Research Reports of the National Institute
of Industrial Safety, NIIS-RR-94(1995)
UDC 624.37/624.53/624.54/624.132/624.134.2

遠心模型実験による鋼矢板式土止めの崩壊挙動の解明

豊澤康男*，堀井宣幸*，玉手　聡*

Failure Chracteristics of Sheet Pile Wall in Centrifuge Tests

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

Abstract : Accidents due to trench failure frequently occur on construction sites. One of main causes of these accidents is shallow penetration of sheet pile wall or insufficient support such as neglecting struts etc.

To study these kinds of sheet pile wall failure characteristics and mechanisms due to excavation, centrifuge tests were undertaken on trench model and vertical cut model with installation of sheet pile walls in the preconsolidated kaolin clay.

The progress of deformation of the sheet pile wall during excavation was analyzed from the displacement of targets set on the model measured from a sequence of photographs taken at intervals of about 0.3 seconds until the model collapsed. From the measured lateral earth pressure around sheet pile wall and the calculated strains, the development of strains such as ε_1, ε_3, γ_{max} up to collapse were evaluated.

Based on the results of centrifuge test, the following conclusions were obtained. :

(1) The rotational failures of wall around the prop at the top were observed in case of shallow penetration sheet pile walls. On the other hand, for the unpropped sheet pile walls, toppling failures rotating around toe area observed.

(2) For the shallow penetration sheet pile walls with struts at the top, at the onset of failure, the earth pressure were concentrated on the penetration area sheet pile walls and then it led to the base heave below the base of excavation. In this case, the active earth pressure was growing considerably larger than the designed earth pressure.

(3) Photographic measurements showed that, prior to failure in sheet pile walls with struts, the strains were concentrated around the base of excavation in passive side and the toe of wall in active side. However, in unpropped sheet pile walls, the strains were observed around the toe of excavation ares behind the sheet pile wall and then a crack appeared behind the top of slope at the surface.

(4) Width of excavation and penetration depth of sheet pile wall were the major factors of sheet pile wall stability within these test condition, narrower width of excation and deeper penetration made sheet pile wall more stable.

(5) Because of the development of strains around the area of penetration of wall the beginning of failure, it was regarded the strength of these area of the model grounld effects the stability of wall.

(6) As mentioned above, depending on the conditions of props, the different characteristics of shear strains and earth pressures around sheet pile wall were observed in centrifuge tests.

Keywords ; Sheet pile wall, Model test, Trench failure, Collapse, Excavation, Slope stability, Clay

*建設安全研究部　Construction Safety Research Division

1．はじめに

土砂崩壊による労働災害は，建築物の基礎等の開削工事，道路工事の斜面の掘削工事の途上などで発生し，死亡者だけでも年間60～80名に及び，重大災害も多く発生している[1),2)]。

掘削工事では，一般的に掘削深度の増加に伴い土圧が上昇し，地盤と土止め壁の変形が進行する。通常はその変形は小さく抑えられ工事が完了することが多い。しかし，土質や施工状況等によっては過度な変形が生じ，最悪の場合は崩壊災害に至る。

開削工事での崩壊事例の主な原因としては，切梁等の土止め部材の省略，根入れ不足等の設計又は施工ミスが挙げられる。

このような崩壊災害を未然に防ぐには，適切な設計・施工を行うことは勿論であるが，さらには，人的ミスを含む何らかの原因で，切梁の設置の遅れや根入れ不足があった場合，どのように崩壊に至るのか，崩壊の前兆現象，崩壊のメカニズムなどを理解しておく必要がある。しかしながら，掘削に伴い発生する掘削部周囲地盤の変位，応力，間隙水圧等と崩壊現象との関連はもとより，崩壊直前及び崩壊時の挙動については，十分には解明されていない現状にある。

一方，近年，遠心力を付与することで実物の挙動を再現可能なものとする遠心力載荷試験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[3)~7)]。

このような現状に鑑み，本研究では，遠心力載荷装置を用いた模型実験により，切梁の設置が不十分な場合及び根入れが浅い場合について崩壊実験を行い，土止めの崩壊挙動を観測するとともに，土止め矢板が受ける土圧の変化，地盤内部のひずみの発生状況等について調べ，変形や崩壊のメカニズムを解明することを試みた。

2．実験方法

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できない。遠心模型実験は，実物の縮尺1/n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[8)]。

2.1.1　遠心力載荷装置

実験に用いた遠心力載荷装置の主な仕様をTable 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。なお，本装置の詳細については，既報[9)~12)]を参照されたい。

Table 1　Major specification of the centrifuge.
遠心力載荷装置の主な仕様

Maximum effective radius (mm)	2310
Maximum acceleration (G)	200
Maximum payload (kg)	500
DC motor capacity (kW)	150
Dimension of strong box (cm)	45×15×30

2.1.2　矢板模型

実験に用いた矢板をFig. 1に示す。たて180mm，よこ149mm，肉厚2mmのアルミ板に土圧センサー（共和電業（株）製 PS-5KA（測定範囲5 kgf/cm²，直径6mm，厚さ0.6mm））（Fig. 1のA～H）を装着するとともに，ひずみゲージ（ワイヤーストレーンゲージ350Ω2ゲージ（KFC-2-350-D16-23）），（Fig. 1の1～10））を接着した。なお，表面は防水処理を行うとともに，地盤と矢板表面の摩擦を軽減するために凹凸をできる限り少なくした。

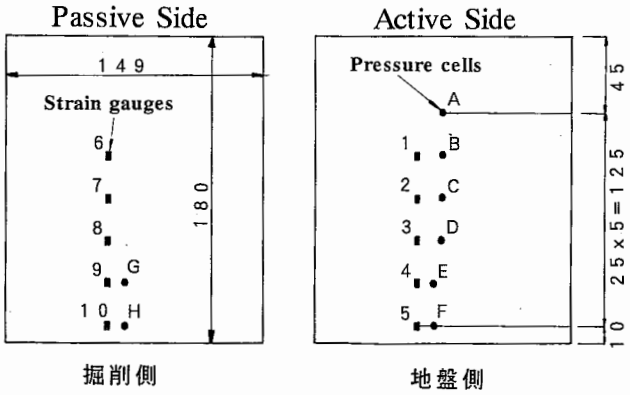


Fig. 1　Model of sheet pile wall.
矢板模型の概要

2.1.3　模型地盤の作成

実験の粘土試料には，Table 2に示す物理定数のカオリン（NSFカオリン）を用いた。90%の含水比となるようにこのカオリンに所定量の蒸留水を加え，攪拌してスラリー状とし，脱気槽に移し替えて真空状態で十分に脱気した後，試料容器（45×15×30cm）にさらに移し替えた。その後，大型のベロフラムシリンダーを

Table 2 Index properties of the kaolin clay.
カオリン粘土の物理定数

Liquid limit	48.2%
Plastic limit	34.7%
Plastic index	13.5
Specific gravity	2.73
Grain size Distribution	silt 31% clay 69%

用いて最大圧密圧力（1.5kgf/cm²）の下で最終圧密沈下量に到達するまで一次元圧密した。予圧密荷重を1.5 kgf/cm²に設定することにより地盤強度を同一とした。予圧密終了後の地盤の含水比はいずれの実験においてもほぼ46%であった。なお，これらの一連の作業は，試料の水分中に含まれる空気を完全に取り除くとともに，圧密後の地盤の含水比を一定値に収めることで実験の再現性を担保するために行うものである。

予圧密終了後の粘土試料をFig. 2に示すように溝又は鉛直斜面形状に成形した。これに模型矢板を溝壁面に沿わせて，根入れが2又は4cmとなるように設置して模型地盤とした。この溝の大きさは，50Gの遠心場では掘削深さが6.5m，矢板の根入れ深さがそれぞれ1m又は2mに相当する。実験D1，D5，D6では矢板上端部に一段の切梁を取付けた。実験D2～D4では切梁を取付けず，自立式矢板とした。成形後の模型の前面に2cm幅の格子を描き，その交点にアルミニウム製の標点（ピン）を設置した。試料容器は高剛性のものとし，観測のため試料容器の前面には強化ガラスを取り付けた。

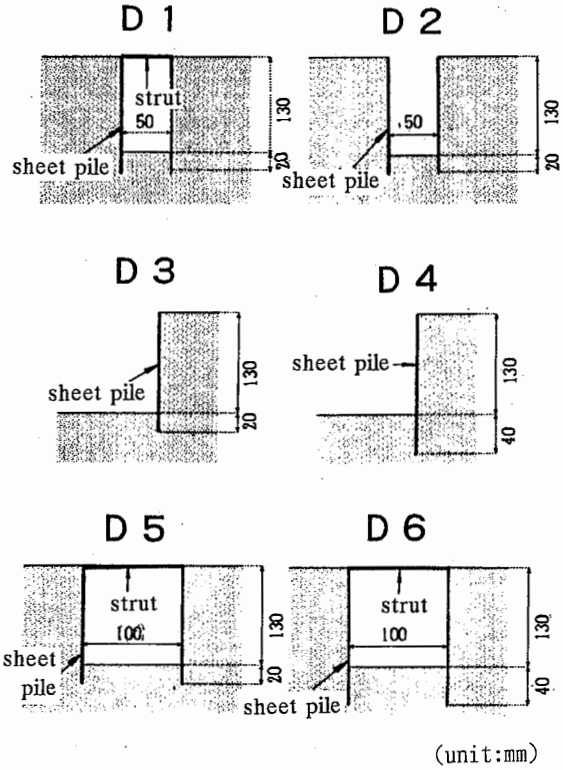


Fig. 2 Cross sections of model grounds.
模型地盤の形状

なお，実験は二次元問題を対象とし，試料容器中の変形は二軸にのみ変形を許す平面ひずみ条件を満たすものとしている。

2.1.4 遠心模型実験

実験条件と結果をまとめてTable 3に示す。

本研究では遠心場において掘削過程を再現する方法

Table 3 Summary of test conditions.
実験条件

Test Name	Model Shape	Dimension of Excavation Width (cm)	Dimension of Excavation Depth (cm)	Penetration Depth of Sheet Pile Wall (cm)	Existence of strut	Pre-consolidation Pressure σ'_{vc} (kgf/cm²)	Simulation of Excavation
D1	Trench	5.0	13.0	2.0	Yes	1.5	Simulating the progress of excavation by draining a heavy fluid at 50G.
D2	Trench	5.0	13.0	2.0	No	1.5	ditto
D3	Vertical cut	—	13.0	2.0	—	1.5	Simulating excavation by increasing centrifugal acceleration.
D4	Vertical cut	—	13.0	4.0	—	1.5	ditto
D5	Trench	10.0	13.0	2.0	Yes	1.5	ditto
D6	Trench	10.0	13.0	4.0	Yes	1.5	ditto

として①遠心加速度を上昇させる方法と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方法で[9)~12),14)~17)]実験を行った。②の実験方法は，重力場において模型地盤に掘削した溝に合わせて，あらかじめ作成した薄いゴムバッグ（厚さ0.2mm）を装てんし，その中に土と同じ単位体積重量γの液体（塩化亜鉛水溶液）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，連続的な掘削を再現するものである。掘削の模擬すなわち塩化亜鉛水溶液の排出は，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[10)]。

実験D３～D６は，崩壊に至るまで遠心加速度を上昇させる上記①の方法で実験を行った。実験D１，D２は，上記②の掘削過程を再現する方法で実験を行った。前者の場合は，遠心加速度をほぼ一定率で上昇させ，約５分間で50Gに到達する設定とした。後者の場合には，50Gの遠心場において５～６回に分けて塩化亜鉛水溶液を排出し，13cm（実物換算では6.5mに相当）を数回に分けて段階的な掘削状況を再現した。

2.1.5　計測

計測等は，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カメラによるビデオ撮影）の２系統により行った[9),11),12)]。

１）各種センサーによる計測及び収録

模型矢板上の土圧計とひずみゲージ並びに地盤地表部の沈下を計測する変位計により崩壊時の測定値の変化を常時モニターし，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マルチシグナルコンデショナーの16チャンネル及び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ーソナルコンピュータの画面上で行った。

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35mm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撮影を行った。

3．実験結果と考察

3.1　崩壊状況

3.1.1　切梁設置模型の矢板の崩壊状況

矢板上部に切梁を設置した実験D１，D５及びD６では，根入れ付近の変形が大きくなり根切り，底部にいわゆるヒービングが生じ，上端の切梁を中心として回転し，足払いを受けるように矢板下部が前方に変位して崩壊に至った。

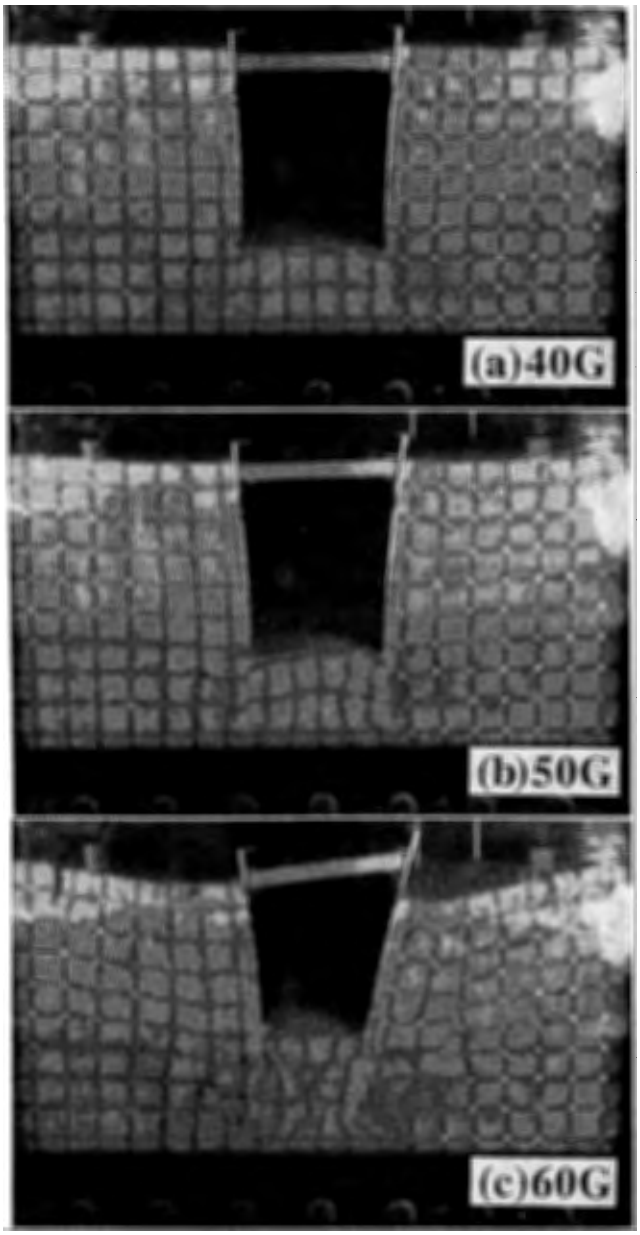
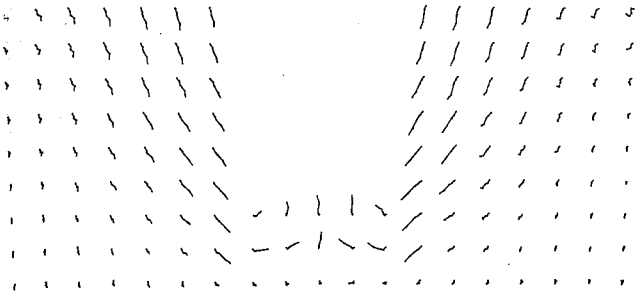


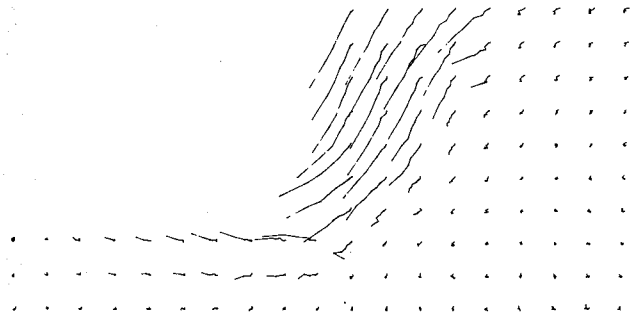
Photo 1　Sequence of failure in sheet pile wall. (Test D6)
矢板模型地盤の崩壊の進行状況（実験D６）

実験D６について，遠心加速度40G，50G及び60Gの時点における模型地盤の変形の様子をPhoto 1に示す。40G前後でヒービングが認められ（Photo 1 (a)），約50Gで矢板下端を始点として主働側及び受働側に滑り線が発生し始めた（Photo 1 (b)）。その後，根入れ部で挟まれた受働部の地盤は，Photo 1 (c) に見られるように，三角形ブロックを形成し破壊に至った。20Gから60Gまでの模型地盤において，約10G毎に標点の位置を結んだ線を変位ベクトルとしてFig. 3 (a) に示す。

根入れ深さが実験D６の半分の実験D１（Photo 2）



(a) Test D 6.
実験D 6



(b) Test D 4.
実験D 4

Fig. 3　Displacement vectors.
変位ベクトル

及びD 5（Photo 3）では，受働部の地盤は左右の矢板に挟まれて水平方向に押しつぶされるように変形し，根切り底面が盛り上がる状態となった。

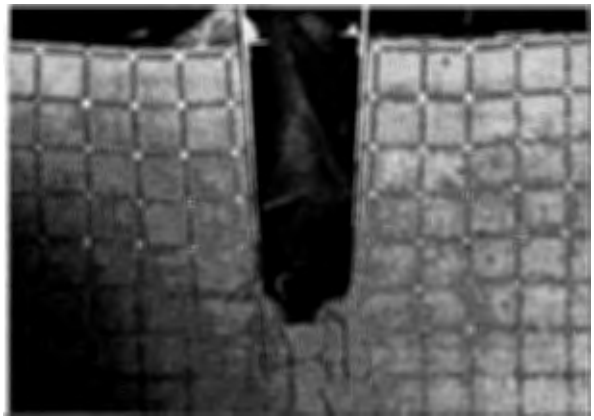
根入れ深さ，掘削幅により，矢板の根入れ部で挟まれた受働部の変形状況が異なるが，これらの実験の崩壊状況の共通点は次のとおりである。①まず，受働側（根切り部）のヒービングが生じ変形が大きくなり，②主働側の地盤に矢板下端部を起点として約45度で上方に向かう滑り線が発生するとともに，③矢板下部がさらに前方に変位して崩壊に至る。

3.1.2　自立矢板の崩壊状況

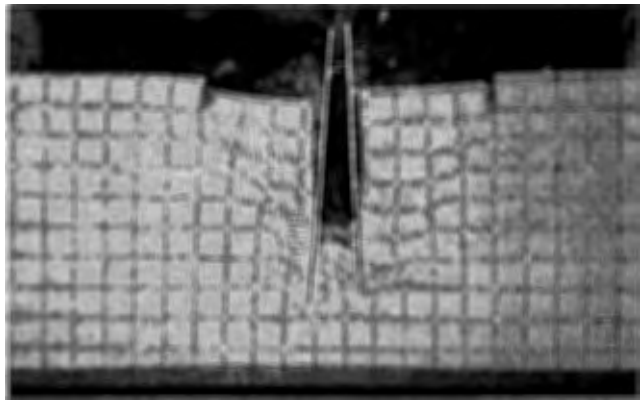
切梁を設置しなかった自立矢板についての実験D 2，D 3及びD 4では，いずれも矢板が前方に倒れ込むように崩壊した。実験D 4の模型地盤の崩壊までの標点の変位ベクトルをFig. 3（b）に示す。

崩壊初期では，Photo 3のように，根切り底面背部の主働側の地盤が膨れるように掘削側へ変位し，矢板が前傾し上部が地盤から離れた。この時点では，切梁設置模型で見られたような滑り線は発生せず，その後，矢板背後部でひずみが大きくなり，地表面で亀裂が発生し，矢板が倒れ込むように崩壊する時点で滑り線が発生した。Photo 2（b）は実験D 2，Photo 4は実験D 3の崩壊後の模型地盤の様子である。

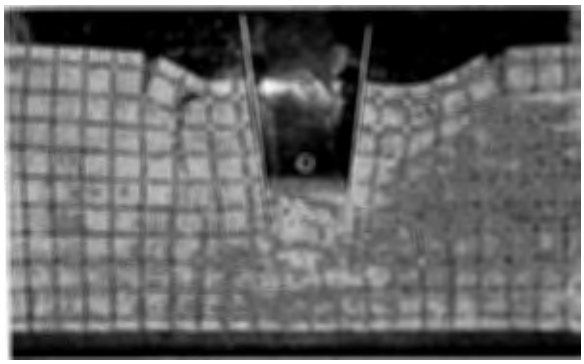
いずれの実験とも掘削高さに比べて根入れを浅く設



(a) Test D 1.
実験D 1



(b) Test D 2.
実験D 2



(b) Test D 5.
実験D 5

Photo 2　Failure of sheet pile wall.
矢板模型地盤の崩壊状況

定しているため，実験D 2では掘削シミュレーション開始直後から矢板が前傾し崩壊した。実験D 3では遠心加速度約30Gで，実験D 4では約45Gで崩壊した。崩壊の状況はほぼ同じであったが，根入れ深さによって自立高さ（崩壊時の遠心加速度）に差が見られ，根入れが深い地盤ほど安定していた。

自立式の場合は，受働部は，矢板に斜め上から押さえ込まれるように変形し，根入れ部の範囲に支点

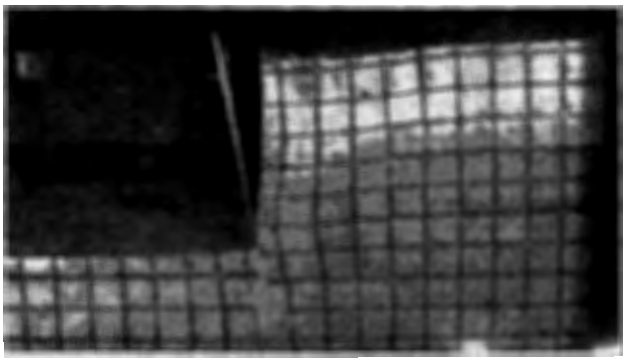


Photo 3　Deformation of the sheet pile wall prior to failure (unpropped). (Test D 4)
自立矢板模型の崩壊初期の状況（実験D 4）

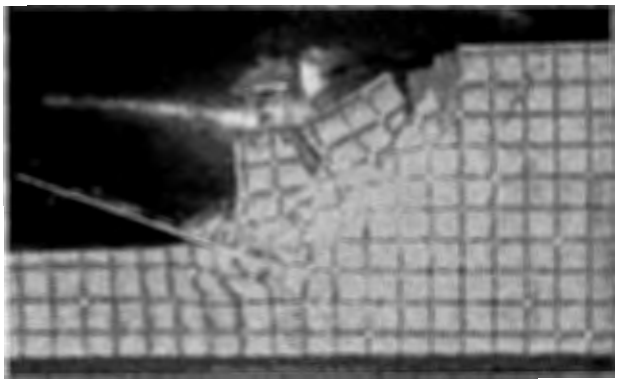


Photo 4　Failure of sheet pile wall (unpropped). (Test D 3)
自立矢板模型地盤状況（実験D 3）

(pivot) が存在していると考えられた。切梁を上部に設置した場合は，切梁と矢板の接点が支点となっており，地盤の変形の仮想支点位置によって崩壊状況が異なっていた。

3.2　矢板にかかる土圧

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(NSFカオリン)について三軸圧縮試験を行った。

鉛直応力σ_v=1.5kgf/cm²で一次元予圧密した試料を切り出し，三軸セル内で等方圧密した供試体を背圧2.0kgf/cm²に対して，それぞれの試験において圧密有効応力2.0，3.0及び4.0kgf/cm²まで圧密した。圧密応力の載荷速度は0.1kgf/cm²/minである。この供試体に対して軸ひずみ速度一定（0.01%/min）で非排水三軸圧縮試験（CU）を行った。その結果から，この試料の内部摩擦角（ϕ）は31.5度，強度増加率（Cu/p'）は0.32であった。その他，土圧計算に用いた模型地盤の含水比（ω），土の単位体積重量（γ）をTable 4に示す。

Table 4　Strength parameters of the clay model.
模型地盤の強度定数

ϕ°		31.5
Cu/p'	(kgf/cm²)	0.32
Cc		0.7
γ	(gf/cm³)	1.75
ω	(%)	48

これらの結果を用い，矢板にかかる主働土圧及び受働土圧を次に示すランキンの主働土圧係数K_a及びランキンの受働土圧係数K_pを用いて求めた。

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$
$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

Fig. 4～Fig. 5に示した破線は地盤強度より求めた50Gの遠心場におけるランキン土圧を表している。

3.2.1　切梁設置模型の矢板にかかる土圧

掘削時に矢板にかかる土圧分布の推移の状況をFig. 4 (a)（実験D 1），Fig. 4 (b)（実験D 2），Fig. 5 (a)（実験D 5）及びFig. 5 (b)（実験D 6）に示す。

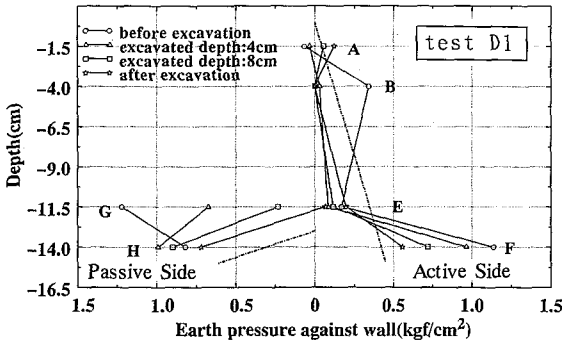
掘削をシミュレートした実験D 1の主働側土圧をみると（Fig. 4 (a)），矢板下端付近の土圧が最も大きく，変形の初期に矢板下端部に土圧が集中していることがわかる。なお，E点の土圧が低いのは，矢板設置時に矢板（土圧計E）と地盤間に空隙が存在したためと考えられる。

同じく掘削をシミュレートした実験D 2の主働側土圧は，E点すなわち根切り部より若干上方の矢板背後部の土圧が最も大きい（Fig. 4 (b)）。

実験D 5，D 6（Fig. 5 (a)，Fig. 5 (b)）においても，主働側，受働側とも根入れ下端部の土圧がまず上昇し，変形の進行とともに矢板中部の土圧（土圧計E C，D）が上昇した。

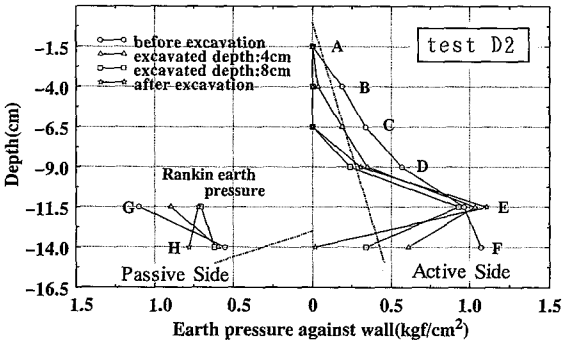
これらから，切梁を設置した矢板の土圧発生のメカニズムは次のように考えられる。①矢板下部に土圧が集中する（ランキン主働土圧の2～3倍程度），②このため，切梁部を支点として矢板の下部が受働部側に変位し，③変位の進行とともに矢板全体にかかる主働土圧がさらに上昇し崩壊に至る。

このことから発生する主働土圧に比べて受働部側の地盤の強度が小さく変形が生じる場合，掘削下部の切梁の設置が遅れると非常に危険な状態となることがわかり，掘削後，可能な限り早く，根切り底部に切梁を架設することが変形や崩壊を防止する上で重要であるといえる。



Earth pressure around sheet pile during excavation

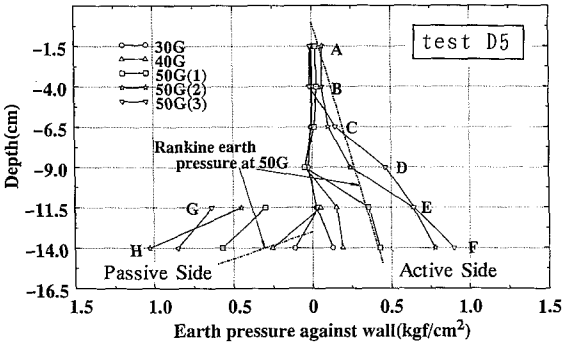
(a) Test D 1.
実験D 1



Earth pressure around sheet pile during excavation

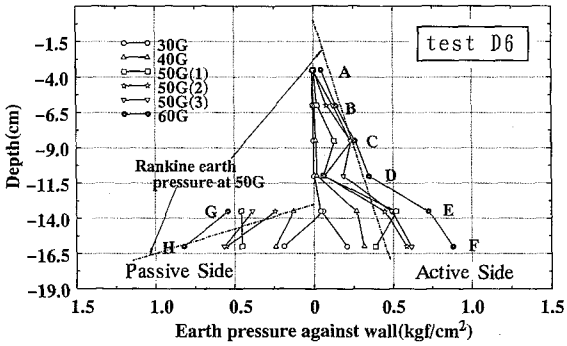
(b) Test D 2.
実験D 2

Fig. 4 Earth pressure around sheet pile during excavation.
掘削時に矢板にかかる土圧



Earth pressure change during increasing acceleration

(a) Test D 5.
実験D 5



Earth pressure change during increasing acceleration

(b) Test D 6.
実験D 6

Fig. 5 Earth pressure around sheet pile during increasing acceleration.
遠心力上昇時に矢板にかかる土圧

3.2.2　自立矢板模型の矢板にかかる土圧

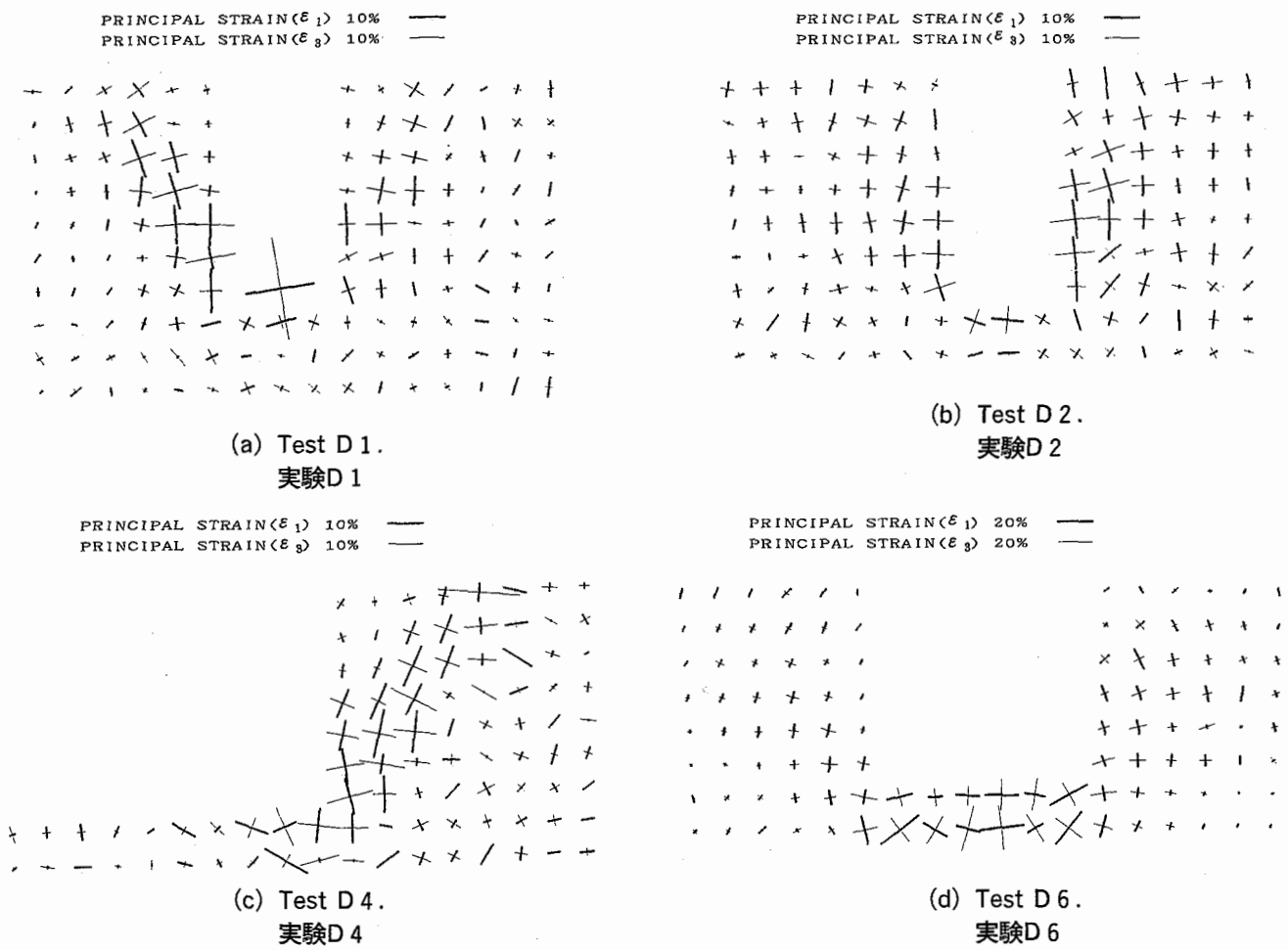
実験D 2（Fig. 4 (b)）では，掘削シミュレート後すぐに土圧計A，B，C，D，Fの値が下降しているのに対して，根切り部の矢板背後部の主働側地盤のE点と根入れ部下端の受働側H点の土圧が大きな値を示し，この付近に土圧が集中していることがわかる。これは，崩壊時にはのり尻部付近の地盤変形が最も大きく，矢板を受働側に押し出し，その結果，矢板上部が地盤から離れることと対応していると考えられる。

実験D 3では，矢板下端部の主働部側地盤の土圧計Fとその裏側の受働側の土圧計Hの値がまず上昇した。実験D 4では，土圧計FとGの値がまず上昇し，続いてHとEの値が上昇した。実験D 4の場合，根入れ部の中心点近くに矢板の崩壊の支点（pivot）が存在していると考えらる。

土止め壁の根入れ部の抵抗土圧は掘削幅の影響を大きく受け，実験D 2のように掘削幅が小さい場合（掘削深さ6.5m，掘削幅2.5m），矢板で挟まされた部分の抵抗土圧は，ランキン受働土圧よりもかなり大きくなるといわれている。実験D 2での崩壊時の矢板にかかる土圧は約1 kgf/cm²であったのに対して実験D 3とD 4の鉛直自立矢板の場合は，それぞれ約0.3，0.4kgf/cm²と土圧の発生が少なく，掘削部底面（根切り部底面）の拘束の条件によって土圧の発生状況が異なると考えられる。

すなわち，崩壊に至るまでの土圧分布の変化は，切梁の有無等の支持条件によって異なり，地盤の変形状況に対応していると考えられる。また，いずれのケースについても土圧分布はランキン土圧分布とは異なっており，矢板の変形時には変形パターンに応じて土圧の発生状況が異なり，変形の進行とともに土圧が急上昇してランキン土圧をかなり上回ることがあることが実験で示された。

切梁を設置した矢板は，自立式矢板とは変形・崩壊



(a) Test D 1.
実験D 1

(b) Test D 2.
実験D 2

(c) Test D 4.
実験D 4

(d) Test D 6.
実験D 6

Fig. 6　Distribution of principal strains.
崩壊時の主ひずみの発生状況

モードが異なり，安定度も増すことがわかった。根切り部地盤では根入れ部の範囲で受働土圧が発揮されることから，受働部の地盤の強度が安定に大きく影響すると考えられ，また，主働部側地盤の滑り面は根入れ下端部から発生することから，この領域の地盤強度が大きい場合には相当安定度が増すと推察できる。

3.3　地盤内部のせん断ひずみ

模型地盤を2軸方向の変形のみ許す剛性の高い容器に作成し，さらに容器の前面と後面にグリースを塗布して模型地盤との摩擦を軽減することにより，地盤変形が二次元の平面ひずみ条件を満たしているとして変形解析を行った。

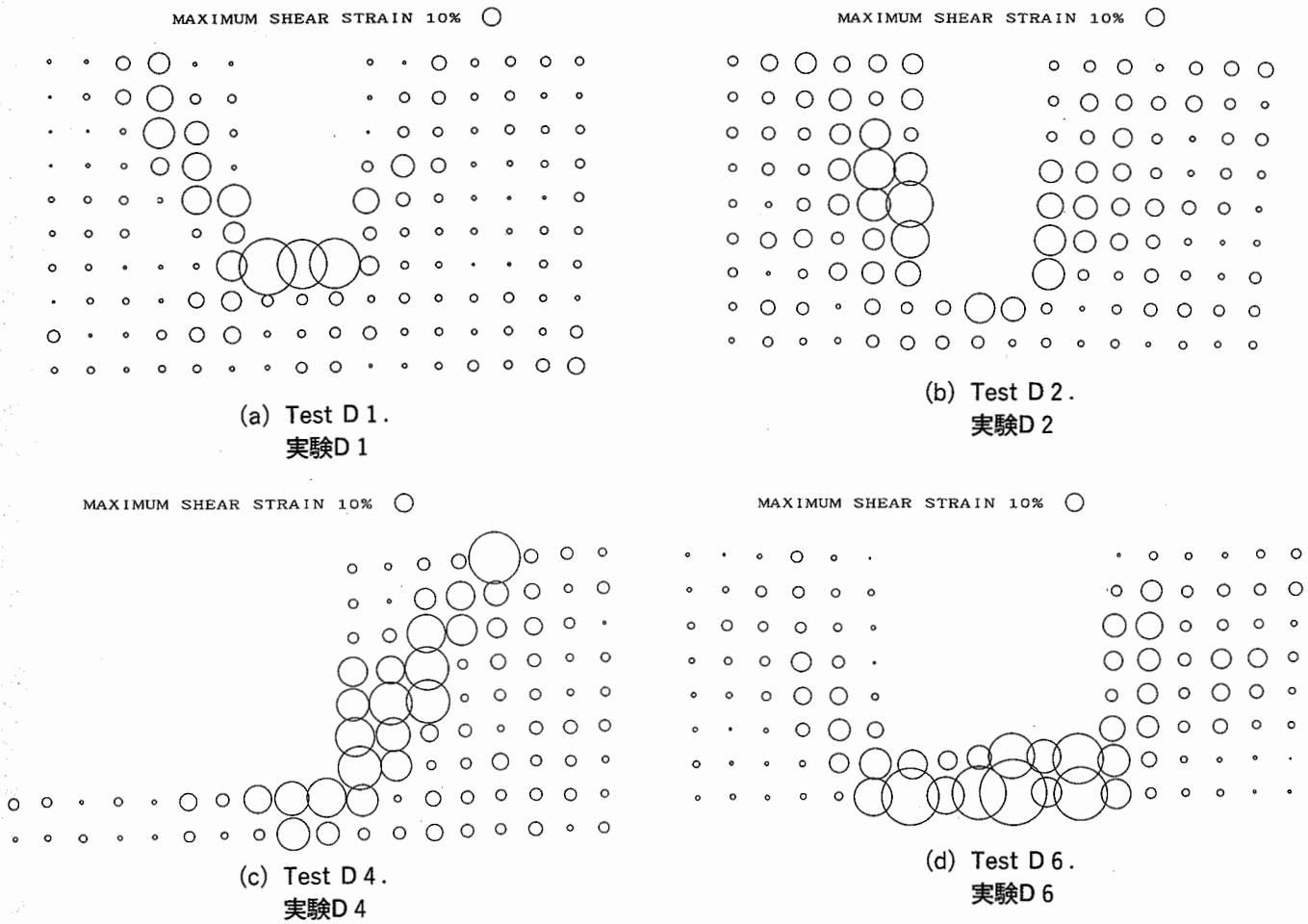
遠心場において模型地盤の変形状況を横方向から連続して撮影し，この写真ネガを一枚毎デジタイザー(投影倍率7.7倍，最小読取り値0.02mm) 上で拡大し，模型地盤上の標点の位置を計測した。これらの計測結果に基づき，4つの標点からなる四角形から得られる4つの三角形のエレメント毎にひずみ（ε_x，ε_y，γ_{xy}）及び主ひずみ（ε_1，ε_3）の大きさ，方向等を計算し[9]，その平均値を先の4つの標点からなる四角形を代表する主ひずみの大きさ，方向，最大せん断ひずみ(γ_{max})等とした。

3.3.1　主ひずみの大きさと方向

実験D1，D2，D4，D6の主ひずみ（最大主ひずみε_1，最小主ひずみε_3）の大きさと方向をFig. 6の(a)～(d)に示す。これらの図中の線分はε_1，ε_3それぞれの大きさ(%)と方向を示している。ε_1は地盤が最も圧縮している方向のひずみ，ε_3は地盤が最も伸びている方向のひずみである。

切梁がある場合（Fig. 6 (a)，(d)）は，まず根切り底部（溝底部）にひずみが発達し，その後この領域のひずみの発達とともに，矢板背後部の滑り面近辺のひずみが大きくなった。矢板背後部では水平方向にはε_1，垂直方向にはε_3が発生し，根切り部ではその逆に水平方向にε_1，垂直方向にε_3が発生している。また，切梁がある場合は崩壊直前まで地表部にはほとんどひずみが発生していない。

切梁がない場合（Fig. 6 (b)，(c)）は，初期の段階から矢板の背後部でひずみが発達し，地表部では水平



(a) Test D 1.
実験D 1

(b) Test D 2.
実験D 2

(c) Test D 4.
実験D 4

(d) Test D 6.
実験D 6

Fig. 7　Distribution of maximum shear strains.
崩壊時の最大せん断ひずみの発生状況

方向に伸張するひずみが現れ，この部分から亀裂が発生した。

矢板の変形状況によって主ひずみの大きい領域が異なるとともに最大，最小主ひずみの方向も異なっているのがわかる。

3.3.2　最大せん断ひずみ（γ_{max}）の発達状況

実験D 1，D 2，D 4，D 6の崩壊初期の最大せん断ひずみ（γ_{max}）をFig. 7の（a)～(d）に示す。○印の大きさが最大せん断ひずみの大きさ（%）を表している。最大せん断ひずみは，$\gamma_{max}=\varepsilon_1-\varepsilon_3$の関係式から算出したもので，物質のある要素が受けるせん断ひずみの最大値を表している。

切梁がある場合（実験D 1，D 6）は，まず根切り底部の矢板に挟まれた領域に15%を超えるγ_{max}が発達した後，矢板背後部の滑り面近辺のひずみが大きくなった。根切り部では根入れの深さより深い地盤部分にはほとんどひずみが発生しなかった。

自立式矢板の場合（実験D 2，D 4）は，変形初期の段階から矢板の背後部でひずみの発達がみられた。切梁がある場合と較べて矢板背後の地盤のひずみの大きい領域は上方にあり，根切り面上方にあった。

これらより，最大せん断ひずみの発達状況が矢板の変形モードにより大きく異なることが明確になった。

4．まとめ

切梁の設置及び根入れが不十分な場合についての土止め矢板の変形・崩壊メカニズム等を知るため粘性土による模型を用いた遠心模型実験を行った。

実験では模型地盤強度を一定とし，①切梁の有無，②根入れ深さ，③掘削幅の実験条件を変えて矢板の崩壊パターンを観測するとともに，矢板が受ける土圧の変化，地盤内部のひずみの発生状況とそれらの相互関係について調べた。その結果，次の事項が明らかになった。

1）上端部に切梁を設置した根入れが浅い矢板は，切梁部を支点として根入れ部が足払いを受けるように変形し崩壊した。これに対して，切梁を設置しない自立式の矢板は根入れ部近辺を支点として，前方に倒れ込むように崩壊した。

2）矢板にかかる土圧の発生状況を見ると，上端部

に切梁を設置した根入れが浅い矢板の崩壊時には，初期の段階で根入れ部の背面に土圧がまず集中してヒービングが生じ，変形の進行によって主働土圧が急上昇した。すなわち，土圧は通常の設計で想定する分布とはならず，根入れ部背面に主働土圧が集中し，この部分の土圧はランキン主働土圧の2倍を超えることがわかった。

このことは掘削下部の切梁の設置が遅れた場合，受働側の地盤の強度が小さいと非常に危険な状態となることを意味し，掘削後，可能な限り早く根切り底部に切梁を架設することが変形や崩壊を防止する上で重要であると推察された。

3）崩壊に至るまでの地盤のせん断ひずみを解析すると，上端部に切梁を設置した根入れが浅い矢板地盤では，根切り底部の受働側の地盤のせん断ひずみがまず増大した後，根入れ下端の背後領域のひずみが発達した。その後，地盤側では根入れ下端部から斜め上方に向かって滑り面が発生して，地表面に繋がる進行性破壊により崩壊に至った。

一方，自立矢板では，のり尻部（根切り部）の矢板背後から斜め上方に向かう地盤のせん断ひずみが増大したが，根入れ部周囲ではせん断ひずみの発生は比較的小さかった。地表部では，のり肩から少し離れた部分で負の体積ひずみが発生し，亀裂がその部分で発生した。亀裂の発生と前後してのり先付近から滑り面が発生し，崩壊に至った。

4）掘削幅が小さいほど，また，根入れが深いほど抵抗土圧が増加し安定度が増す結果となった。

5）切梁を設置した矢板は，自立式矢板とは変形・崩壊状況が全く異なり，安定度が増していた。根切り部地盤では根入れ部で受働土圧が発揮されることから，受働部の地盤の強度が矢板の安定性に大きく影響すると考えられる。また，主働側の滑り面は根入れ下端部から発生することから，この領域の地盤強度が大きい場合には安定度が増すと考えられる。

6）以上のように，矢板の支持条件の相異により変形・崩壊状況が著しく異なり，変形・崩壊時のせん断ひずみの発生状況及び土圧分布にはそれぞれ特徴があることが明らかになった。

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，1994.

2) 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., pp.751～758, 1993.

3) 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.

4) Schofield, A.N., Cambridge geotechnical centrifuge operation, Geotechnique 30, No.3, pp.227～268, 1980.

5) Terashi, M., Development of PHRI geotechnical centrifuge and its application, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, Vol.24, No.3, pp.73～122, 1985.

6) Mikasa, M., Two decades of centrifuge testing in Osaka City University, Geotechnical Centrifuge Model Testing, Tokyo, pp.43～49, 1984.

7) 例えば, C.F. Leung et al. (Eds.), CENTRIFUGE94, Rotterdam, Balkema, 1994.

8) 木村　孟ほか, 講座「遠心模型実験」, 土と基礎, 1987. 11～1988. 8.

9) 豊澤康男・堀井宣幸・玉手聡, 遠心模型実験による掘削溝の変形・崩壊特性の解明, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-NO.14, pp.41～55, 1995.

10) 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.

11) 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.

12) Toyosawa Y., Horii N., Tamate S., Hanayasu S. and Ampdu S.K., Deformation and failure characteristics of vertical cuts and excavations in clay, Proc. Int. Conf. Centrifuge94 Singapore, Rotterdam, Balkema, pp.663～668, 1994.

13) Kimura, T., et al., Stability of unsupported and supported vertical cuts, 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore, pp.61～70, 1993.

14) Kusakabe O., Stability of excavations in soft clays. Ph. D. thesis, Cambridge University, 1982.

15) Taylor, R.N., Ground movements associated with tunnels and trenches, Ph. D. thesis, Cambridge University, 1984.

16) Ryan Phillips, Ground deformation in the vicinity of trench headings. Ph. D. thesis, Cambridge University, 1986.

17) 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-389, pp.818～819, 1992.

18) 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-612, pp.1278～1279, 1993.
19) Bolton, M.D., Mechanisms of ground deformation due to excavation in clay. Excavation in urban areas. Proc. 2nd KIG Forum. Kobe, Japan, 1993.
20) Bolton, M.D. and Powrie, W., The collapse of diaphragm walls retaining clay, Geotechnique, (37), No.3, pp.335～353, 1987.
21) Bolton, M.D. and Powrie W., Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse, Geotechnique, (38), No2, pp.167～189, 1988.
22) 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.
24) Tanaka, Y., Behavior of braced excavation in soft ground. Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.734, 1992.

(平成7年6月26日受理)