

## 成層軟岩地盤の3次元変形と破壊特性に関する研究(I)

## — 成層軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 —

(動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書)

| 技術資料  |              |           |
|---|--------------|-----------|
| 開示区分  | レポート No.     | 受領日       |
| T   | J1600 98-006 | 1998.6.19 |
| この資料は技術管理室保存資料です<br>閲覧には技術資料閲覧票が必要です<br>動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室 |              |           |

1998 年 3 月

北海道大学大学院工学研究科  
地盤工学講座地盤解析学分野

複製又はこの資料の入手については、下記にお問い合わせ下さい。

〒107-0052 東京都港区赤坂 1-9-13

動力炉・核燃料開発事業団

技術協力部 技術情報室

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to: Technical Evaluation and Patent Office, Technology Management Division, Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation 9-13, 1-chome, Akasaka, Minato-ku, Tokyo 107-8445, Japan

© 動力炉・核燃料開発事業団 (Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation) 1998

## 成層軟岩地盤の3次元変形と破壊特性に関する研究(I) — 成層軟岩地盤上の直接基礎の支持力実験 —

土岐祥介, 三浦均也, 西村右敏\*

### 要 旨

近年の建造物の長大化・重量化, および丘陵・山岳地帯への建造物の建設に伴って, 十分な支持力を得るために, 軟岩地盤を基盤として選定することが多くなってきており, これに伴い軟岩の力学的性質の研究は, 十分ではないにしてもかなり蓄積されてきている。しかし, 軟岩地盤の支持力を扱った研究は少なく, 3次元的地盤変形や破壊機構については未だ不明な点が多いのが現状である。また, 軟岩地盤の工学的挙動はその生成過程や構成物質によって多種多様で, 実際の地盤は, 多層であったり層が傾斜している場合が多く, 支持力の評価は更に複雑で困難である。

そこで本論文は基礎研究として, 「地質不連続面を有する二層軟岩地盤」の支持機構を調べることを目的とし, 模型地盤を作製し, 載荷実験を行っている。

その内容は次の二通りの載荷シリーズからなる。

- ・二層水平地盤 二層の物性が異なる水平地盤。
- ・二層傾斜地盤 二層の物性が異なる傾斜地盤

人工軟岩は, 固結材として焼石膏を用い, 砂と水を混合して作製した。

本研究では配合および作製法の異なる2種類の地盤の組み合わせで, 成層地盤を作製し, その力学的特性, 変形特性を明らかにするとともに, 力学試験と支持力実験との関連性を調べ, また試験終了後の地盤断面を観察することにより内部破壊メカニズムについての検討を行っている。

---

本報告書は, 北海道大学大学院工学研究科 地盤工学講座地盤解析学分野が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究の成果である。

契約番号: 090D0278

事業団担当部課室および担当者: 環境技術開発推進本部

地層科学研究グループ 杉崎 敏仁

\*: 北海道大学大学院工学研究科 地盤工学講座地盤解析学分野

# 目 次

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| 1. 在来の研究および設計法                | 1  |
| 1.1 互層地盤における技術的課題             | 1  |
| 1.2 多層地盤上の基礎の支持力破壊モード         | 1  |
| 1.3 多層地盤の支持力評価法               | 3  |
| 1.4 軟岩地盤の支持力                  | 3  |
| 2. 人工軟岩模型地盤                   | 5  |
| 2.1 人工軟岩の作製                   | 5  |
| 2.2 用いた試料                     | 5  |
| 2.3 配合条件の決定                   | 6  |
| 2.4 力学試験用供試体の作製方法             | 7  |
| 2.5 一軸圧縮試験結果                  | 8  |
| 2.6 三軸圧縮試験結果                  | 9  |
| 2.7 人工軟岩地盤の物性                 | 10 |
| 2.8 模型軟岩地盤の作製方法               | 10 |
| 3. 実験概要                       | 13 |
| 3.1 実験装置                      | 12 |
| 3.2 実験条件および実験方法               | 16 |
| 4. 実験結果および考察                  | 18 |
| 4.1 概要                        | 18 |
| 4.2 各地盤ケースごとの実験結果の比較          | 19 |
| 4.2.1 単層地盤                    | 20 |
| 4.2.2 二層平行水平地盤                | 21 |
| 4.2.3 二層層傾斜水平地盤               | 22 |
| 4.2.4 二層層傾斜地盤                 | 23 |
| 4.2.5 単層傾斜および二層傾斜地盤           | 24 |
| 4.3 模型地盤の破壊状況                 | 25 |
| 4.3.1 載荷過程終了後の地盤表面破壊状況        | 25 |
| 4.3.2 載荷過程終了後の地盤内部破壊状況        | 27 |
| 4.4 各地盤条件における破壊状況の比較          | 29 |
| 4.4.1 単層水平地盤および単層傾斜地盤における破壊状況 | 29 |
| 4.4.2 二層水平地盤における破壊状況          | 30 |
| 4.4.2 二層傾斜地盤における破壊状況          | 31 |
| 5. 結 論                        | 32 |
| あとがき                          | 33 |

## 1. 在来の研究および設計法

### 1.1 互層地盤における技術的課題<sup>1),2),3)</sup>

現在、実務において利用されている支持力理論はいずれも均質な性質を持つ水平な単一の層からなる地盤についてのものである。しかし現実に基礎を建設する地盤は、単一の層であることは少なく、なんらかの形でいくつかの層が重なっている。層が傾斜していたり、地表面そのものが傾斜しているところに基礎を計画することもありうる。そうした地盤の形状、成層状態に対しての支持力の予測については不明な点が多い。特に基礎寸法が大きくなればすべる領域も大きくなるので、地盤の多層性や近くの斜面の影響を受けやすく、直接基礎の支持力予測は地盤の多層性が考慮されなければならない。

表-1.1は、利用可能な直接基礎の支持力解を示したものである。表から帯基礎については様々な地盤条件において比較的整っている様子が分かる。しかし、均質 $c$ 、 $\phi$ など一部の地盤条件において円形、矩形などの基礎形状の3次元性を考慮した支持力解が得られているものの、まだ適用できる地盤に限られているのが実状である。また、斜面地盤上の支持力解は2次元での取り扱いしか得られていないが、傾斜地における実際の基礎形状、地形・地質条件は3次元的であり、また作用荷重条件も複雑である。

本章では、現在設計実務に利用されている多層地盤の支持力評価について述べる。

表-1.1 利用可能な直接基礎の支持力解<sup>1)</sup>

| 地盤条件   |                | 荷重条件 |    |    |      |    |    |      |    |    |
|--------|----------------|------|----|----|------|----|----|------|----|----|
|        |                | 帯荷重  |    |    | 円形荷重 |    |    | 矩形荷重 |    |    |
| 地盤構成   | 強度特性           | 鉛直   | 偏心 | 傾斜 | 鉛直   | 偏心 | 傾斜 | 鉛直   | 偏心 | 傾斜 |
| 水平単層地盤 | 均質 $c, \phi$   | ○    | ○  | ○  | ○    | ○  |    | ○    | ○  |    |
|        | 正規圧密粘土         | ○    | ○  |    | ○    |    |    | ○    |    |    |
|        | 異方性砂           | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
|        | 異方性粘土          | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
|        | 異方性正規圧密粘土      | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
| 水平多層地盤 | 2層均質 $c, \phi$ | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
|        | 2層均質粘土         | ○    |    |    | ○    |    |    | ○    |    |    |
|        | 2層均質正規圧密粘土     | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
|        | 上部砂層 下部粘土層     | ○    |    |    |      |    |    |      |    |    |
|        | 硬い層で挟まれた粘土     | ○    |    |    | ○    |    |    | ○    |    |    |
| 3層     | ○              |      |    |    |      |    |    |      |    |    |
| 斜面     | 均質 $c, \phi$   | ○    | ○  |    |      |    |    |      |    |    |

### 1.2 多層地盤上の基礎の支持力破壊モード

良質な支持層の厚さが基礎幅に比べ十分でない場合、支持力が弱い下層地盤の影響を受ける可能性がある。地盤を半無限弾性体と仮定した場合、地表面荷重によって発生する地盤中の応力は Boussinesq の解によって算定することができる。これによると、円形分布荷重が作用した場合には、円の直径の深さの位置で鉛直応力は地表面分布荷重の 30%以下となり、直径の 2 倍の深さでは 10%以下に低下する。一般に基礎の沈下を考えた場合、基礎幅の 2 倍程度を応力の影響範囲をとして土の圧縮を考慮すればさほど問題はないようである。

しかし、支持層の厚さがこの影響範囲よりも薄い場合は、支持力評価は地盤の多層性を考慮しなければならない。また、多層地盤の支持力問題では、ある弱層が全体の支持力を支配するのか、あるいは層状地盤全体の破壊によって支持力値が決定されるのかという、破壊メカニズムの把握が必要となってくる。

層ごとに極端に強度や変形特性が変わらなければ、全体でのすべり破壊が生じて、単一の層での破壊形式(図-1.1(a)-(c))と大差ないものが現れる。しかし層ごとの強度や変形特性が大きくなるとその壊れ方も単一の層の破壊形式とは異なる場合もありうる。

地盤条件が無限に考えられるように、破壊モードも地盤条件や基礎の荷重条件によって無限に存在しうることになる。

しかし現実の基礎の破壊は、そのなかでもせいぜい二層地盤での分散破壊とパンチ破壊および絞り出し破壊の3つ(図-1.1(d)-(f))を考えておけばよい<sup>2)</sup>。

分散破壊(図-1.1(a))は、砂地盤の下に粘土層があるような条件下でおきる。すなわち砂地盤での支持力が十分あると砂地盤では破壊しない。しかし、砂地盤は基礎荷重を地盤の中に伝播させる役割をしていて、下にある粘土地盤の表面に荷重が加わる。すると今度は粘土地盤での破壊問題になり、伝播してきた荷重に対して支持力が小さければ粘土地盤が破壊する。

パンチ破壊(図-1.1(e))は、同じく砂層の下に粘土層が存在する場合に生じる。ただ砂層が薄く十分荷重を分散する役目をしないで、砂層が基礎の直下からパンチされると同時に粘土層に貫入する形式である。

絞り出し破壊(図-1.1(f))は、粘土層が硬い層に挟まれている場合に生じる。載荷幅が上層厚に比べ、かなり大きければ、破壊のモードは粘性土の左右への塑性流動を伴う絞り出しとなる。

このように複数の地層を有する水平地盤において、地盤条件が軸対称である水平地盤における直接基礎の支持機構は、実験あるいは理論的に、ある程度整理されてきている<sup>例えば 4), 5), 6)</sup>。しかし、地層面が傾斜している場合の支持機構はあまり知られていない。また、斜面側の受働抵抗部が小さい斜面地盤では、複数の地層を有する支持機構はさらに複雑なものとなり、未だ破壊メカニズムの検証に程遠いのが現状である。

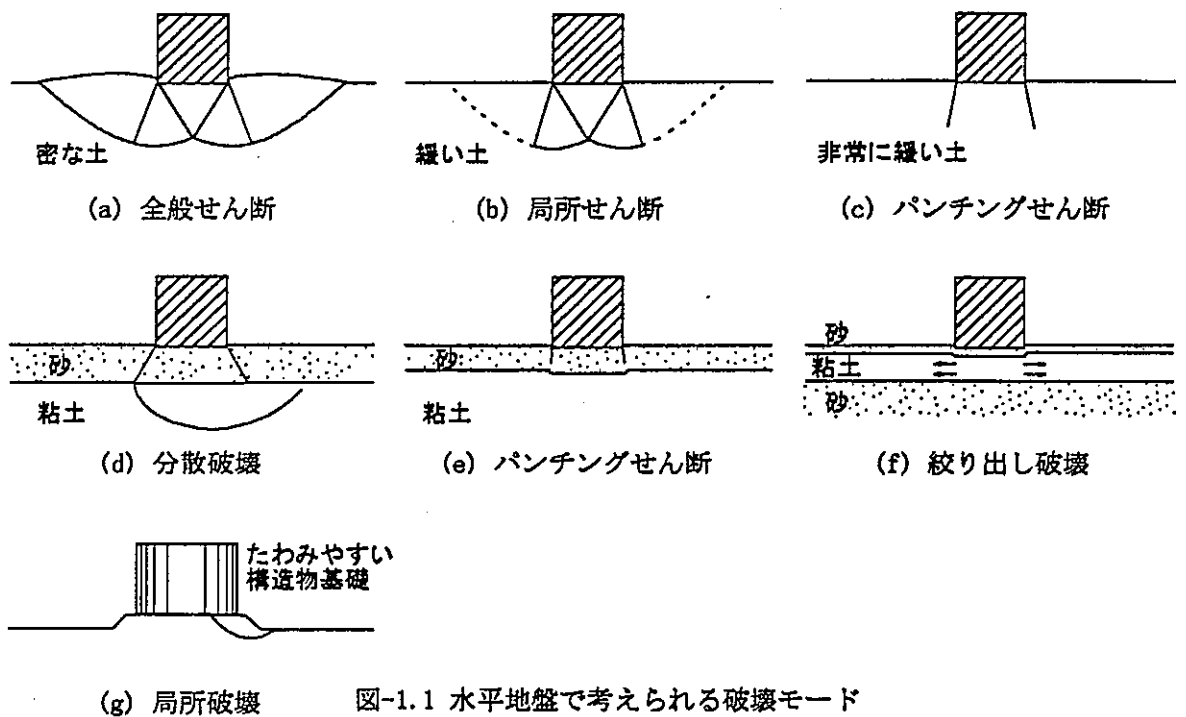


図-1.1 水平地盤で考えられる破壊モード  
文献 2), 3) を参考にし一部加筆

### 1.3 多層地盤の支持力評価法

ここでは、現在実務で利用されている多層地盤の支持力評価法について述べる。

多層地盤の支持力問題は理論的に取り扱うことが難しく、荷重分散を考えた各層ごとの支持力値と、複数の層を通るすべり面を用いた支持力値の両方を求め、最小値を持って層状地盤の支持力とするなど、実務上便宜的に用いている。

水平地盤では、山口の方法<sup>9)</sup>を基本とした砂質土と粘性土の二層地盤における荷重分散を考えた評価法は、港湾施設<sup>7)</sup>などに採用されている。また、支持力に影響を与える地盤が3層以上になると理論的取り扱いが困難となり、複数の層を有する地盤の帯状基礎の支持力値は、分割法を用いた計算やFEMなどの数値解析的方法に頼らざるを得ない<sup>2)</sup>。実際問題として、小泉、山口<sup>8)</sup>によって提案された円弧部と直線部からなる複合すべり面を用いた分割法の適用例が増加しているようである。

斜面地盤では、水平地盤と同様に理論的適用が困難であり、日本道路公団設計要領<sup>9)</sup>では、分割法による支持力値算出を認めている。また、港湾基準<sup>7)</sup>では、捨て石マウンドを有する二層系構造地盤において、室内模型実験、現地実験ならびに既存の防波堤などの安定性を総合的に解析し、ピシヨップ法による円形すべり計算が現象をうまく再現できるとし、ピシヨップ法を支持力の検討の標準としている。傾斜地盤の支持力評価法も、水平地盤と同様に分割法やFEMなどに頼らざるを得ない状況である<sup>10)</sup>。また、斜面側の受働抵抗部が小さい斜面地盤では、層傾斜が斜面にさしている差し目か、層傾斜が斜面と同じような流れ目であるかによって安定性を経験的に評価しているようである。

### 1.4 軟岩地盤の支持力

近年、構造物の長大化、重量化に伴い、支持基盤として軟岩地盤を選定することが多くなってきている。これに伴い軟岩の力学的性質の研究は、十分ではないにしてもかなり蓄積されてきている<sup>11), 12)</sup>。しかし、軟岩地盤の支持力を扱った研究は多くはない。

軟岩の物性を考慮して水平軟岩地盤の支持力特性を調べたものに吉中ら<sup>13)</sup>の研究がある。その中から既往の調査・研究成果からまとめた軟岩の支持力特性の特徴を引用すると以下のようである。

1. 荷重増大に伴い載荷板下の地盤に放射状あるいはリング状の亀裂が発生し最大荷重に至る。したがって破壊形式は載荷板のめり込み(Punching)の様相を呈し、岩体中に特別な弱面がない限り塑性体に見られるようなすべり線の発生はない。

2. 硬い岩石からなる地盤とは異なり支持特性(変形・強度)と地盤材料の物性と結びつきが強い。たとえば一軸圧縮強度のおよそ3~5倍になるものが多い。

3. 載荷板の下に顕著な弱面(層)があれば支持特性はそれに著しく支配される。

また、これらの特徴を有する軟岩地盤の支持特性とその物性の関連付けは、必ずしも十分ではないとの指摘もある。

このほかの研究としては、著者らは物性の異なる均質軟岩を対象とした水平および傾斜地盤における支持力の実験的研究がある<sup>14), 15)</sup>。それらは地盤物性と破壊メカニズムの関係を定性的に評価し、またその支持力値と既存の支持力評価法との比較を行っており、十分ではないにしても土や岩とも異なり、未だ研究の立ち遅れている軟岩地盤の支持力について、かなりの貢献をしたものと考えられる。

実務の面では、岡原ら<sup>16)</sup>は岩盤を対象とした橋梁基礎の支持力推定法を提案している。岩盤の支持力を力学定数間の相関から一軸圧縮強度を目安として示しており、道路橋の設計においてその簡便さから広く用いられている。

しかし水平地盤に限っても、軟岩地盤の工学的挙動はその生成過程や構成物質により多種多様で、

支持力の評価には未だ不明な点が多い。また、前節で述べた地盤の多層性を考慮した研究は皆無に等しいのが現状である。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会編：土と基礎実用数式・図表の解説，第5章 支持力 pp. 87-113, 1987.
- 2) 地盤工学会編：入門シリーズ16 支持力入門，第2章，pp. 39-116, 1990.
- 3) 山口柏樹：土質力学(全改訂)，第9章 支持力，技報堂出版，pp. 253-294, 1994.
- 4) 神田政幸，岡村未対，未政直晃，木村孟：粘土地盤中に存在する砂層の支持力，第26回土質工学研究発表会講演集，地盤工学会，pp. 1267-1268, 1991.
- 5) 岡村未対，竹村次朗，神田政幸，木村孟：軟弱粘土層に挟まれた砂層の支持力特性について，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集，pp. 922-923, 1991.
- 6) 三橋郁雄，笹田彰：偏心傾斜荷重に対する二層系地盤の支持力についての検討，運輸省港湾技術研究所資料，No. 254, 1977.
- 7) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説 改訂版(上巻)，第5編 第2章 浅い基礎の支持力，日本港湾協会，pp. 333-344, 1989.
- 8) 今泉繁良，山口柏樹：分割法による地盤の支持力計算法，土質工学会論文報告集，Vol. 26, No. 2, pp. 143-149, 1986.
- 9) 日本道路公団：設計要領第二集，第6編[ I ]橋梁下部構造 4. 直接基礎，pp. 6. 57-6. 74, 1990.
- 10) 地盤工学会編：現場技術者のための土と基礎シリーズ18 傾斜地と構造物，第3章 3. 4. 2直接基礎構造物，pp. 140-157, 1990.
- 11) 地盤工学会編：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，地盤工学会，1979.
- 12) 地盤工学会編：堆積軟岩の工学的性質とその応用，地盤工学会，1993.
- 13) 吉中龍之進・西牧 均：軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析，土木学会論文報告集，第304号，pp. 113-128, 1980.
- 14) 土岐祥介，三浦均也，西村右敏：軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究(IV)，動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書，1997.
- 15) Migitoshi NISHIMURA, Kinya MIURA: FAILURE MECHANISM IN SOFT ROCK GROUND OBSERVED IN MODEL FOOTING TEST, International Symposium on Deformation and Progressiv Failure in Geomechanics, Nagoya, pp. 187-192, 1997.
- 16) 岡原美知夫，小幡宏，森浩樹，津川優司：岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土木研究所試料，第2512号，1987.



## 2. 人工軟岩模型地盤

### 2.1 人工軟岩の作製

岩盤を構成する岩石は、その成因や構成鉱物により力学的特性が異なり、それらが地層を構成しているのが一般的である。このような層理つまり成層構造は、堆積岩のもつ重要な構造であり、成層岩の構造単位は、一様なあるいは特徴的な組成をもつ層(単層)によって構成される。

また、基礎を建設する場合、構造物の荷重に見合う分だけ基礎底面を大きくするか、根入れを大きくするのが一般的である。上層の層厚が薄い二層地盤が建設の対象となる場合、上層が軟らかく下層が十分な支持層とみなせれば、上層を掘削し下層地盤に基礎を設置すればよいが、その逆で上層が硬ければその取り扱いが問題となってくる。

本研究は、このような力学的性質の異なる地層構成を有する成層軟岩地盤が支持力・変形特性に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。支持力模型実験を行うにあたり、模型地盤は焼石膏と砂にNSFカオリンと水を混合し、人工的に作製している<sup>1)</sup>。人工軟岩の作製にあたっては、材料分離がなく、均質であることを目標とし配合を決定している。配合条件によっては、材料の分離が著しくなったり強度の発現にばらつきが大きくなるなどの問題が起きるので、種々の条件の下で作製した軟岩について一軸圧縮試験を繰返して行い、供試体の一様性と剛性および再現性を確認して配合条件を決定した。本研究では2種類の軟岩を用いているが、1種類は圧密により剛性の高い(密な構造)地盤を作製し、成層構造を有する軟岩の2層間にコントラストを付けている。

本章では、まず、人工軟岩地盤の物理的・力学的性質を明らかにするために行った一軸圧縮および三軸圧縮試験結果に基づき、軟岩地盤の要素としての強度・変形特性を示す。次に、成層人工軟岩地盤の作製方法について述べる。

### 2.2 用いた試料

人工軟岩は、焼石膏を固結材として用い、砂と材料分離防止用にNSFカオリンを混合し水道水で練り混ぜて作製した。モデル試験に用いられる人工軟岩には固結材としてセメント<sup>2)</sup>や石膏<sup>3)</sup>などを用いた研究がある。本研究で焼石膏を用いたのは、反応時間が短く強度の発現が速やかで、強度増加がセメント系を用いるよりも長期に及ばず、また比較的製作が容易で、再現性があることによる<sup>1),3)</sup>。

人工軟岩地盤作製に使用した試料は以下の通りである。

試料砂：珪砂7号を850 $\mu$ mでふるい分けし、通過分を水洗いした後、炉乾燥させたものを空気乾燥状態で使用。その物理的性質をそれぞれ表-2.1に、粒度分布を図-2.1に示す。

固結材：吉野石膏製工業模型用焼石膏ハイストーンKを空気乾燥状態で使用。なお焼石膏単独では、標準混水量54%、流し込み開始時間10分、凝結開始・終結時間がそれぞれ23分・45分以下、膨張率0.04%、2時間後の圧縮強さは9.8MPa (=100kgf/cm<sup>2</sup>) である。

混和材：NSFカオリンを空気乾燥状態で使用。その物理的性質を表-2.2に、粒度分布を図-2.1に示す。

水：水道水を使用。

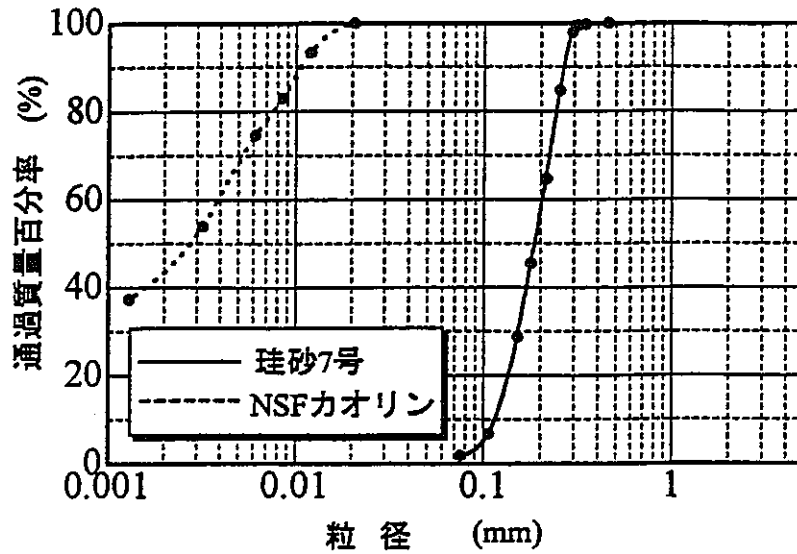


図-2.1 試料の粒径加積曲線

表-2.1 珪砂7号の物理的性質

| 土粒子の密度<br>$\rho_s$<br>( $g/cm^3$ ) | 50%粒径<br>$D_{50}$<br>(mm) | 細砂分 | 粗砂分 |
|------------------------------------|---------------------------|-----|-----|
|                                    |                           | (%) |     |
| 2.72                               | 0.18                      | 100 | 0   |

表-2.2 NSFカオリンの物理的性質

| 土粒子の密度<br>$\rho_s$<br>( $g/cm^3$ ) | 液性限界<br>$W_L$<br>(%) | 塑性限界<br>$W_P$<br>(%) | 塑性指数<br>$I_P$ | 砂分  | シルト分 | 粘土分 |
|------------------------------------|----------------------|----------------------|---------------|-----|------|-----|
|                                    |                      |                      |               | (%) |      |     |
| 2.77                               | 86.7                 | 83.9                 | 2.8           | 0   | 8    | 92  |

### 2.3 配合条件の決定

一連の配合を変化させて行った結果、配合条件によっては材料の分離が著しくなったり、強度の発現にばらつきが大きくなるなどの問題が起きる。そこで、本文には記載していないが種々の条件の下で作製した軟岩について、一軸圧縮試験を繰り返し行い供試体の均一性と剛性および強度の再現性を確認している。

本実験で用いた軟岩は、削り出し等の取り扱いが容易な強度で、その配合条件および作製方法によってCase-CとCase-Eの2種類を用意した。一連の予備検討を行った結果、表-2.3に示す配合条件を採用した。

表-2.3 人工軟岩模型地盤の配合条件

|     | 試料名  | Case-C   | Case-E   |
|-----|------|----------|----------|
|     |      | 重量百分率(%) | 重量百分率(%) |
| 試料砂 | 珪砂7号 | 68.0     | 68.0     |
| 固結材 | 焼石膏  | 9.0      | 14.5     |
| 混和材 | カオリン | 3.0      | 0.5      |
| 練混水 | 水    | 20.0     | 25.0     |

## 2.4 力学試験用供試体の作製方法

成層地盤が支持力特性におよぼす影響を明らかにするため、互いの層に強度のコントラストを持たせている。成層地盤にはCase-CとCase-Eを組み合わせ用いている。Case-Eは、Case-Cとは作製方法が異なり強度が高く密な地盤である。人工軟岩地盤の強度の増加法については、締め固める方法<sup>1)</sup>と圧密による方法<sup>2)</sup>が考えられるが、石膏を用いているため硬化時間の問題から、急速な圧密を行う方法を採用した。

供試体の作製方法を図-2.2に示す。力学試験に用いた供試体は、所定の配合となるよう計量した砂、焼石膏、カオリンを容器内でよく混ぜ合わせ、水を加えて5分間手練りし、内径50mm×高さ150mmの塩化ビニール製モールド内に2層に分けて注ぎ、各層ごとに電動パイプレータで振動を加え締め固めを行い作製した。Case-Eに関しては更に焼石膏の凝結開始前に約10kPaで圧密を行った。

養生時間は1時間以上とし、モールドから抜き出し上下端を切り取り、直径D=50mm、高さh=100mmの円柱形供試体を作製した。供試体の作製に関しては文献<sup>3)</sup>を参考にしている。

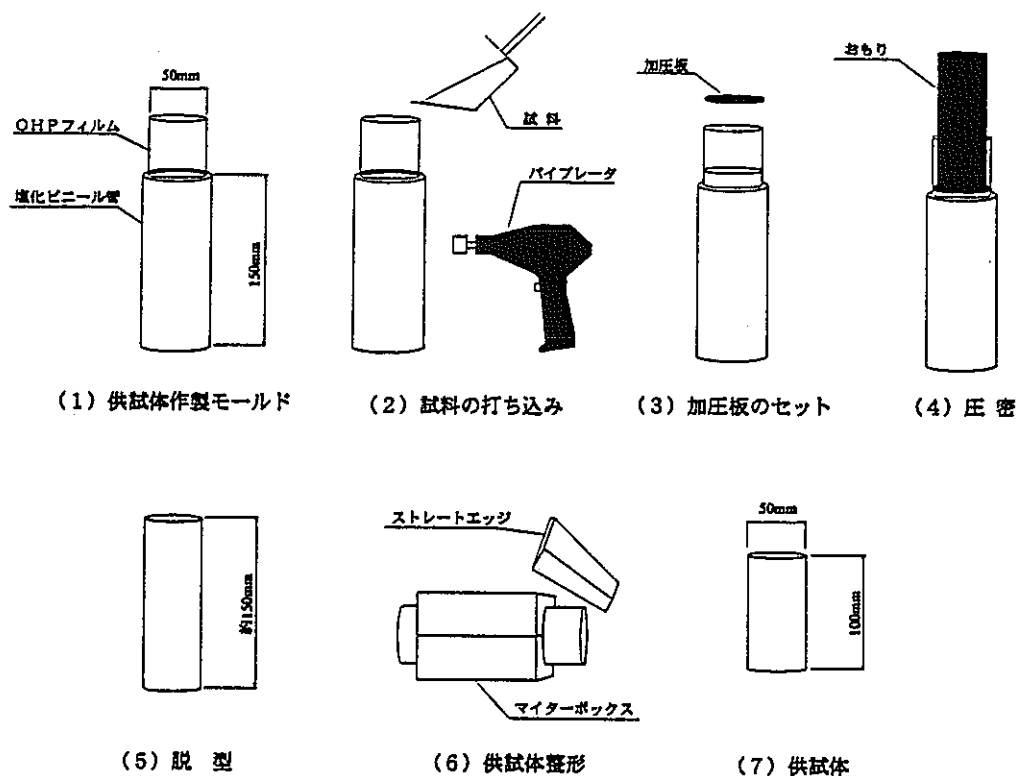


図-2.2 供試体の作製(Case-E)

## 2.5 一軸圧縮試験結果

配合を決定するとともに、一軸圧縮強度  $q_u$ 、破壊ひずみ  $\varepsilon_u$ 、変形係数  $E_s$ 、および応力～ひずみ関係を明らかにするために行った。

なお、荷重は0.1%/minの一定の変位速度で試験を行った。

破壊ひずみおよび変形係数の求め方は以下のとおりである。図-2.3に示す応力～ひずみ関係より  $0 < \varepsilon \leq 15\%$  の範囲での圧縮応力の最大値を一軸圧縮応力  $q_u$  とし、そのときのひずみを破壊ひずみ  $\varepsilon_u$  とする。また、 $E_{50}$  は次式で表される。

$$E_{50} = \frac{\left(\frac{q_u}{2}\right)}{\varepsilon_{50}} \times 100$$

なお、応力～ひずみ曲線の初期の部分に変曲点が存在する場合は、 $\sigma = q_u/2$  での接線と横軸との交点を修正原点とし、 $\varepsilon_u$  および  $E_{50}$  を求める。

実際に得られた応力～ひずみ関係を図-2.4に示す。Case-Cはピーク後に緩やかな強度低下を示しているのに対して、Case-Eは急激な強度低下を示している。またCase-Eの一軸圧縮強度はCase-Cの約3.5倍である。

一軸圧縮試験結果をまとめると表-2.4のようである。

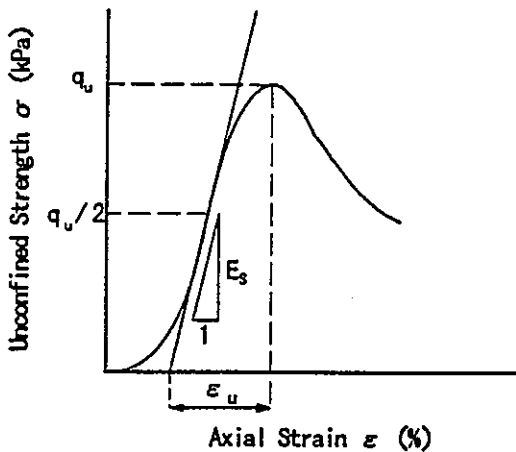


図-2.3 各定数の求め方

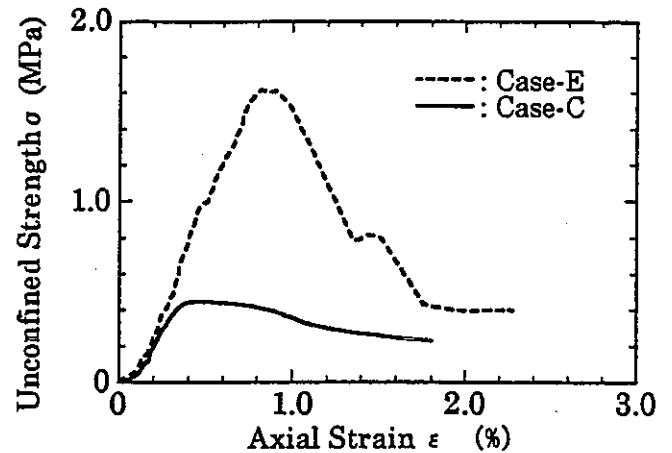


図-2.4 一軸圧縮試験による応力～ひずみ関係

表-2.4 一軸圧縮試験結果

|                       | 単位                 | Case-C | Case-E |
|-----------------------|--------------------|--------|--------|
| 湿潤単位体積重量 $\gamma_t$   | gf/cm <sup>3</sup> | 2.02   | 1.99   |
| 乾燥単位体積重量 $\gamma_d$   | gf/cm <sup>3</sup> | 1.66   | 1.59   |
| 一軸圧縮強度 $q_u$          | kPa                | 447.0  | 1618.2 |
| 破壊ひずみ $\varepsilon_u$ | %                  | 0.35   | 0.79   |
| 変形係数 $E_{50}$         | MPa                | 181    | 228    |

## 2.6 三軸圧縮試験結果

三軸圧縮試験 (CD 試験) は、応力～ひずみ関係に及ぼす拘束圧の影響を明らかにするとともに、粘着力  $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$  を決定することが目的である。試験用供試体は、一軸圧縮試験と同じものを用いた。なお、荷重は 0.05%/min の一定の変位速度で試験を行った。

三軸圧縮試験により得られた主応力差～ひずみ関係を図-2.5(a), (b) に示す。図中の拘束圧が 0kPa と記しているものは一軸圧縮試験で、その他は拘束圧の記した三軸圧縮試験の結果である。

Case-C では、弾性限界後、拘束圧の増加に伴いピーク強度は増加し、また延性的な挙動へと移行している。一方、Case-E は拘束圧の増加に関わらず、あるひずみでピークを迎え、その後、脆性的な挙動を示している。これは Case-E では石膏の配合比が大きく作製時の圧密により剛性が高く圧縮性に乏しい構造となったためであると考えられる。また、Case-C は全体的になめらかな曲線を描いているのに対して、Case-E では滑りによると思われる乱れが観察されている。

強度定数の求め方は、縦軸に破壊時の最大主応力差の半分  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$  を横軸に平均主応力  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  をとり、異なる圧密圧力のもとで得られたそれらの関係を図-2.6 のようにプロットし直線で結ぶ。データが多少ばらついている時は、最小二乗法により直線近似し、その直線の傾き  $m$  と切片  $f$  を求め、強度定数  $c$ 、 $\phi$  を求めた。Case-C および E についてそのような整理の仕方をしたものが図-2.7 である。Case-E は、Case-C に比べ、粘着力  $c$  が卓越している傾向が示された。

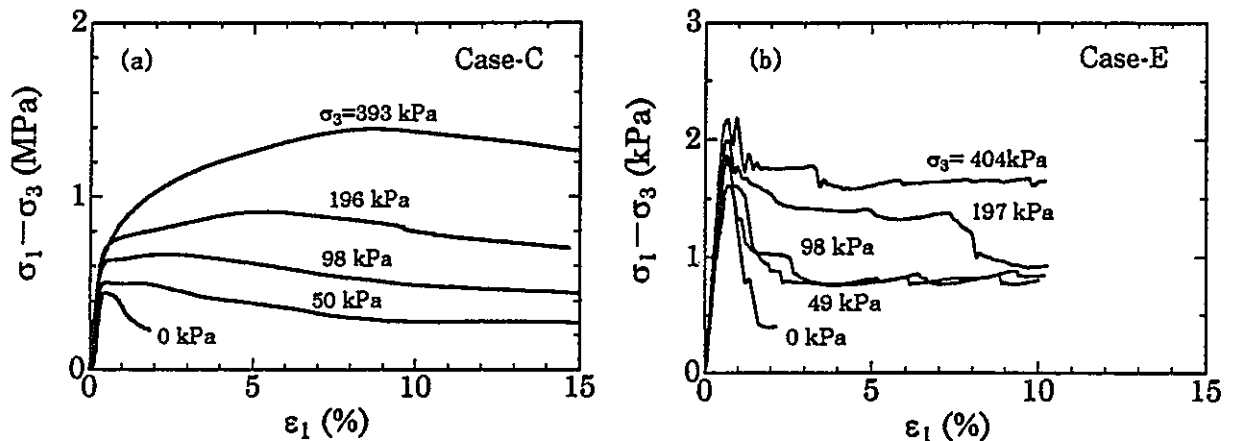


図-2.5 三軸圧縮試験による偏差応力～軸ひずみ関係

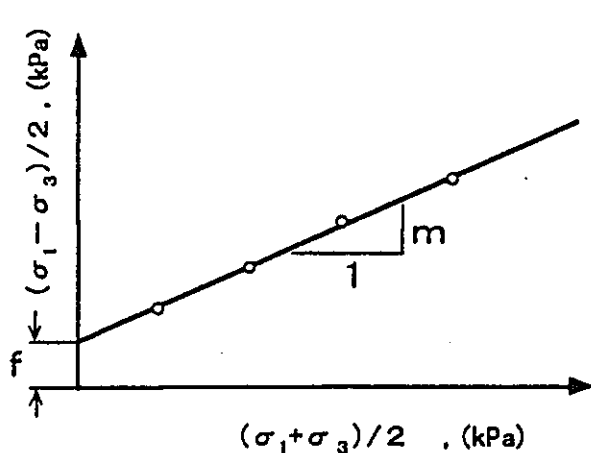


図-2.6  $c$  および  $\phi$  の求め方

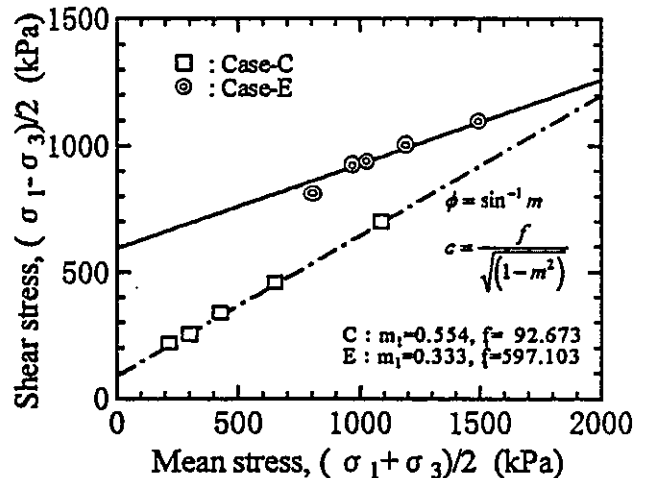


図-2.7  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$  の関係

## 2.7 人工軟岩地盤の物性

一軸および三軸圧縮試験結果から、本報告で用いた2ケースの地盤の物性をまとめると表-2.5のようである。

表-2.5 人工軟岩の力学的性質

|                     | 単位                 | Case-C | Case-E |
|---------------------|--------------------|--------|--------|
| 湿潤単位体積重量 $\gamma_w$ | kN/cm <sup>3</sup> | 19.81  | 19.52  |
| 乾燥単位体積重量 $\gamma_d$ | kN/cm <sup>3</sup> | 16.28  | 15.59  |
| 一軸試験結果              | —                  | —      | —      |
| 一軸圧縮強度 $q_u$        | kPa                | 447.0  | 1615.7 |
| 破壊ひずみ $\epsilon_u$  | %                  | 0.318  | 0.775  |
| 変形係数 $E_{50}$       | MPa                | 145    | 228    |
| 変形係数 $E_s$          | MPa                | 230    | 205    |
| 三軸試験結果              | —                  | —      | —      |
| 粘着力 $c$             | kPa                | 111.4  | 663.2  |
| 内部摩擦角 $\phi$        | Deg                | 33.7   | 19.4   |

## 2.8 模型軟岩地盤の作製方法

模型地盤は表-2.3の配合条件を用いて作製していく。地盤の作製には、ソイルミキサーを用いて試料の練り混ぜを行ったが、ソイルミキサーでの1回の練り混ぜ容量が約30リットルと限られているため、それを超える試料を用いる際には、2回に分けて練り混ぜを行った。ただし、今回用いた焼石膏は、標準流し込み開始時間が10分、凝結開始時間が23分、終結時間が45分、もしくはそれ以下であるため、手際よく練り混ぜを行う必要があった。また、供試体の均質性を良くするために混和材としてカオリンを用いたが、そのため、模型地盤中に気泡が含まれ易くなっており、土槽に試料を投入後、パイプレータを十分にかけて気泡を最小限にする必要があった。また、Case-Eを用いる場合は、土槽断面積が約1170.2cm<sup>2</sup>であるので、1.1kNのおもりと加圧板を用意し、約10kPaの圧密圧力を加圧した。

用いた土槽および地盤条件の詳細は、第3章の実験概要に記す。

ここでは、二層地盤の作製方法について述べる。まず、図-2.8の①に示すように所定の角度(本報告では15°)の台上に土槽をセットし、下層地盤になる材料を打設する。約1時間の養生時間を置いた後、層境界面になる面をストレートエッジで平らに削り、同図②のように土槽を水平にする。その後、③に示すように上層地盤を打設し、所定の層厚になるようにストレートエッジで地盤表面を平らにする。このような方法を用いたのは打設試料と削り出しの無駄を省くためと、層境界面の仕上がりの精度を上げるためである。

成層地盤の作製

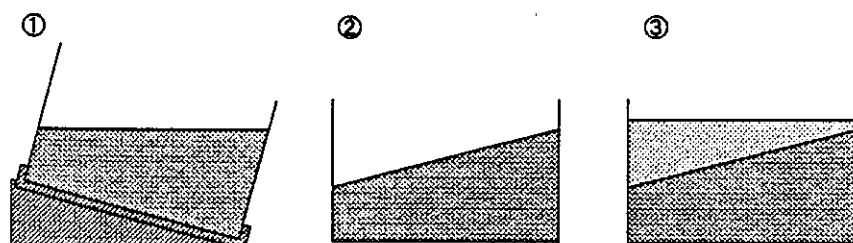


図-2.8 二層傾斜水平地盤の作製

次に、傾斜地盤の作製手順を示す。図-2.9は傾斜地盤作製の手順を示している。

まず、図-2.8で示したように養生後、ストレートエッジを使って地盤表面を平に削り所定の層厚の水平地盤を作製する。次に、水平地盤表面に中心線と載荷位置を入れ、所定の角度に斜面を削り出し、最後に斜面に中心線を入れる。本報告では、斜面傾斜角( $\beta$ )は $45^\circ$ に限定している。

また、図-2.8で作製した二層傾斜水平地盤を図-2.10の②、③のように切り出すことによって、流れ盤、受け盤の成層構造を有する傾斜地盤を作製することが出来る。

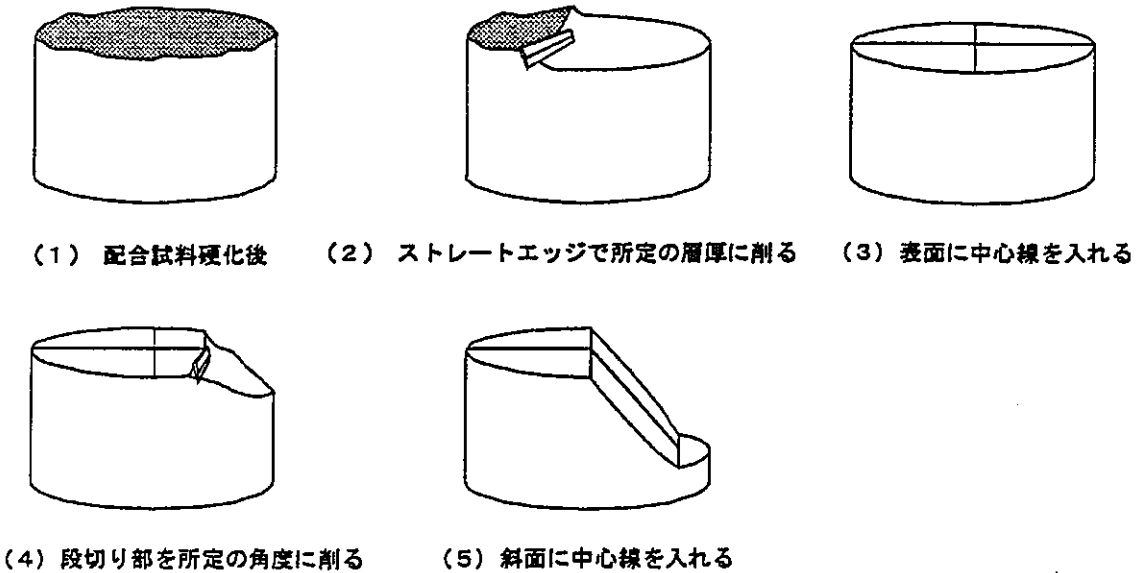


図-2.9 傾斜地盤の作製手順

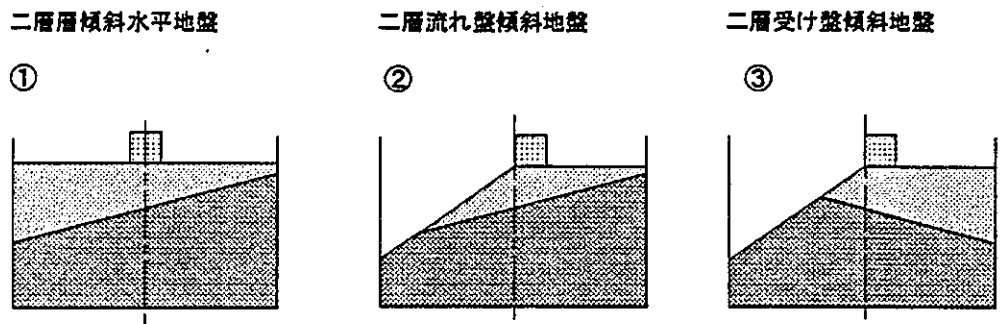


図-2.10 二層地盤の作製例

## 参考文献

- 1) 土岐祥介, 三浦均也, 西村右敏: 軟岩地盤の破壊及び変形に関する基礎的研究( I ), 動力炉・核燃料開発事業団 委託研究成果報告書, 1994
- 2) 谷 和夫, 吉田保夫: 人工軟岩の作製法, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 251-255, 1992.
- 3) 西上裕之・金子岳夫・堀井秀之: 固結性砂質土の平面ひずみ圧縮試験と変形局所化の計測, 第28回土質工学研究発表会, pp. 545~548, 1993.
- 4) 地盤工学会編: 土質試験方法と解説, 地盤工学会, pp. 246-262, 1990.



### 3. 実験概要

#### 3.1 実験装置

図-3.1 に支持力実験装置を示す。耐荷重能力は各モータ1本あたり 2t (=16.613kN) で、鉛直荷重のみを行う場合 4t (=39.226kN) までの荷重载荷が可能である。

鉛直、水平载荷装置は共に、モータがハーモニック、ボールネジナット、スプラインナットケーシング（回転変速、変換機）を通じて、シャフトが荷重を伝達する構造になっている（図-3.2）。ダイレクトドライブモータは日本精工株式会社製のメガトルクモータAS0408を使用した。ダイレクトドライブモータは速度制御あるいは、トルク制御で回転運動を行う高性能モータであり、この回転運動を上下方向の運動に変速・変換して軸载荷荷重の供給を行っている。また、モータの回転相対位置を検出することにより、上下方向の変位量を計測することができる。

図-3.1 に示したように、鉛直载荷装置は、2連のダイレクトドライブモータと鉛直荷重用ロードセルが反力桁に連結し、クロスローラーウェイユニットの鉛直滑動面に沿って鉛直方向に滑動できるようになっている。水平载荷装置は、1連のダイレクトドライブモータと水平荷重用ロードセルがクロスローラーウェイユニットを介して反力桁に連結し、リニアウェイの水平滑動面に沿って水平方向に滑動できるようになっている。これら鉛直および水平あわせて3つのロードセルによって、基礎に底面作用するモーメントの計測が可能である。

载荷フレームおよび载荷テーブルはステンレススティール製で、今回新たに開発したものである。このフレームは、土質及び軟岩材等に加えられる応力に対して十分な剛性を有しており、鉛直方向に 39 kN の耐荷力を有し、さらに、水平载荷や傾斜地盤の鉛直载荷に起因する曲げに対し有効な構造となっている。また载荷テーブルは、基礎の载荷位置を三次元的に高い精度で微調整することができる。载荷フレームおよび载荷テーブル能力の詳細を図-3.3 に示す。

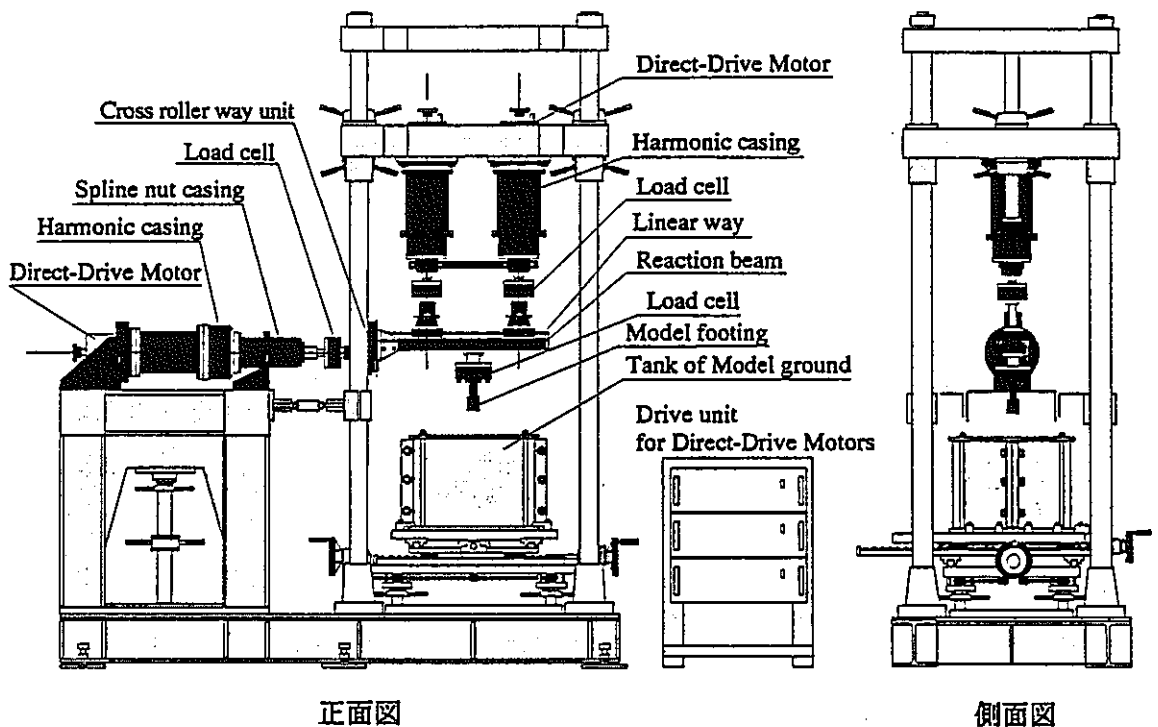


図-3.1 三次元支持力実験装置

図-3.4に支持力実験制御・計測システムの全体図を示す。ダイレクトドライブモータの制御は、ダイレクトドライブモータ制御ドライブユニットが受け持ち、パーソナルコンピュータからの命令をRS232C通信によりドライブユニットを通じてモータの制御、位置の検出を行っている。

図-3.5 用いた土槽ならびに模型基礎部の詳細を示す。土槽は深さ 30cm、内径 38.6cm の二つ割りモールド鋼製型枠をボルト留めした円筒形で、基礎幅に対して十分な大きさであることを確認している。載荷試験終了後は、モールドのボルトを外すことによって軟岩模型地盤を土槽から取り出すことができる。鉛直荷重は薄型ロードセル（容量 19.6kN）を用いて計測している。軸変位量の計測にはダイレクトドライブモータの位置検出機能を使用している。

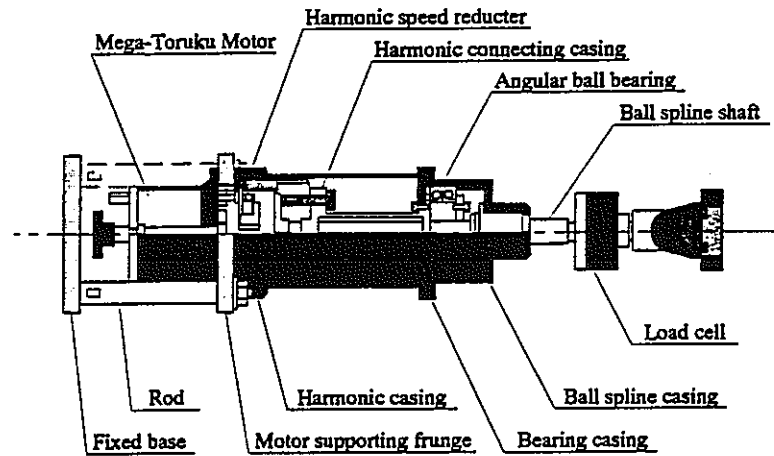


図-3.2 ダイレクトモータドライブ

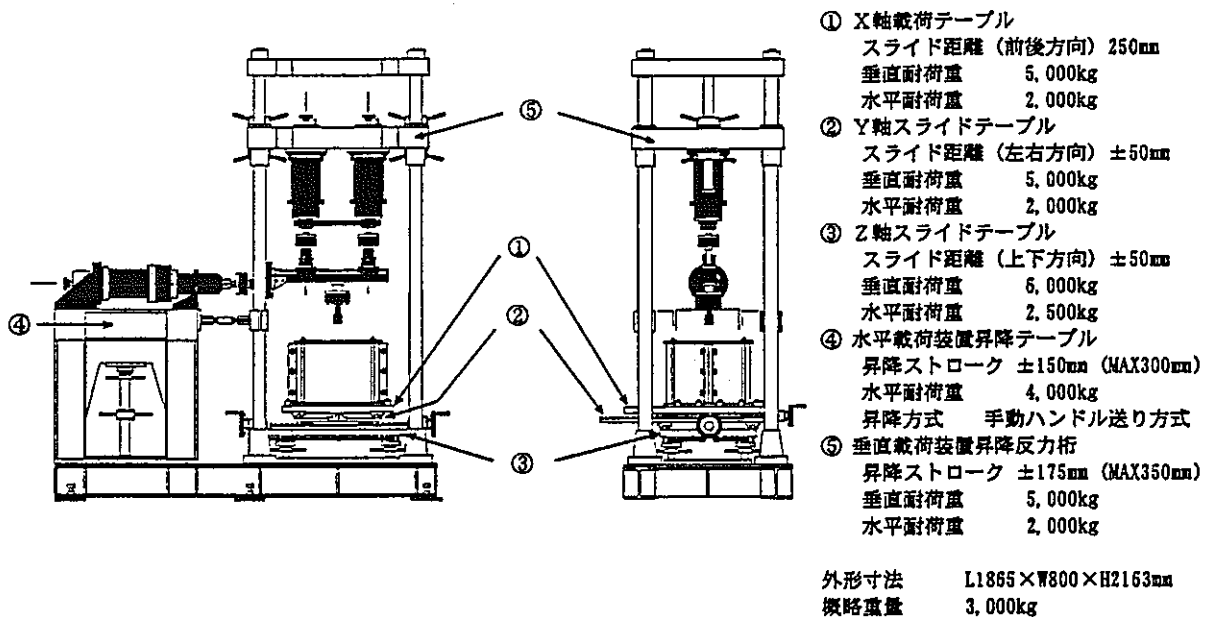


図-3.3 載荷フレームおよび載荷テーブル能力説明図

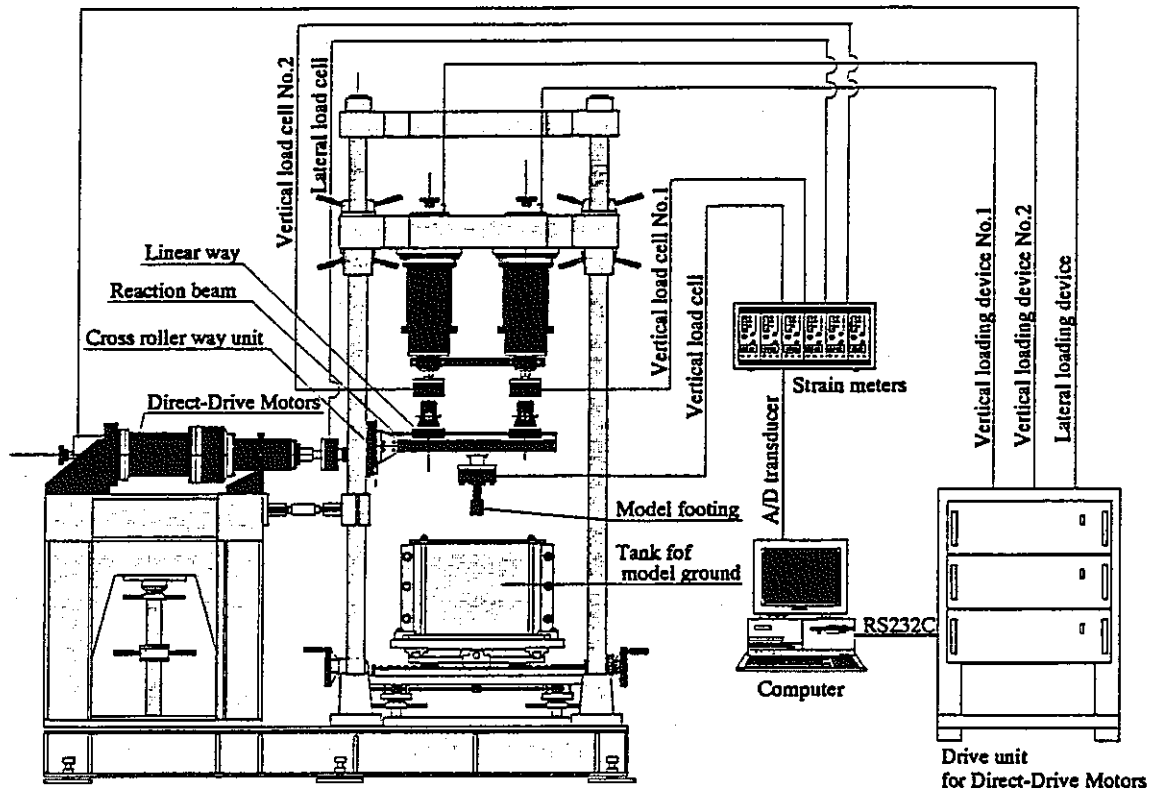


図-3.4 三次元支持力実験装置システム図

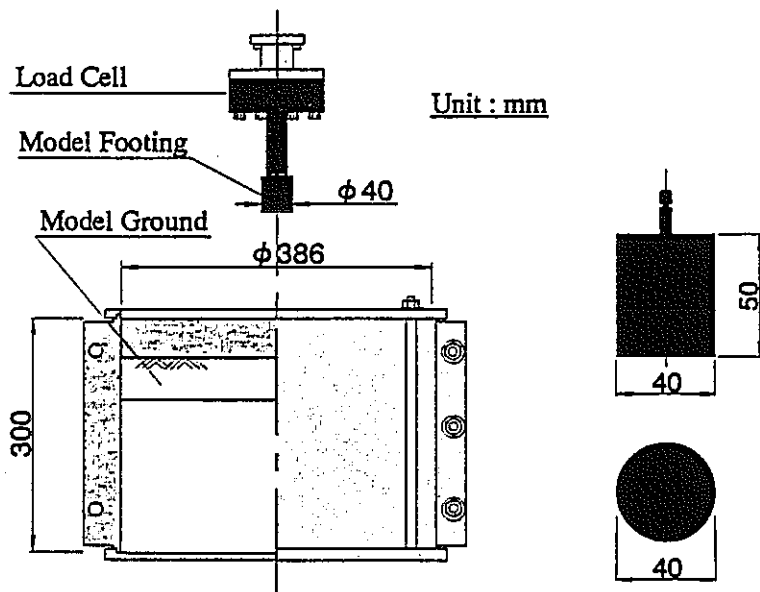


図-3.5 土槽および模型基礎

### 3.2 実験条件および実験方法

模型基礎は、直径 $B=40.0\text{mm}$ の円形で底面滑な鋼製のものを使用した。荷重伝達は、基礎が載荷ロッドに剛結の状態で行われる(図-3.5)。載荷方式は、載荷速度が $0.1\text{mm}/\text{min}$ の変位制御方式で行っている。

実験に用いた地盤は、図-3.6に示す水平地盤と図-3.7に示す傾斜地盤の2シリーズがある。

水平地盤モデルは、Case-C(軟らかい)とCase-E(硬い)の地盤材料で作製した均質単層地盤(Ch, Eh)と、Case-CとCase-Eの地盤材料を組み合わせて作製した3種類の二層地盤(CE00h, EC00h, EC15h)の計5種類がある。図-3.6 (a)は上層にCase-Cを用いた層境界が平行な地盤ケース(CE00h)である。同図(b)はそれとは逆に上層にCase-Eを用いた層境界が平行な地盤ケース(EC00h)である。また、同図(c)は上層がCase-Eであるが、層境界が $15^\circ$ の角度を有するケース(EC15h)である。全ての地盤において上層の層厚は基礎中心で基礎幅分( $40.0\text{mm}$ )となるように作製した。

傾斜地盤モデルは、Case-CとCase-Eの地盤材料で作製した均質単層地盤(Cs45, Es45)と、下層がCase-Cで上層がCase-Eの地盤材料で作製した3種類の二層地盤(EC00s45, ECo15s45, ECr15s45)の計5種類がある。図-3.6 (a)は層境界が平行な地盤ケース(EC00s45)である。同図(b)は層境界が斜面傾斜方向と同じ方向に傾斜する流れ盤の地盤ケース(ECo15s45)である。また、同図(c)はそれとは逆の受け盤の地盤ケース(Ecr15s45)である。全ての地盤において上層の層厚は基礎中心で基礎幅分( $40.0\text{mm}$ )、層境界は $15^\circ$ で斜面傾斜角は $45^\circ$ となるように作製した。

また、載荷試験終了後は、地盤の破壊状態を調べる為に、地盤表面の観察とともに基礎直下の地盤断面を削り出し、地盤内部の観察も行っている。ただ削っただけでは、基礎の押し込まれた跡しか観察できない為、断面にインクを染み込ませてから削っていく方法で行っている。これは、地盤内の亀裂および塑性化した部分はインクが染み込みやすく、基礎の押し込みによって体積が圧縮した部分は染み込みにくいことから、破壊状態を定性的に観察しようとするものである。

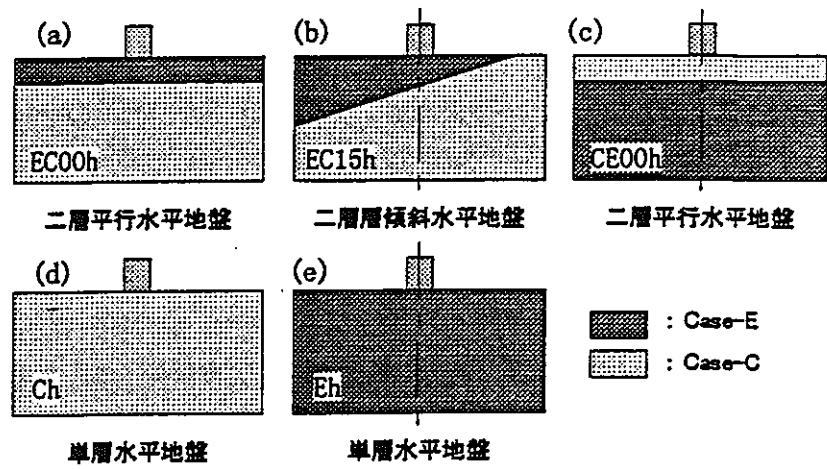


圖-3.6 水平地盤模式圖一覽

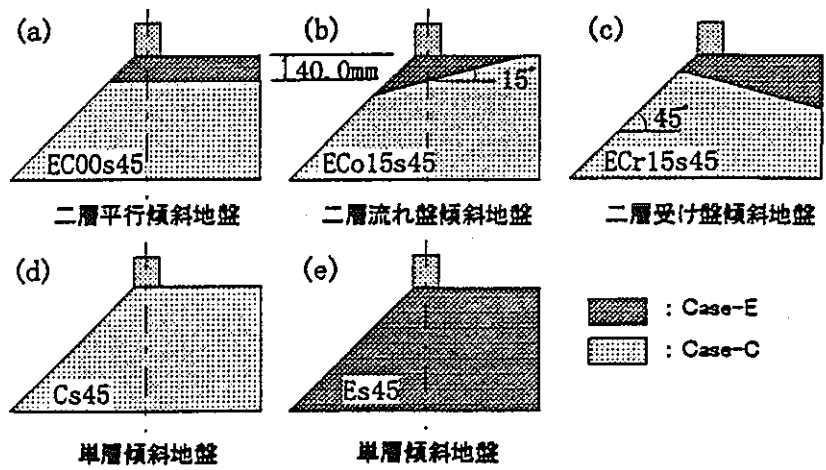


圖-3.7 傾斜地盤模式圖一覽

#### 4. 実験結果および考察

##### 4.1 概要

支持力実験は、0.1mm/minの一定速度で鉛直下方に载荷を行ったが、载荷による地盤の破壊の進行に伴い地盤の支持機構に非対称性が生じ、その結果フーチングにモーメントが作用する。また、载荷ロッドとフーチングは回転を許さない固定条件なので、基礎底面に作用する荷重は偏心する。

図-4.1は、载荷板直下の地盤接地圧分布と偏心量の関係を模式的に表したものである。図には、偏心量の移り変わりで、接地圧分布が台形から三角形になっていく様子が描かれている。

载荷初期において、载荷位置の地盤の微妙な傾きにより反力分布は不均一となり、モーメントを生じる。そのまま载荷を続けると、傾斜地盤では斜面側に地盤が押し出され崩壊しモーメントが発生するが、载荷板は载荷軸に対して固定されているので、载荷面にかかる荷重は徐々に台形分布から三角形分布となり、荷重は偏心して作用するのである。また、軸対称である水平地盤においては、主に地盤の不均一性や、地盤破壊が進行過程で非対称性を生じることによりモーメントが生じると思われる。

図-4.2は、フーチング底面の中心を原点とした载荷地盤に対する各荷重計の位置関係を示したものである。また、偏心量( $e$ )、荷重傾斜角( $\theta$ )

の定義を図-4.3示す。図-4.2中の鉛直ロードセルVL1、VL2および水平ロードセルVL3により得られた値から、(4.1)式より、フーチング底面に作用しているモーメントが算出される。

また、算出されたモーメントから(4.2)式よりフーチング中心からの荷重作用位置を求めることができる。さらに、フーチングは鉛直方向のみに制御されるため水平ロードセルVL3と鉛直ロードセルVL4の値を用い、(4.3)式から荷重の傾斜角を算出できる。しかし、ロードセルVL1、2、3の容量は2tfであり、剛性の低い地盤や、载荷初期に低い地盤反力度しか得られないケースでは、満足のいく精度は得られないため、定量的な傾向を知るのは難しい。

実験では、地盤条件の違いにより、沈下量と荷重強度、モーメント、偏心量、荷重傾斜角の関係において、それぞれ特徴のある結果が得られた。また、試験終了後は、地盤表面をスケッチするとともに地盤を切り出し内部の破壊状況を観察している。これより、地盤条件により破壊状況がどのように変化しているかを確認している。

本章では、まずそれらの結果について比較、検討を行うい、次に地盤の破壊状況について述べる。

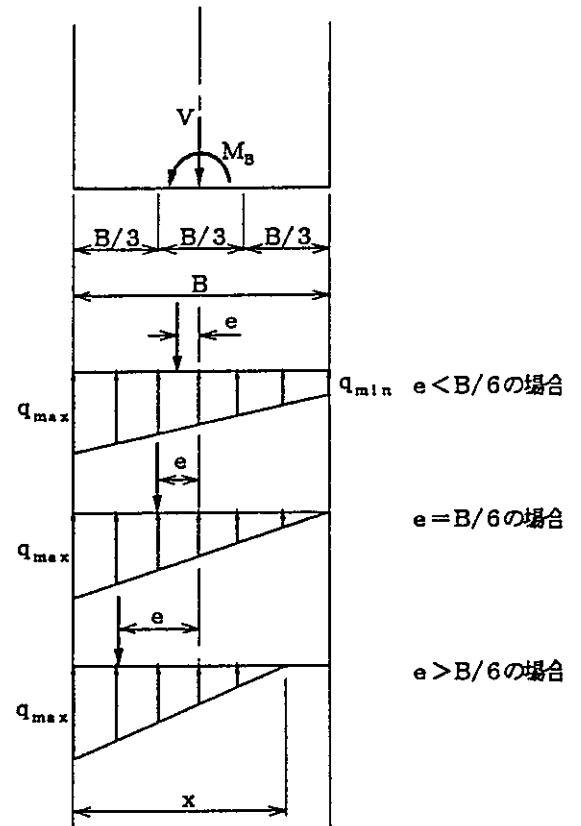


図-4.1 载荷板直下の荷重分布の変化

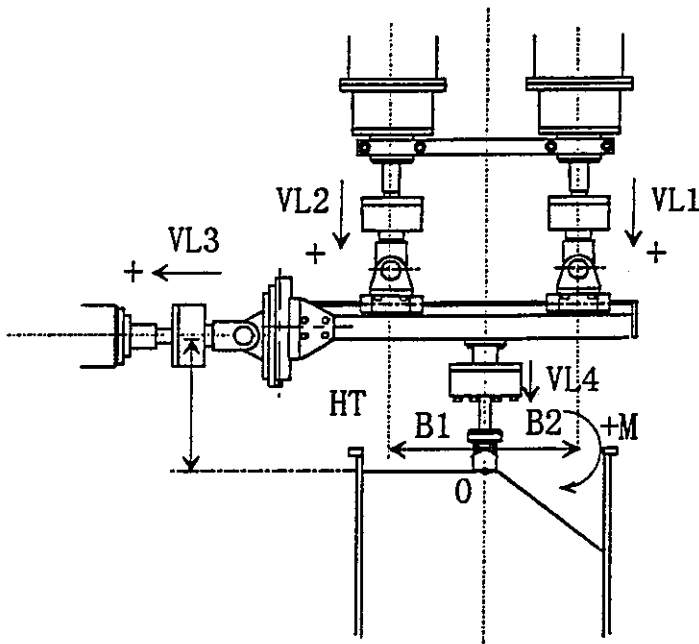


図-4.2 模型基礎中心に対する各ロードセルの位置的関係

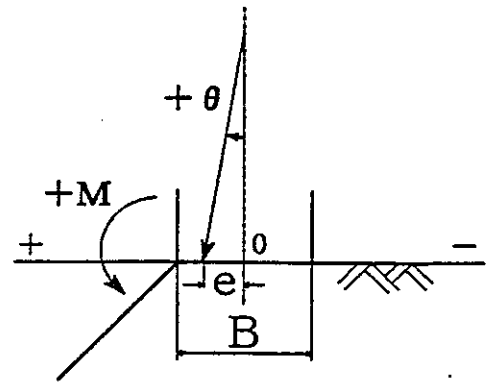


図-4.3 偏心量および荷重傾斜角の定義

$$M = VL2 \cdot B2 - VL1 \cdot B1 - VL3 \cdot HT \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$e = M / VL4 \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$\theta = \tan^{-1}(VL3 / VL4) \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

- |        |               |   |                         |
|--------|---------------|---|-------------------------|
| VL1... | 鉛直方向ロードセル1の荷重 | } | 全てのロードセルにおいて圧縮側を正(+ )とす |
| VL2... | 鉛直方向ロードセル2の荷重 |   |                         |
| VL3... | 水平方向ロードセル3の荷重 |   |                         |
| VL4... | ロードセル4の荷重     |   |                         |
| B1     | ...           |   |                         |
| B2     | ...           |   |                         |
| HT     | ...           |   |                         |

4.2 各地盤ケースごとの実験結果の比較

上述の整理方法によって得られた結果を地盤ケースごとに横軸を沈下量として比較する。まず、基本となる単層の水平地盤および傾斜地盤の挙動を示す。続いて、二層水平地盤の上下層の物性が逆転した場合の挙動、二層で層傾斜の有無がおよぼす影響、更に、二層傾斜地盤の挙動について示し、考察する。また、本文中の水平および傾斜地盤ケース名は、図-3.6および図-3.7に従うものとする。

#### 4.2.1 単層地盤

図-4.4(a)は、単層地盤の荷重強度～沈下量関係について比較したものである。Es45以外のケースは明瞭なピークは観察されず、荷重の進行とともに徐々にひずみ硬化しており延性の挙動を示している。Es45は破壊形状で明瞭なせん断面が観察できる全般せん断を起こしており(第5章参照)、沈下量が約8mm(基礎幅の20%)で明瞭なピークが観察された。曲線の初期挙動に着目すると、力学試験においてセメンテーション効果を強く示したEhは下に凸の立ち上がりを見せ、比較的弱いChは立ち上がりから上に凸の挙動を示している。これは基礎底面と地盤整形面の不整合の影響が硬い地盤では敏感に現れているためであると考えられる。また、Chはなだらかな変曲を示すのに対して、Ehは地盤表面に変化は見られなかったが、荷重強度～沈下量関係は弾性限界を過ぎると折れ曲がり、勾配が減少していることが分かる。Ehはこの変曲点を過ぎた後、約±0.5Mpaの上下の変動が見られるがその変動も徐々に喪失していく傾向が観察された。これは、要素試験で見られたように地盤内では弾性限界内では直線的な強度増分であるが、塑性時にすべりに起因する変動が現れ、荷重の進行とともに拘束条件が変化しなだらかな曲線に移行していくのであろうと推察される。水平地盤と傾斜地盤を比較すると、Cs45はChよりも荷重強度が低い。また、Es45は荷重初期において、Ehと同様な立ち上がり方であるが、0.8mm(基礎幅の2%)程度沈下したところで勾配に変化が見られた。つまり地盤剛性の低いCase-C地盤は荷重直後に斜面の影響を敏感に受けるが、剛性の高いCase-E地盤は、荷重初期には斜面の存在の影響はあまり敏感ではなく、水平地盤と同様な挙動を示すものと考えられる。

図-4.4(b)は、モーメント～沈下量関係について比較したものである。水平地盤は、地盤表面等の影響を受けモーメントが生じているが、比較的緩やかな挙動を示している。傾斜地盤は荷重に伴いモーメントが減少していき、斜面側の崩壊が進行している様子が顕著に表れている。また、Es45は全般せん断を起こすことで、モーメントが増加している。

図-4.4(c)は、偏心量～沈下量関係について比較したものである。水平地盤は、荷重初期の乱れを除くとほぼ横ばいである。Es45は荷重の進行に伴い斜面反対側に偏心を生じ、荷重終了時には6mm(基礎幅の15%)ほど偏心している。Cs45の偏心量が基礎幅を超えて出ているが、このケースは昨年度扱われたものであり、装置のフレームののび等の問題がその原因として考えられるが、詳細は不明である。

図-4.4(d)は、荷重傾斜角～沈下量関係について

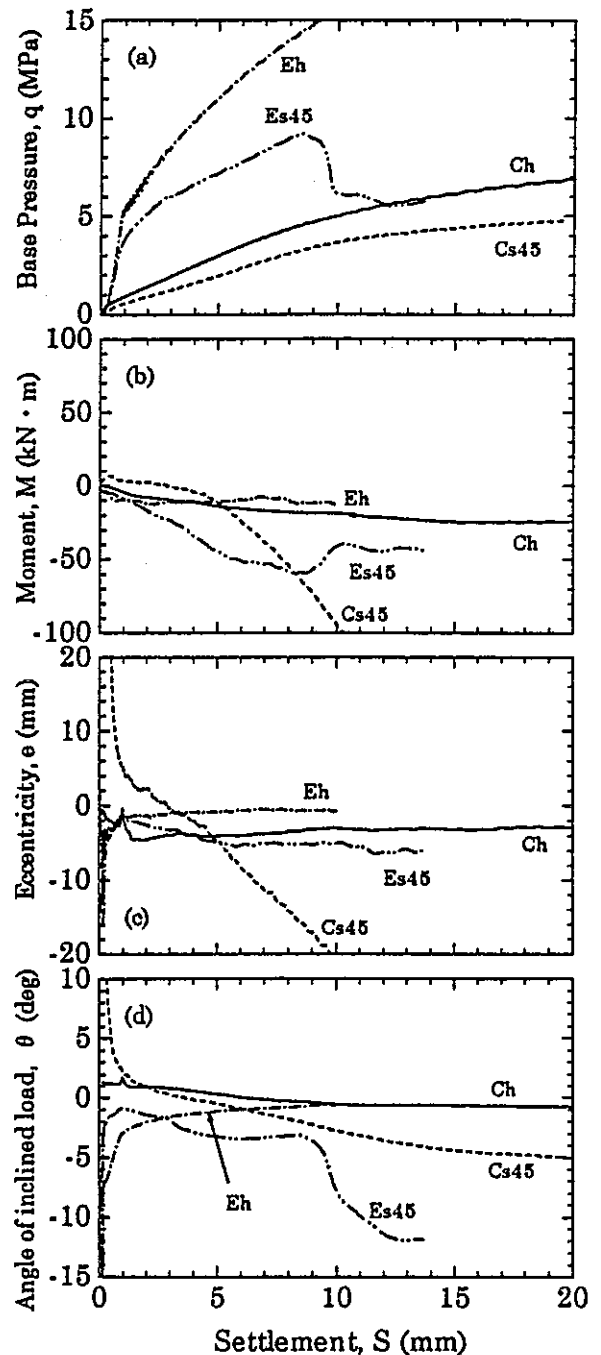


図-4.4 単層地盤の実験結果



比較したものである。水平地盤は、荷重初期の影響を除くと、荷重の進行に伴いほぼ鉛直な荷重に近づいていく。一方、傾斜地盤は水平地盤と比較すると、荷重に伴い斜面反対側へ傾斜していく様子が見られる。さらに、Es45 はピーク以降に急激に傾斜の度合いが増し、沈下量が 12mm(基礎幅の 30%) に達した時点では  $-12^\circ$  程度まで傾斜している。

以上から、水平地盤は荷重初期において地盤表面の微妙な傾斜の影響等により、荷重が偏心および傾斜をするが、その挙動は緩やかであり、軸対称地盤の挙動を示しているといえる。一方、傾斜地盤は荷重の進行に伴い斜面反対側へ荷重が偏心し、かつ傾斜していくことが分かる。さらに、Es45 はピークを過ぎると、荷重の傾斜は大きくなるが偏心量は変化しないためモーメントは正の方向へ増加する。

#### 4.2.2 二層平行水平地盤

図-4.5(a) は二層平行水平地盤の荷重強度～沈下量関係について比較したものである。比較のために単層水平地盤もあわせて示す。CE00h は荷重初期において上層の影響を受け、3mm(基礎幅の 7%程度)の沈下量までは Ch と同様な挙動を示すが、荷重の進行に伴い下層の影響を受け、Eh に近い挙動へと移行している様子が顕著に表れている。また、EC00h は上層の E 地盤と同様な立ち上がりを見せるが、沈下量 1mm(基礎幅の 2.5%程度)でピークを迎え、残留状態を経た後 Ch の挙動へと移行している。

図-4.5(b) は二層平行水平地盤のモーメント～沈下量関係について比較したものである。CE00h 以外のケースはどれもほぼ横ばいであり、地盤が軸対称であることを示している。CE00h は全般せん断型の破壊形態であり他のケースとは挙動が異なっている。これは、全般せん断のすべり面の発達によるものと思われる。

図-4.5(c) は二層平行水平地盤の偏心量～沈下量関係について比較したものである。これについても CE00h は特徴的であるといえる。荷重初期に生じているモーメントは地盤表面の傾き等の影響と考えられるが、荷重強度～沈下量関係において上層から下層へと挙動が移行するに伴い偏心していく様子が表れている。

図-4.5(d) は二層平行水平地盤の荷重傾斜角～沈下量関係について比較したものである。CE00h は、上層から下層に移行するとともに負の方向へわずかに傾斜しているが、荷重の進行に伴い傾斜

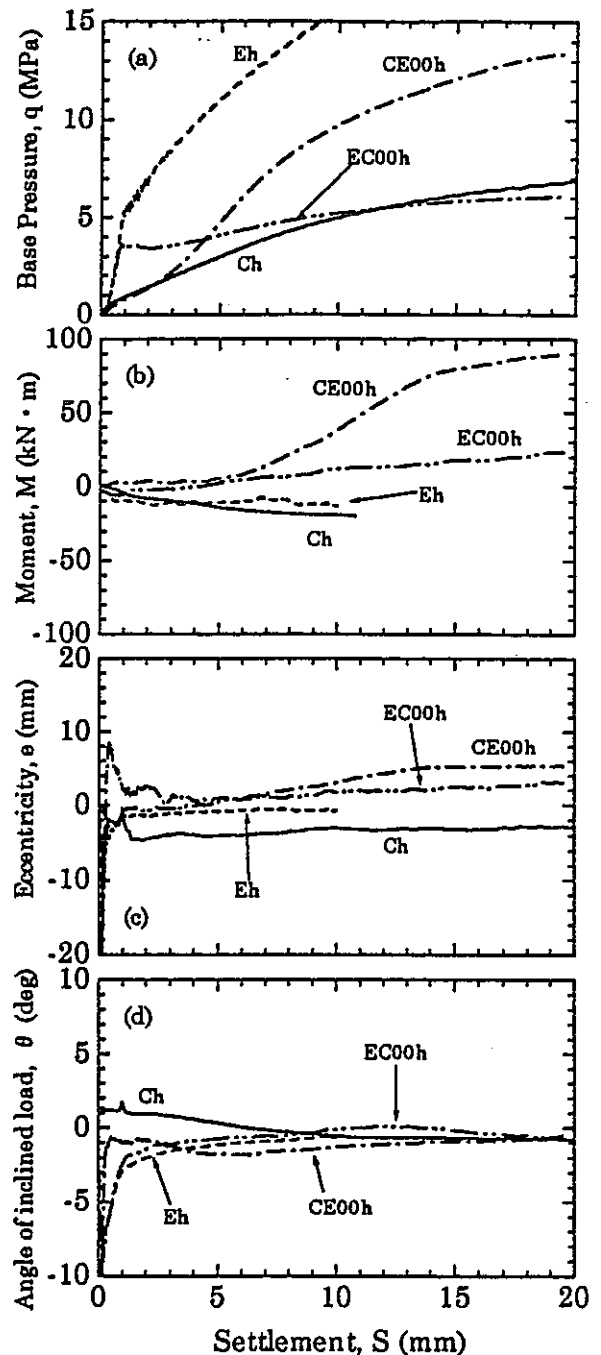


図-4.5 二層平行水平地盤の実験結果

角はゼロに収束しており鉛直な荷重へと近づいているといえる。

以上のことから、二層地盤では荷重の進行に伴い上層から下層へと支持力が推移しており、その様子がグラフの挙動に顕著に表れていると考えられる。

#### 4.2.3 二層層傾斜水平地盤

図-4.6(a)は二層層傾斜水平地盤の荷重強度～沈下量関係について比較したものである。また、併せて二層平行水平地盤についても表示している。荷重初期においてEC00h, EC15hは両者とも上層のE地盤と同じ挙動を示している。その後EC00hは1mm(基礎幅の2.5%程度), EC15hは1.5mm(基礎幅の4%程度)の沈下量でピークを迎えており, EC15hの方がピーク時の荷重は大きく出ている。その後, 残留状態を経て, 下層のC地盤の挙動へと移行していく様子が観察できる。

図-4.6(b)はモーメント～沈下量関係について比較したものである。EC00hは荷重の進行に伴い徐々にモーメントを生じているが, 全体的に見てほぼ横ばいであるのに対し, EC15hは荷重開始からモーメントが減少していくが, 4mm(基礎幅の10%)程度沈下したところで増加していき, 8mm(基礎幅の20%)沈下したところで正(+ )のモーメントに転じている。

図-4.6(c)は, 偏心量～沈下量関係について比較したものである。EC00hがほぼ横ばいであるのに対し, EC15hは荷重初期では負(-)の方向に偏心し, ピーク時ではゼロ, 残留状態で負(-), その後(+ )というように荷重の進行に伴い偏心は移行している。

図-4.6(d)は, 荷重傾斜角～沈下量関係について比較したものである。EC00hは荷重初期を除いて荷重の傾斜はほとんどみられないが, EC15hは荷重初期において負(-)に傾斜し, ピーク時ではゼロ, 残留状態では正(+), その後8mm(基礎幅の20%程度)沈下したところで負(-)へと転じている。

以上から, EC15hは荷重の進行に伴い荷重の偏心, 傾斜が変動しており, 地盤の形状に密接に関連した挙動を示していると考えられる。

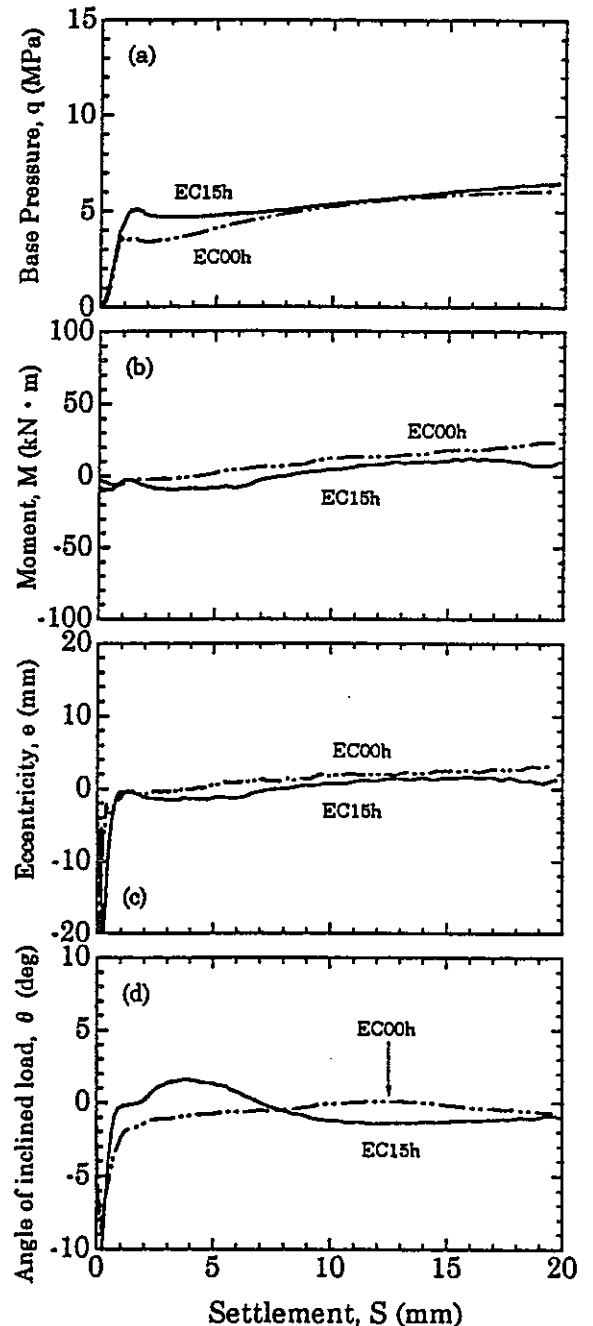


図-4.6 二層水平地盤の実験結果

#### 4.2.4 二層層傾斜地盤

図-4.7(a)は、二層層傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係について比較したものである。載荷初期では傾斜、水平に関わらず、同様な立ち上がりを見せている。ピーク荷重は高いケースから水平地盤、流れ盤、受け盤となっている。

図-4.7(b)は、二層層傾斜地盤のモーメント～沈下量関係について比較したものである。初期段階では、層理面の傾斜の方向によってモーメントの向きが決定していると思われる。ピーク時付近には三者とも一旦ゼロに近づき、その後、受け盤は正、流れ盤はほぼゼロ、水平地盤は負のモーメントとなっており、層傾斜の影響は引き続き受けるものの、傾斜地盤は斜面側の崩壊による影響も受けている。

図-4.7(c)は、二層層傾斜地盤の偏心量～沈下量関係について比較したものである。初期段階の偏心量は、層理面の方向で区別でき、それぞれ上層の層厚の薄い方向に偏心している。ピーク時に一旦ゼロとなるが、その後、層理面の影響を再び受けるが、傾斜地盤では斜面の崩壊の影響を併せて受ける。つまり、層理面の影響により上層の薄い方向へ、また、斜面の影響により斜面側に、それぞれ偏心していると考えられる。

図-4.7(d)は、二層層傾斜地盤の荷重傾斜角～沈下量関係について比較したものである。載荷初期では層理面の影響を受け、層理面に直交する向きに荷重が傾斜している。ピーク時には傾斜のない鉛直な荷重に近づくが、その後、水平地盤がほぼ横ばいの挙動であるのに対し、傾斜地盤は斜面の影響を受け、斜面反対側に傾斜した荷重となっている。

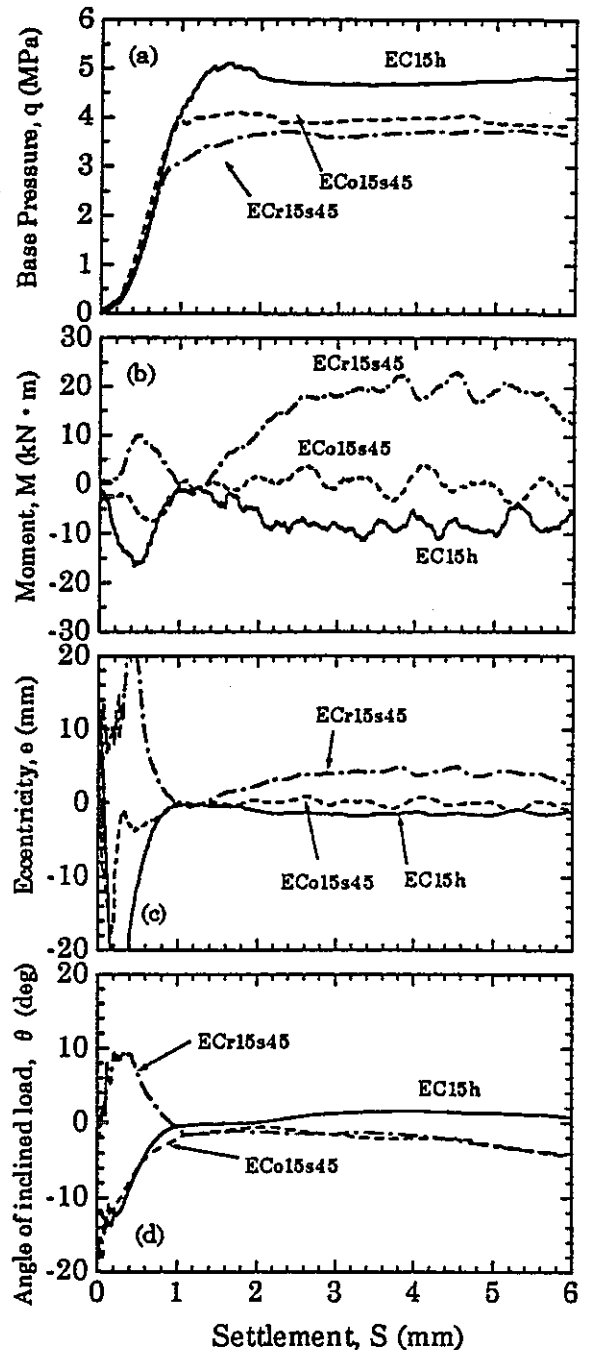


図-4.7 二層層傾斜地盤の実験結果

#### 4.2.5 単層傾斜および二層傾斜地盤

図-4.8(a)は傾斜地盤の荷重強度～沈下量関係を比較したものである。二層地盤は初期段階では $E_{s45}$ と同じ挙動を示しているが、0.8mm(基礎幅の2%)程度沈下したところでピークを迎えた後、ほぼ一定の荷重強度で変形が進行している様子が分かる。なお、ピークは流れ盤、平行、受け盤の順に観察されており、斜面側の上層の層厚がピーク荷重の出方に関係しているものと思われるが、これについては、第5章で説明することにする。

図-4.8(b)は傾斜地盤のモーメント～沈下量関係を比較したものである。受け盤、平行盤、流れ盤の順でモーメントが大きく出ているが、沈下量が0.2mm(基礎幅の0.5%)程度沈下したところで減少しており、この時点で斜面の影響を受け始めたと考えられる。ピーク時には一旦モーメントはゼロになり、その後、受け盤、平行盤、流れ盤の順にモーメントは大きく出ている。

図-4.8(c)は傾斜地盤の偏心量～沈下量関係を比較したものである。載荷初期において受け盤は正(+), 平行盤はゼロ, 流れ盤は負(-)に偏心しており、載荷が進行するにつれ、荷重の作用点はいずれのケースも正(+)の方向へ移動する。ピーク時にはゼロとなるが、その後、流れ盤はほとんど偏心していないが、受け盤、平行盤は正(+)に偏心しており、4mm(基礎幅の10%)程度沈下したところでそれぞれ約5mm, 3mmの偏心を生じている。

図-4.8(d)は傾斜地盤の荷重傾斜角～沈下量関係を比較したものである。流れ盤は負の方向に傾斜しており、平行盤、受け盤は正の方向に傾斜している。角度の大きさは三者とも $12^\circ$ 程となっている。その後ピークに向かうにつれ、荷重の作用方向は鉛直に近付いていく様子が観察された。

地盤表面等の影響も含まれているが、層理面の存在の仕方によって、挙動の違いが顕著に表れている。

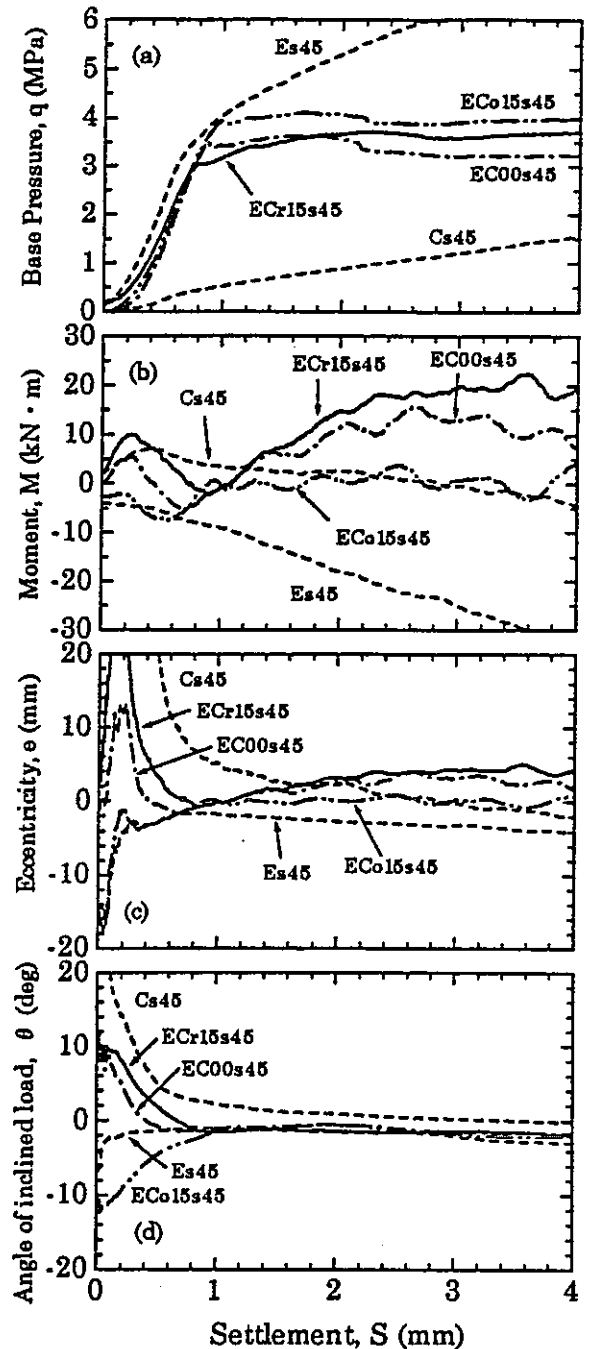


図-4.8 傾斜地盤の実験結果

#### 4.3 模型地盤の破壊状況

地盤条件の違いにより破壊状況がどのように変化するかを調べるために、載荷試験終了後に模型地盤の破壊状況を観察する。観察は、地盤表面の外部観察と切り出しによる内部観察の2通りの方法で行った。

##### 4.3.1 載荷過程終了後の地盤表面破壊状況

地盤表面の観察は、盛り上がりの有無、亀裂の入り方に注意して行った。まず、一例として、二層受け盤、二層流れ盤の破壊状況を写真-4.1, 写真-4.2 に示す。また、図-4.9~4.11 に観察された破壊形状の平面図一覧を示す。

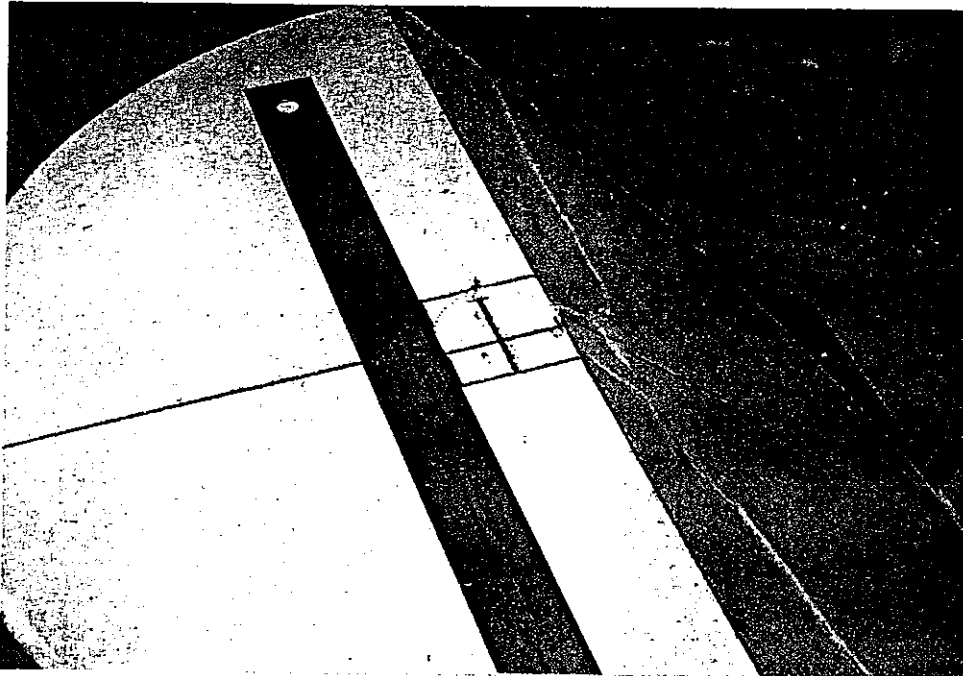


写真-4.1 ECo15s45 (二層流れ盤)

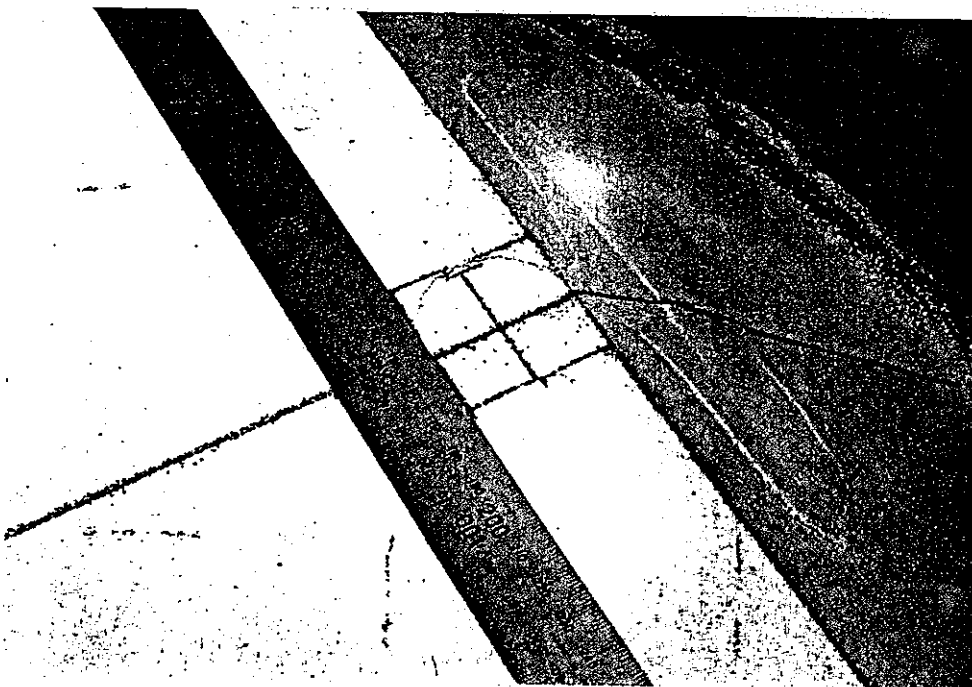


写真-4.2 ECr15s45 (二層受け盤)

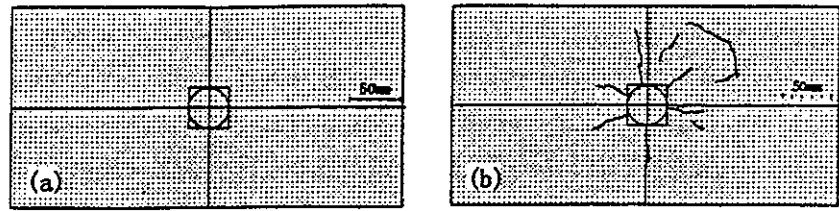


図-4.9 水平地盤の破壊状況：(a)Eh、Ch、EC15、EC00h (b)CE00h

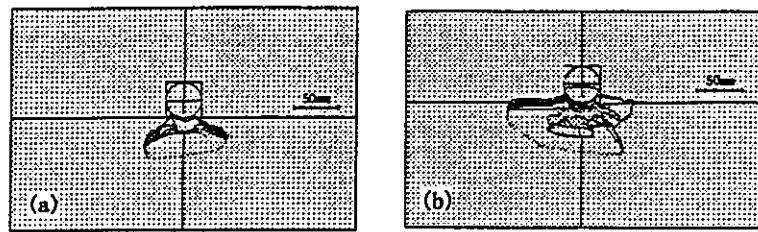


図-4.10 単層傾斜地盤の破壊状況：(a)Cs45 (b)Es45

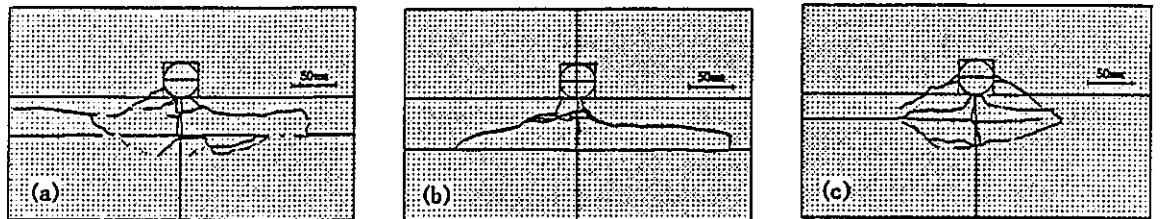


図-4.11 二層傾斜地盤の破壊状況：(a)EC00s45 (b)EC015s45 (c)ECr15s45

#### 4.3.2 載荷過程終了後の地盤内部破壊状況

土槽前面を強化ガラス張りにするなど、直接目視できる平面ひずみ模型実験とは違い、三次元の模型実験は載荷板直下の地盤内挙動を観察することはできない。そこで、模型地盤の破壊状態を知るために試験終了後、地盤切り出しを行った。ただ削っただけでは、載荷板が押し込まれた跡しか観察できない。そこで、断面にインクを染み込ませてから削っていく方法で行った。これは、亀裂および塑性化したところはインクが染み込みやすく、載荷板の押し込みによって体積圧縮したところは染み込みにくいことから、破壊状態を定性的に観察しようとするものである。

二層地盤の切り出しの際、硬さが不連続になるため切り出し作業において、軟らかい地盤を削り過ぎないように注意が必要である。切り出し断面の例として写真-4.3（二層平行地盤）、写真-4.4（二層平行傾斜地盤）を示す。また、図-4.12～4.14に観察された破壊形状の断面図一覧を示す。

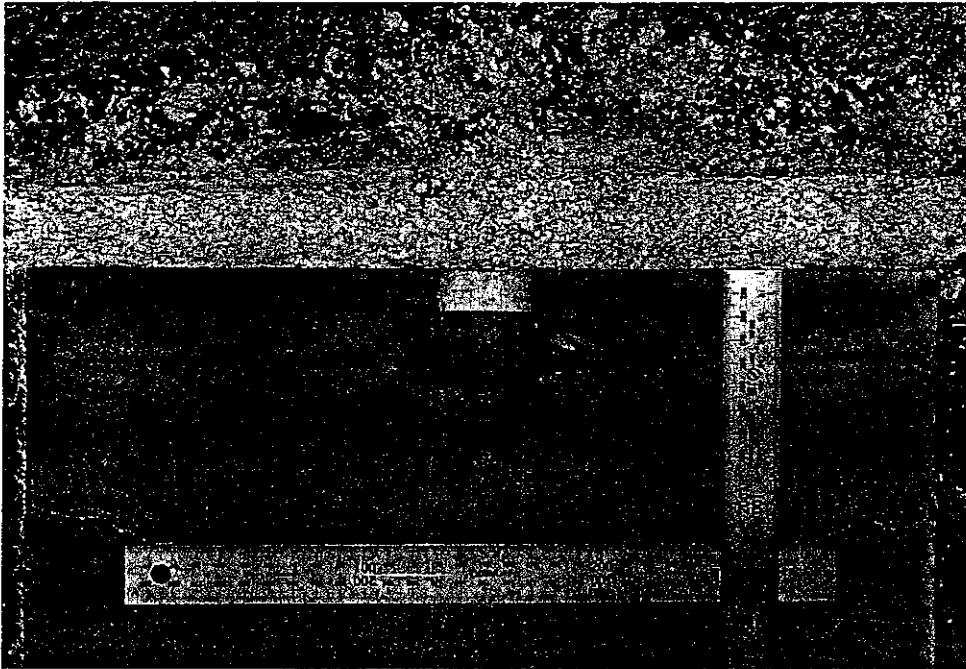


写真-4.3 EC00h（二層平行地盤）

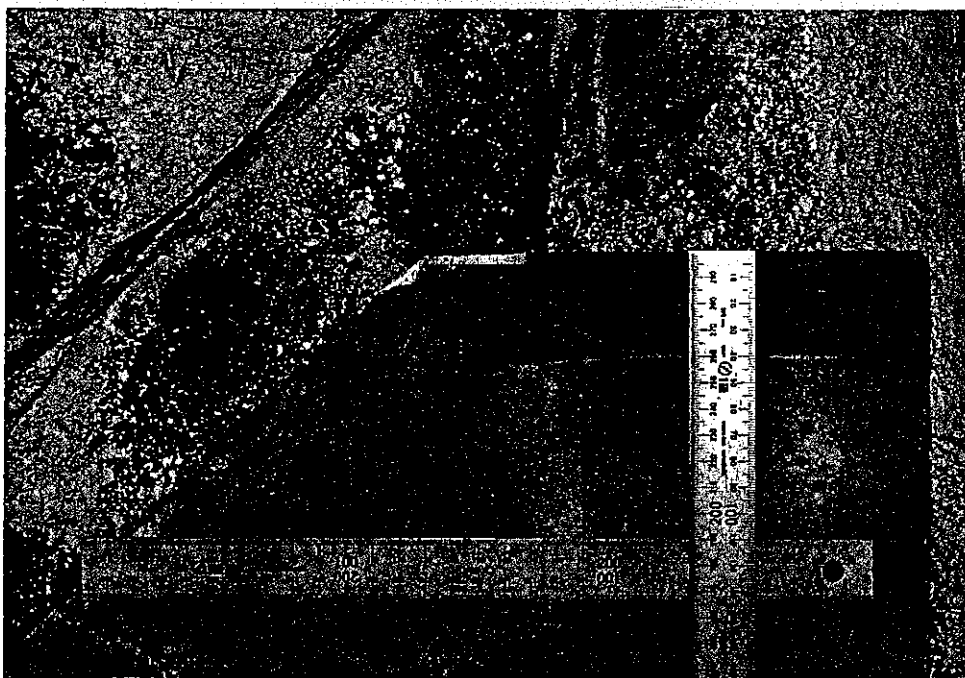


写真-4.4 EC00s45（二層平行傾斜地盤）

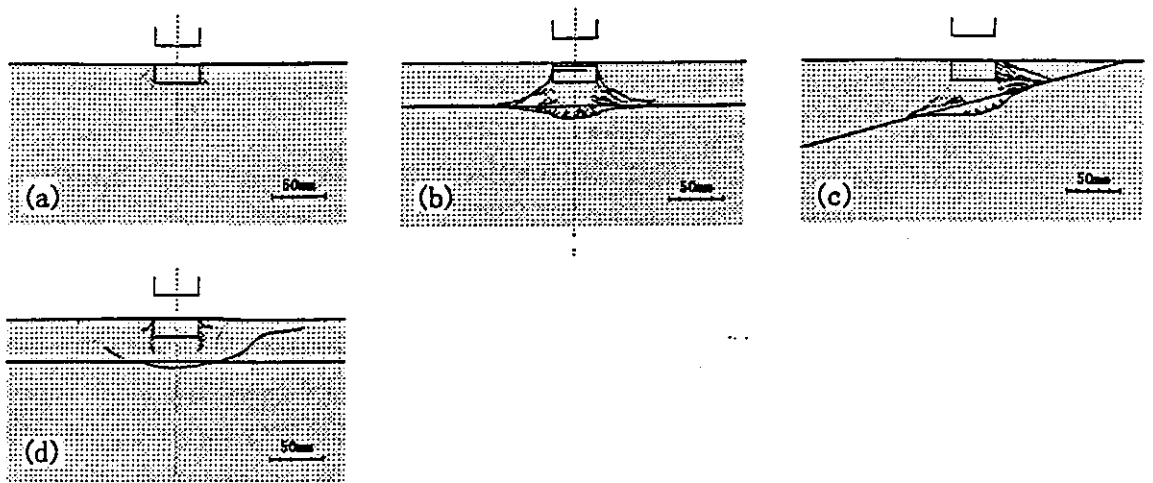


図-4.12 水平地盤の破壊状況： (a)Eh、Ch (b)EC00h (c)EC15h (d)CE00h

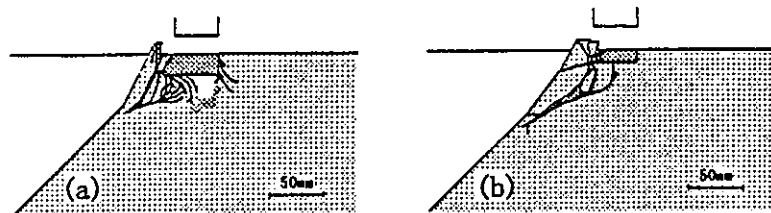


図-4.13 単層傾斜地盤： (a)Cs45 (b)Es45

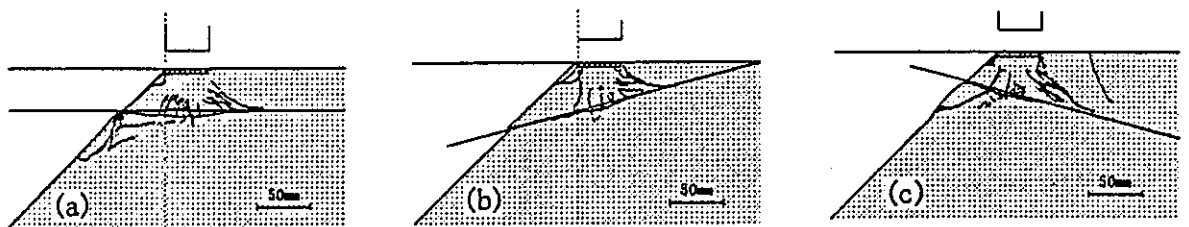


図-4.14 二層傾斜地盤： (a)EC00s45 (b)ECo15s45 (c)ECr15s45



#### 4.4 各地盤条件における破壊状況の比較

ここでは、地盤条件ごとに破壊状況がどのように異なっているかを比較する。

##### 4.4.1 単層水平地盤および単層傾斜地盤における破壊状況

図-4.15、図-4.16は、単層地盤の破壊状況の平面図および断面図であり、それぞれ、(a) Eh、(b) Cs45、(c) Es45 となっている。Eh はパンチング型の破壊形態であり地盤表面に亀裂はみられない。一方、傾斜地盤は拘束圧の小さい斜面側で崩壊している。Es45 では明瞭なせん断面が観察できるが、Cs45 ではフーチング直下において徐々に剥離していくようなせん断面が観察された。このことは、荷重強度～沈下量関係(図-4.4(a))における挙動にも顕著に表れていたが、地盤剛性の違いによって破壊形態にも変化が生じたと思われる。

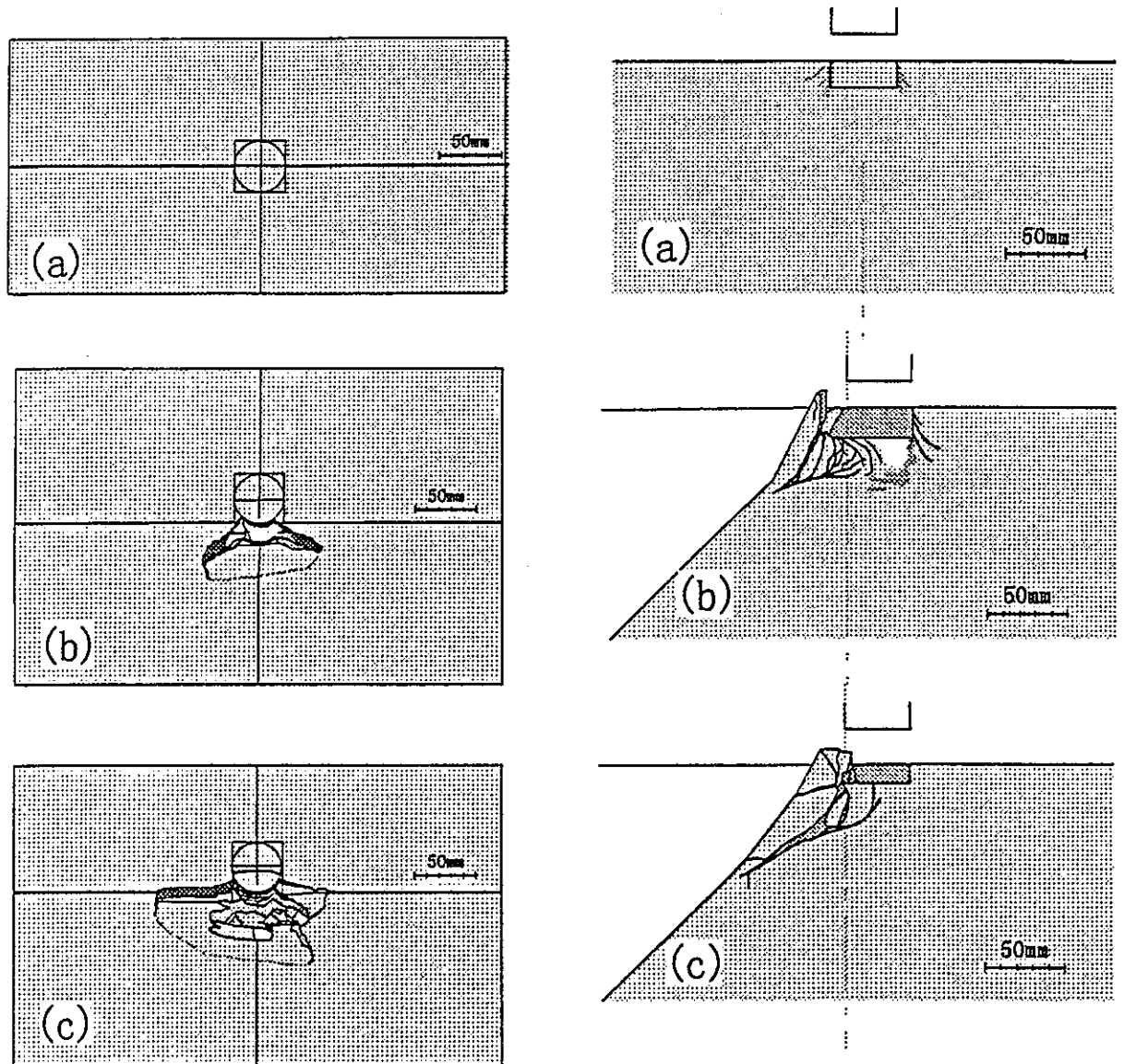


図-4.15 単層地盤 破壊状況 (平面図)

図-4.16 単層地盤 破壊状況 (断面図)

#### 4.4.2 二層水平地盤における破壊状況

図-4.17、図-4.18は、二層水平地盤の破壊状況の平面図および断面図であり、それぞれ、(a)EC00h、(b)EC15h、(c)CE00hとなっている。上層が硬いEC00h、EC15hはパンチング型の破壊形態であるのに対し、上層が軟らかいCE00hは全般せん断型の破壊形態を示しており、地盤表面に亀裂、盛り上がりが観察できる。また、断面図で亀裂の入り方に着目すると、二層が平行な地盤では軸対称であるが、EC15hでは層理面に垂直な軸を中心に亀裂が生じている。さらにEC15hでは上層の層厚の薄い側に幾重にも亀裂が生じているのが観察できる。次に、フーチングの貫入による体積の減少に着目すると、EC00hおよびEC15hでは、軟らかい下層の圧縮した体積が、フーチング貫入で減少した体積の90%以上を占めている。一方、CE00hでは下層の圧縮した体積は、フーチング貫入で減少した体積の20%程度であり、残りは軟らかい上層における圧縮および盛り上がりが占めている。このことから、上層が固くて圧縮性の小さい場合には下層において体積の収縮が起きるため、破壊形式はパンチング型となる。逆に、上層地盤の圧縮性の方が大きい場合には、まず、フーチング直下で体積の収縮が起こり、さらに载荷が進行すると体積変化を吸収しきれずに、変形が上層地盤で側方あるいは地表面に向かって進行し、破壊形態は全般せん断型になると考えられる。

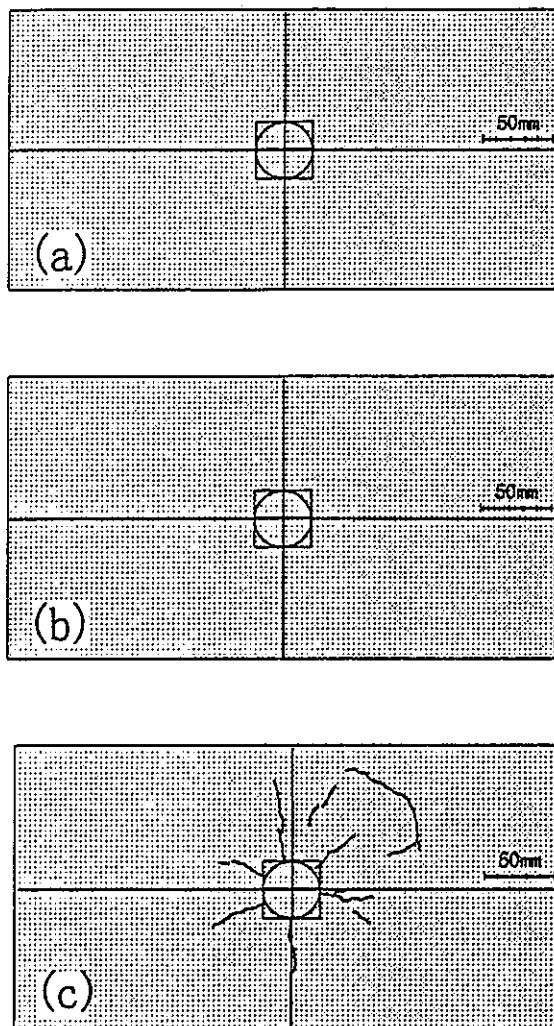


図-4.17 二層水平地盤 破壊状況 (平面図)

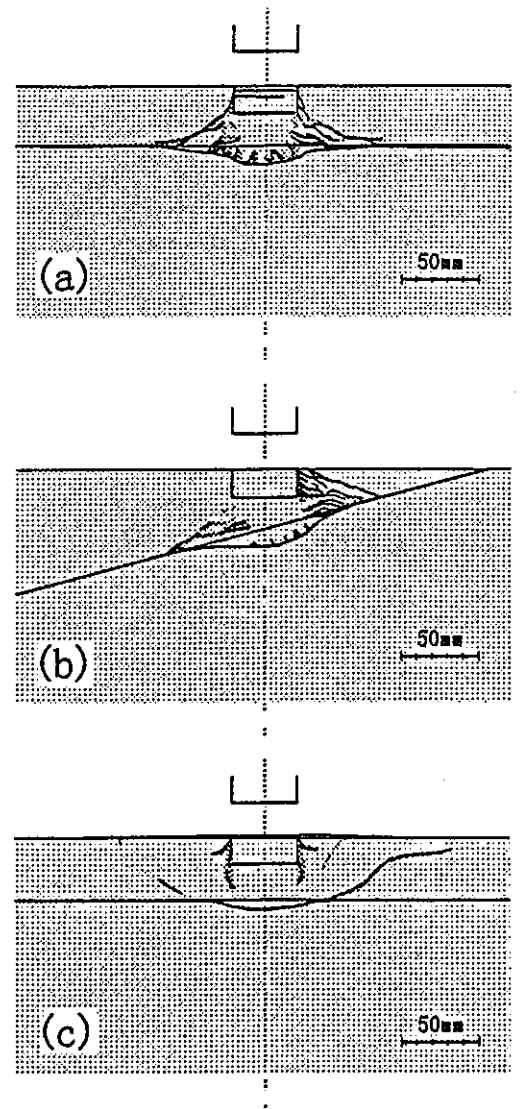


図-4.18 二層水平地盤 破壊状況 (断面図)

#### 4.4.3 二層傾斜地盤における破壊状況

図-4.19、図-4.20 は、二層傾斜地盤の破壊状況の平面図および断面図であり、それぞれ、(a)平行盤、(b)流れ盤、(c)受け盤となっている。平面図において、平行盤、流れ盤に対して受け盤はすべり面の範囲が小さく出ている。また、流れ盤は亀裂が上層にとどまっているのに対し、平行盤、受け盤は下層にまで広がっており、特に受け盤は上層と下層で一体化して破壊している。一方、断面図では、流れ盤は層理面で上層が滑り出すような破壊形態であるのに対し、受け盤は下層がはらみ出すような破壊形態であることが分かる。また、亀裂の入り方が層傾斜角に依存している様子が観察できるが、水平で層が傾斜した地盤に比べて、亀裂の中心となる軸の傾きがやや小さく出ており、斜面の影響を併せて受けていることが分かる。さらに、第4章2節で触れたが、荷重強度～沈下量関係のピーク強度は斜面側の上層の層厚に依存していると思われる。斜面側の上層の層厚は流れ盤、平行盤、受け盤の順に厚く、斜面側にのびる亀裂が層理面に到達する時間がピーク強度に表れていると考えられる。

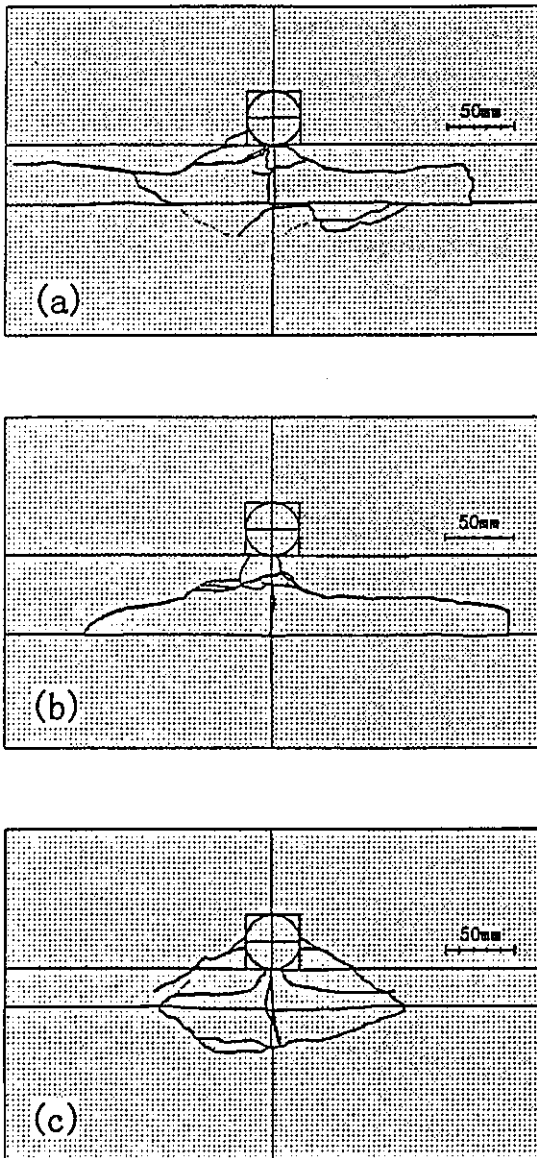


図-4.19 二層傾斜地盤 破壊状況 (平面図)

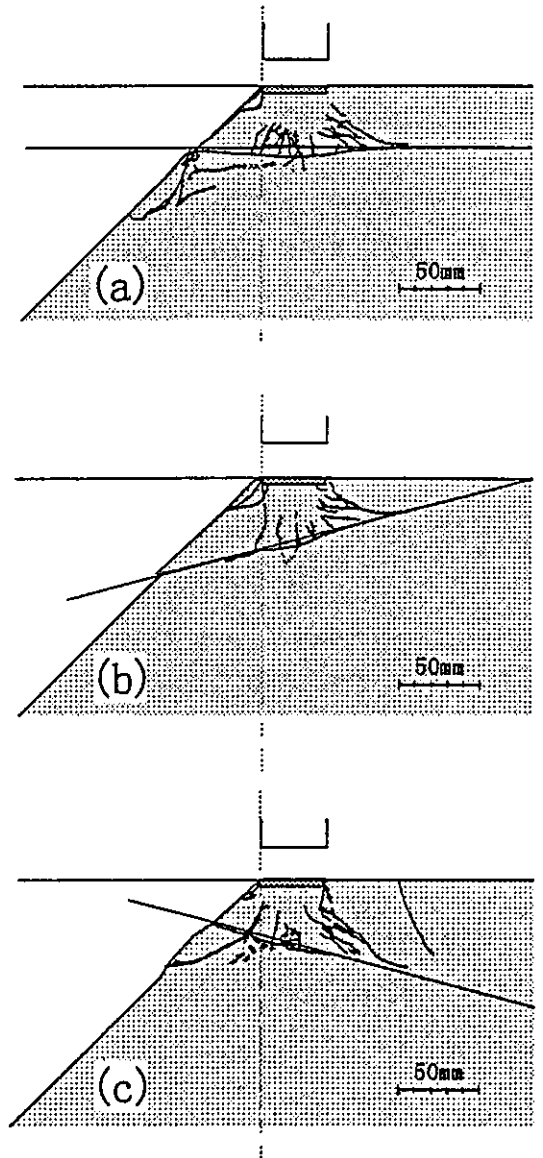


図-4.20 二層傾斜地盤 破壊状況 (断面図)

## 5. 結論

本研究の目的は水平および傾斜地盤における成層軟岩地盤の支持力特性を明らかにすることであり、人工的に作製した成層軟岩地盤を用いた三次元的な基礎の破壊現象を対象としている。

今年度は、力学的性質が変化する成層構造を有する軟岩地盤の支持力特性の調査を目的とし、その基礎的データ収集のために、最も単純かつ重要であると考えられる条件の地盤モデルの人工軟岩地盤を作製して、載荷実験を実施した。

以下には、結果を取りまとめて結論とする。

### 1. 水平地盤

- (1) 二層地盤では、荷重～沈下曲線の形状は載荷の進行に伴い上層地盤から下層地盤の挙動への移行がみられた。このとき、載荷応力の伝播過程に大きな差が見られ、上層が硬い地盤(EC00h)では上層が軟らかい地盤(CE00h)よりも早い段階で降伏を迎えて、下層地盤の挙動に移行している。断面の観察では上層が硬い地盤では載荷部直下が塑性化して下層地盤に応力を伝達しているが、上層が軟らかい地盤は載荷部直下が密度増加する傾向が観察された。
- (2) 二層地盤の破壊挙動は、上層が硬い地盤(EC00h)では、ピーク強度後、上層地盤内部にある傾斜角度を持った破壊面が発達し、基礎貫入量に相当する体積変化は下層地盤に生じ、地盤表面に変状の見られない押し抜かれるような破壊形態であった。これに対して上層が軟らかい地盤(CE00h)では、基礎と下層地盤に挟まれ押し抜かれるように圧縮していた領域が、やがて側方を押し広げる形で破壊面が地盤表面にまで達する全般せん断型の破壊形態であった。
- (3) 二層平行地盤(EC00h)と二層傾斜地盤(EC15h)の荷重～沈下関係は、 $Ch$ の弾性限界内で同様な立ち上がりを示し、ほぼ同じ沈下量で変曲(EC15h)または軟化(EC00h)する傾向が観察された。地盤内部の破壊形態の観察から二層傾斜地盤では、上層の薄い側から破壊が進行し厚い側のせん断面の発達によってピークを迎え、載荷部直下から層の傾斜面に直交するように下層地盤に応力が作用しているものと考えられる。

### 2. 傾斜地盤

- (1) 二層流れ盤、平行、受け盤の各傾斜地盤では、全てのケースで荷重～沈下曲線の形状に小さなピークが見られ、その後非線形な挙動を示し、残留状態に落ち着く傾向が観察された。初期の小さなピークが現れるまでの挙動は、上層地盤材料のみの単層傾斜および単層水平地盤に見られる弾性挙動の領域の範囲内であり、その後上層地盤が塑性化し、下層地盤へと挙動が移行しているものと思われる。
- (2) 断面の観察から二層流れ盤、平行、受け盤の各傾斜地盤においても二層傾斜水平地盤と同様、載荷部直下の応力の作用方向は、層の傾斜に依存している傾向が観察された。しかし、その作用方向の角度は斜面の存在により減少するようである。また、荷重強度～沈下量関係において、初期のピークおよびその後の挙動は、斜面側上層地盤の厚さ、および下層地盤の破壊状況に依存しているようである。

## あ と が き

本研究は、成層軟岩地盤の支持力特性を実験的に明らかにしようとするものである。上下層の地盤物性が異なる成層軟岩地盤についての破壊メカニズムについては概念的に基礎データを収集し有意な知見を得ることができた。今後はこれらのデータを利用して、数値計算に取り組む予定である。

現実の支持力変形問題は、地盤は更に複雑な成層構造を有し、また風化等の影響で地盤条件は複雑である。また、基礎の規模や形状による影響等の不明な点が多いのも事実である。本研究で得られたデータを基に、このような複雑な条件を単純化した地盤モデルを用いた実験と比較することにより、層状傾斜地盤等の要因を考慮した定式化や地盤の破壊メカニズムを取り入れた解析手法の誘導に取り組むこと、などが今後の課題として残されている。

本研究の成果が、成層軟岩地盤を支持層に選定する基礎構造物の支持力および変形問題に関する設計法を確立するための一助となれば幸いである。

本実験の遂行にあたり、北海道大学学生の大塚裕介君には実験・データ整理に多大な協力を頂いた。そして、本研究の実施にあたっては、動力炉・核燃料開発事業団の杉崎敏仁氏、ならびに関係者の方々に研究テーマおよび研究費の面で種々のご高配頂いた。ここに、記して深甚の謝意を表わすものである。