

遠心模型実験

6. 適用事例—安定問題：斜面と盛土—

もち づき あき とし*
望 月 秋 利*く さ か べ おさむ**
日 下 部 治**

6.1 はじめに

遠心模型実験は、土構造物の変形と破壊の研究に極めて有効に利用されている。多くの土構造物の変形・破壊の主要因は土の自重の働きであり、これは遠心模型実験が最も得意とするところであるからである。また、模型実験においては、破壊に至るまでの挙動を追跡することが出来るので、変形・破壊の様子をとらえ、それに基づいて現在用いられている解析法の適用性を検証したり、新しい解析法を開発することが出来る。

安定状態にある土構造物に、载荷あるいは除荷による応力変化を与えると土構造物に変形あるいは破壊が生ずるが、安定問題を取り扱う遠心模型実験では、(1)実物の初期状態を忠実にモデル化するという内的な状態の再現、(2)実物の载荷や除荷の応力変化をシミュレートするという外力変化の再現の2点が実験上の工夫の必要な所である。しかし、この2つの側面を実際と全く同じに再現することが必ずしも出来ないことも実情である。ここでは、土構造物の安定問題の代表例として斜面の安定および盛土基礎地盤の安定について解説を行う。

6.2 斜面安定問題

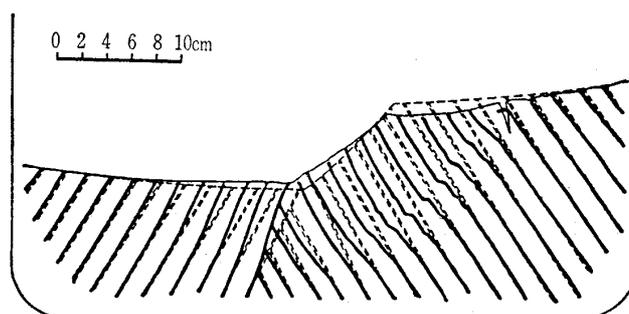
斜面安定を対象とした実験は多いが、ここではその中で粘土斜面とフィルダムに関して特徴的な取組みが行われた事例をいくつか紹介しよう。前者は研究的な立場で実施されているものが多く、実験手法から解析方法にわたってバラエティに富んだ取組みがなされている。これに対して後者は、実構造物の重要性から、実験を行って設計をチェックしようとする実際的な研究が多い。

6.2.1 粘土斜面

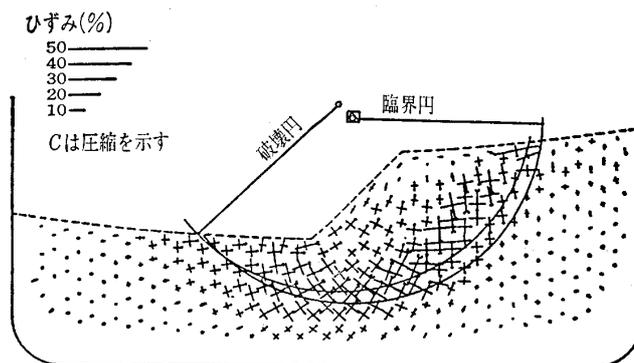
粘土斜面の安定実験では、模型材料として現地で採取した乱さない粘土¹⁾、室内で圧密した粘土、遠心力場での自重圧密粘土、あるいはカオリンを石膏で固めた人工粘土²⁾等が用いられている。斜面を破壊に至らしめる方法として遠心加速度の漸増、間隙水圧の上昇、水位の急降下、供試体傾斜などが採られている。模型の変形測定は観察面に埋めた素麺の変形や標点の移動を写真撮影する方法（二次元

模型の場合）や鉛直・水平変位計を用いる方法³⁾等が実施されている。また、実験中に小型コーンやベーン⁴⁾による強度の測定や間隙水圧の測定も行われている。

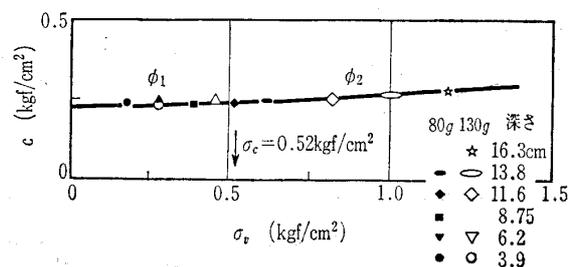
最初の事例は実験室内で粘土スラリーを圧密した試料を用い、厚さ10cmの水平な粘土基盤上に高さ7cmの勾配1:1の斜面を作成して実施した破壊実験である⁵⁾。遠心加速度を30g/minの一定割合で漸増させることによって斜面は124.6gで破壊した。その間の変形は素麺の変形と標点の移動を写真撮影することによって測定した。図-6.1(1)は斜面破壊後の変形した素麺をトレースしたもので、主働



(1) 変形図 (1g→124.6g)



(2) 主ひずみ分布図(30g→124.6g)

図-6.1 室内圧密粘土の斜面安定実験⁵⁾図-6.2 コーン貫入試験結果⁵⁾(室内圧密粘土)

*大阪市立大学助教授 工学部土木工学科

**宇都宮大学助教授 工学部建設学科

講 座

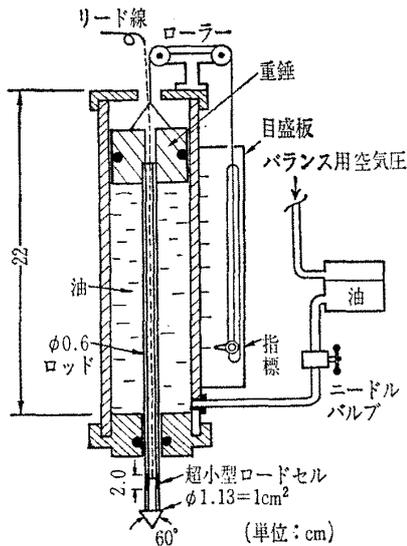


図-6.3 コーン貫入試験機⁹⁾

域には3~4本のすべり線が、また斜面天端にはクラックが認められる。受働域は隆起しているが、すべり線は認められない。図-6.1(2)は標点の変位から計算した主ひずみの分布で、すべり域が形成されているのが分かる。図-6.2は、図-6.3に示す小型コーン貫入試験機を用いて80g、130gの遠心力場で計測した貫入抵抗から求めた鉛直応力-粘着力の関係で、圧密降伏応力 $\sigma_c = 0.52 \text{ kgf/cm}^2$ (粘土の圧密圧力とほぼ一致) を折れ点とする1本の強度線が得られた。これを用いて、124.6gの場の模型(図-6.1, 換算斜面高さ $H_p = 0.07 \text{ m} \times 124.6 \text{ g} = 8.7 \text{ m}$)の安定計算をスウェーデン法で実施したところ、破壊円の安全率は0.90, 安全率が最も小さくなる円弧(臨界円)の安全率は0.87であり、また破壊円の安全率がちょうど1となるのは、斜面の天端にクラックが発生した110g ($H_p = 7.7 \text{ m}$)であったことが報告されている。

次の事例は、後氷期(更新世)粘土地帯に切土で作られた勾配1:2の斜面が5年後に破壊し、鉄道施設に被害をもたらしたスウェーデンのLodalen(ローダレン)地すべり⁶⁾についてのものである⁷⁾。図-6.4は、現地から乱さない粘土ブロックを採取して実際の切土工事の経過に合わせ

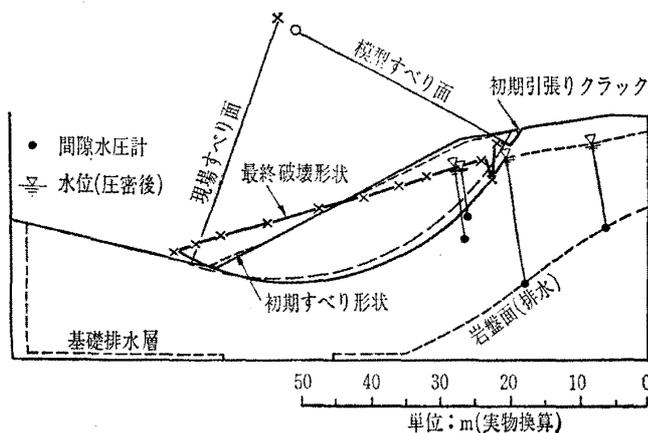


図-6.4 硬質粘土斜面の安定実験⁶⁾

て作った縮尺1/115の模型斜面を、115gの遠心加速度場で実験した時の斜面の破壊形状と間隙水圧の計測結果を示したものである。破壊形状は実物とよく似ている。さらに、この模型斜面が破壊に至るまでに要した時間(191分)を H^2 則で実時間に換算すると4年10か月(=191×115²分)で、実斜面の破壊に至った時間とほぼ一致するという結果が得られている。この実験は、吸水・膨張による強度低下が原因となった硬質粘土斜面の破壊(長期安定問題)を扱った、大変貴重なものである。

以上は二次元模型による実験であるが、三次元模型によるMississippi(ミシシッピ)川の自然堤防に生ずる侵食破壊を扱った事例⁸⁾やDrum Centrifuge⁹⁾を用いてすべり土塊の側面のせん断抵抗の影響を考慮した斜面安定実験も行われている。

6.2.2 ロックフィルダム実験例

この分野では、1948年ソビエトのV.P. Kirakosov(キラコソフ)ら¹⁰⁾が高さ23mのセンターコア型ダムを対象に、トランジション域の有効性について高さ20cmの模型で検討したものが最初であろう。

我が国では1969年に大阪市立大学において喜撰山ダム(京都府)の安定問題を扱ったものが最初である¹¹⁾。このダムは高さ95mの純揚水式発電用上池で、26m/6hという急激な水位降下がダムの安定に及ぼす影響と地震時の安定性が課題となった。ダム模型は遠心加速度200gによって実ダムの2/3の高さをカバーしている。この実験を行うにあたって、ロータリージョイントを通して供試体容器下部タンクに供給する空気圧によってダム上流側水位の昇降を行う方法(図-6.5)と、回転中に供試体容器を回転面内で傾斜させて地震力に相当する水平力を静的に加え、模型ダムを破壊に至らしめる方法(図-6.6)が開発された。模型材料には実材料を砕いて作った相似粒度材を用い、目視による変形観察法が採られた。実験の結果、水位急降下はダムの安定に影響を及ぼさず、またダムの破壊形式は上流側ロック部の斜面崩壊である等の結論を得ている。

次の例は、厚さ1~2mの硬質粘土層の挟在する礫質土に建設される高さ32.5mの傾斜コア型ダムの安定性を検討したものである¹²⁾。模型ダム基盤の粘土層には現地で採取した乱さない粘土ブロックを、またロック材とコア材には

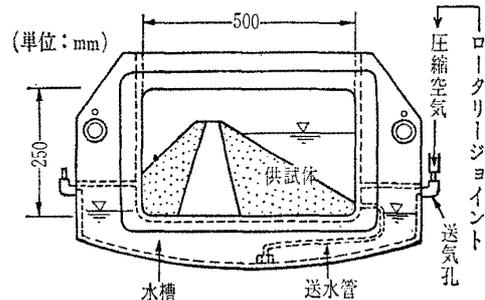


図-6.5 模型ダム水位の昇降方法¹¹⁾

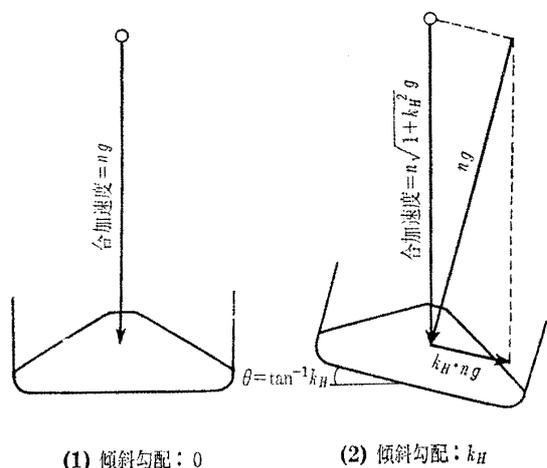


図-6.6 供試体傾斜による地震力(水平力)の発生

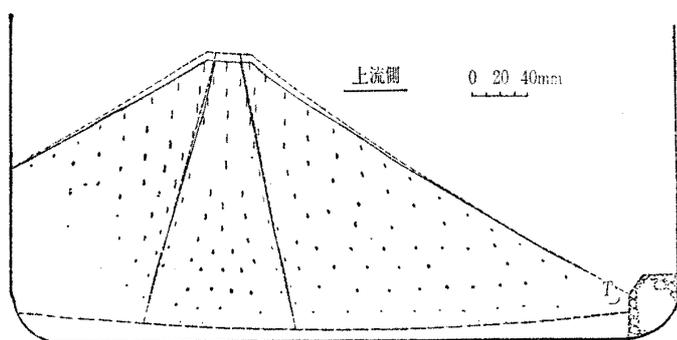


図-6.7 変位ベクトル図(ロックフィルダム, 1g→150g)¹²⁾

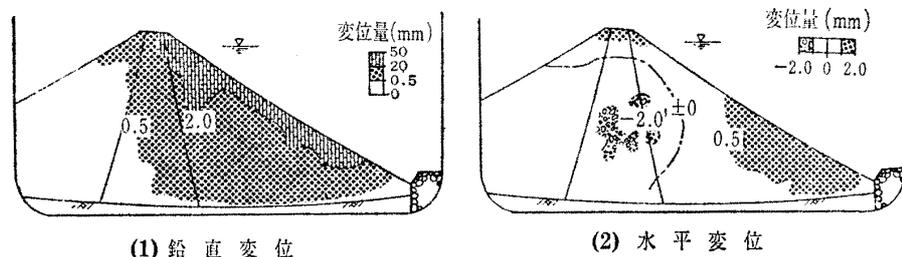


図-6.8 変位分布図(ロックフィルダム, 水位昇降段階)¹²⁾

実材料を砕いて作った相似粒度材料を用いている。実験はまず遠心加速度を 150g まで漸増させ、次にダム上流側水位の昇降を行い、その後満水状態で上流側に模型を傾斜させてダムを破壊させる。この過程で、模型の観察面に埋めた約 200 個の標点の座標を写真撮影し、これから模型の変形やひずみ分布を図化している。図-6.7 は 1g から 20, 50, 100, 150g に至る標点の変位ベクトル図で、ダム全体がわずかに両側方に膨れながら沈下していることが示されている。図-6.8 は水位昇降による変位分布、図-6.9 はコア鉛直軸の変形を示したものである。水位昇降の繰返しとともにコア軸上部は上流側へ、中部は下流側へ弓形に変形している。実ダムでは、El Infernillo (エル・インフェルニコ, メキシコ) ダム¹³⁾がこれと同じ変形を、下小島ダム(岐阜県)¹⁴⁾では逆の変形を生じたことが報告されている。この実験結果も水位昇降によるダム変形の 1 パターンであることは間違いなさそうである。写真-6.1 は、供試体を

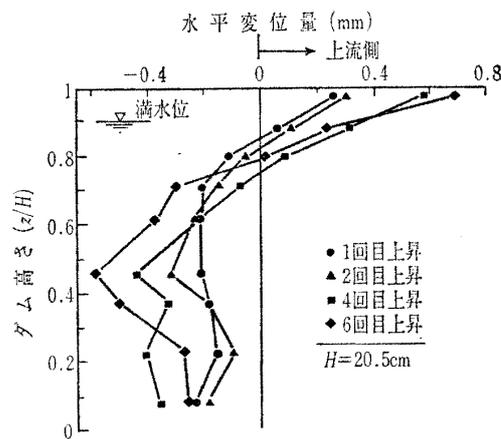


図-6.9 水位昇降に伴うコア軸の変形¹²⁾(ロックフィルダム)

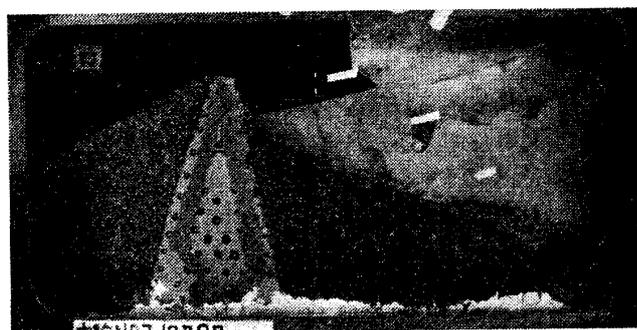


写真-6.1 ロックフィルダム模型の破壊の様子¹²⁾(150g, 満水状態, 傾斜勾配 0.22)

傾斜させたとき生じた表層崩壊であるが、ほとんどはこのような破壊形状を示した。実験の結果、基盤の硬質粘土層はダムの変形・破壊に対して特に問題にはならず、また傾斜コア型ダムは鉛直コア型よりも大きい変形を生ずる等の結論が得られ、実ダムでは鉛直コア型に変更されて築造された。

このほかにも実用的な目的でダム模

型底部の土圧を測定して安定を検討した事例¹⁵⁾, アースダムの変形を実験で観察し、FEM 解析で検討した事例¹⁶⁾やダム長軸方向のコアの変形とクラックの発生について検討した事例¹⁷⁾等がある。

6.3 盛土基礎地盤の安定問題

盛土自身の安定は 6.2 の斜面の安定に含められるものと考えられるので、盛土下の地盤(盛土基礎地盤)の変形・破壊問題をここで扱おう。盛土基礎地盤の変形・破壊を遠心模型実験で行う試みは、遠心模型実験の歴史でもかなり初期から行われた。

Endicott (エンディコット) は、実物盛土の挙動予測を 1971 年に遠心模型実験によって行っている¹⁸⁾。彼は、地層状態を幾何学的縮尺に従って忠実に容器内に再現させ、模型盛土を重力の場で模型地盤上に作成した後に、遠心加速度を漸時増加させ、地盤内の変形を観察しながら、盛土を

講座

破壊させる実験を行っている。今、模型盛土の高さを h とし、遠心加速度を n としよう。すると、彼の実験では、基礎地盤表面に作用している盛土による載荷重が、 nyh と、 n の増加につれて増加している。このことは、実物では単位体積重量 γ からなる盛土の高さが nh になっていることに対応し、実際の盛土高が漸時高くなっていく施工状態をシミュレートしていることになる。

遠心加速度を漸増させる Endicott の実験では、盛土荷重の増加のみならず基礎地盤の自重も一緒に増加することになり、定常状態にある基礎地盤に表面載荷重が作用するという実物の挙動とは異なることになり、この点を改良し、本格的に盛土基礎地盤の安定問題を始めたのは Davies (デイビス)¹⁹⁾ と言ってよいであろう。彼は、Cambridge (ケンブリッジ) 大学の遠心装置を用いて盛土基礎地盤状態の再現方法を確立した。彼の作成した地盤は、正規圧密粘土層上にやや過圧密された粘土層のある地盤で、実際にヨーロッパ、カナダ、東南アジア、日本などに例をみる事が出来る。地盤状態が実際に再現されたか否を確認する方法としては、地盤中に間隙水圧計を埋設して、間隙水圧が静水圧状態になっていること、および、小型のベーンせん断試験装置、コーン貫入試験装置を開発して遠心模型実験中に、模型地盤における深さ方向の強度分布を実測することを彼は採用した。施工手順の再現は、サンドホッパーと称する砂降し器を用いて遠心装置を止めずに、地盤上に台形状の盛土を作成するという方法である。このように彼は、盛土築造前における基礎地盤状態の再現、施工手順の再現の二つの面から盛土基礎地盤の安定問題の実験手法を確立させた。この実験手法は、東京工業大学にも引き継がれていくつかの成果をあげている。

次に、地盤状態の再現方法、施工手順の再現方法、および結果の解釈という順で、少し詳しく述べてみる。

6.3.1 地盤状態の再現方法

応力履歴の明確な粘性土地盤の作成法で東京工業大学で行われているものを中心に紹介しよう²⁰⁾。この例は、表層に強度の大きい過圧密層を有し、下部には正規圧密層が存在するという場合である。

まず表層となる過圧密部分を作成する。重力場において図-6.10に示すように、スラリー状に練り返して十分脱気させた粘土試料を容器の下端から1層10mmの厚さで圧密度90%まで圧密を行う。その後、次の層を投入し、圧密を行うという操作を4層続けて行う。その時圧密圧力は、所要の強度分布に応じたものを作用させる。第4層目の圧密終了後に、さらに正規圧密層となるべきスラリーを置き予備圧密を行う。その後、容器を上下反転して遠心装置に取り付け、所定の g で自重による圧密を行う。その結果上部に過圧密粘土層、下部に正規圧密粘土層という模型地盤が作成されるわけである。図-6.11に地盤の応力履歴と推定地盤強度分布を示す。圧密の進行は、地表面の変位計ある

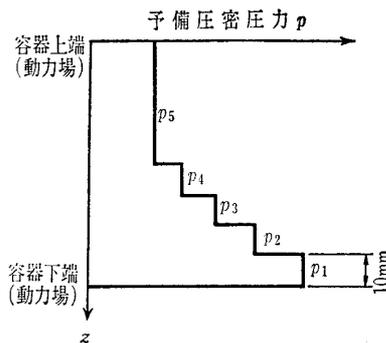


図-6.10 重力場における予備圧密

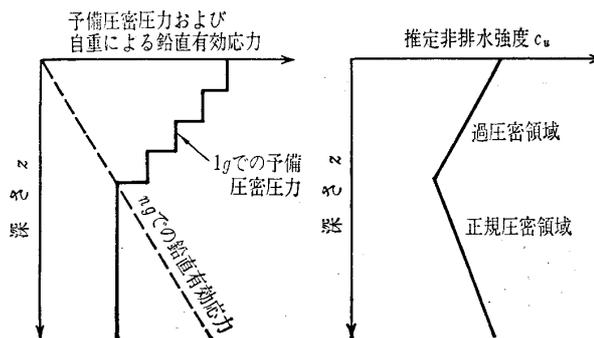


図-6.11 模型実験の応力履歴と推定地盤強度分布

いは地盤内に埋めこんだ間隙水圧計で容易に計測可能である。地盤内強度分布の測定には、小型のベーン装置あるいはコーン装置が用いられる。コーン装置の例は図-6.3に示したので、ここではベーン装置の例を写真-6.2に示す。

Cambridge 大学が行っている上部過圧密層作成手法は、重力場で模型地盤上部からのみ排水させて圧密し、途中で圧密を停止し、容器の反転を行わずに遠心装置で圧密を行うというものである¹⁹⁾。この方法による応力履歴の概念図を図-6.12に示すが、現在の所、東工大方式の方が、大きな強度の過圧密部を作成するのに適しているようである。

6.3.2 施工手順の再現方法

Endicott の採用した方法は、遠心加速度を漸増させて盛土荷重を増加させて基礎地盤を破壊させるという実際の施工過程のシミュレートを目指したものであるが、次の様な点で、実験で生じている現象が実際の施工状態とは異なっ

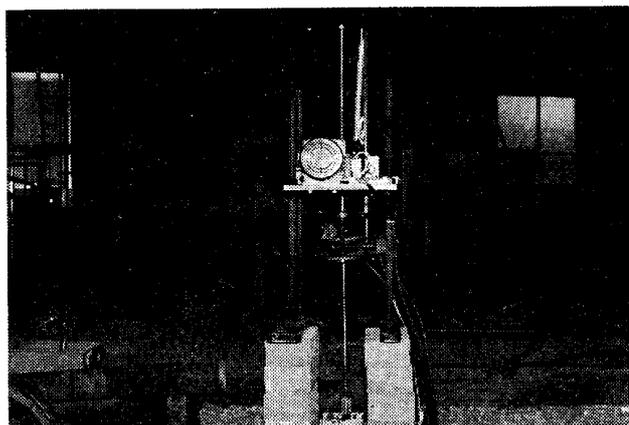


写真-6.2 ベーンせん断試験装置

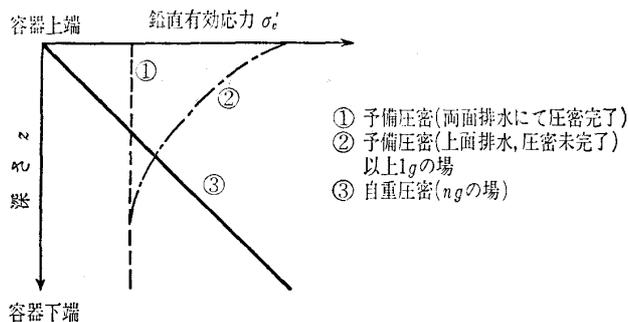


図-6.12 Daviesの用いた応力履歴

ていることに気付く。すなわち、(1)実験では、載荷初期から破壊に至るまで盛土形状と基礎地盤形状の幾何学的比率が固定されており、実物とは異なる。(2)実物の基礎地盤中のある点での、施工中の全応力増分は、盛土荷重によるもののみであるのに対し、実験では、ある遠心加速度のもとでの盛土荷重と基礎地盤の自重による両者の和が全応力増分となっている。

したがって、実盛土過程の再現には、どうしても遠心装置の回転中に盛土構築を行わなければならない。それを可能とする方法は、砂降し器の採用である。図-6.13は、Cambridge大学のものを参考にしながら東工大で作成した砂降し器である²¹⁾。砂箱は10mm間隔にしきられ、その底部には穴があいている。実験前にあらかじめ所定の盛土形状に従って各しきりの中に盛土材を入れておき、砂箱底板の穴と移動板の穴とが一致した所で盛土材料が落ち、地盤上に盛土を作ることが出来る。この時、「3.原理」で注意したようにコリオリ力によって盛土材料が直下には落下しない事を記憶にとどめておかねばならない。段階的に盛土を盛り立てていく施工過程は、1度に落とす砂の量をコントロールすることによって可能となる。

6.3.3 結果とその解釈

写真-6.3はDaviesの行った盛土基礎地盤の破壊実験

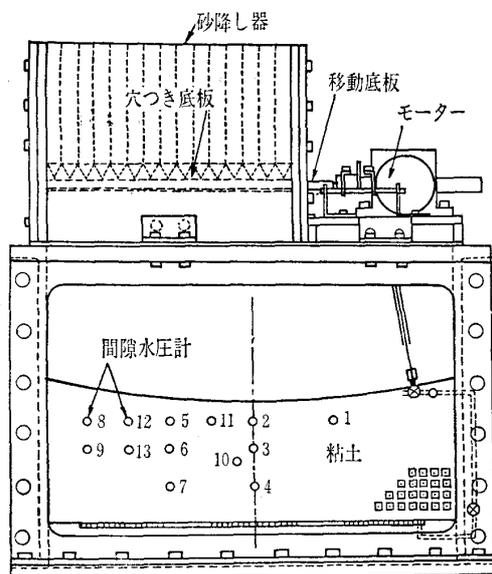


図-6.13 砂降し器 (東工大)

の写真で²²⁾、そのすべり面は円弧で近似できそうである。すべり安定解析法の検討は6.2で行っているの、ここでは地盤変形と間隙水圧挙動を示そう。

この実験では、模型地盤の応力履歴、境界条件、載荷条件が明確化されているので numerical modeling との比較が可能である。解析には土の構成式として修正カムクレイを用いて、CRISTINA 80 と呼ばれる FEM 解析プログラムによって行った。

図-6.14は、地盤内3点での間隙水圧挙動に関する実験結果と解析結果との比較である。実物の時間では、盛土築

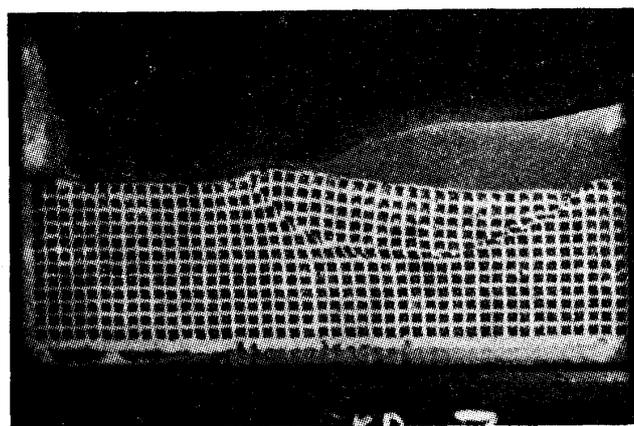


写真-6.3 盛土基礎地盤の破壊

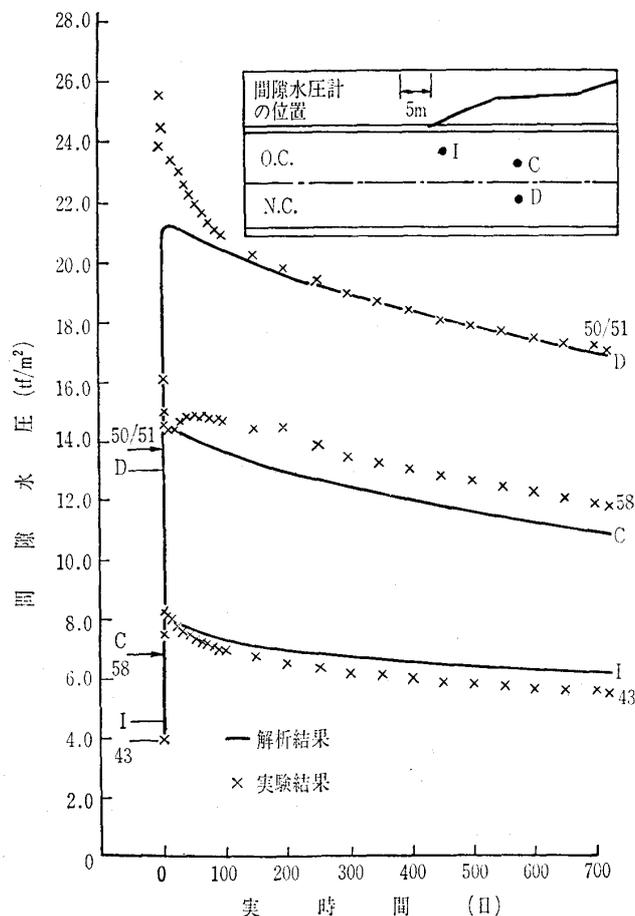


図-6.14 間隙水圧の挙動

講座

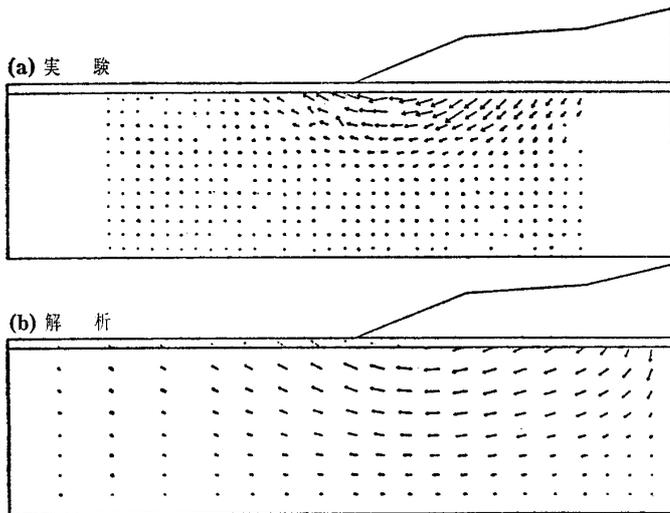


図-6.15 変位ベクトル図

造後約2年間にわたるデータに相当するが、両者はほぼ一致している。特に、盛土のり尻下のI点、および正規圧密部分のD点の挙動の一致は極めてよい。図-6.15は地盤内変位ベクトル図である。定性的な地盤変位の傾向は一致しているものの、変形範囲は解析の方がより大きい。

6.3.4 その他の実験例

東工大でも Cambridge 大と同様の実験手法を用いて、塑性指数の異なる盛土基礎地盤の変形・破壊についての実験を行い、FEM 解析と合せて塑性指数による地盤の異方性の差を見い出そうという試みが行われている²³⁾。

このほか、盛土端部の三次元的な変形・破壊を検討した事例²⁴⁾、河川堤防の水流に対する安定のシミュレーションを試みた事例²⁵⁾、²⁶⁾、ジオテキスタイルを用いた盛土の補強効果を検討した例²⁷⁾など盛土の安定問題に関連した遠心模型実験の例は多い。

参考文献

- 1) 三笠正人・高田直俊・山田孝治：遠心力を利用した斜面安定実験（第1報），第2回土質工学研究発表会，pp.75～78，1967。
- 2) Mikasa, M. and Mochizuki A.: Centrifugal Model Test of Sensitive Clay Slopes, The 4th South-East Asian Conf. of SMFE, pp.5/19～25, 1975.
- 3) Mochizuki A. and Mikasa M.: Deformation Measurement of Slope Models in Centrifuge, Proc. of Int. Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, pp.139～148, 1984.
- 4) Davies M.C.R. and Parry R.H.G.: Determining the Shear Strength of Clay Cakes in the Centrifuge Using a Vane, Geotech., Vol.32, No.1, pp.59～62, 1982.
- 5) Mikasa, M., Mochizuki, A. and Sumino, Y.: A Study on Stability of Clay Slopes by Centrifuge, The 9th ICSMFE, Vol.2, pp.121～124, 1977.
- 6) Sevaldson, R.A.: The Slide in Lodalen, October 6th, 1954, Geotech., Vol.6, No.14, pp.167～182., 1980.
- 7) Lyndon, A. and Schofield, A.N.: Centrifugal Model Tests of the Lodalen Landslide, Can. Geotech., 15, pp.1～13, 1978.
- 8) Schofield A.N.: Cambridge Geotechnical Centrifuge Operations, Vol.30, pp.227～268, 1980.
- 9) Fragaszy, R.J. and Cheney, J.A.: Drum Centrifuge Studies of Overconsolidated Slopes, ASCE, GT7, pp.843～858, 1981.
- 10) Kirakosov, V.P.: A Rock-fill Dam with a Narrow Clay Core without Reverse Filters, VODGDO Publishing House, 1948. (次の文献から引用: Pokrovsky G.I. and Fyodrov I.S.: Centrifugal Model Testing in the Construction Industry(Translation by building Research Establishment Library Translation Service), Dep. of the Environment Building Research Establishment, pp.95～172, 1975.)
- 11) Mikasa, M., Takada, N. and Yamada, K.: Centrifugal Model Test of a Rockfill Dam, The 7th ICSMFE, Vol.2, pp.325～333, 1969.
- 12) Mikasa, M., Mochizuki, A. and Matsumoto, T.: Stability Test of a Rockfill Dam by Centrifuge, The 10th ICSMFE, Vol.3, pp.475～478, 1981.
- 13) Marsal, R.: Performance of El Infernillo Dam, ASCE, SM10, pp.1963～1966, 1967.
- 14) 原田次夫：第II編第1章 盛土自体の沈下と変形，土と基礎の沈下と変形の実体と予測，土質基礎工学ライブラリー，土質工学会，pp.123～178，1979。
- 15) 三笠正人・望月秋利・高橋真一：ダム模型の底部土圧，第18回土質工学研究発表会，pp.907～908，1983。
- 16) Smith, I.A. and Hobbs, R.: Finite Element Analysis of Centrifuged and built-up Slopes, Geotech., Vol.24, pp.531～559, 1974.
- 17) Vutsel, V.I. and Shcherbina: Investigations of Rockfill Dam Core Cracking by Centrifugal Modeling, Proc. of 8th ICSMFE, Vol.4.3, p.175, 1973.
- 18) Endicott, L.J.: Centrifugal testing of soil models, Ph. D. Thesis, Cambridge University, 1973.
- 19) Davies, M.C.R.: Centrifugal modelling of embankments on clay foundations, Ph. D. Thesis, Cambridge University, 1981.
- 20) 中瀬明男・木村 孟・竹村次朗・萩原敏行：クラストを有する軟弱地盤の支持力について，土木学会論文報告集，第382号，III-7, pp.237～244, 1987。
- 21) 長沼正孝・福田聡之・日下部治・斉藤邦夫：遠心載荷装置を用いた盛土の建設，第18回土質工学研究発表会，pp.843～844, 1983。
- 22) Bassett, R.H., Davies, M.C.R., Gunn, M.J. and Parry, R.H.G.: Centrifugal models to evaluate numerical methods, Proc. of 10th I.C.S.M.F.E., Vol.1, pp.557～562, 1981.
- 23) 中瀬明男・日下部治・亀井健史・鈴木弘之：塑性指数と粘土の異方性，土と基礎，Vol.32, No.11, pp.19～24, 1984。
- 24) 萩原敏行・日下部治・横山幸満：橋台背面盛土による地盤の側方流動について，地盤の側方流動に関するシンポジウム，pp.67～74, 1986。
- 25) Ko, H.Y., Dunn, R.J. and Simantob, E.: Study of Embankment Performance during overtopping and throughflow, Report to U.S. Army Corps of Engineers, 1984.
- 26) Kusakabe, O., Kawashima, A. and Hagiwara, T.: Levee failures modeled in a drum centrifuge, Proc. of Int. Symposium on Geotechnical Centrifuge Modeling, Paris, 1988 (to appear).
- 27) Ovesen, N.K.: Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay, Proc. of Int. Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, Tokyo, pp.14～21, 1984.