

遠心応力場での圧力泥水による地盤支持実験

後藤 茂¹・杉山博一²・後藤 徹³・池田昭栄⁴・岡崎雅好⁵

¹正会員 工博 清水建設(株) 技術研究所 (〒135 東京都江東区越中島3-4-17)

²正会員 工修 同 (同)

³正会員 清水建設(株) 土木本部 (〒105-07 東京都港区芝浦1-2-3)

⁴フェロー 清水建設(株) 土木東京支店 (〒105-07 東京都港区芝浦1-2-3)

⁵正会員 同 (同)

圧力泥水による掘削地盤の支持メカニズムを検討するための実験装置を開発した。この装置は自由に開閉できる開口を底部に設けた土槽とその直下に設置した泥水室を主体にしたものであり、遠心応力下で圧力泥水により開口部の地盤を支持させ、泥水圧を変化させることにより地盤に変形を生じさせるものである。この装置を用い、木節粘土を先行圧密させて作製した模型地盤の圧力泥水による支持実験を行い、以下の結論を得た。①今回開発した実験装置を用いることにより泥水による地盤の支持メカニズムの実験を高い応力場で行うことができ、地盤変形の進展を観察することができる。②木節粘土を先行圧密して作製した地盤は泥水圧の低下に伴い小さな破壊が逐次大きなすべりへと発展していく。③地盤を支持できる限界の泥水圧は鉛直方向の全土圧で正規化すれば地盤の非排水せん断強度の指数関数として良く近似できる。

Key Words: geotechnical centrifuge, mud slurry, clay, fracturing

1. はじめに

粘土の懸濁液である泥水は掘削した地盤を安定させるために広く用いられている。地盤調査等で行われるボーリングでは古くから削孔時の循環液として泥水が用いられており、泥水により孔壁の安定と削孔土砂の排出が行われている。土木工法でも泥水を用いたものは多く、連続地中壁工法等では掘削した溝に泥水を満たして溝壁の安定をはかっており、また、都市トンネル工法の主流になっているシールドトンネル工法でも泥水式シールドは地盤を掘削するカッターの直後にチャンバーを設けて加圧泥水を循環させ、切羽の安定とチャンバー内に取り込まれる掘削土砂の搬出を行っている。このように、掘削した地盤を安定させるために泥水を用いている例は多く、泥水の性質に関する研究等も行われている¹⁾。

泥水による地盤安定のメカニズムについては、一般的には泥水が地盤に浸透するときに切削面にできる泥膜により地盤と泥水が分離され、泥膜を挟んだ地盤と泥水との圧力のバランスにより安定が保たれると言われている¹⁾。したがって、泥水による地盤安定には泥水の性状とともに泥水による作用圧力が重要な要素になる。ボーリングや連続地中壁工法では泥水に付加圧

を作用させないため地盤に作用する泥水圧は泥水の密度と深度から一意的に決まるのに対し、泥水式シールドでは作用させる泥水圧をコントロールして切羽の安定を確保するため、作用させる泥水圧の値が工事を安全に進めるための重要な管理項目になっている。しかし、地盤を支持するのに最適な泥水圧について明らかになっていない点が多い。

過剰な泥水圧が地盤に作用した場合についてはすでに研究が進んでおり、地盤に引き裂くような割裂破壊が生じて逸泥がおこる可能性が高くなることが知られている。森ら²⁾はその割裂の発生する圧力値は地盤の側方応力と地盤強度で予測できることを明らかにした。したがって、圧力泥水で地盤を支持する場合は割裂の発生圧以下に圧力を保てば割裂に伴う逸泥を防ぐことができるので、圧力管理する場合の上限值は明らかにされたと考えることができる。

一方、泥水圧が過小な場合には地盤が不安定になり掘削側に崩壊することが定性的には容易に認識できるが、これまでの研究では泥水の圧力低下による地盤の崩壊に関するものは極めて例が少なく、地盤の支持のための泥水圧の下限値については未だ明らかになっていない。これまでの研究でも地山の呼び込みについて検討された例があり²⁾⁶⁾、坑内圧気を考慮するため等か

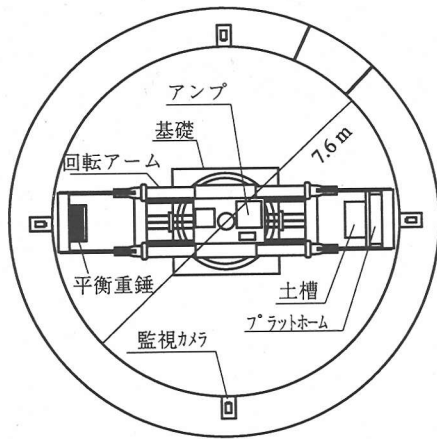


図-1 遠心載荷装置の概略図

ら泥水を用いた場合と同様に地盤流入に対する抵抗圧を考えたものもある。しかし、そのほとんどが実際の地盤中に比較して著しく低い応力状態での検討となっており、力学的挙動に応力依存性の高い地盤での問題についての適用性は明確になっていない。

著者らは遠心力載荷装置を用いることにより地中の高い応力状態を実験室で再現し、その応力の下で模型地盤を圧力泥水で支持することにより泥水による作用圧力と地盤の変形状態を検討するための模型実験装置を開発した。本論文は開発した装置と、それを用いて行った比較的軟弱な粘性土地盤での圧力泥水による地盤支持機構の実験結果について述べるものである。

2. 実験装置

(1) 遠心載荷装置

図-1は実験に用いた遠心載荷装置を示したものであり、この載荷装置のプラットフォームに後に述べる泥水による地盤支持実験装置を搭載し、高速回転することによって模型地盤に所定の遠心加速度を作用させる。

この載荷装置は有効回転半径が3.11mであり、遠心加速度は200Gまで作用させることができる。また、搭

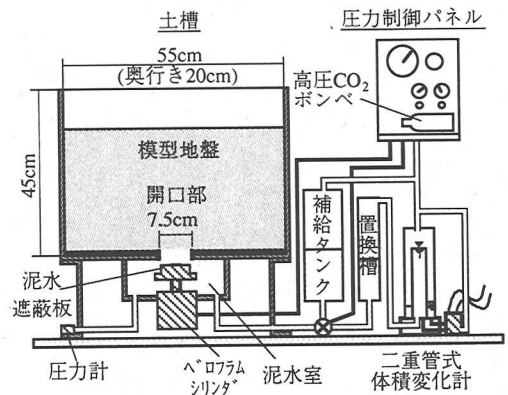


図-2 泥水による地盤支持実験装置の概念図

載能力は作用させる遠心加速度によって変化するが、100G場で750kgの実験装置等を搭載する能力がある。

回転駆動にはフィードバック制御の油圧モーターを使用しているため低速でも安定した回転速度を維持することができる。

(2) 泥水による地盤支持実験装置

図-2に圧力泥水による地盤支持実験装置の概念図を示す。この装置は模型地盤を入れる土槽と圧力泥水を入れる泥水室および泥水の圧力や体積変化を測定する計測部分と圧力を供給する圧力制御パネルとから構成されている(写真-1~写真-3参照)。

土槽は内寸が幅55cm、奥行き20cm、深さ45cmであり、底盤にはポーラスストーンが敷き詰めてある。底盤中央には幅7.5cm、奥行き20cmの開口部が設けてあり、その直下に泥水室が設置してあるが、常時は遮蔽板により開口部は閉じられている。開口部の幅は土槽の幅の約1/7であるが、今回の実験では模型地盤の高さを20~30cmにすることにより開口部を開放したときの地盤の挙動に土槽側板の影響が及ばないように配慮した。但し、一部のケースでは上載圧を作用させるために上部に標準砂を10cm程度載せた。開口部の遮蔽板はペロフラムシリンダーで昇降する構造になっており、ペロフラムシリンダーに送る圧力ガスを遠隔操作で切り換えられるため、遠心載荷中でも開口部を開閉することができる。

計測部分は泥水の圧力を測定するひずみゲージ式の圧力計や泥水供給タンクおよび体積変化計等からなっており、泥水室とは3/8インチの耐圧ホースでつながれている。泥水への加圧は圧力制御パネルから供給される圧力ガスを用いて泥水供給タンクおよび体積変化計内で行われるが、泥水室と泥水供給タンクまたは体積変化計の接続は圧力切替式のバルブによって切り替え

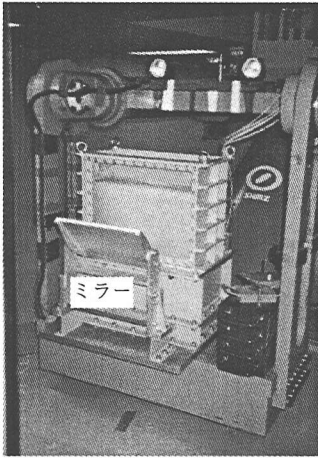


写真-1 遠心载荷装置に乗った実験土槽

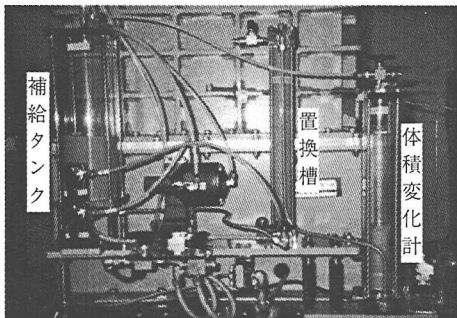


写真-2 土槽裏側に配置した計測部分

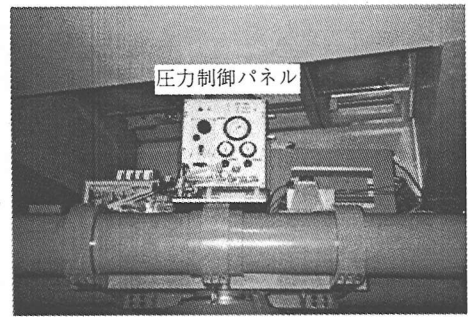


写真-3 遠心载荷装置中心部に配置した圧力制御パネル

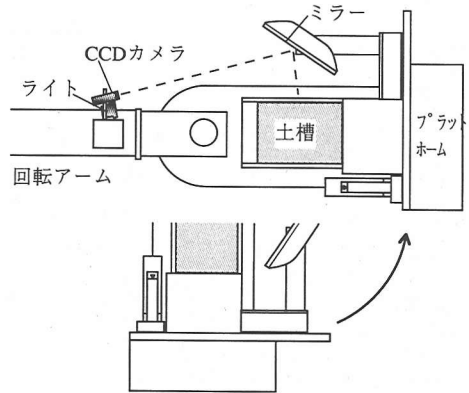


図-3 遠心载荷中の土槽側面の撮影概念図

ることができる。地盤の支持のための泥水圧が不足して泥水室へ地盤が迫り出すと、対応した量の泥水が泥水室から計測部分へ排出されるため、その排出量を測定することにより地盤の泥水室への侵入量を求めている。泥水室から排出された泥水は置換槽で清水と置き換えられた後に二重管差圧計方式の体積変化計の内管に導かれる。この体積変化計の内管の天端は土槽底盤と同じ高さに合わせてあるため、実験開始時に内管を満たした状態にすることにより土槽開口部での泥水圧はほぼ圧力制御パネルからの付加圧のみになるので容易に制御できる。また、差圧計を用いて内管および外管の水圧と背圧の差を測定しているため、内管がオーバーフローした後も外管が満たされるまで体積変化の測定が可能であり、トータルとして 400cm^3 (± 200cm^3)の測定能力がある。

圧力制御パネルは遠心载荷装置中心部分に搭載されており1/4インチの耐圧ホースで計測装置部分とつながっている。この圧力制御パネルは小型の高圧 CO_2 ボンベを内蔵しており、それを圧力源として、非開放型

レギュレータを介して泥水の加圧制御を行うとともに、圧力切替式のバルブの作動や開口部遮蔽板の昇降のための加圧ガスの供給等を行う。なお、圧力制御パネルへは計測室内のリモートコントローラーからスリップリングを経由して制御信号が送られるため、計測室の中から泥水圧力の昇降や開口部の開閉等を行うことができる。

今回の実験では泥水圧や体積変化などの数値データの他に地盤の変形状態も画像データとして計測している。土槽の一方の側板は透明な強化アクリルボードを使用しており、実験前後の模型地盤の状態を側方から観察することができる。また、図-3に示すように、遠心载荷装置のアームの先端に小型CCDカメラ1基と照明用ライト2基を設置するとともに土槽側方にミラーを配置してあり、遠心载荷中を通して模型地盤の状態を連続して観測することが可能である。CCDカメラで撮影された画像データはスリップリングを経由して計測室に転送され、通常のビデオデッキにより収録される。この画像データは撮影開始からの時間が正確に把

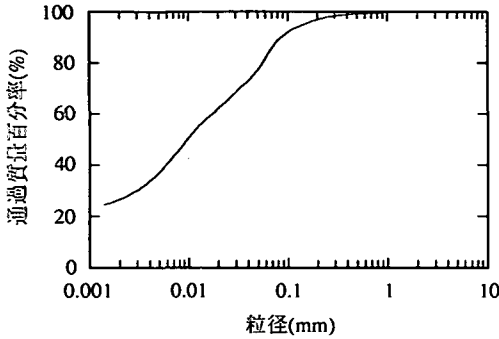


図-4 実験に用いた木節粘土の粒径加積曲線

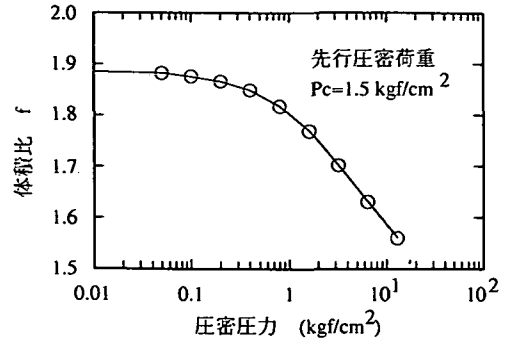


図-5 先行圧密後の試料の圧密特性曲線

表-1 木節粘土の物理的性質

土粒子密度 g/cm ³	液性限界 %	塑性限界 %	塑性指数
2.632	32.8	14.5	18.3

表-2 先行圧密後の模型地盤の物性

先行圧密荷重 kgf/cm ²	1.0	1.5	2.0
乾燥密度 g/cm ³	1.39 - 1.43	1.45 - 1.49	1.46 - 1.53
含水比 %	32.0 - 34.0	30.0 - 31.5	28.0 - 30.5
一軸圧縮強さ kgf/cm ²	0.20 - 0.22	0.37 - 0.40	0.55 - 0.62

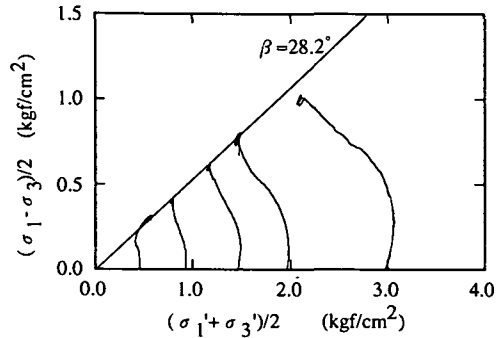


図-6 試料の有効応力経路

握することができるので、実験開始からの経過時間を介して圧力計や体積変化計のデータとの同時性を確保することが可能である。

3. 粘性土地盤の遠心実験

(1) 模型地盤の作製方法

今回の実験では木節粘土を用いて模型地盤を作製した。図-4に使用した木節粘土の粒度分布を示すが、粘土分は40%、シルト分は50%の粘性土である。表-1に木節粘土の土粒子密度等の物理的性質を示すが、液性限界LLが32.8%、塑性限界PLが14.5%、塑性指数Ipが18.3であり、土の分類では粘質土CLにあたる。

乾燥した粉末状態の木節粘土に重量比で62.5%の水を加え、飽和度を高めるために真空中で混合攪拌して液状にしたものを土槽に満たした。但し、圧密中のフリクションの軽減のために土槽側板にシリコンオイルを塗布した後に厚さ0.25mmの天然ラテックスのゴムシートを貼った。

模型地盤は載荷板を介してペロフラムシリンダーを用いて所定の荷重を載荷することにより先行圧密させたが、今回の実験での先行圧密荷重Pcは1.0, 1.5, 2.0kgf/cm²(但し、1.0kgf/cm²=98kPa)である。圧密中の排水は上部の載荷板および底部のポーラストーンを通して行えるので両面排水であり、7~10日間載荷を行った後に除荷した。表-2に圧密終了後の模型地盤の密度等を示すが、初期練り混ぜ時の含水比62.5%のものが圧密後は28~34%程度になっている。

圧密終了後の模型地盤から試料を切り出して圧密試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮(CU)試験を行い力学特性を把握した。図-5は切り出した試料の圧密試験結果であるが、圧密降伏荷重は土槽での先行圧密時の荷重とほぼ等しくなっており、圧密が模型地盤に充分行き渡っていることがわかる。図-6は三軸圧縮試験時の供試体の有効応力経路を示したものである。試料はせん断の進行とともに過剰間隙水圧が上昇して破壊に至っており、破壊平面は約28°の傾きを持っている。

圧密が終了した後に強化アクリルボードの側板を外し、変形状態の観察のために模型地盤の側面にカラーラッカーでマーキングを施した後に側板を元のように

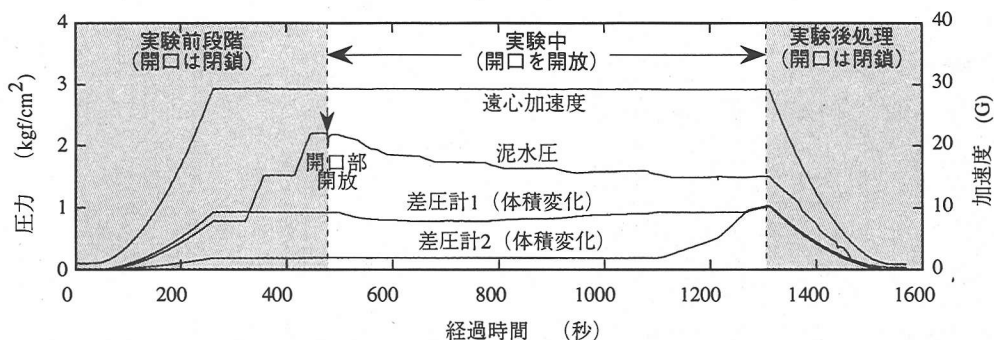


図-7 実験中の典型的な遠心加速度，泥水圧，体積変化の経時変化

組み立てた。但し、このときはビデオカメラによる観察の状態を良くするために、ゴムシートを用いずにアクリルボードの内側にシリコンオイルを塗布して側板と模型地盤のフリクションを軽減した。

模型地盤を支持する泥水としてはベントナイトの10%濃度溶液を用いた。ベントナイトは豊順（浅間印）を用いたが、泥水の比重は1.05～1.06、ファンネル粘性は29～33秒であった。

(2) 実験手順

模型地盤の圧密が終了した後に泥水による地盤支持実験を行ったが、実験手順は以下の通りである。但し、地下水位は模型地盤の地表面と同一とし、土槽底盤のポーラストーンの排水経路は閉じた。作用させた遠心加速度は30Gである。

- ①泥水室および泥水補給タンク等に泥水を入れ、経路中の空気を除く。
- ②実験土槽等を遠心載荷装置のプラットフォームに搭載し所定の回転速度で回転することにより、地盤に遠心加速度を作用させる。
- ③遠心加速度を作用させた状態で泥水圧を所定の値まで上昇させた後に開口部を開放して泥水により地盤を支持させる。
- ④地盤を支持している泥水圧を徐々に低下させ、その時の地盤の泥水室への迫り出し量を計測するとともに、CCDカメラで地盤の状態を観察する。
- ⑤体積変化計の値や地盤の状態から地盤が完全に崩壊したことを確認した後に開口部の閉鎖、泥水圧の除去、遠心載荷の停止等を行う。

(3) 実験結果

図-7は遠心載荷開始から実験終了までの遠心加速度，泥水圧，体積変化計の計測結果の一例を示したものである。実験前段階で載荷装置の回転数が上昇して

いくと泥水に作用する加速度が上昇するため泥水圧および体積変化計の指示値が上昇していく。但し、階段状に泥水圧が上昇しているのは実験開始時の所定の値に合わせるために人為的に行ったものである。また、回転数が定常になった段階では体積変化計の指示値は安定しており、装置や開口部遮蔽板からの泥水のリーク等は生じていない。

開口部を開放すると、まず、体積変化計の内管の水位と背圧の差を測定する差圧計1が反応し、地盤の変形が進み内管がオーバーフローすると外管の水圧と背圧の差を測定する差圧計2が反応して計測を継続する。

写真-4～写真-6はCCDカメラで撮影した土槽側面の様子であり、ミラーの寸法等から土槽全体は映っていないが、開口部の開閉から泥水圧の低下に伴う地盤の崩壊までの様子が詳しく観察できる。図-8は実験終了時の開口部近辺の模型地盤の状態であり、地盤には多数のすべり線が生じている。これらのすべり線は同時期に発生したものではなく、CCDカメラによる観察によれば、まず開口部直上に山形のすべり線①が発生し、その後は番号の順番にすべり線が発生していった。このように、今回の実験では地盤に生じた規模の小さな破壊が逐次大きな破壊へと発展していく現象が生じていたが、実験中を通じた画像データの観察により破壊の進展の様子を詳細に把握できた。

(4) 考察

実験装置の概念図に示したように今回の装置では土槽底盤の開口部と泥水圧の計測位置の高さが異なっているため両者の高さの差に泥水の密度、遠心加速度を乗じて圧力差を求め、泥水圧の実測値に加えることにより開口部での泥水圧を求めて以下の検討に用いた。

図-10は開口部位置の泥水圧と体積変化計で求めた地盤の泥水室への迫り出し量の典型的な経時変化例を

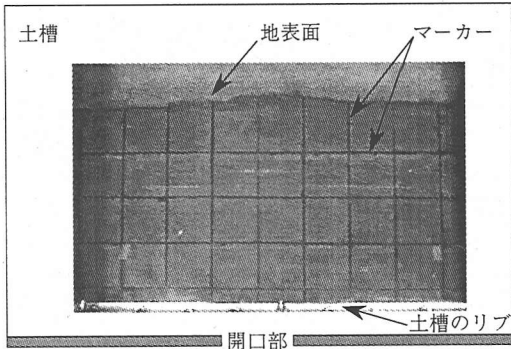


写真-4 開口部開放直後の模型地盤

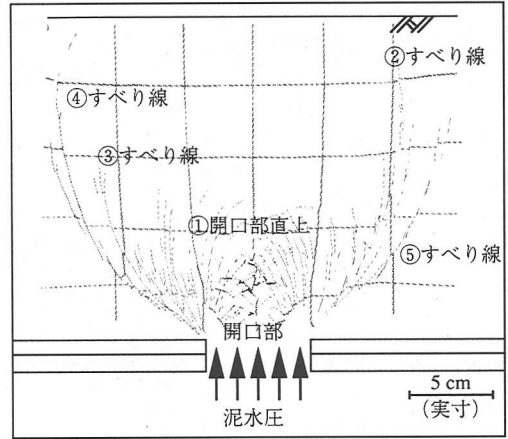


図-8 模型地盤の破壊状況

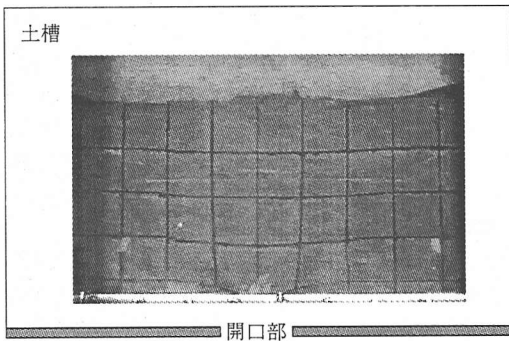


写真-5 泥水圧の低下に伴い変形を始めた模型地盤

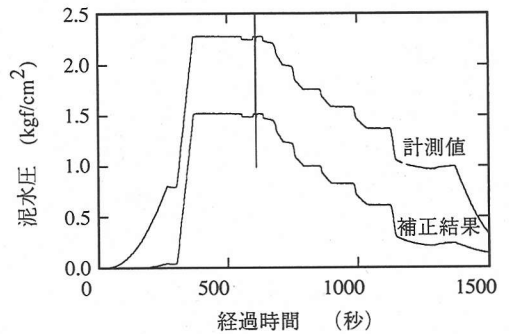


図-9 開口部位置泥水圧の補正

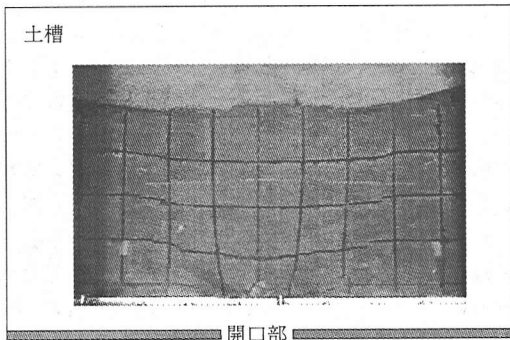


写真-6 破壊され多くのすべり線が生じた模型地盤

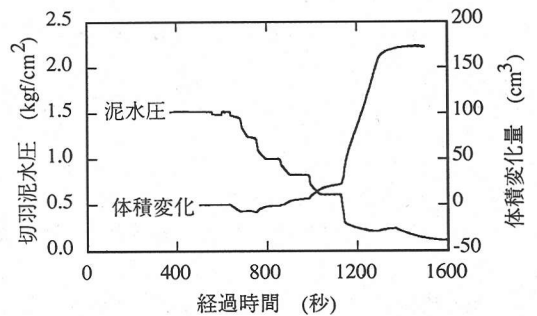


図-10 典型的な泥水圧と体積変化の経時変化

示したものである。開口部を開くと泥水が多少土槽底部のポーラスストーンにリークするために体積変化計の測定値が低下するが、泥水圧を低下させていくと地盤が泥水室に迫り出してくるため体積変化計の指示値は上昇してくる。図-11は開口部位置の泥水圧と地盤の迫り出し量の関係の一例を示したものであり、地盤が泥水室に流入してくる過程は体積計の指示値が減少

から増加に反転する圧（迫り出し圧）と体積変化計の指示値が急速に増加する圧（流入圧）が判読できる。図中の丸囲み数字は図-8に示したすべり線の発生時期に対応するものであり、流入圧以降で地盤の破壊が生じている。表-3は今回の実験結果であり、地盤高さとの開口部の幅の比が3~5の範囲で行っているが、ほとんどのケースにおいて流入圧以降で地盤の変形が観測

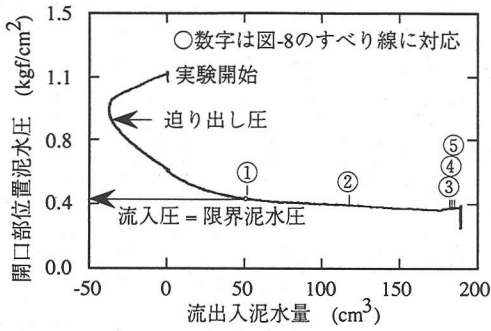


図-11 典型的な泥水圧と流入量の関係

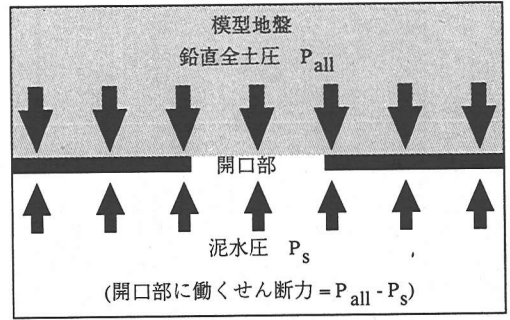


図-13 開口部での力の釣り合いの概念図

表-3 実験結果一覧表 単位: kgf/cm²

地盤の特性		開口部の初期応力		泥水圧	
先行圧密荷重	一軸圧縮強度	鉛直全土圧	間隙水圧	迫り出し圧	流入圧
1.0	0.21	1.51	0.82	0.93	0.88
1.5	0.38	1.50	0.81	0.78	0.43
1.5	0.36	2.06	0.81	1.09	0.75
2.0	0.50	1.48	0.82	1.14	0.32
2.0	0.60	1.46	0.78	0.88	0.45
2.0	0.56	2.21	0.74	0.89	0.41

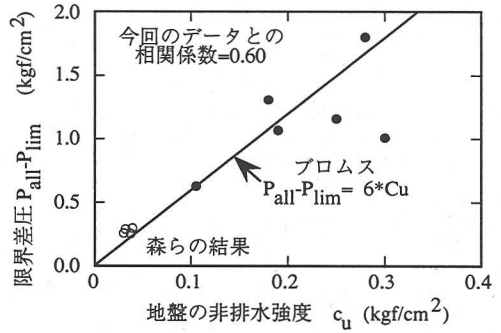


図-14 限界差圧と地盤強度との関係

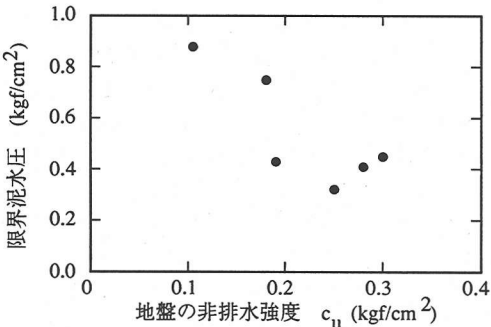


図-12 地盤を支持する限界泥水圧と地盤強度との関係

の非排水せん断強度のみで限界泥水圧が決まるとは言いがたい。

これまでの研究では土圧と地盤の流入抵抗圧の差に着目して地盤強度との関係を検討したものがある。Broms³⁾は土被り圧と圧気圧(抵抗圧)の差と地盤のせん断強度の比が次式を満たす場合に地盤が主働破壊せずに安定するとしている。

$$\frac{\gamma H - F}{c_u} \leq 6 \quad (1)$$

但し、ここで γH は土被り圧、 F は取り込み抵抗圧、 c_u は地盤の粘着力である。

また、森らは π シールドの模型実験を行い、式(1)の左辺が4~5以下であることが地盤安定に必要なであるとしている。開口部付近での力の釣り合いを考えると、全応力表示の鉛直土圧(以下では鉛直全土圧と呼ぶ)に対し、泥水圧が抵抗する形態になっており、鉛直全土圧から泥水圧を引いた差が開口部付近の地盤に働くせん断力になる(図-13)。図-14は今回の実験での鉛直全土圧と流入圧の差を限界差圧として取り、地盤強度との関係を示したものである。図にはBromsの提案式と森らの実験結果も記載してあるが、土被り圧を鉛

されるようになった。そこで、流入圧を地盤を安定させるための泥水圧の下限值(以降では限界泥水圧と呼ぶ)とし、地盤強度等との関係を検討した。

図-12は限界泥水圧と地盤強度の関係を示したものであり、地盤強度は一軸圧縮強度の1/2を非排水せん断強度 c_u として用いた。図の実験結果は右下がりの傾向を示しており、地盤の強度が高くなると泥水圧が低くても地盤が安定するという通常の認識と同様の傾向を示している。しかし、全体にバラツキが大きく、地盤

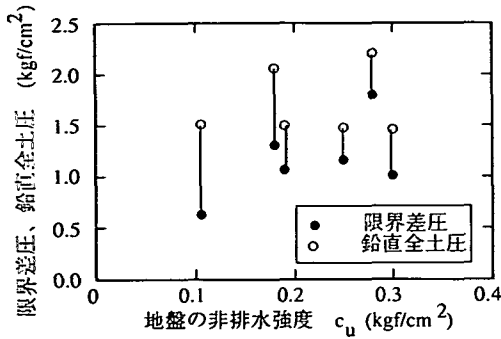


図-15 鉛直全土圧および限界差圧と地盤の強度との関係

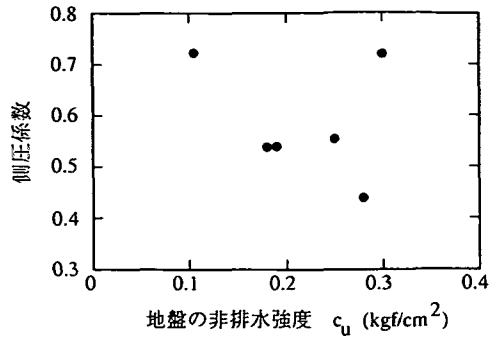


図-18 側圧係数と地盤の強度との関係

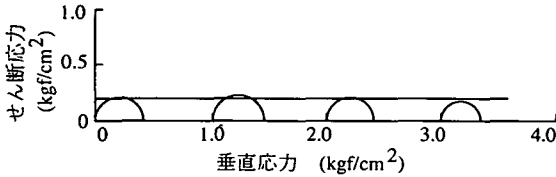


図-16 試料のUU試験における破壊時のモール円

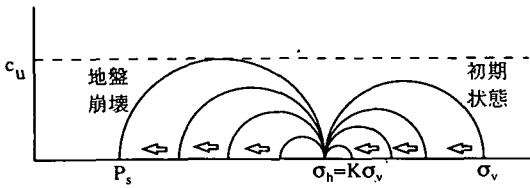


図-17 全応力での開口部直上の地盤の応力状態の変化

鉛直全土圧と泥水圧の差は地盤に働くせん断力に相当するので、このことは破壊時のせん断力が鉛直全土圧の影響を受けていると解釈することもできる。しかし、図-16に示す模型地盤を切り出して行った三軸圧縮試験(UU)の結果(全応力表示)では破壊包絡線がほとんど水平になっており、模型地盤の非排水せん断強度に拘束圧依存性は認められない。また、模型地盤が遠心载荷中でも過圧密状態であったことを考慮すれば、地盤の非排水せん断強度に対する鉛直全土圧の影響は極めて低いと考えられる。

応力状態を考えると、鉛直方向と側方の応力の比(K)が1.0以下であれば、初期状態では最大主応力は鉛直応力であり、最小主応力は側方応力であるが、開口部付近の土要素では破壊時は側方応力が最大主応力になり、作用泥水圧が最小主応力になる。図-17は地盤のモールの応力円の変化を示したものであり、簡便のために作用泥水圧を変化させても側方応力が変化しないと仮定してある。破壊時の最大主応力と最小主応力の差が $2c_u$ になることから、限界差圧は式(2)のようになり、限界差圧の値が鉛直全土圧に影響される可能性があることがわかる。

$$P_{all} - P_{lim} = (1 - K)P_{all} + 2c_u \quad (2)$$

ここで、 P_{all} は鉛直方向の全応力、 P_{lim} は限界泥水圧、 K は鉛直方向の全応力と側方応力の比である。

しかし、式(2)は鉛直圧と側方圧の比である K の値の特性などが明かにならなければ限界差圧の鉛直全土圧に対する依存性を明確な式の形であらわすことができない。図-18は今回の実験結果から式(2)を用いて求めた破壊時の K の値と地盤強度との関係を示したものであるが、両者には明確な相関関係が見られない。

一方、図-19は限界泥水圧と鉛直全土圧との比と地盤の強度との関係を示したものである。両者には明確な相関関係が見られ、式(3)に示す単純な指数関数で近

直方向の全応力 P_{all} とし、抵抗圧を限界泥水圧 P_{lim} として取り扱った。森らの実験と今回の実験は応力レベルが異なっているが、図から両者ともBromsの提案式に沿って分布していることがわかる。しかし、森らの実験結果や今回の結果がBromsの提案式で推定できるとはいいがたく、特に今回の実験結果は限界差圧と地盤の非排水せん断強度の関係において大きなバラツキを示しており、Bromsの提案式と今回の実験結果との相関係数は0.6程度であった。

図-15は今回の実験の限界差圧および鉛直全土圧を示したものであり、実験時の鉛直全土圧の高い場合ほど限界差圧も高い傾向が見られる。つまり、この図は地盤を支持する限界泥水圧の値は当然のこととして鉛直全土圧の値によって変化するが、鉛直全土圧と限界泥水圧の差である限界差圧に換算しても鉛直全土圧の影響がなくならないことを示している。前述のように

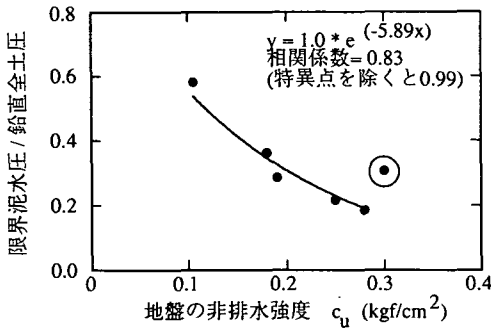


図-19 鉛直全土圧に対する限界泥水圧の比と地盤の強度の関係

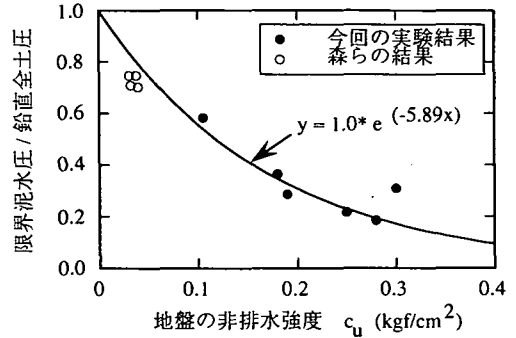


図-20 今回の実験結果と森らの研究結果の対比

似した場合の相関係数は極めて高い値になった。

$$\frac{P_{lim}}{P_{all}} = 1.0e^{(-5.89c_u)} \quad (3)$$

一般に地盤強度が小さいほど泥水圧で地盤を支持しなければならぬために泥水圧と地盤の鉛直全土圧の比は1.0に近づき、地盤強度が大きくなると地盤が自立できるため両者の比が0に近づくことが容易に理解できるが、今回求めた指数関数形の近似式は $c_u \rightarrow 0$ で1.0に近づき、 $c_u \rightarrow \infty$ でゼロに近づくなど限界泥水圧の特性が良くあらわされている。図-20は森らの実験結果も付記して今回の実験結果と近似式を示したものであり、森らの実験結果も今回得られた回帰式と良い一致を示している。式(3)は今回の実験結果を回帰することにより得られた実験式であるが、今回の実験と実験方法も応力レベルも異なる森らの実験も精度良く近似できており、破壊が逐次進展していく今回のような地盤の破壊特性を反映した一般性の高いものである可能性がある。

以上の検討から粘性土地盤が安定する限界泥水圧と鉛直方向の全応力の比が地盤の非排水強度の指数関数形で近似できることが明らかになった。これまでの研究でも、地盤内の空洞に作用する圧力であるTerzaghiの緩み土圧は $\phi \neq 0$ 材料に適用した場合には今回求めた近似式と良く似た形になるが、今回のように $\phi = 0$ の材料に対しては指数関数形にならない。従って、地盤を安定させる泥水圧を示す式(3)の力学的意味を明確にするためには、地盤で生じた破壊のメカニズムなどに関する研究が更に必要であろうと考える。

4. 結論

地中の高い応力下での圧力泥水による地盤支持メカ

ニズムを検討するために新たな実験装置を開発した。この装置は土槽底盤の中央部に遠隔操作で開放できる開口部（開口幅は土槽幅の約1/7）で模型地盤土槽とながれた泥水室を持つ装置であり、圧力泥水で地盤を支持した後に泥水の圧力を任意に変化させられるものである。その装置を用い、木節粘土を先行圧密させて作製した模型地盤の圧力泥水による支持実験を地盤高さで開口部の幅の比が3~5の範囲にして遠心応力場で行った。得られた結論は以下の通りである。

- ①遠心載荷装置および今回開発した実験装置を用いることにより泥水による地盤の支持メカニズムの実験を高い応力場で行うことができる。
- ②遠心載荷装置のアームの先端にビデオカメラとライトを取り付け、土槽側面を透明なアクリルとし、その脇に鏡を配することにより泥水圧の変化に伴う地盤の変状を目視的に観察することができる。
- ③木節粘土を先行圧密して作成した地盤は泥水圧力の低下に伴って開口部直上から破壊が始まり、周辺へとすべり線が逐次進展していく破壊現象を生じる。
- ④地盤に作用するせん断力は鉛直全土圧と泥水圧の差であらわすことができ、地盤が破壊を始めるときの限界差圧は地盤のせん断強度が上昇すると高くなる傾向がある。
- ⑤地盤を支持する泥水圧の下限値である限界泥水圧は鉛直全土圧で正規化すると地盤の非排水せん断強度の指数関数として良く近似できる。

謝辞：本研究を実施するにあたり、早稲田大学森麟名誉教授には貴重な御意見と御指導を賜りました。謹んで感謝いたします。遠心載荷装置の運転につきましては清水建設技術研究所佐藤正義主任研究員の御協力を頂きました。感謝いたします。

参考文献

- 1) たとえば, 喜田大三, 川地武: 泥水の基本的性質, 基礎工, 10巻, 5号, 1982.
- 2) 森麟, 秋葉芳明: 密閉式シールドにおける粘土性切羽地盤の破壊条件と取り込み土量の支配条件, トンネルと地下, 15巻, 8号, pp.25 - 29, 1984.
- 3) Broms, B. B. and Bernnermark, H. : Stability of Clay at Vertical Opening, Proc.ASCE.93, SM1, pp.71, 1967.
- 4) 栗原和夫, 斉藤顕次, 小林康之, 田村昌仁: グラウトによるアンカー体周面地盤の加圧状況, 土木学会論文集, No.453/VI-17, pp.145 - 154, 1992.
- 5) 栗原和夫, 森麟, 田村昌仁: 泥水式シールドのブロー現象に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.395/VI-9, pp.95 - 104, 1988.
- 6) 栗原和夫, 森麟, 田村昌仁: 泥水式シールドの適正泥水圧に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.409/VI-11, pp.37 - 46, 1989.
- 7) 佐藤正義: 遠心力場における振動台実験と地盤の動的変形特性に関する研究, 土木学会論文集, No.499/III-28, pp.207 - 216, 1994.

(1996. 11. 19 受付)

CENTRIFUGE TEST OF CLAY GROUND BEHAVIOR SUPPORTED BY MUD SLURRY

Shigeru GOTO, Hirokazu SUGIYAMA, Tohru GOTOH,
Syouei IKEDA and Masayoshi OKAZAKI

This study provides a new laboratory experiment technique for investigating the behavior of mud slurry supporting clay ground. On this technique, model ground is supported by pressured mud slurry under a centrifugal acceleration, and then the pressure of the slurry is reduced with monitoring the model ground deformation. Pre-consolidated clay model grounds were tested by this technique. Following conclusions may be drawn. (1) the clay model ground fails progressively with reducing the slurry pressure. (2) the ratios of the lower limit slurry pressure for supporting the ground and total vertical pressure of the ground show significant correlation with the undrained shear strength of the ground.