


図-2.2.15(a) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

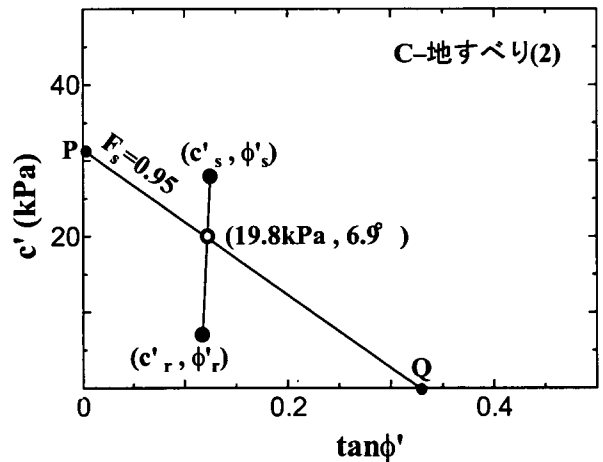


図-2.2.15(b) SPLICE 法による対策工設計用強度パラメータの決定(C-地すべり)

の強度パラメータは、新しいすべり面に対する対策工設計にあたって改めて  $c'_0=d$  法を適用して決められた  $c'=20.60\text{kPa}$ ,  $\phi'=6.37^\circ$  と結果的に極めて近い値であった。

### 2.2.6 結論

1) 残留状態せん断抵抗角  $\phi'_H$  は Hvorslev の破壊基準における「真の強度定数」に相当する有効せん断抵抗角  $\phi'_e$  に等しい。

2) Hvorslevの破壊基準に基づいて、ピーク・完全軟化・残留状態に対応する強度パラメータ相互の関係を導いた。

3) 上記2)の関係を基礎として、逆算法による $c'-\tan\phi'$ 図とせん断試験結果を結びつける (splice) ことによる地すべり対策工設計用強度パラメータの決定法

(SPLICE法)を提案した。

4) ピーク・完全軟化・残留状態の強度を精度よく求めるための試験装置として、繰り返し一面せん断 (RDBS) 試験装置を開発し、実務上の便を考慮した試験方法を提案した。

5) RDBS試験装置によって得られた試験結果をSPLICE法に適用し、3箇所地すべり現場の対策工設計用強度パラメータを算定した例を示した。

#### 参考文献

- 1) Hvorslev, M. J. : Physical components of the shear strength of saturated clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 169-273, 1960.
- 2) T. Mitachi et al. : Determination of Strength

Parameters for Landslide Slope Stability Analysis by Laboratory Test and Inverse Calculation Engagement, 地すべり学会誌, Vol40, No. 2, pp. 150-116, 2003

- 3) 地盤工学会：土質試験の方法と解説，第1回改訂版，2000.
- 4) 八木則男・矢田部龍一・石井朋紀・榎明潔：強度定数のばらつきを考慮した地すべり地の安定性の検討，土木学会論文集, No. 523/III-32, 59-67, 1995.
- 5) 齊藤迪孝：円形すべり面での $c, \phi$ 逆算の一方法，第9回土質工学研究発表会講演集, pp. 601-604, 1974.
- 6) 山上拓男, 植田康宏：地すべり地強度定数の新しい逆算法 (I), 地すべり, Vol. 21, No. 2, pp. 16-21, 1984.
- 7) 三田地利之・九田敬行・大河原正文：全自動繰り返し一面せん断試験装置の開発と安定解析用強度パラメータの決定, 第39回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 265-268, 2000.
- 8) 石橋正弘・三田地利之・九田敬行:粘性土の残留状態せん断抵抗角に及ぼす諸要因の影響, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp. 229-230, 2002.

## 2.3 簡易静的コーン貫入試験装置の開発とその適用について

### 2.3.1 研究目的

地盤調査を行う際、通常ボーリング調査が行われるが、より簡便に調べる方法としてコーン貫入試験とがある。これは円錐状いわゆるコーン状に先端が尖った棒を地中に押し込むもので、連続的なデータを得ることが出来るため、欧州や北米では一般的な地盤調査試験法として定着しているものである。一般的な静的コーン貫入試験装置は、専用の貫入機などが必要であり持ち運びは容易ではない。一方、簡易な方法としてはポータブルコーン貫入試験装置があ

るが、地盤の表面を人力で押し込むものが主流である。表-2.3.1 に従来の地盤調査技術の概要と特徴・問題点を示す。

静的コーン貫入試験装置では、専用の貫入機、その周辺機器及び地表に固定する基台等が必要であり、試験装置を全体として大がかりなものとしていた。従って、試験装置自体が大きなものである場合や試験装置全体の総重量が重くなった場合には、運搬に自動車等の車両を使用しなければならなかったため、人力での持ち運びが難しい。しかし、地盤調査は、土砂崩落災害現場や

表-2.3.1 地盤調査技術の概要とその問題点

名称	適用地盤	可能深さ(m)	特徴	欠点
標準貫入試験	玉石や転石を除くあらゆる地盤	制限無し	普及度が高く、ほとんどの地盤調査で行われる。 地中の土のサンプルも採取できるため設計標準の標準的な地盤指標に使用される	データのバラツキ(機械誤差や人為誤差)が大きく 使用機材が大掛かり
静的コーン貫入試験	粘性土地盤や砂質土地盤	貫入装置や固定装置の容量による	データの信頼度が高い	使用機材が大掛かりな場合が多い
ポータブルコーン貫入試験	粘性土地盤や腐植土地盤	5m程度	簡易試験できわめて迅速	適用範囲は軟弱地盤に限定
簡易動的コーン貫入試験	玉石や転石を除くあらゆる地盤	5m程度	標準貫入試験に比べて作業が簡単	表層部の調査に限定される
スウェーデン式サウンディング試験	玉石や礫を除くあらゆる地盤	15m程度	標準貫入試験に比べて作業が簡単	貫入機構が不明瞭



標準貫入試験装置



静的コーン貫入試験装置



ポータブルコーン貫入試験機



簡易動的コーン貫入試験機



スウェーデン式サウンディング試験

図-2.3.1 各種地盤調査の様子

山奥等、運搬用の車両を調査現場まで進入させることが困難な場所でも行われるため、その際には、試験装置を人力で調査現場に搬入する必要がある。従って、人力による持ち運びが困難である貫入試験装置は、車両や運搬器具が進入できない現場の地盤調査において大きなネックとなるため、運搬の容易な試験装置が求められている。

一方、ポータブルコーン貫入試験装置は、装置の規模が小さくサイズのコンパクトであるため、人力による持ち運びが容易であり、車両による運搬が困難な現場へ持ち込んで地盤調査を行うことが可能である。しかし、このポータブルコーン貫入試験装置は、試験者が装置上方から体重をかける

ことによってコーンを貫入するため、貫入機を使用した場合よりも貫入力弱く、固い地盤を調査できないという問題がある。また、人力で貫入した場合には、コーンを一定の貫入速度で押し込むことが難しく、更には装置が固定されていないために貫入方向がブレるおそれもある。従って、ポータブルコーン貫入試験装置は、測定精度が落ちるおそれがある点で問題がある。

そこで、本研究では、コーン貫入装置の载荷枠を折りたたみ式にすることにより、持ち運びを可能とした静的コーン貫入試験装置を開発し、実地実験を行い、適用性について検討した。

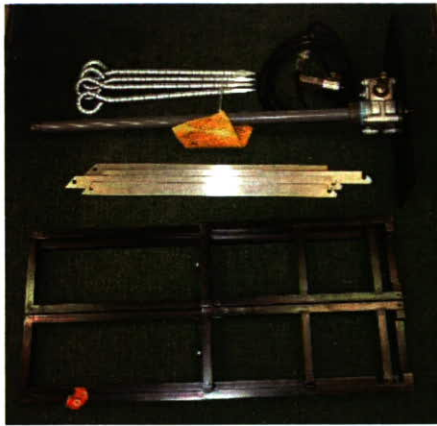


図-2.3.2 折りたたみ式静的コーン貫入試験装置一覧

### 2.3.2 研究方法

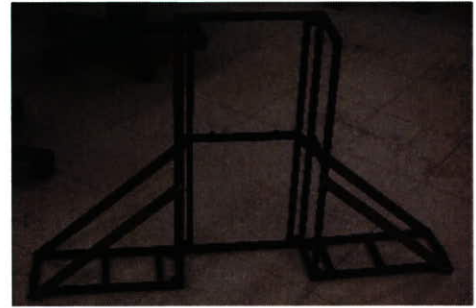
図-1 は試作された折りたたみ式静的コーン貫入試験装置の収納状態である。図-2 に設置手順を示す。折りたたまれた载荷枠を開いて、ステイを取り付け、上部に载荷軸とコーンを設置し、アンカーを打ち込むことで完成となる。その間、工具は基本的には必要としない。本発明は静的コーン貫入試験と簡易動的コーン貫入試験やポータブルコーン貫入試験の中間に位置し、精度が高い計測結果と簡易性・利便性を確保することをねらったものである。この開発された装置を用いて実地試験を行った。



①折りたたまれた状態



②载荷枠を開いた状態



③補強のためのステイ取り付け  
(蝶ネジによるため工具不要)



④上部に载荷軸を取り付けてコーンを設置して完成

図-2.3.3 開発した折りたたみ式静的コーン貫入試験装置



設置状況



実験状況

図-2.3.4 現場での実験状況

### 2.3.3 研究結果

フィールド試験を行った場所は、(独)労働安全衛生総合研究所敷地内にある雑木林である。図-2.3.4 に実験状況を示す。なお、このフィールド試験では、折りたたみ型の嵩上げ台を使用している。貫入には、マルチインパクトレンチ(松下電工(株)社製、EZ6631)を使用し、貫入速度は約10mm/secである。実験結果の一例を図-2.3.5に示す。周辺地域では過去に地盤調査がなされており、地層区分はG.L.-30cmまでは表土、それ以深は関東ロームということが分かっている(図-2.3.6)。その結果と、今回の結果を比較すると、30cm貫入付近から急激に荷重が大きくなり、その後、一定値となっていることがわかる。このように、今回の貫入結果は、既往の地層状態

の結果と整合する結果となっていることから、装置の適用性は問題ないことを確認することが出来た。なお、本装置の設置までに要する時間は組立を含めて20分程度であり、手軽に持ち運びができ、機械を搬入することが難しい箇所などの地盤調査装置として有用だろう。

今回の試作機では、鉄製であったため重たく、持ち運びには適していなかった。実際に使用される場合には、アルミなどの材質にて作成する必要がある。また、過度な加重により载荷装置が浮き上がる現象が生じた。そのため、反力の取り方についても検討が必要である。

### 2.3.4 健康危機情報

なし

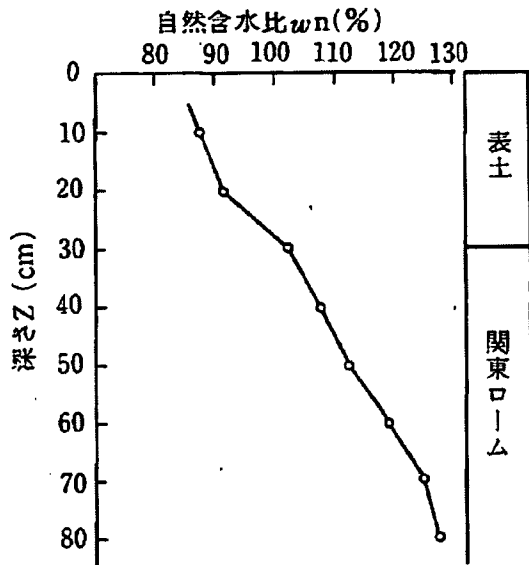


図-2.3.6 既往の文献によるフィールド試験周辺の地層状況

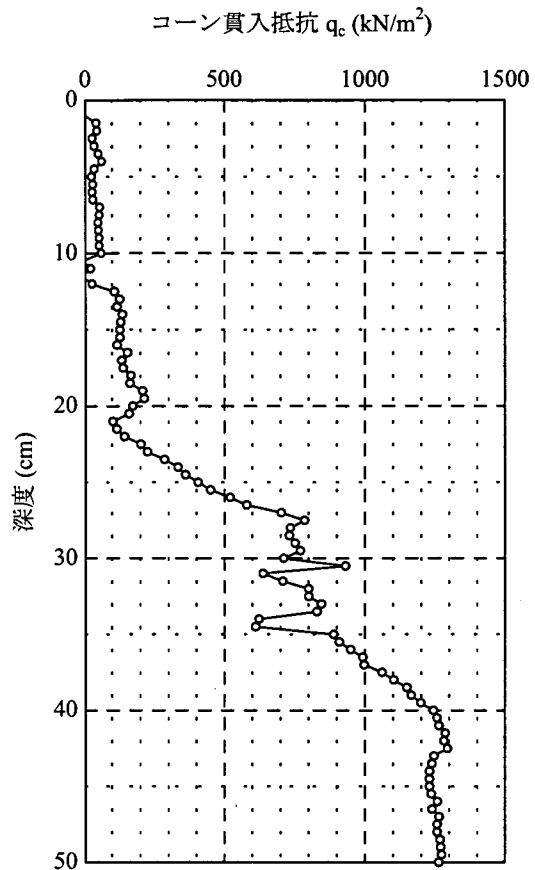


図-2.3.5 結果の一例

### 2.3.5 研究発表

- (1) 論文発表  
なし
- (2) 学会発表  
なし

### (2) 実用新案

なし

### (3) その他

部分意匠登録出願

伊藤和也：クランプ折りたたみ式静的コーン貫入試験装置，意願2007-019619

### 2.3.6 知的財産権の出願・登録状況

#### (1) 特許出願

伊藤和也：折りたたみ式静的コーン貫入試験装置，特願2007-201721

### 3. 斜面変位等計測機器の試作

分担研究者 豊澤康男 独立行政法人労働安全衛生総合研究所 部長  
分担研究者 伊藤和也 独立行政法人労働安全衛生総合研究所 研究員  
主任研究者 三田地利之 北海道大学 大学院 教授  
分担研究者 田中洋行 北海道大学 大学院 准教授

#### 研究要旨：

従来の研究は主に大規模な地すべりが対象であった。大規模な地すべりでは計測実績も多く長期的に変位が進行することから、最近では崩壊の予測も可能となりつつある。一方、労働災害の原因となる斜面崩壊災害は、小規模で局所的な崩壊がほとんどであり、発生箇所の特定期も極めて難しく、しかも急激に発生するという特徴があるため、崩壊の検知が難しいとされていた。このため本章では、小規模で局所的な崩壊を対象とし、その崩壊発生を検知するため、より安価で効果的な新たな計測器（高精度傾斜計）の開発・試作を行い、その有効性について検討した。

#### 3.1 研究目的

斜面崩壊による労働災害を防止するために、小規模で局所的な崩壊を対象とし、その崩壊の発生を検知するため、安価で効果的な計測器（高精度傾斜計）の開発・試作を行い、その有効性について検討を行う。

#### 3.2 研究方法

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知られている。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も崩壊前に地盤が除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、2点間に張った鋼線が太陽光などの熱の影響を受けることや線にもものが当たるなど計測精度に影響するものが多く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。

しかしながら、法尻掘削に伴う斜面の局部的な崩壊については、計測事例が少なく地すべり計も含めて、その有効性の検証が十分でない現状である。

そこで、「高精度傾斜計」による斜面崩壊の検出状況を確認するために、高さ1～2mの砂質土斜面と高さ5mの砂質土・粘性土斜面を作成して斜面崩壊実験を行った。

実験では、急傾斜対策工事や道路拡張工事の際に使用される重力式擁壁を施工する際と同じように床掘りを段階的に行った。

この際、斜面天端と斜面上部に高精度傾斜計を設置し崩壊までの挙動を計測した。

### 3.3 研究結果

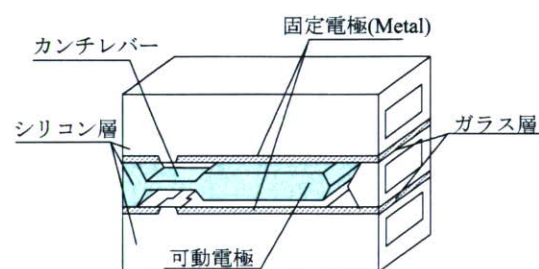
#### 3.3.1 高精度傾斜計の開発

##### (1) 半導体型加速度センサー<sup>6)</sup>

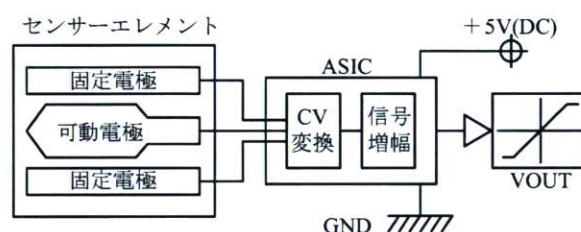
高精度傾斜計の基幹となる半導体型加速度センサーエレメントの外観、構造および作動原理を図-3.1に示す。センサーエレメントは、3層のシリコンとガラスを陽極接合したものである。傾斜することにより、中央層のフレームに取り付けられたカンチレバー可動電極と上下の固定電極部間の距離が変化し、静電容量が変化する。その静電容量を電圧に変換させてその加速度を検出するものである。加速度センサーの傾斜計としての性能を表-3.1に示す。



外観 (IC パッケージタイプ)



構造図



回路図

図-3.1 センサーエレメント  
(曙ブレーキ工業(株)社製)

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の一部として10年以上前に開発したものであり、劣悪環境での耐久性は概ね保証されている<sup>3)</sup>。また、センサーエレメント自体は、大量生産されておりコストパフォーマンスが良い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。

## (2)高精度傾斜計の構造

室内模型実験の際には、**図-3.2** 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設置して使用した。また，実物大実験の際には，**図-3.3** に示すような小型と大型（10cm 各程度）の機器を使用した。高精度傾斜計（小）は，室内模型実験で使用したものを防水加工したものである。一方，高精度傾斜計（大）は，防水加工が既に施されている一軸スタンドアロンセンサーを X, Y 方向の傾斜が計測できるように設置したものである。高精度傾斜計（大）の設置には，法肩では単管パイプを加工したロッドを，斜面では水平となるように加工した板を使用した。それぞれの高精度傾斜計を，高精度傾斜計（小）を SC タイプ，高精度傾斜計（大）を SA タイプと呼ぶ。

上述のような高精度傾斜計を室内模型実験および実物大実験に用いて，斜面崩壊の前兆現象の確認を行った。

### 3.3.2 室内模型斜面における斜面崩壊実験

#### (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幅 1.35m，奥行き 2.7m，高さ 2.2m の斜面にて斜面崩壊実験を行い，高精度傾斜計の性能について検証を行った。

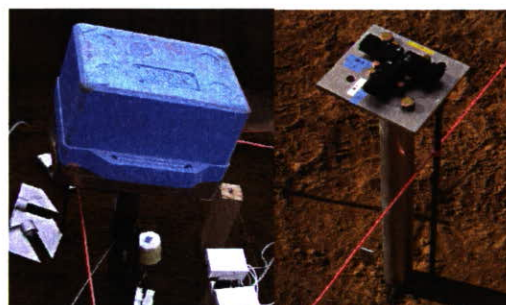
本実験は，**表-3.2** に示すように，乾燥密度，含水比，斜面勾配および傾斜計のロッドの埋込み深さをパラメーターとした全 3 ケースである。斜面の崩壊挙動を把

表-3.1 センサー性能

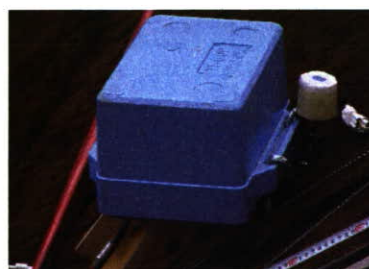
項目	内容
方式	静電容量式
角度計測の精度	分解能：0.01 度
測定限界角	±20 度
使用温度範囲	-20～+60 度



図-3.2 室内実験用傾斜計



(a) 法肩に設置された高精度傾斜計（左）とその内部（右）



(b) 斜面に設置された高精度傾斜計

図-3.3 現場実験用傾斜計

表-3.2 実験ケース (室内模型実験)

ケース		L1	L2	L3
乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		1.44	1.43~ 1.47	1.48
含水比 (%)		8.05	6.2~ 8.9	7.0
斜面勾配 (度)		60	60	70
ロッドの 埋込み深 さ (cm)	斜面	15	15	5
	法肩	5	5	5

握するために、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た。掘削過程は各ケースで若干異なっている。これは、崩壊直前の前兆を把握するために計測機器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ためである。

計測機器の配置状況を図-3.4 に示す。ケース-L1, L2 では高精度傾斜計を斜面上に 3 点、法肩部に 4 点設置し、ケース L3

では斜面上に 5 点、法肩部に 2 点設置した。また、ケース-L1, L2 とケース L3 では傾斜計のロッドの埋込み深さを変えている。なお、高精度傾斜計が設置してある箇所には、レーザー変位計も設置しており、変位挙動を計測している。さらに、接触型変位計を法肩部に設置し、沈下量の測定を行った。以下の計測結果での X 方向, Y 方向の出力は図-3.4 中に示した座標系に従って記述する。

### (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を法肩と斜面上に分けた計測結果を図-3.5~図-3.7 に、崩壊状況を写真-3.1~写真-3.3 にそれぞれ示す。

まず、ケース L1 では 2 回の斜面崩壊が発生した (写真-3.1)。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-3.1(a)) が発生した。その後、10 次掘削中に全体的

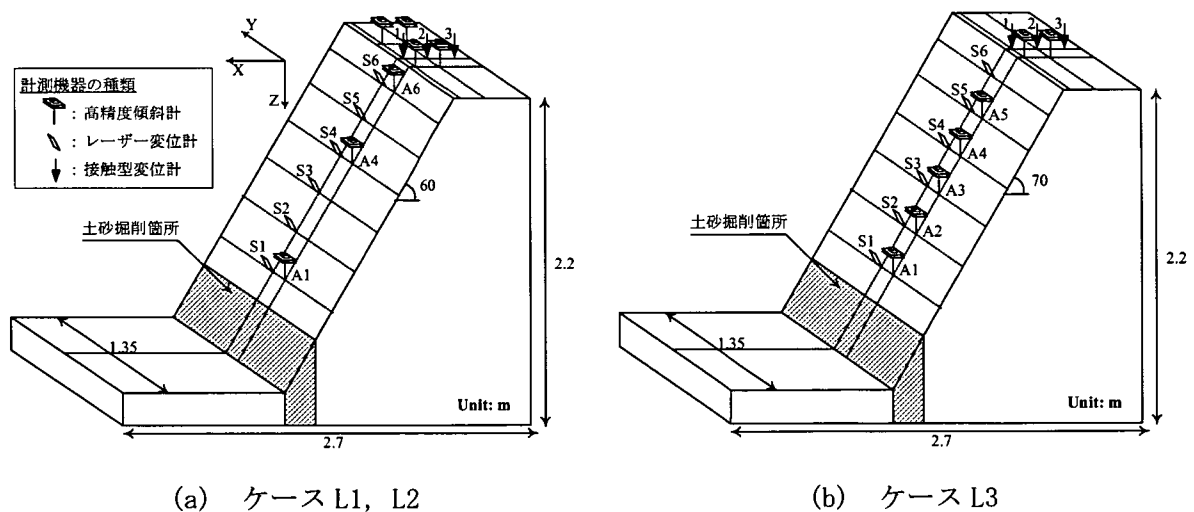


図-3.4 計測器配置状況

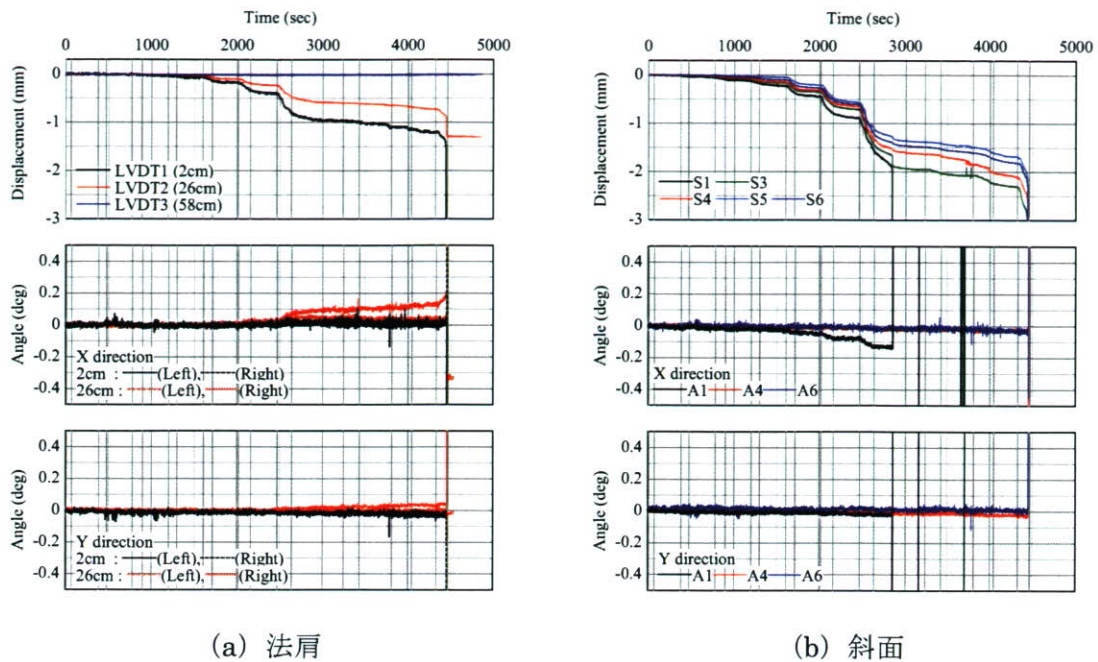


図-3.5 室内模型実験（ケース L1）の計測結果

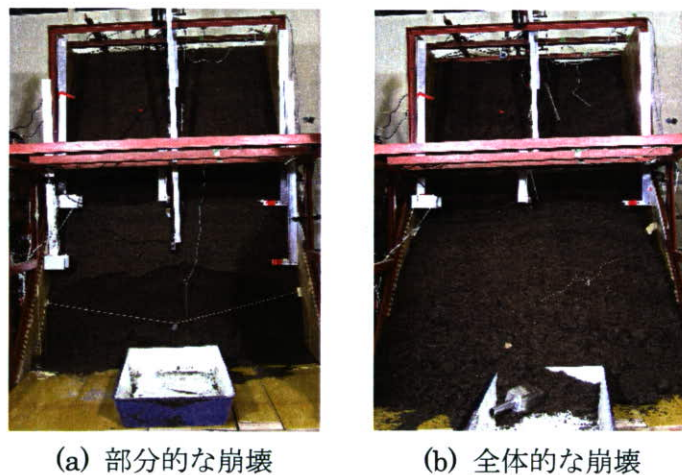
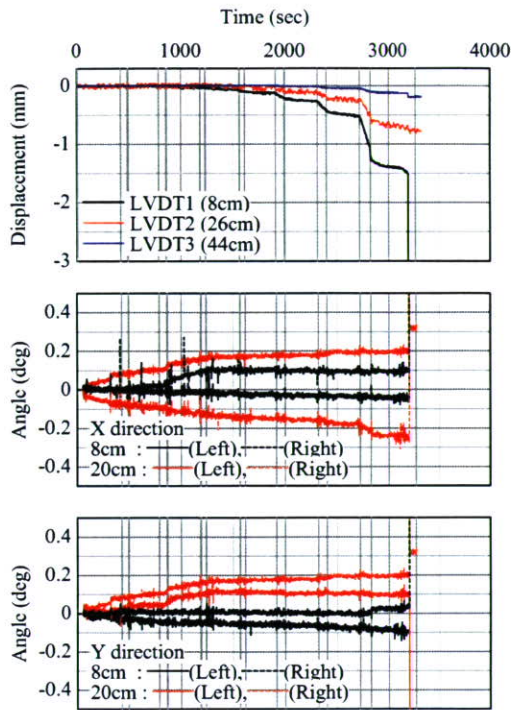


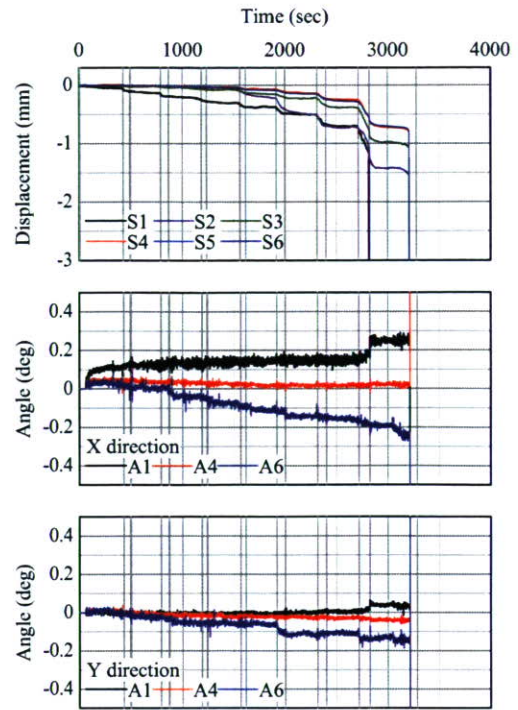
写真-3.1 崩壊状況（ケース L1）

な斜面崩壊（写真-3.1(b)）が発生した。計測結果を図-3.5に示す。変位計（レーザー変位計）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程度の微小な変位量にて崩壊に至ることが分かる。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

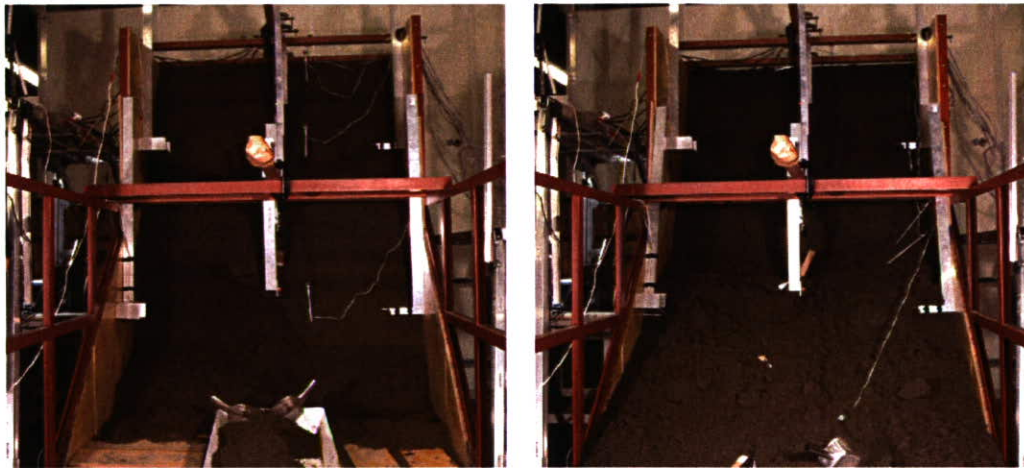


(a) 法肩



(b) 斜面

図-3.6 室内模型実験（ケースL2）の計測結果



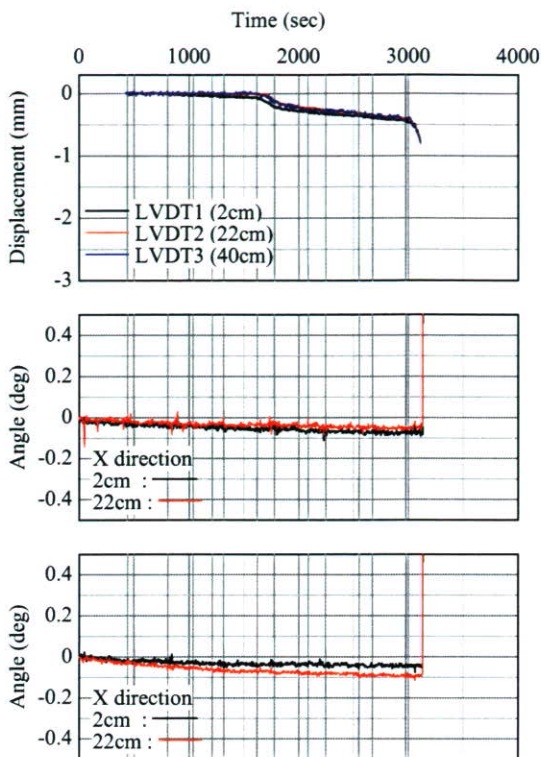
(a) 左側のみ崩壊

(c) 全体崩壊

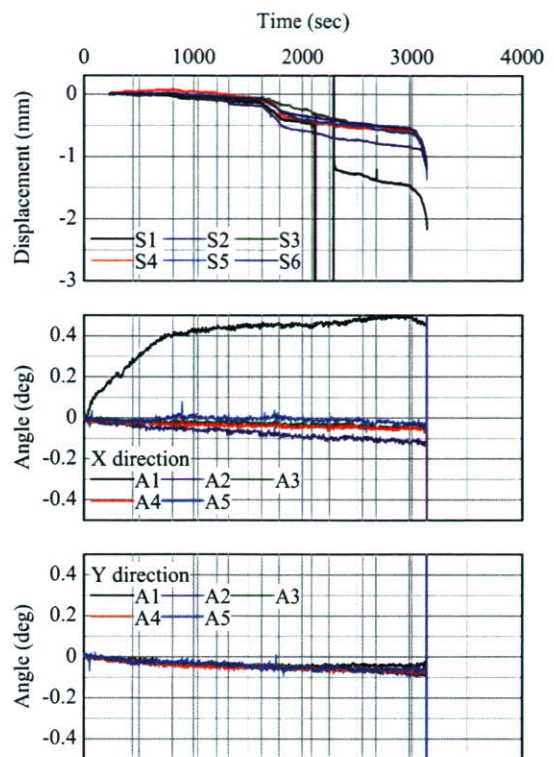
写真-3.2 崩壊状況（ケースL2）

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が、急激に傾きが変化する前兆現象などは把握することが出来なかった。法肩部の高精度傾斜計の結果が全体的な崩壊の前兆を把握している結果となった。

このことなどから、斜面崩壊の前兆現象は斜面全体に現れるのではなく、その把握の良否は計測機器の設置位置に大きく依存することを示しており、適切な設置箇所を選定することが崩壊予知を行うために重要であることを示している。



(a) 法肩



(b) 斜面

図-3.7 室内模型実験 (ケース L3) の計測結果

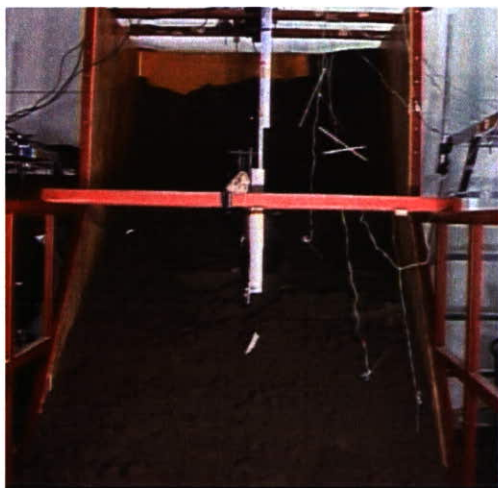


写真-3.3 崩壊状況 (ケース L3)

次にケース L2 の崩壊状況を写真-3.2 に示す。ケース L2 でもケース L1 と同様に 2 回の崩壊が発生した。しかしながら、1

回目の崩壊においては左側斜面だけの局所的な崩壊 (写真-3.2(a)) であり、ケース L1 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-3.6 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わかる。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を

示している。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動しなかった。ケース L1 とケース L2 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。これは、ケース L1 では崩壊した土塊上に設置されていたのに対し、ケース L2 では崩壊土塊の上部であったことが影響しているものと推察される。

最後にケース L3 の崩壊状況を写真-3.3 に示す。ケース L3 は、1 回目の崩壊で土槽の背面を境界とした斜面崩壊が発生した。計測結果を図-3.7 に示す。他の 2 ケースと異なり、天端の沈下が全領域で発生しており、土槽の背面が崩壊土砂の境界となったことが影響を与えている。高精度傾斜計の結果を見ると、傾斜計 A1 では X 方向で当初から傾き始めている。これは、傾斜計のロッドの埋込み深さが浅かったことによる影響と思われる。他の箇所に設置された高精度傾斜計の結果では、緩やかな傾きで 0.1 度程度変動しているが、これらの設置位置では急激な傾きの変化などの前兆現象などが起きなかった。これは、傾斜計のロッドの埋込み深さを浅くしたことの影響などがあったと考えられる。

以上の室内模型実験から、崩壊挙動の違いによって前兆現象が現れる場所が異なることや、地盤内のせん断ひずみが大きくなる領域に到達するように傾斜計のロッドをある程度の深さまで挿入するなど必要があることなどがわかった。

### 3.3.3 遠心模型実験による斜面崩壊の再現

#### (1) 遠心模型実験概要

本研究は(2)で前述した「室内模型斜面における斜面崩壊実験」を、遠心模型実験において再現したものである。遠心模型実験では、実大実験よりも時間と労力を大幅に短縮できるので、斜面崩壊予知技術の開発に貢献できると期待できる。具体的には、一定の遠心力場で掘削装置を用いて斜面の掘削を行い、斜面法肩に設置した変位計の経時変化と崩壊の様子を観察する。更に、同じ試料を用いて一面せん断試験から強度定数を求め、崩壊時の斜面安定解析を行った。

#### ①実験装置

i) 遠心模型実験装置…実験に用いたのは、独立行政法人労働安全衛生総合研究所の所有の回転半径2.38m、最大遠心加速度100Gの非対称ビーム型遠心模型実験装置である。(写真-3.4及び図-3.8参照)



写真-3.4 遠心模型実験装置

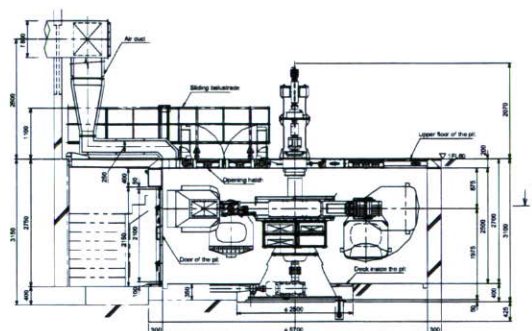


図-3.8 遠心模型実験装置断面図

ii) 掘削装置(写真-3.5)…遠心模型実験装置内の模型土槽上に取り付けることで、遠心力载荷中に遠隔操作によって模型地盤の掘削が可能である。操作は制御室のPC から手動で行うシステムである。

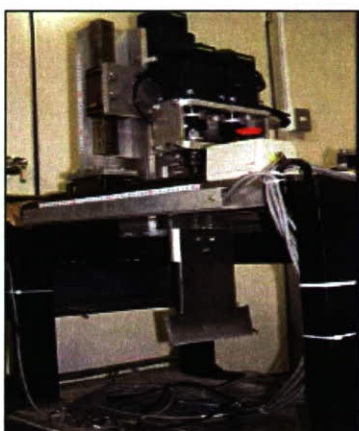


写真-3.5 In-flight 掘削装置

②実験方法…実験は以下の手順で行った。  
試料は実大実験と同じ川砂を用いた。  
[供試体締め固め]→[斜面形成]→[遠心装置内に設置・固定]→[遠心力载荷]→[掘削]→[斜面崩壊]

模型土槽内の地盤の作製は次のように行った。

1層を200kPaで3分間締め固め、これを15層繰り返して地盤高さ25cmにする。また、すべり面が確認しやすいように1層毎に粉末状のカオリンを撒く。その後、予め決められた斜面形状となるように地盤を切り出す。

更に土槽前方ガラス面に1cm×1cmのメッシュ入りのメンブレンを貼り付け、掘削時の目安にする。メンブレンと土槽の間にはグリースを薄く塗ることで、土槽と地盤の摩擦を少なくする。遠心装置内に設置した後、斜面法肩部に設置した4個の変位計

の推移を見ながら遠心加速度を徐々に上げていく。所定の遠心加速度に達したところで、予め定めておいた掘削手順に従って順次掘削を行い、大規模な斜面崩壊が発生するまで掘削を続ける。

### ③実験条件

実験は斜面傾斜角と遠心加速度を変えて計5パターン(50°/6G、50°/10G、60°/6G、60°/10G、70°/6G、以降それぞれを50A、50B、60A、60B、70Aと呼ぶ)で行った。地盤の間隙比は0.81前後、含水比は7.5%前後であった。

## (3)遠心模型実験結果と考察

### ①遠心模型実験結果

図-3.9と図-3.10に実験で得られた変位計と遠心加速度の経時変化をそれぞれ50A、60Bを例にとって示す。変位計は模型地盤の法肩部に設置し、斜面からそれぞれ2cm(1ch)、5cm(2ch)、8cm(3ch)、11.5cm(4ch)の位置にある。ここで60Bの実験結果に注目すると、掘削につれて法肩部が緩やかに沈下していくことがよく観察できる。特に③部の掘削後、1ch、2chにおいて大きく沈下を続け、約1分後に大規模な崩壊を起こしたことがわかる。50A、50B、70Aの場合も変化は微小であるが、同様の傾向が見られた。ただし、60Aのみだけが掘削中の変位は少なく、突然大規模な崩壊を起こすという他と異なる挙動を示し、斜面崩壊の前兆が顕著に現れなかった。斜面崩壊の形状は全て円弧状で、50B~70Aは斜面先破壊、50Aのみ斜面内破壊であった。



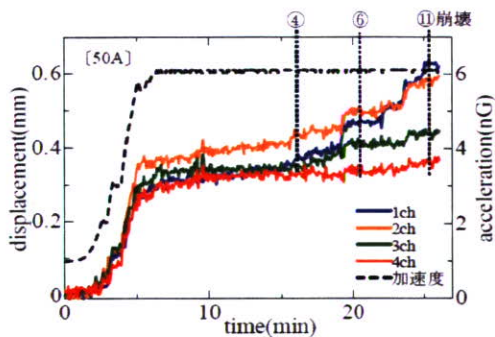


図-3.9 法肩部の沈下と遠心加速度の変化 (実験50A)

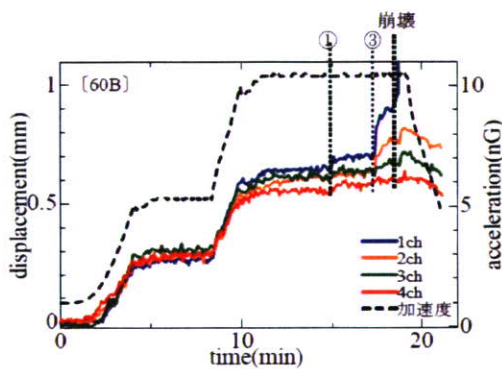


図-3.10 法肩部の沈下と遠心加速度の変化 (実験60A)

## ②一面せん断試験

供試体は遠心模型実験と同様の条件 (200kPa、3min、4層) で締め固めて作製した。圧密過程は、50kPa、100kPa、150kPa、200kPa で圧密し、打ち切りは3t 法によって判断した。せん断過程は、定圧条件下において、せん断変位速度0.2mm/min で行った。実験結果 (せん断強さ-垂直応力) を図-3.11に示す。この実験結果から、最小二乗法により強度定数 $c$ 、 $\phi$  をそれぞれ、 $c=2.09\text{kPa}$ 、 $\phi=37^\circ$  とした。ただし、破壊包絡線の取り方によっては $c$  の値が1~3kPa まで変化する。

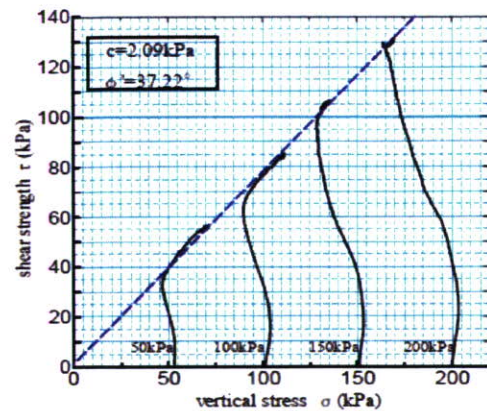


図-3.11 一面せん断試験結果

## ③斜面安定解析

解析条件…遠心模型実験で得られた斜面崩壊直前の断面形状と、一面せん断試験によって得られた $c$ 、 $\phi$  の値を用いて、斜面安定解析を行った。地盤定数を湿潤密度 $\rho_t=14.98\text{kN/m}^3$ 、粘着力 $c=2.09\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=37^\circ$  として、計5回の遠心模型実験で崩壊直前の斜面の最小安全率を求めた。

解析結果…最小安全率はそれぞれ、50A $\Rightarrow$ 1.680、50B $\Rightarrow$ 1.183、60A $\Rightarrow$ 1.248、60B $\Rightarrow$ 1.075、70A $\Rightarrow$ 1.194 となった。

## ④考察

i) 遠心模型実験：変位計の経時変化に注目すると、斜面に近い1ch、2ch が大きく変位した後に、大規模な崩壊が起きるといふ実大実験と同様の傾向が見られた。より斜面に近い法肩部で変位を計測すれば、大規模な斜面崩壊を事前に予測できる可能性が高いと言える。更に、斜面に傾斜計やレーザー変位計等を取り付け、その変化を観測すれば、その精度を上げることも期待できる。よって、掘削装置を用いた遠心模型実験は十分な再現性を持つといえよう。

ii) 斜面安定解析：最小安全率について比べてみると、50A のみ1.68 と高い安全率を示したが、他の4 ケースについては1.1 前後と、ほぼ妥当と言える値を得られた。従って遠心模型実験の結果の妥当性を評価できた。50A の結果が他と比べて高い原因として、前述したように斜面のすべり面が法肩部までいたらず、斜面内破壊したことが考えられる。

更に掘削を進めて大規模な斜面崩壊を生じさせれば、その時の斜面安全率が1 に近づいたのではないかと推測される。

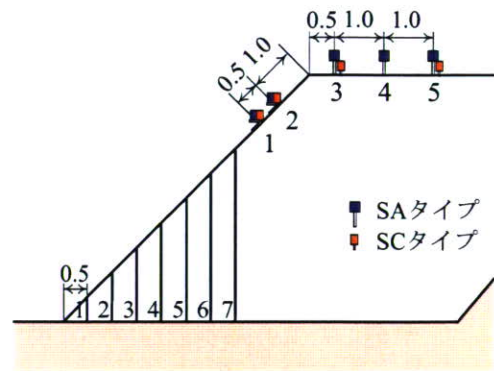
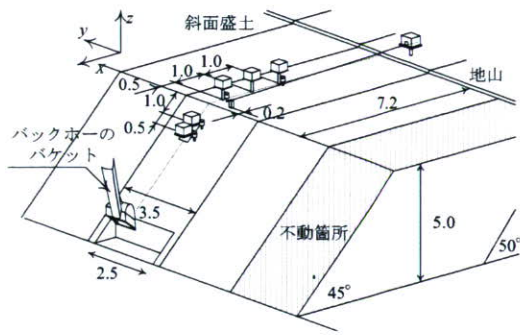
### 3.3.4 現場模型斜面における実物大実験

#### (1) 実験概要

大型宅地造成地域内において実物大規模の斜面崩壊実験（以下、実物大実験）を行った際に、高精度傾斜計を設置し、斜面の変形挙動を計測した。なお、実物大実験の施工概要や地盤物性等の詳細は文献<sup>7)</sup>を参照されたい。実験ケースは、表-3.3 に示すように試料と密度を変化させた全4 ケースである。計測機器の配置状況を図-3.12、写真-3.6 に示す。高精度傾斜計は SA タイプについては斜面上に2点、法肩部に3点設置した。また、SC タイプは斜面上に2点、法肩部に2点設置した。他に、法肩部の変形をワイヤー式伸縮計（以下、伸縮計）によって計測した。なお、以下の計測結果表示での X 方向、Y 方向の出力は、図-3.12 に示した座標系に従って記述する。

#### (2) 実験結果と考察

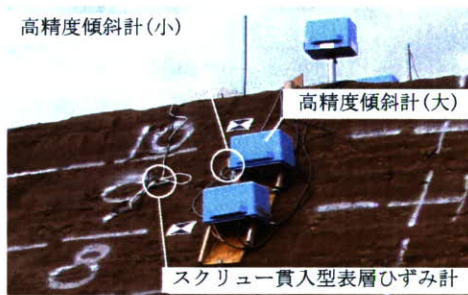
各ケースにおける伸縮計の変位と X・Y 方向の傾斜角度の計測結果を代表してケース F1 の計測結果を計測器毎に図-3.9 に示す。また、ケース F1 の崩壊状況を写真-3.7 に示す。まず、高精度傾斜計の種類による計測結果の違いを見ると、両者の違いはほとんど無い。ただし、ケース F1 の傾斜計 SA1 と SC1 の結果では、SA タイプより SC タイプの角度が大きいことが分かる。これは、傾斜計を斜面に設置する方法の違いが影響していることが考えられる。すなわち、SC タイプの高精度傾斜計は、厚さ5mm、長さ約30cmの金属の板状の棒を斜面に挿入しているのに対して、SA タイプは法肩部では単管パイプを貫入することで、斜面上では板に鉄製ピン板全体を斜面と接触させることでそれぞれ固定している。SC タイプの高精度傾斜計において大きな角度変化が現れたのは、設置の際に生じた地盤と鉄板の多少の緩みが敏感に現れたものと思われる。したがって、SC タイプの高精度傾斜計は、設置の際に地盤と十分に一体化されているかが重要となる。試料として成田砂を使用した砂質系地盤（ケース F1）の実験結果を図-3.13 に示す。ケース F1 では、全ての傾斜計において X 方向がプラス方向、Y 方向がマイナス方向に変動した。X 方向の変動は、傾斜計が前側に倒れこむ状況を示している。Y 方向の変動は、傾斜計が斜面右側に倒れる挙動を示しており、崩壊状況と一致する（写真-3.7）。



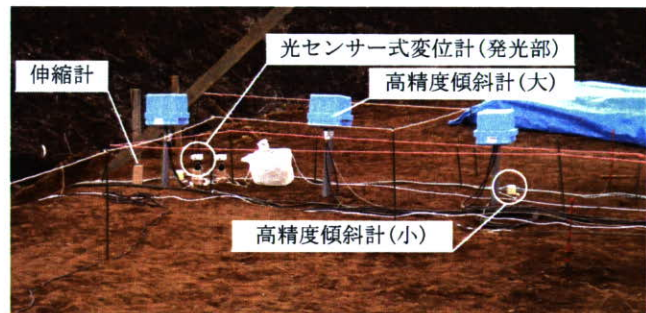
(a) 設置状況

(b) 傾斜計設置位置と通常掘削ステップ

図-3.12 実物大実験での計測器の設置状況



法面



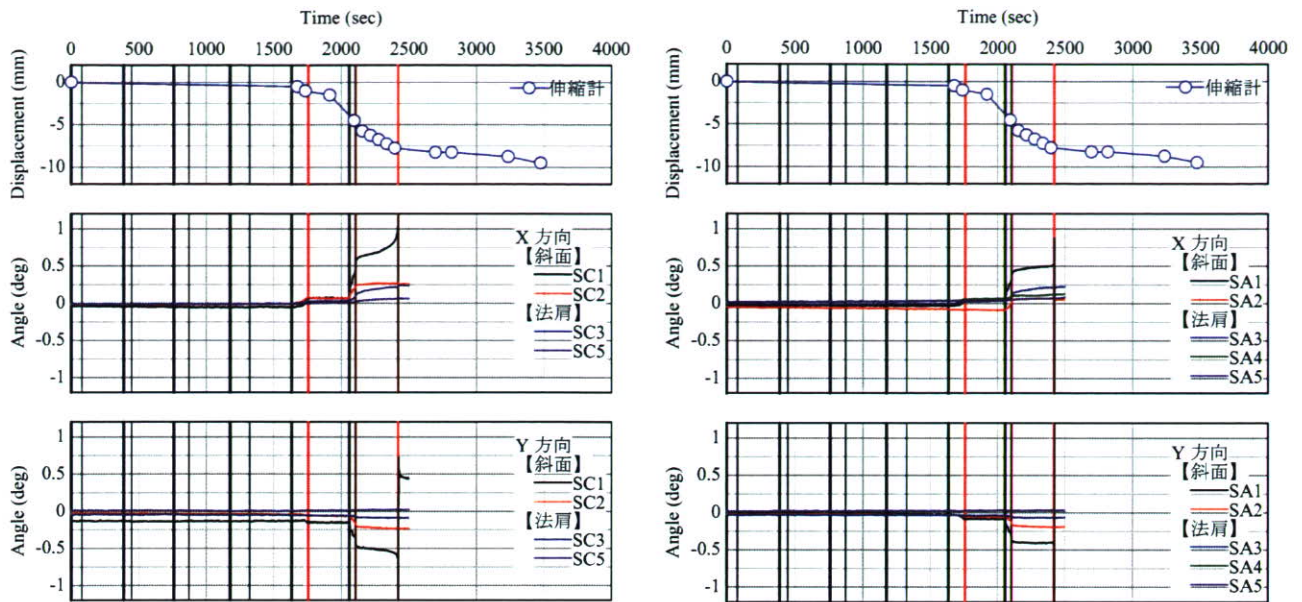
法肩

写真-3.6 計測機器の設置状況 (実物大実験)

ケース F2 の X 方向の傾斜角度は、ケース F1 とは異なり、斜面に設置した 2 つの傾斜計はマイナス方向、法肩上に設置した 3 つの傾斜計はプラス方向に変動した。1 回目の崩壊 (写真-3.6(a)) では、SA1 と SA3 で崩壊直前にそれまでの挙動とは異なる加速度的な増加傾向を示した。なお、SA1 は固定していた鉄製ピンが崩壊面に含まれてしまい、約 0.2 度急激に増加した。一方、小型傾斜計 (SC) については、1 回目の崩壊では加速度的に変動するような傾向は見られなかった。2 回目の崩壊 (写真-3.6(b)) では、法肩に設置されている SA3・SC3

表-3.3 実験ケース (実物大実験)

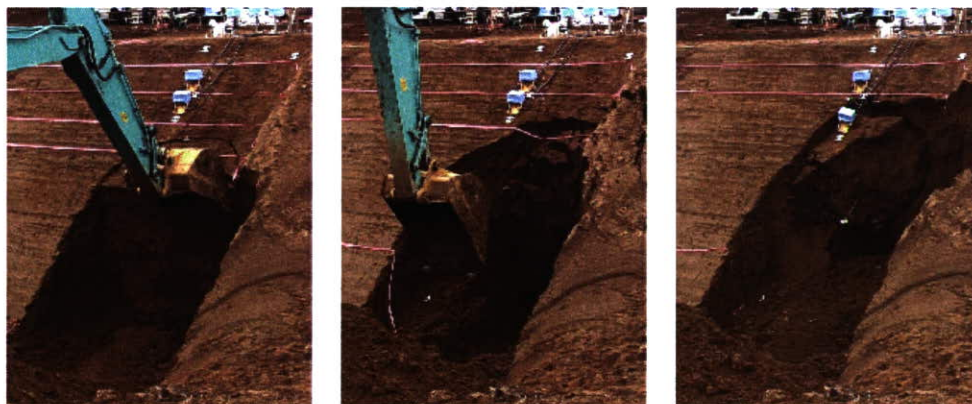
ケース	F1	F2	F3	F4
試料	成田砂		関東ローム	
転圧回数	無し	5回	無し	5回
含水比 $w(\%)$	29.4	27.43	116.38	111.23
湿潤密度 $\rho(\text{g/cm}^3)$	1.67	1.74	1.08	1.18
乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	1.29	1.37	0.50	0.56



(a) 高精度傾斜計 (SC タイプ)

(b) 高精度傾斜計 (SA タイプ)

図-3.13 ケース F1 (成田砂・緩) の計測結果



(a) 1回目崩壊

(b) 2回目崩壊

(c) 3回目崩壊

写真-3.7 ケース F1 (成田砂・緩) の崩壊状況

が加速度的な増加傾向を示して崩壊に至った。この SA3・SC3 は崩壊土塊との境界近傍に設置されており、崩壊面近傍に設置することで崩壊を予測することが出来ることがわかる。一方、斜面上に設置された傾斜計では緩慢な角度増加が見られたが、崩壊の徴候を把握できなかった。ケース F2 のように塊で崩壊するようなタイプ

の地盤では、傾斜計を崩壊土塊上に設置すると前兆現象を把握しづらいと言える。

本研究では、低コストで高精度を有する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・崩壊予知システムに適用するシステム開発およびその適用可能性について検討を行った。その結果、労働災