

Specific Research Reports of the Research Institute
of Industrial Safety, RIIS-SRR-NO.14 (1995)
UDC 624.37/624.53/624.54/624.132/624.134.2

5. 遠心模型実験による掘削溝の変形・崩壊特性の解明

豊澤康男*, 堀井宣幸*, 玉手 聡*

5. Deformation and Failure Characteristics of Trench Excavation in Centrifuge Tests

by Yasuo TOYOSAWA*, Noriyuki HORII*, and Satoshi TAMATE*

Abstract ; Accidents due to trench failure frequently occur on construction sites. Statistical analysis shows that more than 90 % of fatal accidents during trench excavation in Japan, occurred as a result of collapse of un-supported or insufficiently supported trench walls.

To study un-supported trench deformation characteristics and failure mechanisms due to excavation, centrifuge model tests on preconsolidated kaolin were undertaken.

Two types of model test were carried out using centrifuge. In the first series of test, trench excavation was simulated by the in-flight draining away of a heavy liquid from a trench at the predetermined acceleration. In the second series, the acceleration increased until failure occurred in the model vertical cut.

The progress of deformation during excavation was analyzed from the deformation of targets on the model measured from a sequence of photographs taken at intervals of about 0.3 seconds until the model collapsed. From the calculated strains the development of γ_{\max} up to collapse was evaluated.

Based on the results of centrifuge tests simulating excavation, the following conclusions were obtained. :

- (1) The similar circular arc failure surfaces were observed in all vertical cuts (SLV test series), irrespective of the strength of the model ground. On the other hand, for trench excavation (TRE test series), both wedge type failure and circular arc failure were observed.
- (2) Photographic measurements showed that prior to failure, the strains were concentrated around the toe in vertical cuts (SLV tests). However, in trench excavation (TRE tests), the strains were observed over a large area behind the trench wall.
- (3) For both trench and vertical cuts, at the onset of failure, the strains were concentrated around the toe of the slopes and the shear band appeared in this area first.
- (4) Using the strength parameters from triaxial compression tests on K_0 specimens taking into account the effect of strain rate, the simplified Bishop's method based on a circular failure surface gave excellent agreement with the observed failure mode in the centrifuge tests.

Keywords ; Trench failure, Collapse, Centrifuge, Model test, Excavation, Slope stability, Clay

*土木建築研究部 Construction Safety Research Division

5.1 はじめに

土砂崩壊による労働災害は、主に中小規模の溝又は斜面の掘削工事の途上で発生し、毎年60-80名が死亡し、重大災害も多く発生している^{1,27)}。

土砂崩壊災害を未然に防ぐには、土止め支保工等を設置するとともに計測等によって崩壊の前兆を見だし、危険性を判定して対策を施す必要がある。このためには、崩壊に先立って発生する地盤の変形状況、応力状態の変化、間隙水圧の変化等と崩壊との関係を知るとともに、崩壊の前兆現象から崩壊に至るまでの崩壊現象のメカニズムを詳細に捉える必要がある。

しかしながら、掘削に伴い発生する掘削部周囲の地盤の変位、応力、間隙水圧等と崩壊現象との関連については十分には解明されておらず、さらに、施工途上の労働安全という観点からの体系的な研究は行われていない現状にある。

このような現状に鑑み、土砂崩壊災害等を防止するためには、まず掘削工事の実大実験や模型実験により、崩壊の発生過程を詳細に観測する必要がある。このような研究においては、実験結果の信頼性等において実大実験が望ましいものであるが、近年、実大試験を補完するものとして、遠心力载荷装置を用いた模型実験が土質工学の分野で成果を挙げている^{2)~6), 20)~26)}。

本報では、こうした安全施工等に関する基礎的な資料を得るため、遠心力载荷装置を用いて溝掘削部の崩壊実験を行い、地盤内の変位に伴うせん断ひずみの発達状況、崩壊挙動等の崩壊メカニズムについて詳細に検討するとともに、三軸圧縮試験結果から得られた非排水強度を用いて円弧すべり面法による解析を行い、実験結果との比較を行った。

5.2 実験方法

5.2.1 遠心模型実験

一般に土の強度及び変形特性は他の建築・土木材料とは異なり、応力レベルに強く依存する。このため、縮尺された模型を用いると、縮尺された分だけ自重応力が小さくなり、重力場（地球上の重力）では実際の変形や破壊挙動を再現することは出来ない。遠心模型実験は、実物の縮尺1/n

Table 5.1 Major specification of the centrifuge.
遠心力载荷装置の主な仕様

Maxmum effective radius (mm)	2310
Maxmum acceleration (G)	200
Maxmum payload (kg)	500
DC motor capacity (KW)	DC 150
Dimension of strong box (cm)	50×20×40 45×15×30

の模型を重力加速度のn倍のところに置いて、実物と同じ自重応力状態を模型地盤内に再現させ、これによって模型に実物と同じ挙動を生じさせようとするものである。

木村らは遠心模型実験を、次のように定義づけている⁷⁾。「遠心模型実験とは、遠心力载荷装置（遠心加速度を付与できる装置）の中に、幾何学的に縮小された小型模型を取り付け、遠心加速度が作用している場（遠心力場）での小型模型の挙動を調べる実験をいう。」

a. 遠心力载荷装置

実験に用いた遠心力载荷装置の主な使用をTable 5.1に、また、断面の全体図をFig. 5.1に示す。本体の回転部は、鉄筋コンクリートの地下ピット（内径5.7m、深さ2.5m）の内部に設置してある。

試料容器搭載部はスウィングプラットホーム方式とし、試料容器搭載時でスウィングプラットホームはヒンジ部のトーションバーにより約40Gで着座し、それ以上の重力場では、アームに取り付けた台座が荷重を受ける構造とした。なお、本装置の詳細については、既報^{8,9,10)}を参照されたい。

b. 掘削シミュレーション装置

遠心模型実験で掘削問題を検討するには、遠心力場でどのように掘削過程を再現するかが問題となる。一般的には、遠心模型実験で掘削シミュレーションを行うには、次の4つの手法が考えられる。①遠心加速度を増加させる。②掘削部を地盤と同じ比重の液体で置換し、それを排出する^{11)~15)}。③掘削部に置いたバッグを引き上げる¹⁶⁾。④遠心場で可動する掘削機械を作成する¹⁷⁾。

本研究では①と②の方法で実験を行った。②の

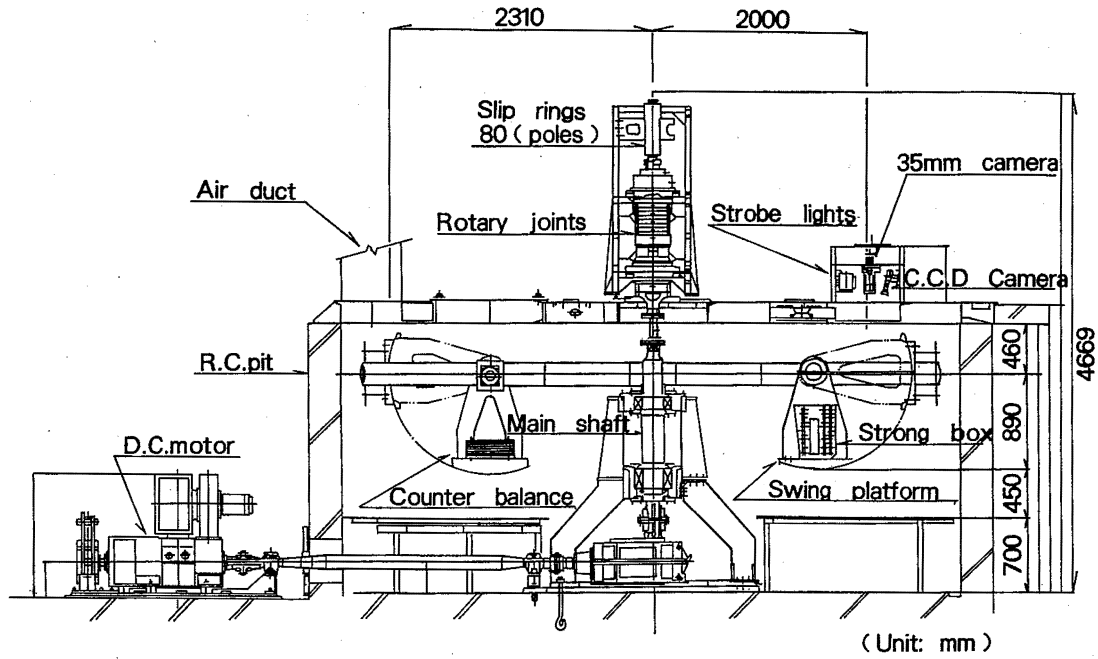


Fig. 5.1 Cross section of the centrifuge.
遠心力载荷装置の断面図

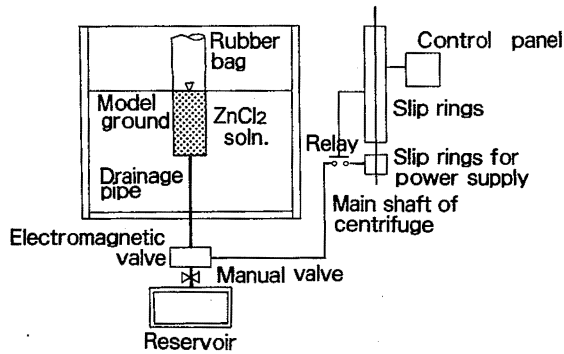


Fig. 5.2 System for simulation of excavation.
溝掘削のシミュレーションシステム

Table 5.2 Index properties of the kaolin clays.
カオリン粘土の物理定数

	MCKaolin	NSFKaolin
Liquid limit	86.9 %	48.2 %
Plastic limit	34.7 %	34.7 %
Plastic index	52.2	13.5
Specific gravity	2.69	2.73
Grain size distribution	Slit 12 %	Slit 31 %
	Clay 88 %	Clay 69 %

実験方法は、あらかじめ重力場において模型地盤に溝部を掘削し、土と同じ単位体積重量 γ の液体を満たして掘削面を保持しておき、所定の遠心加速度のもとで溝部の液体を排出し、連続的な掘削を模擬するものである。溝部分には、あらかじめ溝の形状に作成したゴムスリーブ(厚さ0.2 mm)を装着し、その中に周囲の粘性土と同じ比重に調整した塩化亜鉛溶液を入れた。掘削の模擬すなわち塩化亜鉛溶液の排出は、溝の下端側面か

ら配管した排出管に取付けた電磁バルブを開放することで行った。掘削の進行速度の調整は、電磁バルブと排出タンクの間の手動バルブの開度をあらかじめ調節して溶液の排出速度を変えることで行った⁸⁾。当該システムを Fig. 5.2 に示す。

c. 模型地盤の作成

模型地盤の粘土試料には、Table 5.2 に示す特性の2種類のカオリンを用いた。この試料に蒸留水を加え、それぞれ150%又は90%の含水比のスラリー状として攪拌し、真空状態で十分に脱気

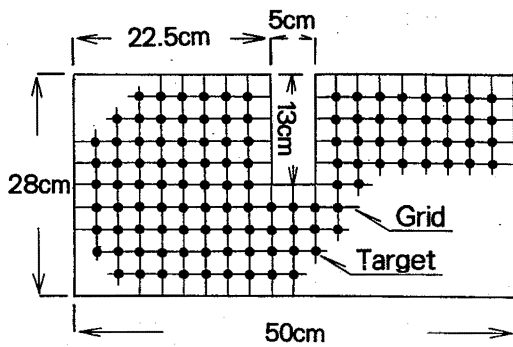


Fig. 5.3 Trench model for TRE test series.
溝模型地盤

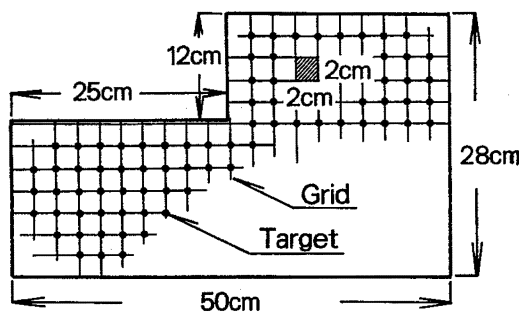


Fig. 5.4 Vertical cut model for SLV test series.
鉛直斜面模型地盤

した後、大型のペロフラムシリンダーを用いて一次元圧密した。予圧密荷重をそれぞれの実験で $1.5 \sim 2.2 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で設定することにより地盤強度を変えた。予圧密終了後、Fig. 5.3 の溝及び Fig. 5.4 の鉛直斜面に成形し、模型側面に 2 cm 幅の格子を描き、その交点にアルミニウムで作成した標点を設置した。

d. 遠心模型実験の実験条件

各実験の条件を Table 5.3 にまとめて示す。

① 掘削シミュレーションによる遠心模型実験 (TRE)

Table 5.3 に示すように、地盤強度、掘削高さ、掘削シミュレーション時の遠心加速度、掘削速度等を主なパラメータとして5回の実験を行った。以下、これらの実験名を掘削シミュレーション実験 (TRE) 又は単に実験 TRE (trench の略) という。

掘削シミュレーション実験の模型地盤は、すべて Fig. 5.3 に示すように溝形状とし、掘削終了時近辺でほぼ崩壊が発生するようにそれぞれ地盤

強度に合わせて溝深さ及び遠心加速度を設定した。

溝模型地盤を遠心力载荷装置に搭載し、実験ごとに遠心力加速度 (50 G から 80 G の間の一定値) を設定し、模型地盤内の間隙水圧がほぼ一定値となってから、塩化亜鉛溶液を排出し掘削をシミュレートした。この間、連続写真 ($0.3 \sim 0.4$ 秒間隔で撮影) とビデオ撮影により崩壊形状と地盤内標点の変位を観測した。

実験 TRE 1 と TRE 2 の模型地盤は予圧密圧力は同じであるが、実験 TRE 1 では予圧密後2日間、上部から給水して、吸水膨張させているため上部の含水率が高く、強度も低い。実験 TRE 3 では、掘削速度を遅く設定した。その他は、短期安定問題を考慮するため掘削速度を速く設定した。実験 TRE 4 及び TRE 5 では、予圧密圧力を上げるとともに掘削時の遠心加速度を高く設定した。

② 遠心力上昇による鉛直斜面崩壊実験 (SLV)

この実験では模型鉛直斜面がほぼ完全に崩壊するまで遠心加速度を上昇させた。以下、この実験を遠心力上昇実験 (SLV) 又は単に実験 SLV (slope vertical の略) という。模型地盤形状は、すべて自立鉛直斜面 (Fig. 5.4) とし、計5回の実験を行った。

実験 SLV 1 ~ SLV 3 では、塑性指数が52の粘性土 (MCカオリン) を使い、実験 SLV 4 及び SLV 5 では、塑性指数が13の比較的低塑性の粘性土 (NSFカオリン) を用いた。

e. 計測

計測は、①各種センサーによる計測と収録、②画像撮影 (連続写真撮影及び CCD カメラ撮影) の2系統により行った (Fig. 5.5 参照)。

① 各種センサーによる計測及び収録

模型地盤の内部に間隙水圧計を、また、地盤地表部の沈下を計測する変位計等の各種センサーを設置し、崩壊までの変化を自動的にモニターし、かつ収録出来るシステムとした。

計測データは、①アーム上に取付けた16チャンネルマルチシグナルコンデショナー及び②スリップリング (80極) を通して制御室に設置したデータロガーに収録した。データのモニターは、ADコンバーターを装着したパソコンの画面上で行った。

Table 5.3 Summary of test conditions and results.
実験条件と結果

Test Name	σ'_{vc} ^a kgf/cm ²	ω ^b %	G ^c g	Rate of excavation		Depth of Excavation		Progress of failure	C_u ^d kgf/cm ²	(F_a) ^e mine
				Model mm/sec	Prototype cm/hr	model cm	prototype m			
TRE 1 ^f	1.5	63.3	50	3.4	24	—	—	Sequential collapse of both sides	—	—
TRE 2	1.5	57.7	50	5.6	40	15	7.5	Wedge type collapse, one side only, shear band observed at the opposite toe.	0.29	1.12
TRE 3	2.0	54.6	70	1.1	6	14	9.8	Wedge type collapse of both sides	0.36	0.94
TRE 4	2.0	55.1	80	11.1	50	13	10.4	Wedge type collapse, one side only, shear band observed at the opposite toe.	0.38	0.92
TRE 5	2.2	53.2	80	8.0	36	12	9.6	Circular arc type collapse, shear band propagated gradually.	0.42	0.99
SLV 1	1.5	59.6	55	NA ^g	NA	12	6.6	Circular arc type collapse, shear band propagated gradually.	0.27	0.97
SLV 2 ^h	1.5	57.6	55	NA	NA	12	6.6		0.27	0.96
SLV 3	2.0	56.6	80	NA	NA	12	9.6		0.36	0.86
SLV 4	1.5	47.3	37	NA	NA	16.5	6.1	Circular arc type collapse, shear band propagated gradually.	—	—
SLV 5	1.5	48.9	45	NA	NA	13	5.9	Crack at the surface appeared at initial stage.	—	—

a Preconsolidation pressure

b Average water content at the end of test

c Acceleration during test, constant for TRE test series. For SLV tests tabulated values are approximate values at which collapse was observed.

d Obtained from $C_u/\sigma'_{vc} = 0.18$ for TRE3 and SLV tests and 0.19 for other tests.

e Safety factor for critical circle

f Collapse occurred as soon as drainage of fluid started.

g Not applicable

h This model ground was reconsolidated in the centrifuge at 100 G for 40 hours before trimming.

②画像撮影

連続写真撮影及びビデオ撮影は、ピット上部に設けた撮影窓 (Fig. 5.1 参照) から行った。撮影窓には、4つのストロボスコープを設置し、模型

地盤が撮影窓の直下に回転してきた時点毎に同調させて発光 (発光時間 2×10^{-6} 秒) させ、長尺マガジンを付けた 35 mm カメラによる連続撮影 (0.3~0.4 秒間隔) と CCD カメラによるビデオ

Table 5.4 Summary of conditions and results of triaxial compression tests.
三軸圧縮試験の条件と結果

Test Name	K^a	w^b %	$P'_c{}^c$ kgf/cm ²	$\sigma'_{vc}{}^d$ kgf/cm ²	$\epsilon_a{}^e$ %/min	$C_u{}^f$ kgf/cm ²	C_u/σ'_{vc}
IS20S2	1.00	49.2	2.0	2.0	0.02	0.43	0.22
AS20S2	0.70	52.8	1.6	2.0	0.02	0.37	0.19
AS20S5	0.70	52.9	1.6	2.0	2.00	0.41	0.21

- a $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ during re-consolidation
- b Water content at end of test
- c Mean effective pressure at the end of re-consolidation
- d Preconsolidation pressure (effective vertical pressure corresponding to P'_c)
- e Strain rate during triaxial compression
- f Undrained shear strength, $C_u = q_{max}/2$

撮影（一回転毎に撮影した画像をメモリーに保存して連続映像とした）を行った。

5.2.2 三軸圧縮試験

遠心模型実験結果を考察するに当たって模型地盤を構成する土の強度・変形特性を把握する必要がある。そこで、模型地盤に用いた同じ粘性土（MC カオリン）について三軸圧縮試験（CU）を行った。

三軸圧縮試験用の供試体は、異方性（方向によって力学特性が異なること）の影響を考慮するため、等方圧密及び $K_0 = 0.70$ の異方圧密両方の経路で再圧密した。

両供試体とも、最終の有効垂直圧密応力は、 2.0 kgf/cm^2 とした。このため再圧密時の有効平均主応力 P' は、それぞれ等方圧密供試体が、 2.0 kgf/cm^2 、異方圧密供試体が 1.6 kgf/cm^2 となる。

さらに、ひずみ速度の影響を考慮するため、 K_0 圧密した異方圧密供試体に対して、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を変え 0.02 と 2.0 \%/min とした。

この試験によりそれぞれ非排水強度 C_u 、強度増加率 C_u/P' 等を算出した。三軸圧縮試験の条件と結果を Table 5.4 に示す。

5.3 実験結果と考察

5.3.1 崩壊形状

a. 掘削シミュレーション実験での崩壊形状

掘削シミュレーション実験（TRE）では、遠心力場で前述の 5.2.1.d の方法を用いて掘削過程を再現した。その結果、Table 5.3 に示すとおり、

実験 TRE 1 を除いて、ほぼ掘削終了時に崩壊又はすべり線の発生が見られた。

いずれの実験においても、掘削の進行に伴い程度の差はあるものの溝壁面が内側下方にはらみ出すように変形し、続いてのり先部又はのり面内下部にすべり線が発生し、それが地表面に延びて崩壊に至っている。

今回の実験条件においては、崩壊までの地盤変位等の発生経緯はほぼ類似のものであったが、崩壊形態に違いが見られた。この崩壊形態は、次に示す①～③のような3つのタイプに分類できると考えられた。

①くさび型の斜面内破壊（Wedge type slope failure）

このタイプの崩壊は、実験 TRE 2 及び TRE 4 で発生したような斜面内から崩壊が発生するくさび型（Wedge type）の斜面内破壊である。これらは掘削終了時近くに約 45 度の傾きのほぼ直線的なすべり面に沿って、くさび型の形状を保ったまま抜け落ちるように崩壊したものである。すべり始めから停止するまでの時間は 1 秒前後と、ごく短時間であった。

Photo. 5.1 の (a) と (b) は、このタイプの崩壊が発生した実験 TRE 4 における崩壊直前と崩壊直後の遠心場での模型地盤の写真である。Photo. 5.2 に実験 TRE 2 の崩壊直後の写真を示す。なお、実験 TRE 2 及び TRE 4 では、溝壁の片側ののり先にもせん断層が発生していたが崩壊には至らなかった。

②円弧すべり状に崩壊するのり先破壊（Circular

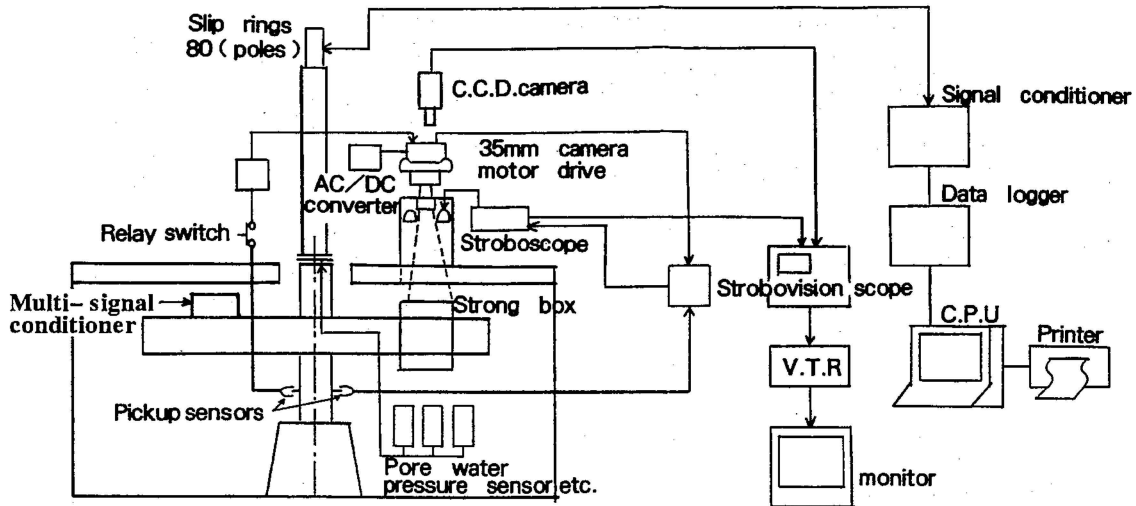
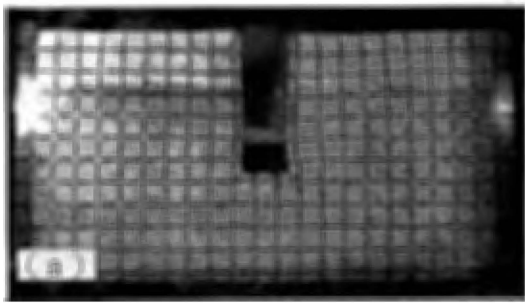
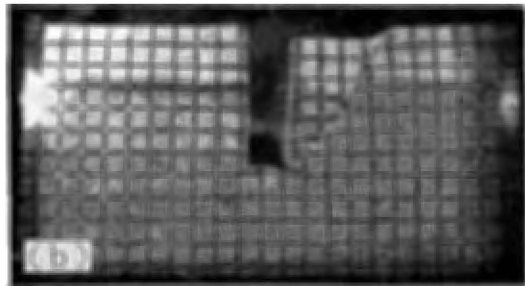


Fig. 5.5 Measuring system.
計測システム



(a) Just before the collapse.



(b) Just after the collapse.

Photo 5.1 Deformation of the ground model just before and just after the collapse (TRE 4).
崩壊直前と直後の模型地盤 (TRE 4)

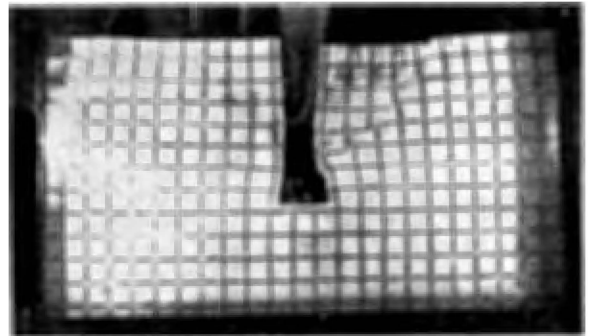


Photo 5.2 Deformation of the ground model just after the collapse (TRE 2).
崩壊直後の模型地盤 (TRE 2)

べり面が成長して崩壊した。掘削速度の遅い実験 TRE 3 でもすべり面が比較的ゆっくり発達したが、すべり面は直線に近かった。上記のタイプ①とタイプ②の中間的な破壊と考えられる (Photo. 5.5 (a) (b) 参照)。

③掘削に伴う連続的な崩壊 (Sequential collapse)

含水比が高く強度が低い模型地盤の実験 TRE 1 では、掘削開始後すぐにのり肩部分が崩れ、掘削の進行と共に連続的に崩壊が発生した。この崩壊は、崩壊中にも掘削が進行するという実験の条件下で起こったものであり、実際の崩壊では起こり得ないと考えられる。

b. 遠心力上昇実験での崩壊形状

一方、遠心力上昇実験 (SLV) では、鉛直斜

arc type toe failure)

実験 TRE 5 で発生したようなのり先から円弧すべり状に崩壊する (Circular arc type), のり先破壊である。実験 TRE 5 では、掘削終了後すぐには崩壊せず、時間をかけて徐々に円弧状のす

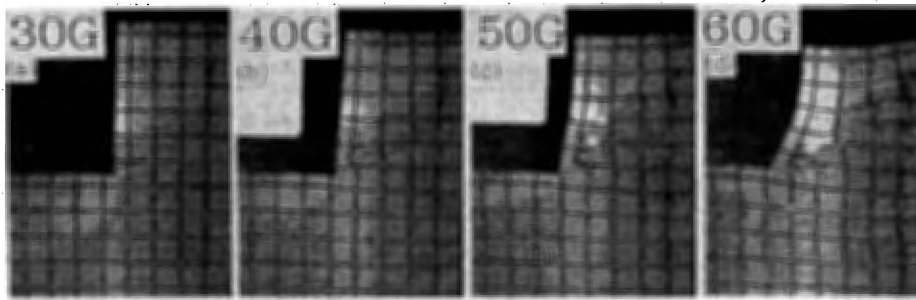


Photo 5.3 Sequence of failure in vertical cut (SLV 1).
鉛直斜面模型地盤の崩壊の様子 (SLV 1)

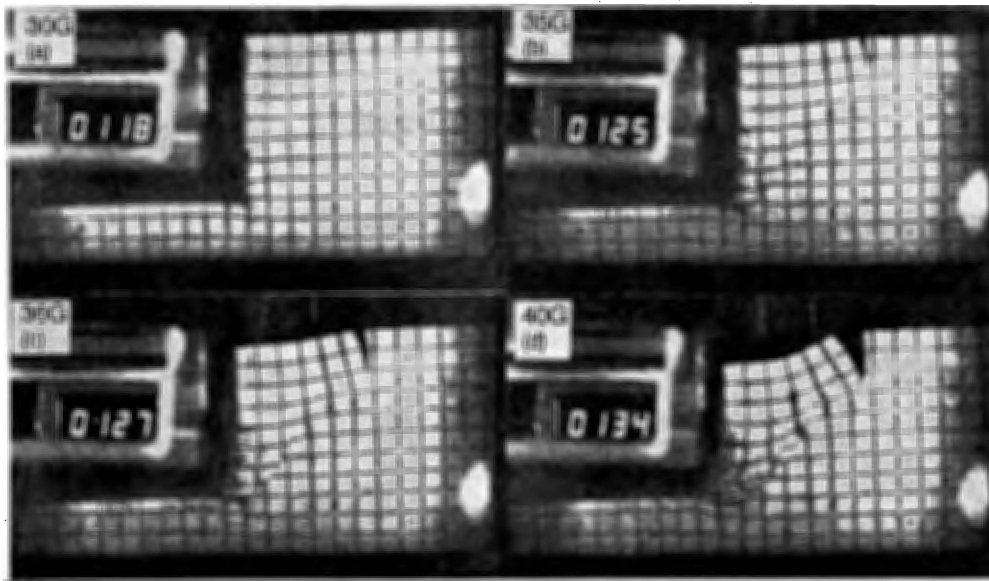


Photo 5.4 Sequence of failure in vertical cut (SLV 4).
鉛直斜面模型地盤の崩壊の様子 (SLV 4)

面部分が完全に崩れ落ちるまで、遠心力を増加させた。実験結果を Table 5.3 に示す。表中の崩壊高さ (Depth of excavation (Prototype)) は、すべり線が内部までつながった時点をもほぼ崩壊したとみなし、その時点の斜面高さを実物大に換算したものである。

実験 SLV 1 と実験 SLV 4 の崩壊の過程をそれぞれ Photo. 5.3 と Photo. 5.4 示す。

遠心力上昇実験 SLV 1 の鉛直斜面崩壊は、遠心力の上昇過程で常にせん断ひずみがのり先部に集中するため、のり先部が前方にせり出し、せん断層がのり先部から円弧状に上部方向に発達する、のり先破壊によるものであった。崩壊は、遠心力の上昇とともに時間をかけて徐々に進行する

ものであり、崩壊形状や崩壊の進行状況は、掘削シミュレーション上昇実験で同じのり先破壊が生じた実験 TRE 5 とほぼ同じであった。

一方、塑性指数の小さい粘性土の模型地盤の実験 SLV 4 及び SLV 5 では、のり先が前方にせりだすと同時に、のり面から離れた地表面に小さな亀裂の発生が見られた (Photo. 5.4 (a))。その後、のり先周辺部のせん断層が、のり先部から斜め上部方向へ発達し、同時に亀裂が拡大して崩壊に至った (Photo. 5.4 (b)~(d))。

のり先から発生したせん断層は地表面に発生した亀裂とはつながらず、それぞれ別個に発達していた。

性質の異なる粘性土では、崩壊の形状及び崩壊

に至るまでのせん断ひずみの発達状況に若干の相違が見られ、崩壊の前兆といわれている地表面の亀裂出現の状況が異なることが確認された。

5.3.2 地盤内部のせん断ひずみ

変形、崩壊時の模型地盤の連続写真フィルムを一枚毎にデジタイザー（投影倍率7.7倍、最小読取り値0.02mm）上で拡大し、模型地盤上の標点の位置を計測した。これらの計測結果に基づき、4つの標点からなる四角形からとれる4つの三角形のエレメント毎にひずみ（ $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ ）及び主ひずみ（ ϵ_1, ϵ_3 ）の大きさ、方向等を計算し、その平均値を先の4つの標点からなる四角形を代表する主ひずみの大きさ、方向、最大せん断ひずみ（ γ_{max} ）及び体積ひずみ（ ϵ_v ）とした。

なお、これら主ひずみ等の定義は以下のとおりである。

最大主ひずみの大きさ ϵ_1 及び最小主ひずみの大きさ ϵ_3 は、 $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ を用いると以下のよう表せる。

$$\left. \begin{array}{l} \epsilon_1 \\ \epsilon_3 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} (\epsilon_x + \epsilon_y)/2 \pm \\ \{ ((\epsilon_y - \epsilon_x)/2)^2 + (\gamma_{xy}/2)^2 \}^{1/2} \end{array} \right.$$

ϵ_1 のy軸からの方向 β_{y1} と、 ϵ_3 のy軸からの方向 β_{y2} は、それぞれ次式で示される。

$$\begin{aligned} \beta_{y1} &= 1/2 \tan^{-1}(\gamma_{xy}/(\epsilon_y - \epsilon_x)) \\ \beta_{y2} &= \beta_{y1} - \pi/2 \end{aligned}$$

体積ひずみ ϵ_v と、最大せん断ひずみ γ_{max} 及びダイランシー角 ν は、それぞれ次式のとおり定義される。

$$\begin{aligned} \epsilon_v &= \epsilon_1 + \epsilon_3 \\ \gamma_{max} &= \epsilon_1 - \epsilon_3 \\ \nu &= \sin^{-1}((\epsilon_1 + \epsilon_3)/(\epsilon_1 - \epsilon_3)) \end{aligned}$$

a. 主ひずみの大きさと方向

Fig. 5.6に、実験SLV3の主ひずみの方向、大きさ及び変位ベクトルを示す。Fig. 5.7に実験TRE2の崩壊初期の主ひずみの分布を示す。これらの図中の最大主ひずみ ϵ_1 と最小主ひずみ ϵ_3 は、それぞれ最も縮んでいる方向と大きさ（%）、

最も伸びている方向と大きさ（%）を表している。

のり先部及びその斜め上方の地盤内部において主ひずみが増大しており、この部分で変形によるずれが生じていることと一致している。また、この部分の最小主ひずみの方向はほぼ水平であり、せん断面出現の前駆現象として上下方向に縮み、水平方向へ伸びていることがわかる。遠心場で再圧密した模型地盤を用いた実験SLV2においても、ほぼ同様な結果が得られた。

掘削シミュレーション実験でも、せん断面の発生する周辺では大きなひずみが生じ、最小主ひずみの方向も水平方向であった。

Fig. 5.6に示す実験SLV3の主ひずみと、Fig. 5.8に示す実験SLV4の同時期の主ひずみの方向・大きさを比べると、両者ともりのり先部ではほぼ同様の傾向を示しているが、実験SLV4では地表部のひずみが大きく発生していることがわかる。

b. 最大せん断ひずみ（ γ_{max} ）及び体積ひずみ（ ϵ_v ）の発達状況

Fig. 5.9に実験TRE2における等最大せん断ひずみ線を示す。Fig. 5.9の（c）は、掘削前（まだ変形していない時点）の模型地盤と崩壊直前の間のひずみを計測して算出した等最大せん断ひずみ線を示している。つまり、この図は崩壊直前までに累積したひずみを示しているといえる。

さらに、この掘削前から崩壊直前までの最大せん断ひずみを①ある程度のひずみの蓄積（第一段階（first stage））、②のり先から上方に向かう方向にひずみが集中（第二段階（second stage））の2段階に分けて示したものがFig. 5.9の（a）及び（b）である。Fig. 5.9の（a）では、溝壁面のはらみ出しにより、壁面内部の比較的大きな領域でせん断ひずみが増大している。溝の両側とも最大10%近いせん断ひずみが発生しているが、この時点ではせん断層は現われていない。Fig. 5.9の（b）では、溝の右側の地盤で、最大せん断ひずみがのり面下部から斜め上方に向かって集中しているのが明瞭にわかる。この後、すべり線が地表部につながって崩壊した。のり先部から斜め上方へひずみが集中することが契機となって崩壊が始まり、破壊域が順次広がっていく進行性破壊の状況が、せん断ひずみの発達推移から確認で

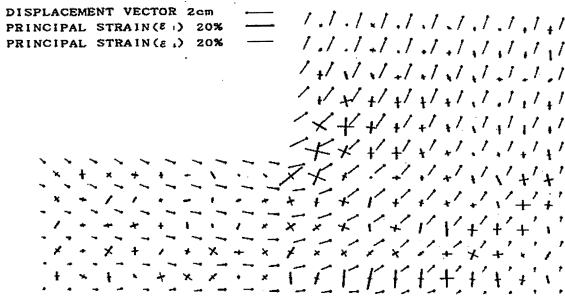


Fig. 5.6 Principal strains and vectors (SLV 3).
主ひずみ及び変位分布 (SLV 3)

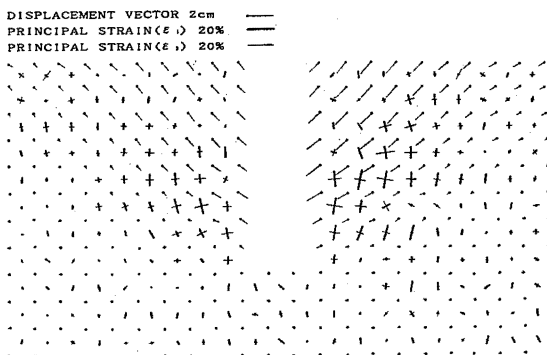


Fig. 5.7 Principal strains and vectors (TRE 2).
主ひずみ及び変位分布 (TRE 2)

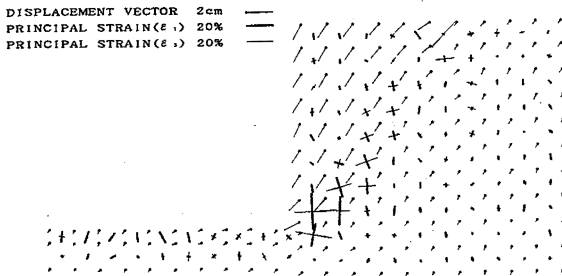


Fig. 5.8 Principal strains and vectors (SLV 4).
主ひずみ及び変位分布 (SLV 4)

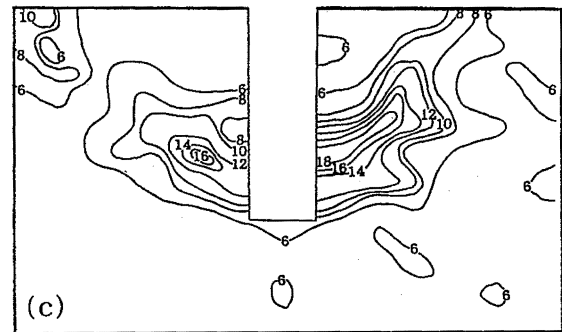
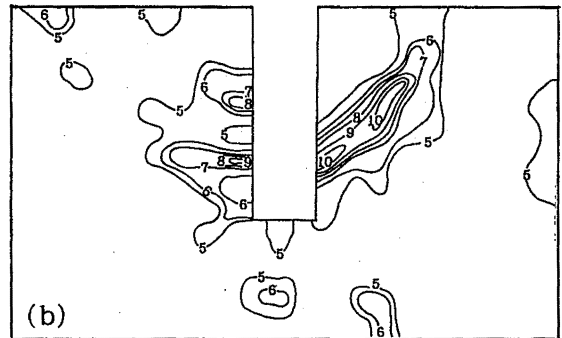
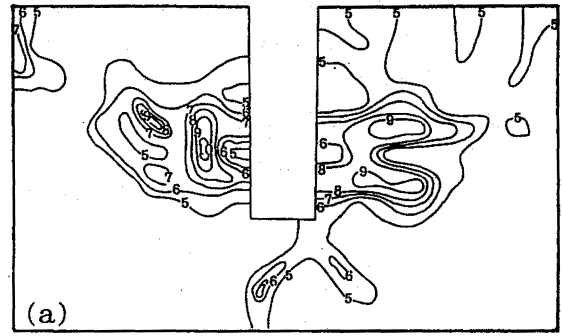


Fig. 5.9 Contours of maximum shear strain during excavation test (TRE 2).
掘削進行過程の等最大せん断ひずみ線 (TRE 2)

きた。

Fig. 5.10 に実験 TRE 4 における等最大せん断ひずみ線を示す。この図は、実験 TRE 2 について示した Fig. 5.9 と同様、Fig. 5.10 の (c) に掘削前と崩壊直前の間のひずみを計測して算出した等最大せん断ひずみ線を示している。さらに、この掘削前から崩壊直前までの最大せん断ひずみを①ある程度のひずみの蓄積した第一段階 (first

stage), ②のり先から上方に向かう方向にひずみが集中する第二段階 (second stage) の 2 段階に分けて示したものが Fig. 5.10 の (a) 及び (b) である。Fig. 5.10 の (a) に示す段階で、まず右側の溝壁面背後でせん断ひずみが生じている。その後、Fig. 5.10 の (b) で、同じ右側の溝壁面ののり先付近から斜め上方に向かってひずみが集中している。崩壊はこの後発生した。Fig.

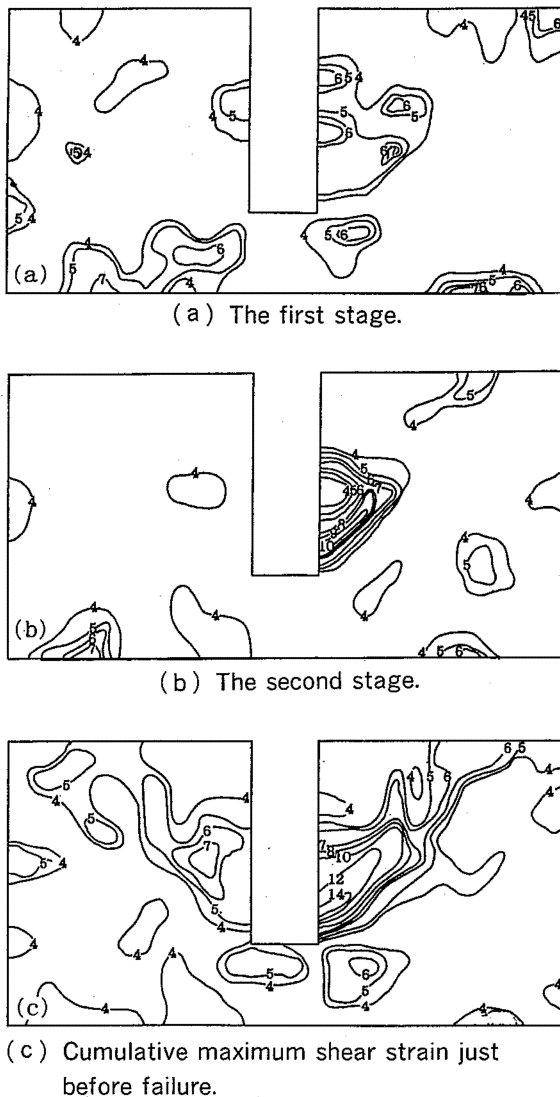


Fig. 5.10 Contours of maximum shear strain during excavation test (TRE 4).
掘削進行過程の等最大せん断ひずみ線 (TRE 4)

5.10の(c)では、崩壊しなかった左側の溝壁面背後の最大せん断ひずみが右側と比べて小さいことがわかる。

実験 TRE 2, TRE 4とも、右側の溝壁は崩壊したが、左側の溝壁は崩壊しなかった。Fig. 5.9及び Fig. 5.10の左右の溝壁面背後部のせん断ひずみの発生状況を比較すると、崩壊が発生するためには、①まず、ある程度のひずみの蓄積があること(第一段階(first stage)), ②ある時点でのり先から上方に向かう方向にひずみが集中するこ

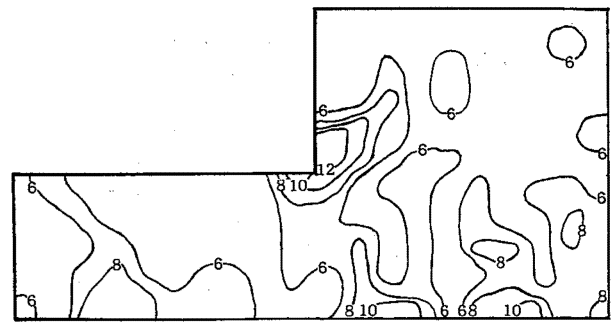


Fig. 5.11 Contours of maximum shear strain during increasing acceleration test (SLV 3).
遠心力上昇過程の等最大せん断ひずみ線 (SLV 3)

と(第二段階(second stage))の2つの条件が必要であると考えられる。

遠心力上昇実験(SLV)と掘削シミュレーション実験(TRE)とでは、せん断ひずみの発生状況に若干の違いが見られた。Fig. 5.11は、遠心力上昇実験における鉛直自立斜面の代表的な等最大せん断ひずみ線図である。このように、実験SLVでは、遠心力上昇過程で常にせん断ひずみはのり先付近に集中していた。

Fig. 5.12及び Fig. 5.13に、実験SLV 4の変形初期の最大せん断ひずみ γ_{max} と体積ひずみ ϵ_v の発生状況をそれぞれ示す。のり先近辺へのひずみの集中は、ほぼ共通しているが、塑性指数の低い粘性土の模型地盤では、地表付近で引張りによる体積の増加が見られ、亀裂はこの部分から発生した。

遠心力上昇実験(SLV)で明らかになったように、せん断ひずみはのり先付近に集中する。掘削過程は、のり先を順次下げていくことであり、ひずみの集中する箇所も、のり先部の位置が深くなるに従い、深くなる。このため、掘削シミュレーション実験(TRE)では、掘削の進行に伴いせん断ひずみが溝壁背後の比較的大きな領域で発生したと考えられる。

また、ひずみが蓄積された領域のうち、のり先周辺部から斜め上方部にさらにひずみが集中してせん断層が現われ、それが地表面に伸びていく進行性の破壊現象により崩壊が発生することがわかった。なお、ひずみの集中する箇所がのり先の場合にはのり先破壊が生じ、斜面内の場合には斜面内破壊となると考えられる。

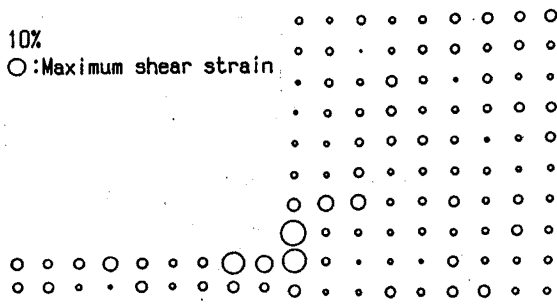


Fig. 5.12 Maximum shear strain γ_{max} (SLV 4).
最大せん断ひずみ分布 (SLV 4)

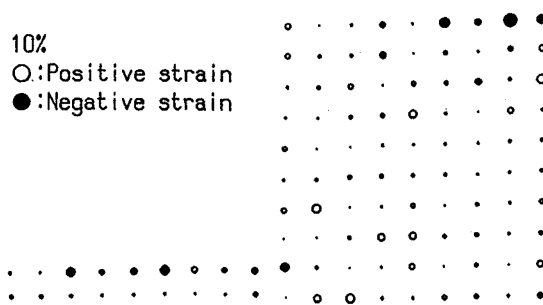


Fig. 5.13 Volumetric strain ϵ_v (SLV 4).
体積ひずみ分布 (SLV 4)

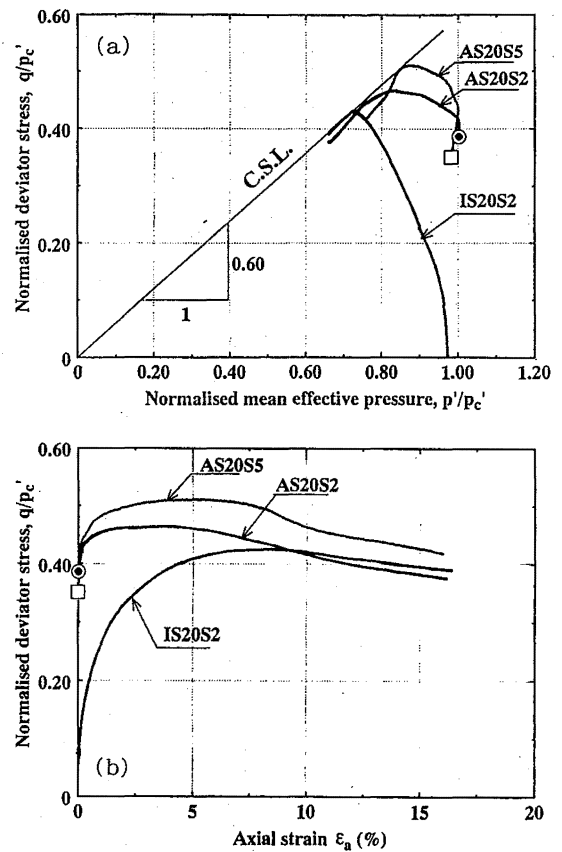


Fig. 5.14 Stress path (a) and stress-strain curves (b) during triaxial compression test.
三軸圧縮試験における応力経路 (a) と応力-ひずみ曲線 (b)

5.3.3 円弧すべり面法による解析

模型地盤の材料として用いた粘性土 (MC カオリン) から作成した供試体に対して三軸圧縮試験を行った。Fig. 5.14 の (a) と (b) に、その結果の応力経路 (stress path) と応力-ひずみ曲線 (stress-strain curve) を示す。偏差応力 q と平均主応力 P' は、再圧密時の有効平均主応力 P_c' を用いて正規化してある。

Fig. 5.15 は、軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と平均垂直応力 σ'_{vc} で正規化した 非排水せん断強度 C_u/σ'_{vc} の関係である。同図上に、カオリン粘土について Mukabi らが行った三軸圧縮試験結果の非排水強度とひずみ速度との関係についての実験結果¹⁸⁾を併せて示した。これらの結果から、ひずみ速度が大きくなるに従い非排水強度も大きくなることがわかる。

実際に地盤の安定解析等を行うに当たって、どのひずみ速度での非排水強度を用いるべきかは、議論のあるところである。実験 TRE の初期の段階では、のり先部の最大せん断ひずみの増加割合

はほぼ一定であり、崩壊の最終段階すなわち崩れ落ちる直前から最大せん断ひずみは急速に増加していた。最大せん断ひずみの増加割合がほぼ一定な範囲の平均値は、実験 TRE 3 で約 0.0024 %/min, 実験 TRE 4 で約 0.024 %/min であった。実験 TRE 3 と TRE 4 の掘削速度は、50 G の遠心力場での値を相似則により実際の時間に換算すると、一日当たり 8 時間の作業としてそれぞれ約 0.5 m と 4 m の掘削となる。参考までにそれぞれのひずみ速度の位置を Fig. 5.14 中に示した。

K_0 圧密 ($\dot{\epsilon}$ は 2.0 %/min) から求めた C_u/P_c' を用いて円弧すべり面法で計算した安全率を Table 5.3 に示す。安全率はほぼ 1 に近い値となった。また、Photo. 5.5 上に解析より求めた臨界円を示す。この写真の一例のように遠心模型実験におけるすべり面はいずれも解析より求めた臨界円とほぼ一致した。円弧すべり面法で求めた

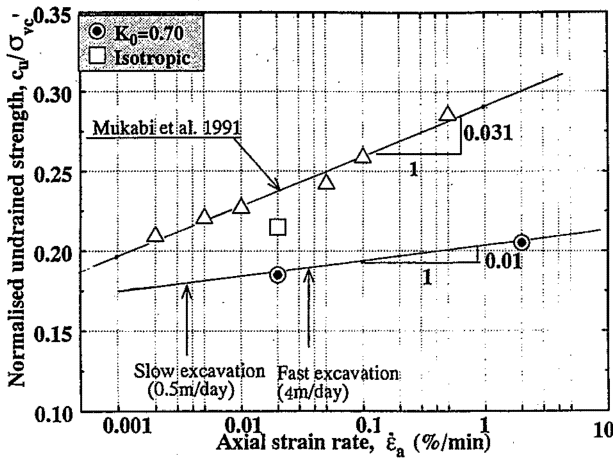


Fig. 5.15 Undrained shear strength on strain rate. ひずみ速度と非排水強度の関係

5.4 まとめ

溝掘削のような小規模な開削工事では、土砂崩壊災害のほとんどが土止めをしていない箇所が発生している。本研究は、こうした自立鉛直斜面の掘削時の崩壊について、遠心力载荷装置を用いた実験により解明を試みたものである。

遠心場で掘削過程を再現する方法として、①遠心力を上昇させる実験 (SLV) と②掘削溝部に充填した液体を遠心場で排出することにより掘削過程を模擬する掘削シミュレーション実験 (TRE) の2種類の遠心模型実験を実施し、粘性土からなる掘削溝等の崩壊状況を観察した。また、崩壊時の連続写真からひずみ解析を行い、崩壊に至るまでの地盤内部のせん断ひずみの発達状況等を明らかにした。

本研究で得られた結果を要約すると次のとおりである。

(1) 掘削シミュレーション実験 (TRE) において、①すべり面が円弧となるのり先破壊と、②すべり面が直線となり、くさび形状で崩壊する斜面内破壊の2種類の崩壊を観察した。のり先破壊の場合は、すべり面が円弧に近い形状となり、変形は徐々に進行する。斜面内破壊の場合、すべり面がほぼ直線となり、くさび形状で崩壊する。この崩壊は、溝壁部がくさび型の形状を保ったまま抜け落ちるもので、ごく短時間の間に発生した。

(2) せん断ひずみは、のり先部周辺部に集中する。掘削過程は、のり先部を順次下げていくことであり、ひずみの集中する箇所も、のり先部の位置が深くなるに従い、深くなる。このため、地盤強度等によって差はあるが、掘削の進行に伴いせん断ひずみが溝壁背後の比較的大きな領域で発生した。

(3) ひずみが蓄積された領域のうち、のり先周辺部から斜め上方部にさらにひずみが集中してせん断層が現われ、それが地表面に伸びていく進行性的な破壊現象により崩壊が発生することがわかった。この際にひずみの集中する箇所がのり先の場合にはのり先破壊が生じ、斜面内の場合には斜面内破壊となると考えられた。

(4) 崩壊の前兆といわれる地表面の亀裂は、粘性土の性質の差により、崩壊初期に現われる場合と崩壊の最終段階つまり崩落時とほぼ同時に発生

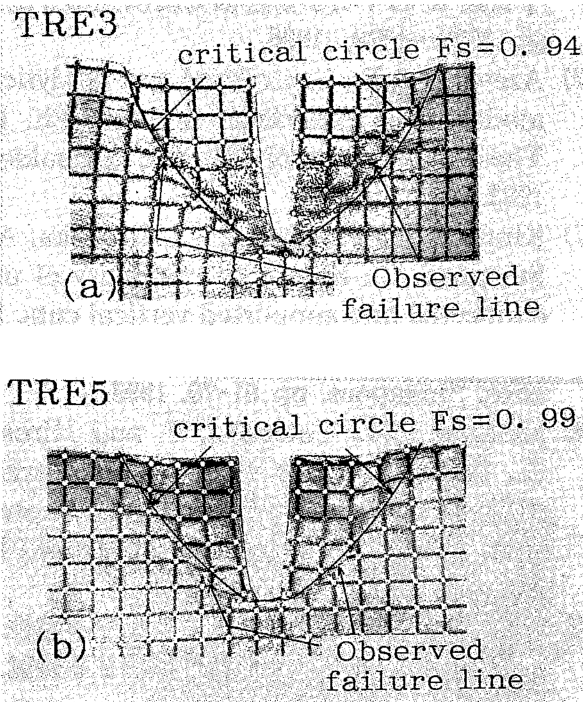


Photo 5.5 Calculated and observed failure arcs (TRE 3 and TRE 5). 臨界円とすべり面の位置関係 (TRE 3 と TRE 5)

安全率が、異方性及びひずみ速度の影響を考慮すると遠心実験結果とほぼ一致する結果となった。

する場合がある。このことは亀裂の発生が必ずしも崩壊の予知に利用できないことを示唆している。

(5) 遠心模型実験に用いたものと同じ粘性土について三軸圧縮試験 (CU) を実施し、非排水せん断強度等を求めた。円弧すべり面法で求めた安全率は、異方性及びひずみ速度の影響を考慮すると遠心実験結果とほぼ一致した。

参考文献

- 1) 例えば、労働安全年鑑 (平成6年版), 中央労働災害防止協会, pp.255, 1994.
- 2) Kimura, T. et al., Geotechnical centrifuge model tests at the Tokyo Institute of Technology, 東京工業大学土木工学科研究報告, No.30, pp 7-33, 1982.
- 3) Schofield, A.N., Cambridge geotechnical centrifuge operation, *Geotechnique* 30, No. 3, pp227-268, 1980.
- 4) Terashi, M., Development of PHRI Geotechnical. Centrifuge and its Application, 港湾技術研究所報告, Vol.24, No, 3, pp.73-122, 1985.
- 5) Mikasa, M., Two decades of centrifuge testing in Osaka City University, *Geotechnical Centrifuge Model Testing*, Tokyo, pp.43-49, 1984.
- 6) 例えば, C.F. Leung et al., Eds., CENTRIFUGE 94, Rotterdam, Balkema, 1994.
- 7) 木村孟ほか, 講座「遠心模型実験」, 土と基礎, 1987.11~1988.8
- 8) 豊澤康男・堀井宣幸, 遠心模型実験における掘削シミュレーションシステムの開発, 第25回土質工学研究発表会, pp.1505~1506, 1990.
- 9) 堀井宣幸・玉手聡・豊澤康男, 遠心力載荷装置を用いた飽和粘性土模型地盤の崩壊時の変形挙動, 産業安全研究所研究報告, RIIS-RR-92, pp.63-74, 1993.
- 10) Toyosawa Y., Horii N., Tamate S., Hanayasu S. and Ampadu S. K., Deformation and failure characteristics of vertical cuts and excavations in clay, *Proc. Int. Conf. Centrifuge 94*, Singapore, Balkema, Rotterdam, pp.663-668, 1994.
- 11) Kusakabe O., Stability of excavations in soft clays, Ph. D. thesis, Cambridge University, 1982.
- 12) Taylor, R.N., Ground movements associated with tunnels and trenches, Ph. D thesis, Cambridge University, 1984.
- 13) Ryan Phillips, Ground deformation in the vicinity of trench headings, Ph. D. thesis, Cambridge University, 1986.
- 14) 豊澤康男・堀井宣幸・玉手聡, 遠心力場で溝掘削過程を再現した崩壊実験, 土木学会第47回年次学術講演会講演集第3部, pp.818~819, 1992.
- 15) 豊澤康男・堀井宣幸・玉手聡, 溝掘削遠心模型実験における粘性土地盤の崩壊挙動, 土木学会第48回年次学術講演会講演集第3部, pp.1278~1279, 1993.
- 16) Azevedo, R.F., Centrifugal and analytical modeling of excavation in sand, Ph. D. Thesis, University of Colorado at Boulder, 1983.
- 17) Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., Suemasa, N., Kouda, N., Stability of unsupported and supported vertical cuts, 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore, pp.61-70, 1993.
- 18) Mukabi, J.N., Tatsuoka, F. and Hirose, K., Effect of strain rate on small strain stiffness of kaolin in CU triaxial compression, 26th Annual Conf. of JSSMFE, Nagano, Japan, pp659-662, 1991.
- 19) 竹村次朗, 強度が深さと共に変化する粘性土地盤の支持力並びに変形特性に関する研究, 博士論文, 東京工業大学, 1990.
- 20) Bolton, M.D., Mechanisms of ground deformation due to excavation in clay. Excavation in urban areas, *Proc. 2nd KIG Forum*, Kobe, Japan, 1993.
- 21) Bolton, M.D. and Powrie, W., The collapse of diaphragm walls retaining clay, *Geotechnique*, (37), No. 3, pp.335-353, 1987.

- 22) Bolton, M.D. and Powrie W., Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse, *Geotechnique*, (38), No 2, 167-189, 1988.
- 23) 玉手聡・堀井宣幸・豊澤康男, 遠心模型実験による鉛直斜面崩壊時の間隙水圧の挙動, 土木学会第47回年次学術講演会, pp.816~817, 1992.
- 24) 玉手聡・堀井宣幸・豊澤康男, 圧密方法の異なるカオリン粘土の鉛直斜面崩壊実験, 第27回土質工学研究発表会, pp.1879~1882, 1992.
- 25) 玉手聡・堀井宣幸・豊澤康男, カオリン粘土による溝模型の崩壊実験, 第28回土質工学研究発表会, pp.2049~2050, 1993.
- 26) 豊澤康男・堀井宣幸・玉手聡, 塑性指数の異なる粘性土地盤の崩壊挙動, 土木学会第49回年次学術講演会講演集第3部, pp.912~915, 1994.
- 27) Toyosawa, Y., Horii, N. and Tamate, S., Analysis of fatal accidents caused by trench failure, *Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, June, St. Louis, U.S.A., p.751-758, 1993.

(平成7年2月20日受理)