

遠心模型実験における一段式アンカー土止めの 掘削に伴う変形・崩壊挙動

豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手 聡*

Deformation and Failure Behavior of Anchored Retaining Wall Induced by Excessive Excavation in Centrifuge Model Tests

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

Abstract: Accidents due to collapse of anchored retaining wall occasionally occur in excavation site. To study the deformation and failure behavior of anchored retaining wall, centrifuge model tests were carried out by using an in-flight excavator. Three different models which consisted of different layer such as (1) Kanto loam, (2) sand and (3) a stratum of Kanto loam layer and sand layer with anchors were tested to observe the anchored sheet pile wall's collapse. Based on the results of these centrifuge model tests, the development of the earth pressures and the strains on a sheet pile wall during excavation process and failure mechanisms are discussed.

- 1) In-flight excavator which we newly developed works accurately under centrifugal field of up to 60G.
- 2) The earth pressures with the depth on the wall and the tensile force acting on an anchor's head during excavation showed deference depending on the models. It is estimated these values resulted from the inter-relationship between stress and strain when the soil behind the wall activates.
- 3) Failure occurred suddenly along a failure line with settlement of wall. Settlement of wall induced by the downward load of wall in the case when an anchor is installed at an acute angle.
- 4) There is a close relationship among the tensile force acting on an anchor, the sheet pile wall's movement and the ground displacements. For example, downward movement of a sheet pile wall without horizontal displacements would cause the anchor to reduce its tensile force.
- 5) Earth pressure on the wall and the tensile force on an anchor would be influenced by the direction of wall inclination when the failure occurred. The failure by overturning about toe would cause further increasing both earth pressure and tensile force acting on an anchor.
- 6) During excavation process, the tensile force and the earth pressure of an active side remained almost constant. Just before the failure, it was observed the earth pressure of active side at the lower sheet pile wall increased 1.5 times bigger than the former value.
- 7) It is difficult to find out the causes of accident, because of the disturbance of site during the rescue and the collapse itself. Centrifuge model tests gave useful information to approach the causes of accidents. To have better understanding of the accidents, a further improvement of both quality and quantity in the centrifuge model test are expected.

Keywords; Failure, Anchor, Retaining wall, Excavation, Centrifuge, Model test, Safety

1. 研究目的

土止め工事に伴う事故を大きく分類すると、トラブルを含む物的な事故と人的被害を伴う労働災害がある。通常のトラブルは比較的变化が緩慢で対処が可能であるが、人命に係わる事故（労働災害）は、急激で大きな変形、急激な泥水の流入などが起こる場合、すなわち不安定さが加速し避難が間に合わない場合に発生している。例えば土止め壁の倒壊、水や土砂の急激な流入など全体構造として急激な崩壊に発展する場合である。また、局部的な崩壊にしても接合部の局部座屈、跳ね上がり、離脱等による土止め支保工等の部材の破壊や落下が起きる場合も事故に繋がる恐れがあり適切な対処が必要となる。このような事故を未然に防止するには、土止めの変形から崩壊に至るまでの現象を把握しておく必要がある。

掘削工事の土止めの形式の一つにグラウンドアンカー（以下、「アンカー」という。）による土止めがある。アンカーが土止めに広く利用され始めてから30年以上が経過して技術・工法の蓄積が進んでいる。しかしながら、近年においても施工のミスに起因する事故が発生した例もあるなど、変形から最終局面である崩壊までに至る経緯については必ずしも十分な検討がされているとは言い難い。

そこで、本研究では、アンカーによる土止めの崩壊による労働災害を防止する見地から、一段式のアンカーを対象として掘削の進行に伴う変形・崩壊のメカニズムに関する基礎的な知見を得ることを目的に遠心模型実験及び数値解析を行ったので報告する。

2. 遠心模型実験

アンカーは、引張り力を地盤に伝達するシステムで、グラウトによって造成されるアンカー体、引張り部、アンカー頭部によって構成される¹⁾。

一段式のアンカーによる土止めが崩壊して重大災害に至った事例もあるなど、一段式のアンカーによる土止めはアンカーが何らかの理由で効かなくなった場合、即時に根入れ部に土圧が集中することになり、二段以上のアンカーと比べて危険性が高い。そこで本研究では一段式のアンカーによる土止めを対象として遠心模型実験を行った。

2.1 遠心力载荷装置

地盤の強度・変形特性は応力レベルに強く依存する。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し、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。

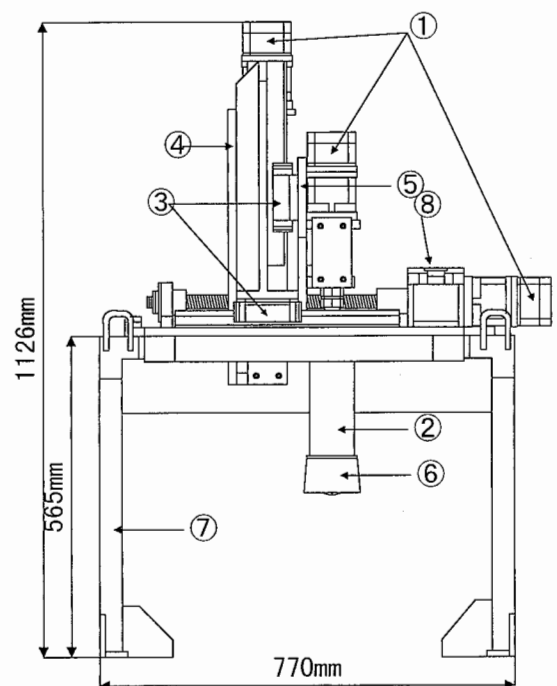
当研究所の遠心载荷装置は、有効半径 2.3m、最大加速度 200G（重力の 200 倍）、最大積載重量 500 kgf(4.9 kN) の能力を有するものである。

2.2 遠心模型実験用掘削装置

地盤は応力条件の変化の進行する形態によって変形・強度特性が異なることが知られている。このため、遠心模型実験を実際の地盤挙動に近づけるためには、遠心場においても出来るだけ忠実に実際の掘削過程を再現することが必要となる。

遠心場で掘削の過程を再現する種々の方法が工夫されている。例えば、あらかじめ掘削部を模型地盤に作成して、その掘削部に液体を満たしたゴムバックを設置して、その液体を遠心場で排水することにより掘削を再現する方法などが代表的なものである。しかしながら、この方法では、掘削部が液体であるために受働側の抵抗土圧が再現されないという問題があった。

これらの問題を解決する方法として、遠心場で実際と同様に掘削を行うことが望ましい。そのため、著者らは Fig. 1 及び Table 1 の仕様を示す遠心模型実験用の掘削装置を新たに開発した。



- ①ステッピングモータ Stepping motor, ②ケーシング Casing,
- ③リニアガイド Liner guide, ④昇降フレーム Frame for elevation,
- ⑤オーガフレーム Auger frame, ⑥オーガスカート Auger skirt,
- ⑦装置架台 Frame, ⑧非常停止スイッチ Emergency stop bottom

Fig. 1 Centrifuge excavator.
遠心力模型実験用掘削装置

Table 1 Specification of the in-flight excavator.
遠心模型実験用掘削装置の仕様

外形寸法 size	本体 excavator	W770×D545×H1126(mm)
	制御盤 controller	W500×D275×H425(mm)
重量 weight	総重量 total	200 (kg)
	本体部 excavator	139 (kg)
	架台部 stand	61 (kg)
オーガ回転部 excavation block	回転速度 rotation speed	0~35(rpm) (0.1 ステップ)
	駆動部 motor	ハーモニックギア付 ステッピングモータ 定型トルク 370(kgf-cm) stepping motor with harmonic reducer max torque: 36.3(N·m)
	回転数検出 speed sensing	光ファイバーセンサによる optical sensor
掘削先端部 (交換式) top-end of excavation block (changeable)	素掘り用 for excavation without sheet pile	W110×D100(mm)×2 連
	矢板設置時用 with sheet pile	W110×D100(mm)×2 連
	矢板及び切梁 設置時用 with sheet pile and wale	W110×D92(mm)×2 連
昇降部 elevation block	ストローク elevation height	230 (mm)
	ストローク限界 limit sensing	フォトマイクロセンサによる リミット停止 photo micro sensor
	移動速度 speed	0~5.0(mm/sec) (0.1 ステップ)
	駆動部 motor	ハーモニックギア付 ステッピングモータ 定型トルク 370(kgf-cm) stepping motor with harmonic reducer max torque: 36.3(N·m)
水平移動部 horizontal- motion block	ストローク elevation height	260 (mm)
	ストローク限界 limit sensing	フォトマイクロセンサによる リミット停止 photo micro sensor
	移動速度 speed	0~5.0(mm/sec) (0.1 ステップ)
	駆動部 motor	ハーモニックギア付 ステッピングモータ 定型トルク 370(kgf-cm) stepping motor with harmonic reducer max torque: 36.3(N·m)
制御及び 計測 control and measurement	制御 control method	ノートパソコンによる 手動及びプログラム運転 manual and automatic operation by PC
	言語 program language	C 言語 C language
	計測 measurement	各種設定値, 速度及び 変位計測値書き込み speed and displacement of excavation

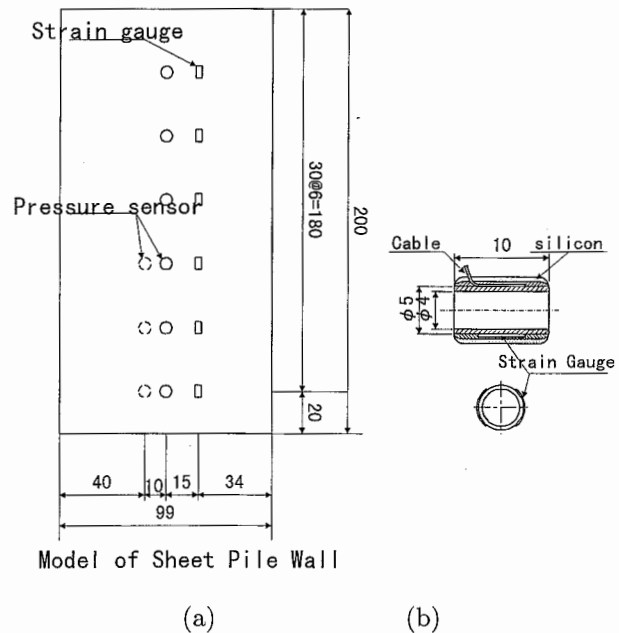


Fig. 2 Sheet pile wall model and load cell at anchor Head.
矢板模型及びアンカーヘッド部用のロードセル

本装置は掘削した土砂を上方に排出するスクリーオーガ方式を採用している。100×200 mm 又は 100×100 mm の断面を深さ 200 mm まで一度に掘削できる。すべての動作は 4 個のステッピングモータによって行われ、制御室からの手動操作又はプログラムによる半自動運転によって掘削位置、形状及び掘削深さを制御することが出来る。最大動作能力は、オーガ回転速度 35 rpm, 昇降速度 5 mm/sec, 横移動速度 5 mm/sec である。

また、本装置はオーガの代わりにブレードを取り付けることも可能な仕様となっており、遠心場でこのブレードを上下左右に動かすことで土砂を水平方向に搬送することにより掘削の過程を再現出来る。

2.3 矢板模型及びアンカー張力測定用センサー

矢板模型は Fig. 2(a) に示すように、幅 99 mm, 高さ 200 mm, 厚さ 2 mm のアルミ製であり、土圧計を主動側に 6 個、受働側に 3 個、ひずみゲージを主動側に 6 個装着している。土圧計は矢板に埋め込んであり地盤との摩擦を軽減している。

模型矢板にはその上端から 60 mm の所に 2ヶ所穴をあけ、そこから 45 度の角度でアンカーを 2 本平行に設置した。アンカーヘッド部にはアンカーヘッド部にかかる張力を直接測定するために Fig. 2(b) に示す小型のロードセルを製作した。アンカー体の端部はロードセル共和 (LU-50KSB34D) と緊結した。(Fig. 3, Fig. 4 参照。)

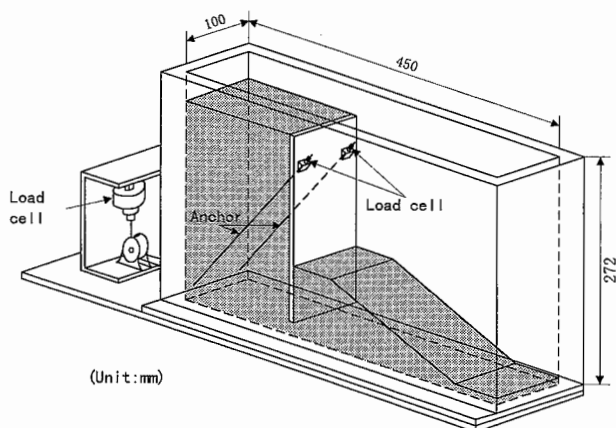


Fig. 3 View of Test Package.
模型地盤概要

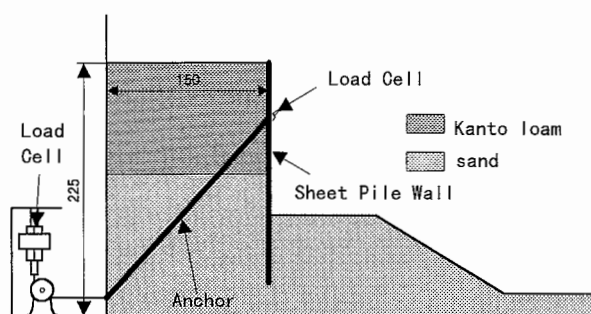


Fig. 4 Cross Section of Model (Cace7).
模型地盤の断面 (Cace7)

Table 2 Index properties of Kanto loam.
関東ロームの強度特性

比重	Specific gravity	2.72
液性限界	Liquid limit (%)	120.7
塑性限界	Plastic limit (%)	82.4
塑性指数	Plastic index	38.3
強度増加率 Strength increasing ratio c_u/p		0.213

2.4 模型地盤の作成

模型地盤の形状及びアンカーの設置状況を Fig. 3 に示す。試料容器の内寸は、幅 450 mm、高さ 272 mm、奥行き 100 mm である。

本実験においては、Fig. 3, Fig. 4 に示すように一段式のアンカー、矢板の設置条件及び地盤形状をほぼ一定とした。50G 場における矢板は実物に換算すると 10m の矢板に相当する。また、地盤の相違が土止めの

変形・崩壊及びアンカーへ与える影響について基礎的な知見を得るため地盤の種類を次のとおりとした。

- ① 関東ローム層（均一地盤）
- ② 砂層（豊浦砂均一地盤）
- ③ 互層地盤（上部：関東ローム，下部：砂層）

2.4.1 関東ローム地盤模型の作成

Table 2 に今回使用した関東ロームの強度特性を示す。

関東ローム地盤による模型は次のように作成した。

- ① 関東ロームをある程度乾燥させた後、組織を破壊しないように手で細かくほぐした後、2 mm 角のメッシュのふるいにかける。
- ② この関東ロームにスプレーで所定量の水を吹きかけながら混合することにより目標の含水比に調節する。
- ③ 目標の含水比になった関東ロームを模型容器に入れ均等になるように均し、上部からペロフラムシリンダーを用いて 0.7 kgf/cm^2 (69 kPa) の圧力で圧縮し、一回当たり 6 cm 毎の層厚として 24 cm の高さまで作成する。なお、一回の圧縮時間を約 1 分とした。
- ④ 次に模型地盤の上方から鉛直に矢板模型を所定の位置に差込む。
- ⑤ 試料容器の前壁及び後壁を取り外し、2 cm 角のメッシュをカオリンで描いた後、Fig. 4 に示すような形状に整形する。
- ⑥ 模型のアンカーは矢板側のアンカーヘッド部からテフロンチューブ（外径 2 mm、内径 1.5 mm）の中にステンレス製のワイヤロープ（直径 1 mm）を挿入したものを Fig. 3 のように設置する。テフロンチューブはアンカー（ワイヤロープ）と地盤との摩擦を除去することで地盤の違いによる摩擦力の差異の影響をなくするとともに、アンカー定着端部に張力が直接作用するために用いたものである。
- ⑦ ヘッド部には小型のロードセル (Fig. 2(b)) を設置した。また、定着部の端部は Fig. 3, Fig. 4 に示すようにロードセルに緊結し、アンカーに作用する引張り力を直接測定した。なお、この端部の取り付け位置を微調整することでアンカーにかかる初期張力を調整することが出来る。

2.4.2 砂層地盤模型の作成

砂層地盤は豊浦砂 (dry silica sand) を用いて作成した。あらかじめ矢板、アンカーを固定した試料容器内に空中落下法により相対密度 D_r が約 90% となるように落下高さ、流量を調節して砂を降らせた。

この際、砂層の変位やすべり線を観察するため、1.5 cm 毎に色砂を降らした。また色砂の層の中間にター

ゲットを水平方向に 1.5 cm 間隔で設置した。

相対密度 (relative density (D_r)) が 90% においては、乾燥密度 (dry unit weight) は 1.6 gf/cm^3 、内部摩擦角 ϕ は約 42 度である。

2.4.3 互層地盤の作成

矢板下端から 100 mm までは密な砂層地盤 (相対密度 90%) を上記 2.4.2 の方法で作成した。その後、矢板を固定したうえで、上部に関東ローム地盤を 2.4.1 と同様の方法で作成した。ここでは互層における基本的な知見を得るために矢板長さの半分の 100 mm を砂層としその上部の 100 mm を関東ローム層とした。作成した地盤の模式図を Fig. 4 に示す。

2.5 実験方法

模型地盤を遠心載荷装置に搭載した後の遠心模型実験の手順は次のとおりである。

- ① 矢板の土圧、ひずみ及びアンカー張力の値を初期化する。
- ② アンカーに 1.0 kgf (9.8N) のプレロードをかける。
(アンカーの緊結部を調節)
- ③ 遠心加速度を上昇させ、50G に到達後すべての計測値が安定したことを確認する。
- ④ 遠心加速度 50G を一定に保った状態で、受働側を掘削装置を用いて崩壊が発生するまで順次掘削する。
- ⑤ 掘削過程における模型地盤を 35 mm カメラとカラービデオで撮影するとともに矢板の土圧・ひずみ、アンカーにかかる張力を測定する。

なお、掘削は矢板の直近から水平方向に土を取り除く方法で行った。一回の掘削深さは約 1 cm であり、掘削は崩壊が発生するまで実施した。ただし、崩壊が生じない場合は掘削深さを矢板下端部までとした。

Photo 1 に掘削実験直前の関東ローム模型地盤を示す。

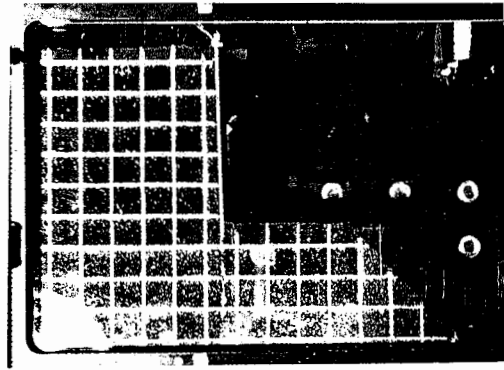


Photo 1 Profile of model before excavation. (Case5).
掘削実験前の模型地盤の様子 (Case5)

3. 実験結果

3.1 崩壊状況

実験条件及び結果を Table 3 にまとめて示す。Case5 から Case7 までの崩壊後の状況は Photo 2 に示すとおりである。

また、Fig. 5 に Case6, Fig. 8 に Case7 の地盤の変位状況を示す。これらの図では掘削開始前から掘削が進行して崩壊に至るまでの数枚の写真又はビデオ画像上の地盤側面の評点位置を結んだ線で変位を表している。矢板の変位は矢板側面の標点から同様に読み取ったものである。

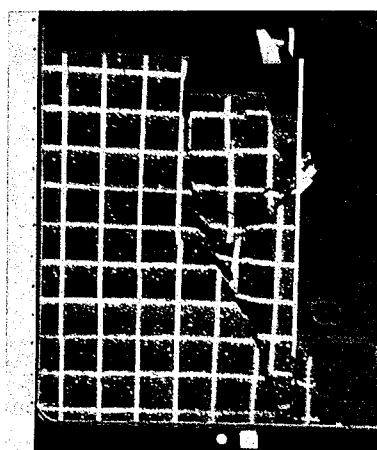
なお、本報では明確なすべり線が観察された時点を「崩壊」とした。

3.1.1 関東ローム地盤

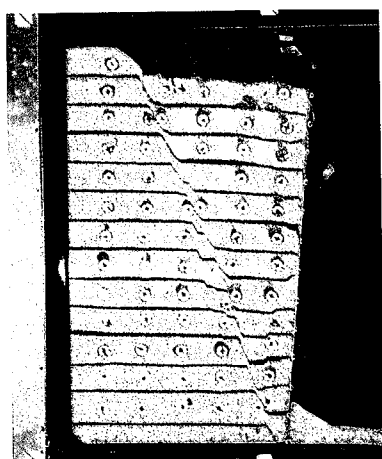
関東ローム層地盤 (Case5) では 50 G 下において掘削深さが矢板の下端部に到達しても崩壊しなかった。その後さらに遠心加速度 G を上昇させた結果、約 80 G ですべり線の発生とともに崩壊した (Photo 2(a) 参照。)

Table 3 Test condition and Results.
実験条件及び結果

Case	模型地盤	実験条件	試料	含水比 (%)	崩壊時の遠心加速度 (G) または根入れ深さ比 (L/H)*		崩壊形状等
1	鉛直自立地盤	遠心加速度	関東ローム	59.7	36.1G で崩壊し、さらに 45.0G で崩壊		のり肩付近の地盤が 80° のすべりで崩壊
2				88.1	36.6G で崩壊し、さらに 51.7G で崩壊		のり肩付近の地盤が 84° のすべりで崩壊
3	自立矢板地盤	上昇実験		86.7	43.2G	0.3*	矢板が前方に傾き、主働側 80°， 受働側 20° のすべり
4	アンカーによる 土止めを用いた地盤			82.7	90G においても崩壊せず		
5		掘削装置を用いた掘削 実験		81.2	50G 一定	崩壊せず	その後 G 上昇により、80G で崩壊
6			乾燥豊浦砂	0.075*		矢板下端から 65° のすべりにより、 くさび状に崩壊	
7	関東ローム＋ 乾燥豊浦砂		80.0	0.125*		砂層に 60° のすべり、関東ローム 層は鉛直に近いすべり	



(a) Kanto loam. (Case5)
関東ローム地盤 (Case5)



(b) Sand. (Case6)
砂層 (Case6)



(c) Stratum. (Case7)
互層地盤 (Case7)

Photo 2 Profile of models after failure.
崩壊後の模型地盤の状況

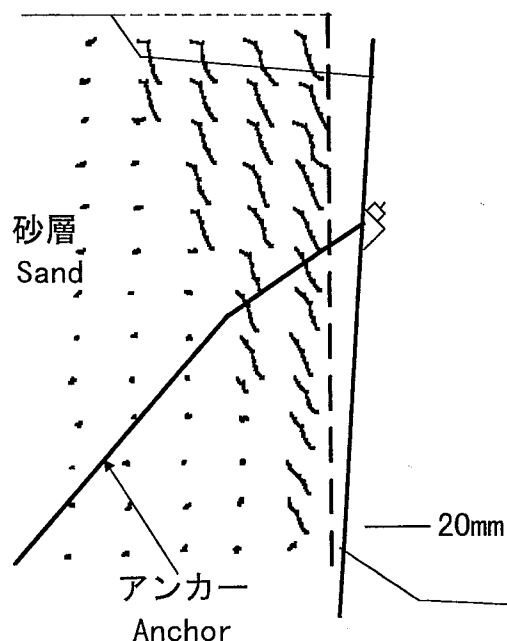


Fig. 5 Displacement vectors. (Sand:case6)
地盤変位図 (砂層: Case6)

関東ローム自立地盤 (Case1, 2) では、いずれも 40G 以下で掘削面からごく薄い範囲の土砂が滑落するように崩壊した。また、関東ロームを用いたの自立矢板地盤 (Case3) では 43.2G で崩壊しているのに対し、アンカーを設置した Case5 では掘削を終了しても崩壊には至らず、アンカーによる拘束効果が非常に大きいことが分かる。

3.1.2 砂層地盤 (Case6)

Photo 2(b) に砂層地盤 (Case6) の崩壊後の状況を示す。砂層地盤 (Case6) では、根入れ深さが 2.5 cm に到達した時に突然にすべりを伴う崩壊が発生した。その後掘削深さが増す毎に同一のすべり線に沿って数回に渡り崩壊した。すべり線の角度は水平面から約 65 度であった。

Fig. 5 に示すとおり、崩壊初期において背面地盤上部が水平方向に移動している。その後、すべり線の発生とともに矢板と地盤が掘削側に大きく移動して楔型状に崩壊した。

標点の変位から算出した最大せん断ひずみ (γ_{\max}) の発達状況を Fig. 6 に示す。掘削各段階で発生した崩壊の前後の写真から γ_{\max} を算出したものである。 γ_{\max} の大きさを円の大小で表している。せん断ひずみの分布から、すべり線が矢板下部から地表面まで繋がっているのが分かる。Fig. 6(c) では上部のせん断ひずみが大きく、矢板が倒れるように変位したのに対応している。

また、Fig. 7 に最大主ひずみ (ϵ_1) 及び最小主ひず

MAXIMUM SHEAR STRAIN 20% ○

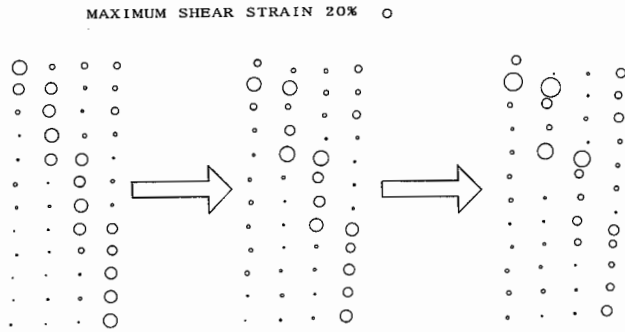


Fig. 6 (a) (b) (c)
Distribution of maximum shear strains.(%)
(Case6)
最大せん断ひずみ (γ_{\max}) の発達状況 (Case6)

PRINCIPAL STRAIN (ϵ_1) 40% —
PRINCIPAL STRAIN (ϵ_3) 40% —

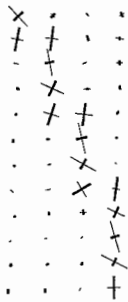


Fig. 7 Distribution of principal strains. (%) (Case6)
最大主ひずみ (ϵ_1) 及び最小主ひずみ (ϵ_3) の大
きさと方向 (Case6)

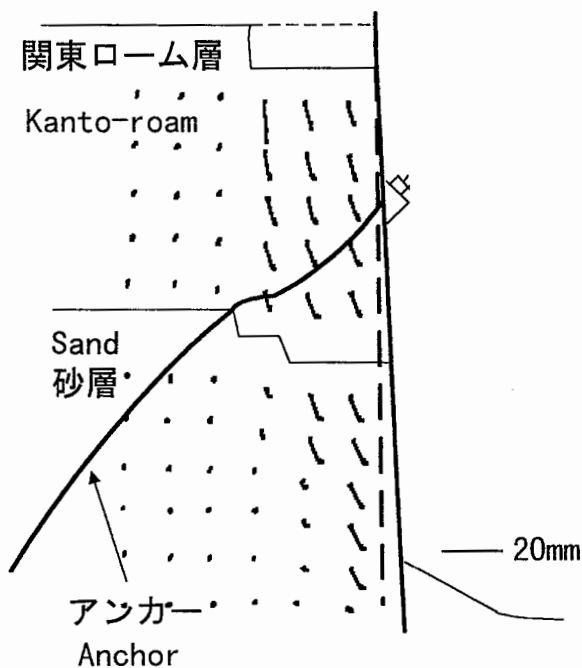


Fig. 8 Displacement vectors. (Stratum :case7)
地盤変位図 (互層 : Case7)

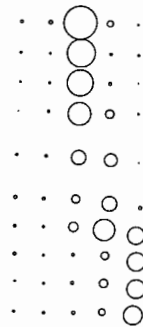


Fig. 9 Distribution of maximum shear strains.(%)
(Case7)
最大せん断ひずみ (γ_{\max}) の発達状況 (Case7)

Table 4 Table2 Displacements of Wall due to Failure.
崩壊による矢板変位量

矢板位置 Case	(mm) 水平変化		(mm) 鉛直変位 (沈下)
	上端	下端	
Case 6 (砂層)	8.0	6.2	10.0
Case 7 (互層)	2.0	4.4	6.0

PRINCIPAL STRAIN (ϵ_1) 20% —
PRINCIPAL STRAIN (ϵ_3) 20% —

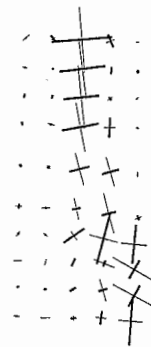
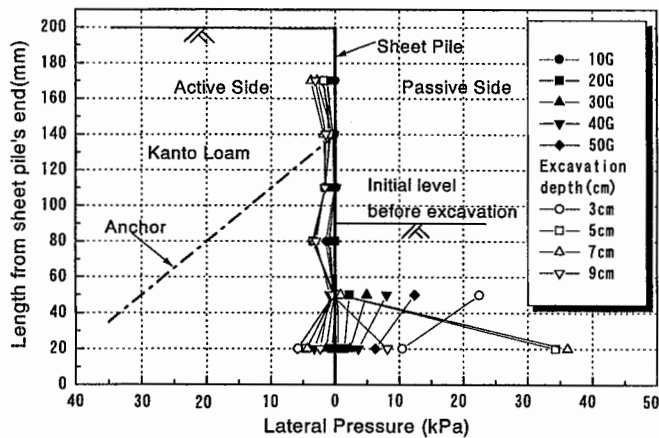


Fig. 10 Distribution of principal strains. (%) (Case7)
最大主ひずみ (ϵ_1) 及び最小主ひずみ (ϵ_3)

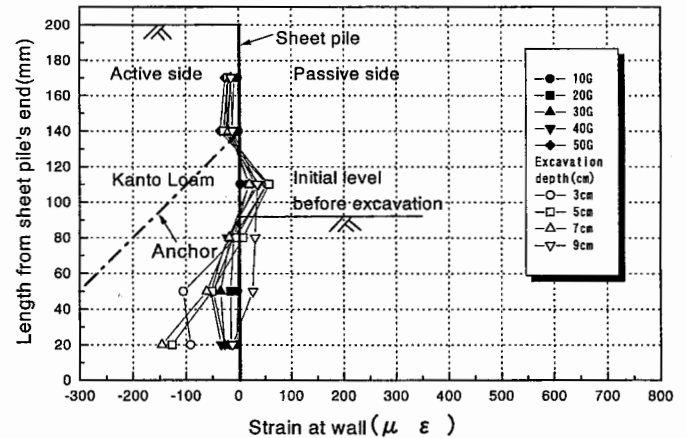
み (ϵ_3) の大きさと方向を示す。すべり線に沿って両ひずみが発達していることが分かる。

3.1.3 互層地盤 (関東ロームと砂層) (Case7)

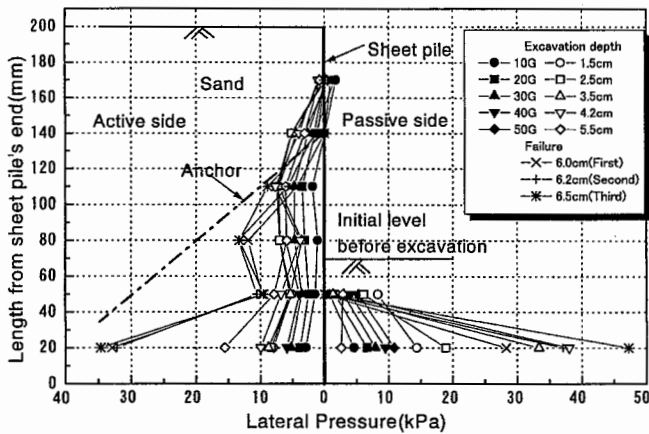
互層地盤 (Case7) の崩壊後の模型地盤状況を Photo 2(c) に示す。掘削が進み根入れ深さが 1.5 cm に到達した時点で崩壊は一瞬にして起こった。アンカー頭部を中心として矢板下部が掘削側に押し出されるように



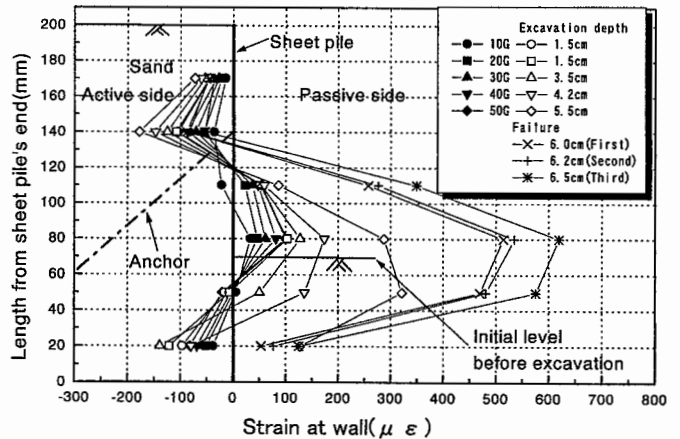
(a) Lateral pressures on wall. (Kanto loam: Case5)
矢板にかかる土圧分布 (関東ローム Case5)



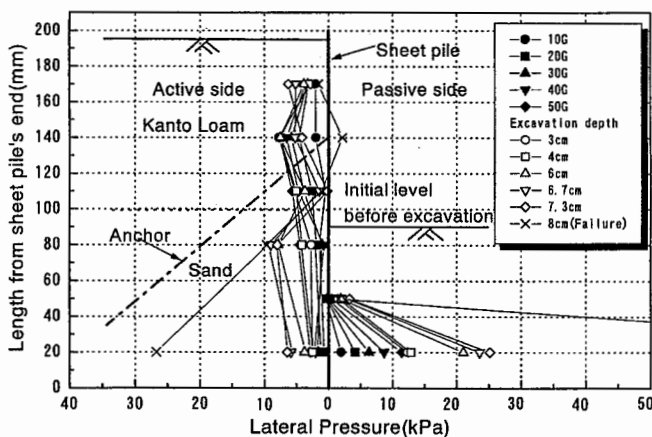
(a) Strains at wall. (Kanto Loam: Case5)
矢板のひずみ分布 (関東ローム Case5)



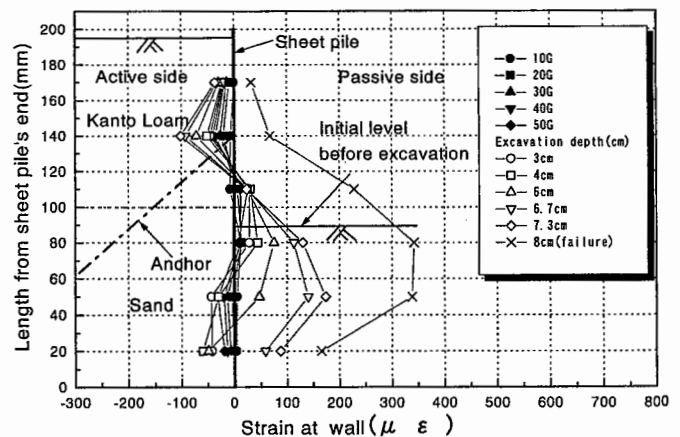
(b) Lateral pressures on wall. (Sand: Case6)
矢板にかかる土圧分布 (砂層: Case6)



(b) Strains at wall. (Kanto Sand: Case6)
矢板のひずみ分布 (砂層: Case6)



(c) Lateral Pressures on wall. (Kanto Loam + Sand: Case7)
矢板にかかる土圧分布 (互層: Case7)



(c) Strains at wall. (Kanto Loam + Sand: Case7)
矢板のひずみ分布 (互層: Case7)

Fig. 11 Lateral Pressures with depth on wall.
矢板にかかる土圧分布

Fig. 12 Strains at wall with depth.
矢板のひずみ分布

傾くとともに砂層が変位し、その上部の関東ローム層が支持を失い滑落崩壊した。互層下部の砂層におけるすべり面の角度は約65度であった。

崩壊後の矢板はFig. 5に見られるようにCase6では上部が先行して倒れるように傾いたのに対して、Case7ではFig. 8に示すとおり下部が押し出され足払いを受けたように傾いた。

互層地盤(Case7)の最大せん断ひずみ(γ_{max})の大きさをFig. 9に示す。関東ローム層ですべり線がほぼ垂直であったのに対応している。またFig. 10に最大主ひずみ(ϵ_1)及び最小主ひずみ(ϵ_3)の大きさと方向を示す。最小主ひずみ(ϵ_3)は関東ローム層で水平方向を示しており、矢板が足払いを受けるように変位したのに対応している。

Case6及びCase7ともに明確なすべり線の発生と矢板の沈下が見られた。矢板の沈下は、根入れ部分の砂層の鉛直支持力が十分でないため、アンカーの張力による鉛直成分の働きによって生じたものと考えられる。

Case6とCase7における掘削前から崩壊後の矢板の変位量をTable 4に示す。Case7の互層地盤において矢板上部での水平変位が少ないことがわかる。崩壊はまず矢板下部で変位が生じてすべり線が瞬時に発生する。Case6の砂層ではすべり線が直線となり地表まで繋がった。しかし、Case7の互層では砂層に生じたすべり線が上部の関東ローム層においては発達せず、また関東ロームは粘性土であるため砂層と比べて水平方向に変位せず、下方に滑落して崩壊したことが矢板上部の変位が少ない理由と考えられる。

3.2 矢板にかかる土圧及びひずみ

遠心力上昇時及び掘削進行時の矢板に作用する土圧(total lateral stress)分布をFig. 11(a),(b)及び(c)に矢板のひずみをFig. 12(a),(b)及び(c)に示す。

矢板に作用する土圧分布を見ると、関東ローム地盤(Case5)では、掘削過程において、主動側の土圧にあまり変化は見られなかったが、受働側の矢板下端部の土圧は増加している。

砂層地盤(Case6)では、主動側も、受働側も徐々に土圧は増加していくが、崩壊直前(5.5 cm掘削時)に主動側の矢板下端部の土圧の上昇度が大きくなっており、逆に矢板上部や中央部の土圧は減少している。崩壊時にさらに矢板下部の土圧が大きく上昇したが、その後の二次、三次の崩壊(同一すべり線に沿ってすべりが発生)ではほとんど変化が生じていない。

互層地盤(Case7)でも、主動側の土圧にCase6と同じ様な傾向が見られ、崩壊直前には矢板下部の土圧が増加している。崩壊後の矢板の土圧はCase6では下部

を中心に上昇していたのに対して、Case7では下部に土圧は発生しているものの矢板上部では土圧がほぼゼロとなった。

Case6, Case7のいずれの実験においても崩壊直前に矢板下部の土圧が約1.5倍に上昇し、次段階の掘削で崩壊した。

崩壊後の土圧分布はCase6とCase7で異なっていたが、これは矢板の変位、曲がりや前述した崩壊後の矢板の傾きに起因するものと考えられる。

矢板に発生するひずみの大きさはそれぞれの実験において異なっているが、アンカー取り付け部で矢板背面側に曲がり、その下部において掘削側にはらみ出す分布の傾向はほぼ同じであった。

掘削に伴う矢板の変位、矢板に生じるひずみ及び矢板にかかる土圧は主動側の地盤が主動化する時の応力—ひずみ関係と変形・崩壊時の矢板の変位の仕方に影響を大きく受けているものと考えられる。

掘削時の主動側の土圧については、ほとんど変化が見られなかったが、受働側では崩壊の以前から土圧の上昇が見られた。Rankineの土圧式により計算された受働土圧と比べ数倍の土圧が作用している。J.B. Burlandが指摘しているように、矢板直近の掘削下部を小段に残しておくことが現実的には有効であると考えられる⁴⁾。

3.3 アンカーにかかる張力

Fig. 13にCase5, Case6及びCase7における遠心加速度上昇時及び掘削時のアンカーにかかる張力の変化を示す。この値は2本のアンカーの平均張力である。いずれの場合も、遠心加速度上昇時に加速度に比例して張力は上昇している。しかし、50G一定における掘削過程では、掘削深さが増しているにも拘わらずほとんど変化が見られない。

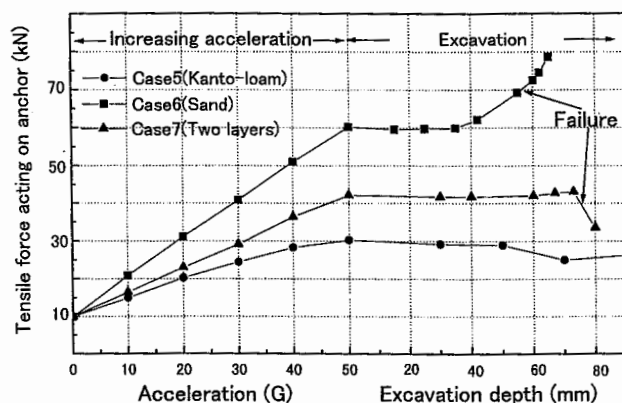


Fig. 13 Tensile force acted at one anchor during increasing acceleration and excavation.
遠心力上昇時及び掘削時におけるアンカー張力

崩壊直前の変化を見ると Case7 では変化がないが、Case6 では崩壊直前に増加し始めている。また、崩壊後の張力の変化を比較すると、矢板上部が大きく前方へ変位した Case6 では増加し、矢板の下部が前方へ変位した Case7 では減少している。

今回の実験では、矢板下端が動かないか動くかによって、安定化の方向に向かうか不安定化の方向に向かうかが異なっていた。すなわち、相対的に先に下端が動く矢板にかかる土圧が減少し、アンカーにそれ以上の荷重がかかる可能性が少なくなるが、下端が動かず上端が変位すると矢板にかかる土圧及びアンカー張力は変位とともに増大すると考えられる。

すなわち、すべり線発生時における矢板の傾き方向が、①矢板上部が前方へ傾く場合は、アンカー張力及び矢板にかかる土圧が上昇する。つまり 1. の研究目的で述べたような「変形が促進され急激な崩壊へと繋がる。」危険性を有していると考えられる。②一方、矢板下部が前方へと変位して傾く場合は、アンカー張力及び矢板にかかる土圧が減少し、変形はするものの崩壊にまで繋がらない可能性が高い。

つまり、矢板の変位の仕方は崩壊後のアンカーにかかる張力及び矢板にかかる土圧の変化に大きく影響し、ひいては崩壊の可能性の有無に対応しているものと考えられる。

文献²⁾の事故では、補強杭により根入れ部を補強中に土止めが倒壊した²⁾。土止め下部の補強杭によって土止めの下端が変位することが出来なかったために上記①のように矢板上部が前方へ傾き、変形が促進され急激な崩壊へと繋がった可能性があると考えられる。

アンカー、地盤、土止め矢板の挙動には密接な関係があり、これらの相互関係により複雑な挙動となる。さらに実施工においては施工状況、矢板と地盤との摩擦、掘削時の乱れ、水の影響などを考慮する必要があり変形・崩壊の予測は難しい。しかしながら、設計、施工の各段階はもとより、なんらかの異常が認められた場合においては土止めの全体系として「変形が促進し急激な崩壊へと繋がる」変位発生の可能性を検討する必要があると考えられる。

4. 数値解析

4.1 ランキン土圧及び極限つりあい法による解析

Table 5 は、根入れ深さを L 、矢板の長さを H として安全率が 1 となる L/H の値を、Rankine 土圧及び極限つりあい法により求めた値と、実験における崩壊時の値とを比較したものである。その結果、極限つりあい法により求めた値のほうが実験値に近くなった。

Table 5 L/H at safety factor equal to 1.
安全率が 1 となる L/H の値

	実験値 (崩壊時)	Rankine 土圧 より求めた値	極限つりあい法 により求めた値
Case 5 (関東ローム地盤)	崩壊せず	0.42	$F_S > 1$
Case 6 (砂層地盤)	0.125	0.18	0.12
Case 7 (互層地盤)	0.075	0.17	0.06

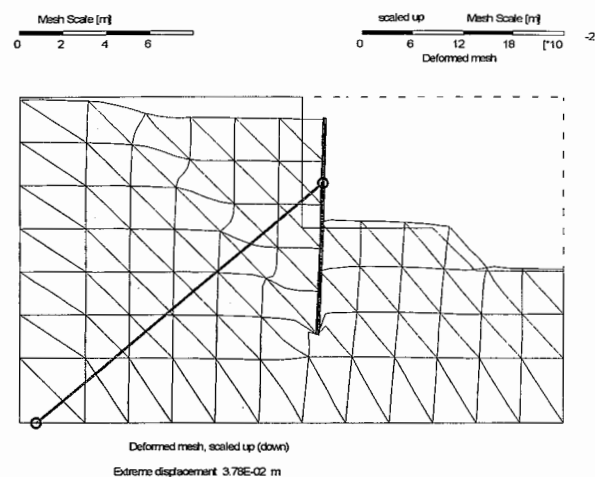


Fig. 14 Calculated deformation mesh (Sand).
砂層における変形図 (有限要素法計算結果)

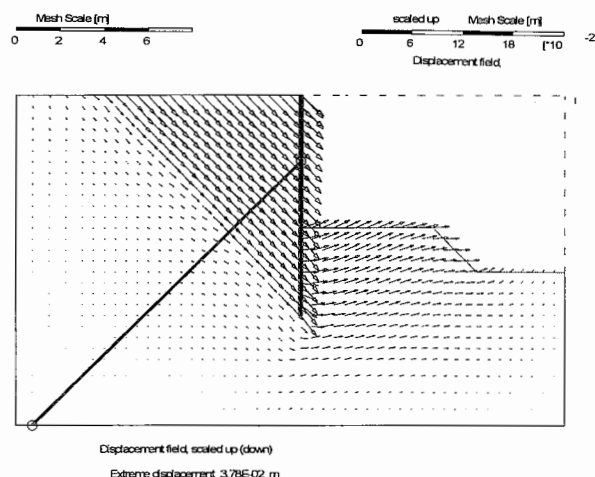


Fig. 15 Calculated displacement (Sand).
砂層における変位図 (有限要素法計算結果)

遠心模型実験等において、あらかじめ崩壊時期を予測する簡易的な算出方法としては、実験結果からすべり線を特定する極限つりあい法のほうが合理的と思われる。

4.2 有限要素法

有限要素法による解析には有限要素法プログラム「Plaxis」を用いた。解析では掘削部の要素を段階的に取り除くことにより遠心模型実験における掘削過程を再現する計算を行った。

砂層地盤の解析の材料モデルとして Mohr-Coulomb の式を用いた。

土止め壁（シートパイル）及びアンカーの EI 及び EA は模型を実物大に換算して単位幅当たりそれぞれ土止め壁（シートパイル）は EI 及び $EA = 1.0 \cdot 10^6$ (KN・m²/m), アンカーの引張部は $EA = 7.5 \cdot 10^6$ (KN・m²/m) とした。

解析結果の代表的な例として、砂層地盤の掘削による変形の図及び変位ベクトルを Fig. 12 及び Fig. 13 に示す。

すべり線が生じるまでの範囲で模型地盤内の現象と比較する事が出来る。しかしながら要素が切断されるような大変形には追従していない。モデルの設定、解析条件の設定、精度の改善を図る必要があると考えられる。

5. まとめ

関東ローム地盤、砂層地盤及び互層地盤（関東ロームと砂層）の三種類の地盤に一段式アンカー模型を設置し遠心場において掘削を行い、土止めの崩壊までの変形・挙動を調べた。その結果、次のような知見を得た。

- (1) 今回開発製作した掘削装置により遠心場での掘削が可能となった。
- (2) 掘削の進行に伴い砂層地盤、互層地盤では土圧と矢板のひずみ（曲げ）が増加するが、関東ローム地盤ではほとんど変化がなかった。また、土止め矢板にかかる土圧分布は地盤の種類によって異なっていた。掘削に伴う矢板の変位、矢板に生じる歪及び矢板にかかる土圧は、主働側の地盤が主働化する時の応力一歪関係及び矢板変位の影響を大きく受けると考えられる。
- (3) 崩壊はすべり線の発生を伴い瞬時に発生し、崩壊地盤の崩壊形状はほぼ楔形状で崩壊時に矢板とともに下方向へ変位した。
- (4) アンカーの変形・崩壊時においては、地盤の変位、矢板の変位とひずみ、土圧、アンカー張力は相互に密接に関連している。例えば、今回の実験のようにアンカーの設置角度が鉛直に近い場合は、矢板が下方向に変位するとアンカーの張力による拘束効果が減少し、矢板及び背面の地盤が掘削側に変位し、結果として土圧及びアンカー張力の上昇

を招く恐れがある。

- (5) 矢板下端よりも上端の変位が大きい場合、すなわち上部が先行して倒れるように崩壊した場合に土圧とアンカー張力が上昇した。矢板上部が倒れるように変位する場合は、さらにアンカー張力が増大するなど崩壊の危険性が高まる可能性があると考えられる。
- (6) 掘削が進行する過程でアンカー張力、矢板にかかる土圧はほとんど変化しなかった。しかし、崩壊直前には矢板下部の主働側の土圧が約 1.5 倍に増加するなど崩壊前に地盤側（主働側）の矢板下部にかかる土圧が変化する現象が見られた。
- (7) 崩壊時の掘削深さと比較すると極限つりあい法から算出した値が模型実験における値に近い。有限要素法による解析を含め入力定数の検討等、さらなる検討が必要である。
- (8) 本報告では、限定された条件下の実験ではあるが、その結果に基づき変形・崩壊挙動と危険性を指摘した。より一般化した結論を得るには、遠心模型実験の質的及び量的な向上を図るとともに実際の施工現場との対比等に基づく検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1) グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，地盤工学会，1993.
- 2) 根切り・山留めのトラブルとその対策編集委員会，根切り・山留めのトラブルとその対策，(社)地盤工学会，1997.
- 3) 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. Centrifuge94 Singapore, Rotterdam, Balkema, pp. 663-668, 1994.
- 4) J.B. Burland, Observations and Predictions of Movements around Excavations in London Clay. NNGI Report No.4, pp.1-38, 1996.
- 5) Bolton, M.D., Mechanisms of ground deformation due to excavation in clay. Excavation in urban areas. Proc. 2nd KIG Forum. Kobe, Japan, 1993.
- 6) Kimura, T., et al., Stability of unsupported and supported vertical cuts, 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore, pp. 61-70, 1993.
- 7) Tanaka, Y., Behavior of braced excavation in soft clay and the undrained shear strength for passive-earth pressure. Soils and Foundations, Vol. 34, pp. 53-64, 1994.

- 8) Toyosawa Y., Horii N., Tamate S. and Suemasa N., Failure characteristics of sheet pile wall in Centrifuge tests, Geotechnical aspects of underground Construction in soft ground, Balkema, pp. 225-230, 1996.

(平成 10 年 2 月 18 日受理)