

土木研究所資料

剛体基礎の支持力に関する実験的研究

平成4年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © (1992) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

剛体基礎の支持力に関する実験的研究

基礎研究室 室 長 岡 原 美知夫

主任研究員 高 木 章 次*

研 究 員 木 村 嘉 富

研 究 員 森 浩 樹

研 究 員 浅 井 健 一

渡 会 正 晃

部外研究員 井 上 昭 生

部外研究員 龍 田 昌 毅**

* 現 九州地方建設局鹿児島国道工事事務所 調査課長

** 現 新日本製鐵(株) 建材開発部土木建材技術グループ 掛長

要 旨

近年、直接基礎など浅い剛体基礎の支持力に関して、信頼性の高い模型実験および要素試験の結果からいくつかの支持力理論に対する問題点が指摘されるようになってきている。また一方、山岳地など傾斜地盤上や薄い支持層上などでの浅い剛体基礎に関しての確立された設計法はない。

本研究は、大型2次元実験および遠心模型実験を行うことにより、これら支持力に関する問題点を把握するとともにその支持力機構について検討をし、合理的な設計法確立のための基礎資料としてまとめたものである。

キーワード：浅い基礎、異方性、鉛直荷重、応力分布、傾斜地盤、傾斜荷重、残留応力、支持力、進行性破壊、寸法効果、内部摩擦角、平面ひずみ

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的と構成	3
第2章 実験装置および実験方法	5
2.1 重力場における2次元実験	5
2.1.1 大型および小型2次元実験土槽	5
2.1.2 地盤材料	6
2.1.3 地盤の作成方法	10
2.1.4 載荷方法	12
2.2 遠心模型による2次元実験	20
2.2.1 遠心模型実験の特徴	20
2.2.2 遠心模型実験装置	22
2.2.3 実験方法	23
第3章 根入れのない剛体基礎に関する支持力実験	24
3.1 概説	24
3.2 荷重沈下量特性	25
3.2.1 大型2次元模型実験	25
3.2.2 遠心模型実験	29
3.3 大型2次元模型実験における荷重分布	35
3.4 地盤の破壊形態およびすべり線の発達状況	38
3.4.1 大型2次元模型実験	38
3.4.2 遠心模型実験	49
3.5 基礎の寸法効果	52
3.5.1 遠心模型実験における粒径の影響	52
3.5.2 遠心模型実験における基礎の寸法効果	52
3.5.3 小型2次元模型実験、遠心模型実験と大型2次元模型実験との比較	54
3.6 支持力係数と内部摩擦角の関係	61
3.7 まとめ	63
第4章 根入れのある剛体基礎に関する支持力実験	64
4.1 概説	64

4.2	荷重沈下特性	65
4.2.1	大型2次元模型実験	65
4.2.2	遠心模型実験	70
4.3	大型2次元模型実験における荷重分布	72
4.4	地盤の破壊形態およびすべり線	76
4.5	根入れによる影響	79
4.6	まとめ	81
第5章	薄い支持地盤上の剛体基礎に関する支持力実験	82
5.1	概説	82
5.2	荷重沈下特性	83
5.2.1	大型2次元模型実験	83
5.2.2	小型2次元模型実験	85
5.3	大型2次元模型実験における荷重分布	86
5.4	地盤の破壊形態およびすべり線	90
5.5	支持層厚の影響	93
5.6	まとめ	95
第6章	傾斜地盤上の剛体基礎に関する支持力実験	96
6.1	概説	96
6.2	実験概要	97
6.2.1	実験方法	97
6.2.2	実験ケース	101
6.3	実験結果	103
6.3.1	斜面の傾斜角の影響	103
6.3.2	基礎前面余裕幅の影響	108
6.3.3	荷重傾斜角の影響	112
6.3.4	大型2次元模型実験	120
6.4	まとめ	128
第7章	結論	129
参考文献		134
付録資料		137

第1章 序論

1.1 研究の背景

直接基礎など剛体基礎の支持力を考える上で一番問題となるのは、杭基礎などとは違い実大規模でその支持力を確認することが不可能なことである。したがって、一般には平面ひずみを仮定した剛塑性理論に基づいた支持力算定式を基礎の形状の影響を考慮して用いている。

道路橋示方書（以下、道示という）など各技術基準においてもこの理論に基づいた支持力算定式によるものが多い（式(1.1)参照）。これは、地盤に自重が無い場合の解析解に自重のある付加項による支持力を重ね合わせることにより得られる。

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \quad \text{-----} \quad (1.1)$$

N_γ, N_q, N_c : 支持力係数, c : 地盤の粘着力, γ : 単位体積重量

B : 基礎幅, q : サーチージ($=\gamma \cdot D_f$), D_f : 根入れ

ここで、第二項のサーチージと第三項の粘着力に関しては、解析解として厳密解が得られているが、第一項の自重の効果は解析解として厳密に求めることは不可能であり、Sokolovskyが求めたKötter式を積分する応力特性曲線法による数値解、Meyerhofが求めた極限つりあい法による数値解等を用いている。これらの古典的な支持力理論では、土要素を等方完全塑性体とし、破壊時に全てのすべり線上で最大せん断強度が同時に発揮されるものとして支持力が算定されている（完全塑性とは、ピーク強度を発揮した後、変形が進行してもそれが維持されることを意味している）。

しかし、近年土要素の強度および変形特性に関する研究（要素試験）や信頼性の高い模型実験が行われるようになるにつれ、このような支持力理論に対する問題点として、地盤内の ϕ の異方性および ϕ の拘束圧依存性、地盤の進行性破壊、支持力係数の寸法効果の影響等が指摘されるようになってきた。

地盤の進行性破壊の現象は、Muhs(1966)が実験的（大型3次元実験）に明らかにしている。地盤が進行的に破壊しているということは、最大荷重時においてフーチング直下の地盤は既に破壊し応力が残留状態になっている部分もある一方、フーチングから離れた地点でまだ破壊に至っていない部分が存在するということである。即ち、既に実際に生じているすべり線とやがて発生してくるすべり線に沿って発揮されている摩擦角 ϕ_{mob} は一定でない。したがって、すべり線上において ϕ_{mob} の最大値の内部摩擦角 ϕ が一様に発揮されるとしている従来の完全塑性支持力解は、支持力を過大に評価していることになる。しかし、従来 ϕ の値としては三軸圧縮試験で求まる ϕ_c を用いることが多いが、これは2次元模型実験の応力ひずみ条件に対応している平面ひずみ圧縮試験により求まる ϕ_p よりも小さい。このため、支持力の値が ϕ の値に非常に敏感であることを考えると、平面ひずみ理論解に ϕ_c の値を用いる方法は必ずしも従来求められてきた支持力が危険側

の値を算出しているとも限らない。また、実務において一般的に多く用いられているN値から ϕ を推定する方法で求まる ϕ の値は、 ϕ の値を与える方法としては下限値を与える推定式を採用しているためかなり小さく推定されている。したがって、算定される支持力は結果的に安全側の値となっているものと考えられる。

また、数々の実験で明らかにされながらもこれまでの完全塑性支持力理論では説明のできない現象として、支持力係数の寸法効果があげられる。この寸法効果とは、同一の地盤条件においても基礎幅が大きくなると支持力係数が小さくなっていく現象である。図-1.1に示しているのが、De Beerによりまとめられた重力場における小型模型実験の結果である。この傾向は絶対値には違いがあるものの木村をはじめとする遠心模型実験によっても確認されている。

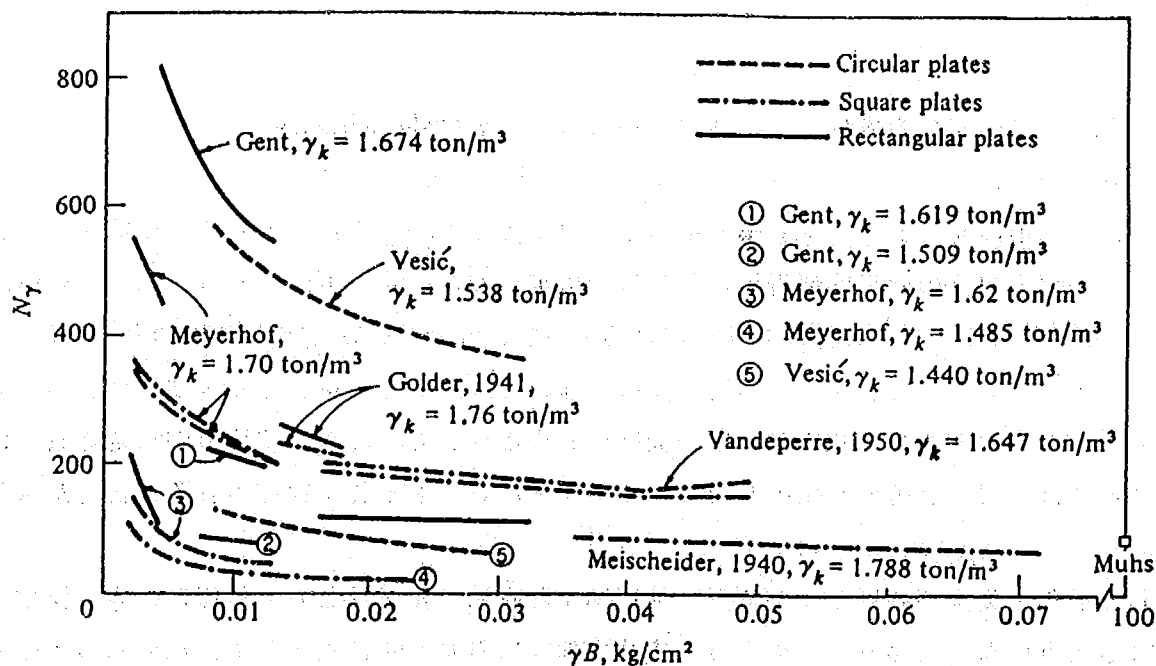


図-1.1 小型模型実験における支持力係数の $N\gamma$ の寸法効果 (De Beer, 1965)

これらの寸法効果の原因については、諸説あるが未だ不明な点も多く従来の完全塑性理論から導かれた支持力算定式では寸法効果を考慮できない。したがって、たとえ完全塑性理論から導かれた支持力値が全体に安全サイドであっても、基礎の寸法により安全の度合が異なる。さらに、比較的小規模の模型実験の結果を中心にして古典的支持力理論が検討されてきたことを考えると、寸法効果を考慮しないとき非常に大規模な基礎においては、古典的支持力理論による値は危険側になってくる場合も考えられる。

一方、近年の道路整備事業の拡大に伴い、道路橋などにおいてもさまざまな地盤条件のもとに直接基礎が建設される機会が多くなってきている。

例えば、一般に直接基礎の支持地盤は十分な強度と厚さを有することが必要とされている。これは、N値などから判断して良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄い場合やその下に

相対的に弱い層あるいは圧密層がある場合、変位量が弾性変位量よりも大きくなるなどの影響があるためである。しかしながら、自然地盤では軟弱な層に挟まれているものの比較的硬い砂層や砂礫層などが中間層として存在し支持層としてみなせるような複雑な地盤も少なくない。このことは構造物の経済性や安全性に大きく影響するにも係わらず、特に直接基礎等の剛体基礎においては、支持地盤として必要となる地盤厚等について定量的な評価がなされていないのが現状である。従来の研究では、山口、小泉、大崎などの研究があるが、これらのうち一般的に用いられているものに山口の略算法がある。これは、上層での応力分散を考慮した下層での支持力と上層との支持力を算出し、その両者の比較から決める方法である。しかしながら、これら理論上の応力分散、破壊形態などが実際の挙動と一致するかを実験的に確認した例は少ない。一方、阪神高速道路公団においては、場所打ち杭の中間支持層における先端支持力評価を実杭の載荷試験データに基づき、有効層厚比（杭先端以深の支持層厚と杭径の比）の値に応じて低減するための補正係数により薄層支持杭の支持力評価を行う方法が提案されている。

また、薄い支持地盤上の剛体基礎と同様に特殊な条件のもとでの基礎としては、山岳地などの傾斜地盤上に設置される基礎がある。このような場所で、通常的基础形式を用いて基礎の安定性を確保しようとする、著しくコスト高になるとともに傾斜地盤上の基礎は水平地盤上の場合と比較して支持力が小さく、その破壊形態も脆性的であることが一般的に知られている。また、傾斜地盤上の基礎の支持力に関しては、これまでに多くの実験あるいは数値解析が行われてきたが、基礎の沈下特性など未だ不明な点も多く、実際の挙動に合った信頼性の高い設計法として確立していないのが現状である。

以上、剛体基礎に関する支持力問題については、いまだ不明な点も多く、今後より合理的な設計を行っていくためには、これらを定量的に評価していく必要がある。

1. 2 研究の目的と構成

本報告は、剛体基礎の支持力に関する様々な模型実験から、それらの結果をもとに剛体基礎に関してより合理的な設計法確立のための基礎資料を得ることを目的としている。

一般的な条件のもとで、基礎の寸法効果等の剛体基礎の基本的支持力機構に関する検討が、第3章、第4章である。第5章および第6章では、特殊な条件下での剛体基礎の支持力に関して検討を行っている。

第3章および4章では、土木研究所内にある大型2次元実験土層および遠心力載荷装置を使用し、根入れのない剛体基礎の場合と基礎幅程度根入れを行った場合について最大基礎幅50cmの模型を用いて平面ひずみ状態における支持力実験を行い、基礎の荷重分布、地盤の破壊形態および寸法効果や根入れの影響などについて検討を行う。なお、これらの実験は第2章において示すように、これまで東大生研において行われてきた小型の支持力実験および各種の要素実験との整合を図っているため、一貫したデータでの検討が可能となっている。

第5章では、土木研究所基礎特殊実験棟内にある大型2次元土槽および小型2次元土槽において豊浦標準砂の密度を変えて作成した2層系地盤上で支持層厚(H)/基礎幅(B₀)をパラメータとして実験を行い、2層系地盤における荷重伝達機構、地盤の破壊形態、上層(支持層)の強度・厚さおよび下層の強度が支持力に及ぼす影響について検討を行う。

第6章では傾斜地盤上の基礎の合理的な設計法確立の一貫として、大型2次元模型実験および遠心模型実験において、斜面の角度、基礎前面幅余裕幅、荷重傾斜角をパラメーターとして砂地盤の破壊の進行状況や支持力に及ぼす影響について検討を行う。

以上のように本報告は、剛体基礎の支持力に関して特に実験的に研究を進めることにより、今後の数値解析等の基礎資料として利用することができるものと考えられる。

第2章 実験装置および実験方法

2.1 重力場における2次元実験

2.1.1 大型および小型2次元実験土槽

精度の良い2次元実験を行うには、土槽壁自体のたわみの制御、地盤と壁面の摩擦の低減および実験土槽の寸法がフーチング寸法に対して十分に大であること等の条件を満足していなければならない。

本実験において用いた重力場での2次元土槽は、写-2.1.1に示すような大型2次元実験土槽（幅2m*長さ7m*深さ4m）と写-2.1.2に示す小型2次元実験土槽（幅0.185m*長さ0.8m*深さ0.85cm）の2種類で行なった。

既往の研究では、2次元模型実験における土槽寸法とフーチング寸法の関係を以下のように示している。

$$L/B(\text{土槽長/フーチング幅}) \geq 13$$

$$H/B(\text{土槽深さ/フーチング幅}) \geq 4$$

$$W/B(\text{フーチング長/フーチング幅}) \geq 4$$

上記の関係より今回用いている土槽とフーチングの必要寸法の関係を示すと以下ようになる。

・大型2次元実験土槽

$$B=L/13=700/13=53.8 \quad \therefore \text{フーチング幅} \quad 50\text{cm}$$

$$H=4*50=200 \quad \therefore \text{土槽深さ} \quad 200\text{cm}$$

$$W=4*50=200 \quad \therefore \text{フーチング長} \quad 200\text{cm}$$

・小型2次元実験土槽

$$B=L/13=80/13=6.2 \quad \therefore \text{フーチング幅} \quad 5\text{cm}$$

$$H=4*5=20 \quad \therefore \text{土槽深さ} \quad 20\text{cm}$$

$$W=4*5=20 \quad \therefore \text{フーチング長} \quad 20\text{cm}$$

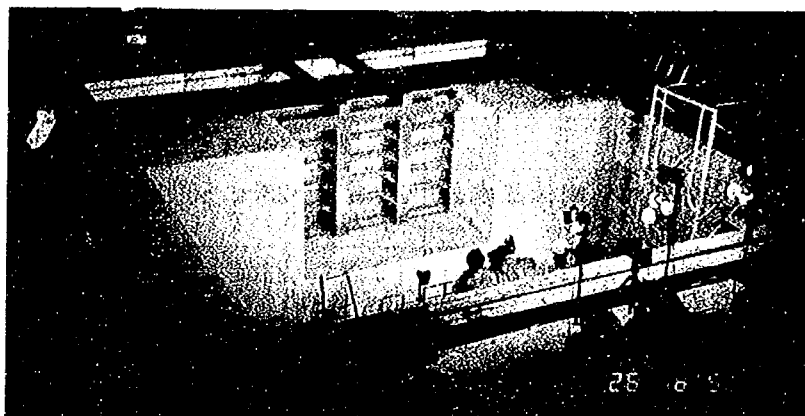


写真-2.1.1 大型2次元実験土槽

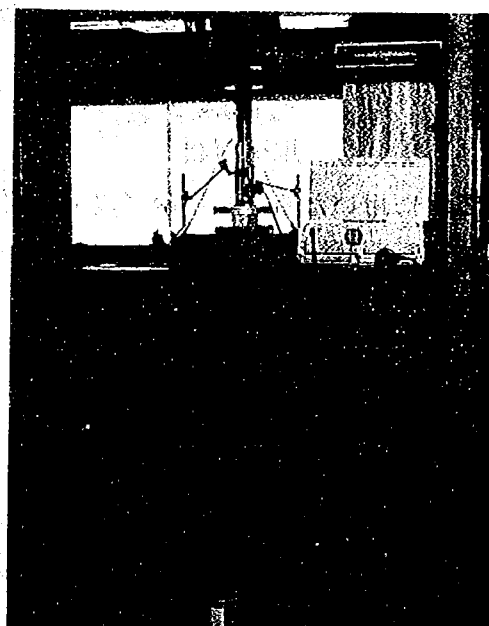


写真-2.1.2 小型2次元実験土槽

土槽中央部には地盤の経時変化を計測するために、アクリル板（大型土槽：幅200cm*長さ300*厚さ5cm，小型土槽：幅25cm*長さ50cm*厚さ5cm）による観測窓がある。土槽全体は写-2.1.1，2.1.2に示すような構造により十分な剛性をもったものであり、例えば大型土槽においての問題となる

アクリル板部分のはらみ出しはフーチング最大荷重時において土槽幅2mの0.04%程度であり非常に小さいものとなった。

また、2次元実験において重要となる問題に壁面の摩擦抵抗の影響がある。今回の一連の実験では壁面と地盤材料の摩擦抵抗の低減は、壁面にシリコングリース（信越化学KS63G）を薄く塗布し、その上にラテックスメンブレン（0.2mm厚）を貼り付け、砂粒子の移動にラテックスメンブレンを追随させることにより、摩擦の低減を行った。

表-2.1.1に大型および小型2次元土槽を用いて行った実験の概要の一覧を示す。なお、実験諸元の詳細については各章において示す。

表-2.1.1 重力場における実験一覧

	大型2次元実験土槽	小型2次元実験土槽
根入れのない剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=23cm, 50cm - ケース数=6ケース	なし
根入れのある剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=23cm, 50cm - ケース数=8ケース - 根入れ比=0.3~0.6	なし
薄い支持地盤上の剛体の支持力に関する実験	- 基礎幅=23cm - ケース数=3ケース - 支持層厚比=0~2	- 基礎幅=5cm - ケース数=15ケース - 最大支持層厚比=0~12
傾斜地盤上の剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=50cm - ケース数=4ケース - 前面余裕幅比$\alpha=0.5\sim2$ - 傾斜角=15°~25°	なし

2.1.2 地盤材料

実験に用いた豊浦標準砂（以下：標準砂という。）の物理的性質を表-2.1.2に、粒径加積曲線を図-2.1.3に示す。なお、鹿島砂は大型2次元実験で影響のないと考えられる範囲において標準砂の下層に用いたものである。

表-2.1.2 砂の物理的特性

	豊浦砂	鹿島砂
比重 G_s	2.644	2.68
有効径 $D_{50}(\text{mm})$	0.162	0.68
$D_{10}(\text{mm})$	0.114	0.31
均等係数 U_c	1.44	2.48
最大間隙比 e_{max}	0.977	0.642
最小間隙比 e_{min}	0.605	0.378
含水比(%)	0.16	0.37

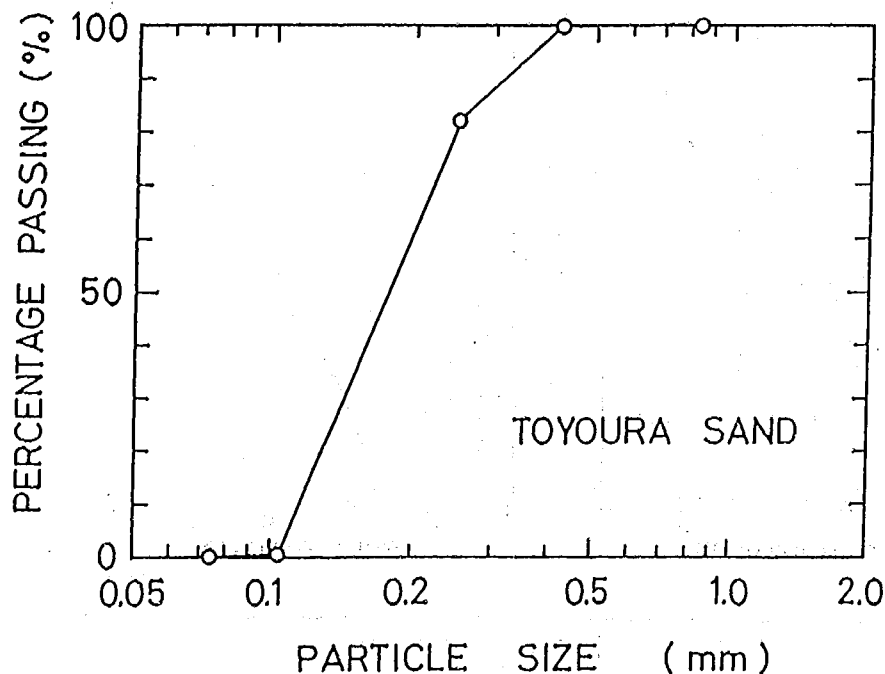


図-2.1.3 豊浦標準砂の粒径加曲線

また、既往の研究成果（於、東京大学生産技術研究所；以下東大生研という）と比較を行なうため、当研究室が所有する豊浦標準砂（仮称：Tsukuba Toyoura Sand(図中)）の要素試験（ねじり単純せん断試験）を東大生研において行った。両者の試験結果を表-2.1.3に示す。間隙比の値が小型実験に比べ低いこと以外は、他の試験はほぼ同じ条件下であることが分かる。さらに、図-2.1.4に単純ねじり試験による結果を示し、(a)・(b)は応力ひずみ曲線、(c)はせん断試験（Shear Modulus）による結果を示す。図-2.1.5はせん断試験による内部摩擦角 ϕ ～間隙比 e の関係を示す。これらの結果から今回実験の試料と東大生研における模型実験の試料とは内部摩擦角 ϕ 、 ϕ^* ともほぼ同じ結果になっている。したがって、従来実験に用いてきた試料とほぼ同じ物性をもつものであることから、両者の比較は可能であると考えられ、以後の検討を進める。

なお、地盤材料（鹿島砂および豊浦標準砂）は表-2.1.2に示すように気乾状態のものをを用いた。

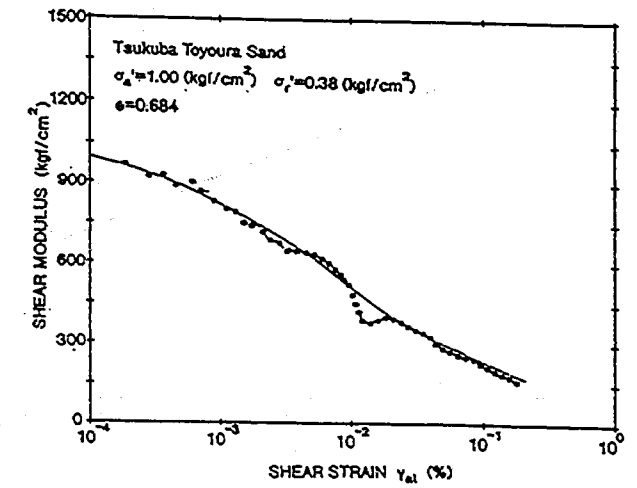
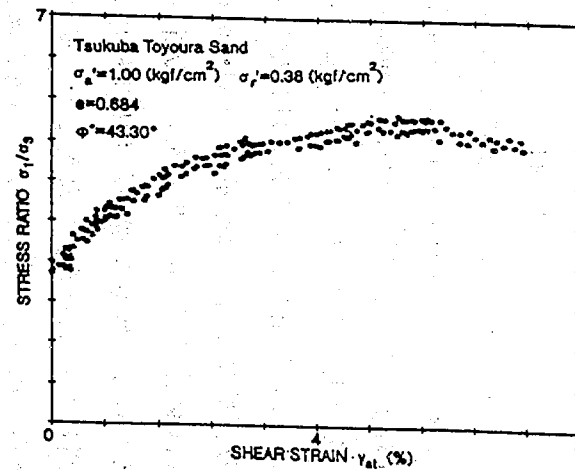
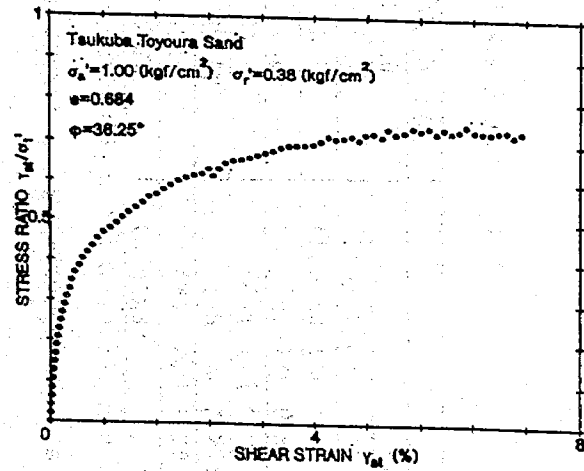
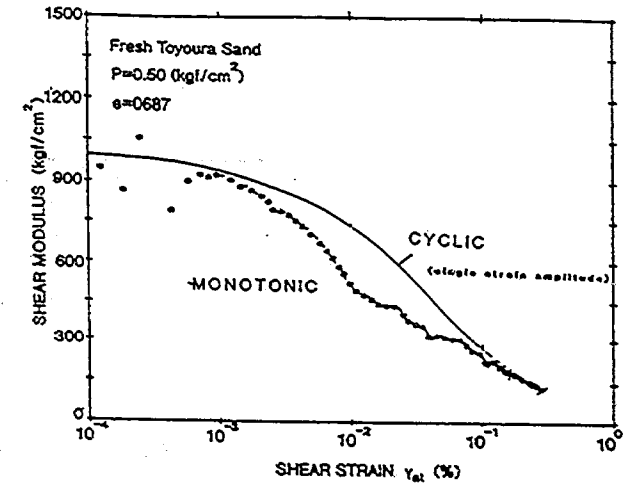
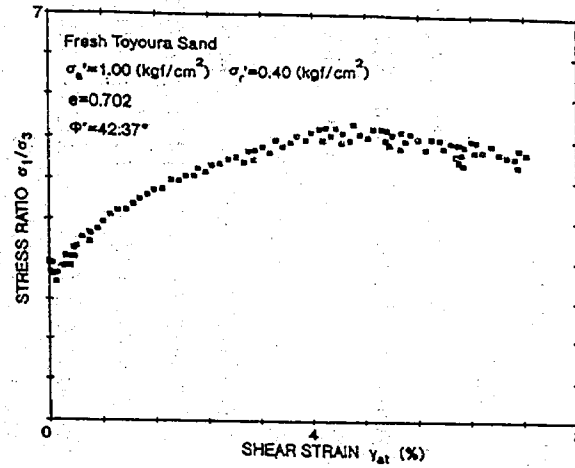
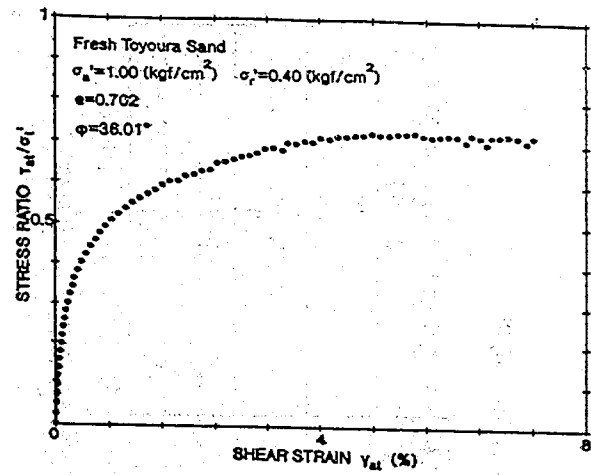
表-2.1.3 ねじり単純せん断試験結果

	今回実験の試料	東大生研における小型実験
間隙比	0.684	0.704
拘束圧 σ_a (kg/cm ²)	1.00	1.00
σ_r (kg/cm ²)	0.38	0.40
内部摩擦角 ϕ (deg)	43.30	43.37
ピーク時ひずみ r (%)	5.48	5.0
内部摩擦角 ϕ^* (deg)	36.25	36.01
ピーク時ひずみ r (%)	5.76	5.0
Gmax (kg/cm ²)	1023	1033

注) $\phi = \sin^{-1}((\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3))_{\max}$, $\phi^* = \tan^{-1}(\tau_{s,t}/\sigma_s')_{\max}$

σ_a, σ_r は初期の拘束圧

Gmaxはせん断弾性剛性率の最大値



(a) 応力ひずみ曲線

(b) 応力ひずみ曲線

(c) せん断試験結果

図-2.1.4 単純ねじりせん断試験結果 (於: 東大生研)

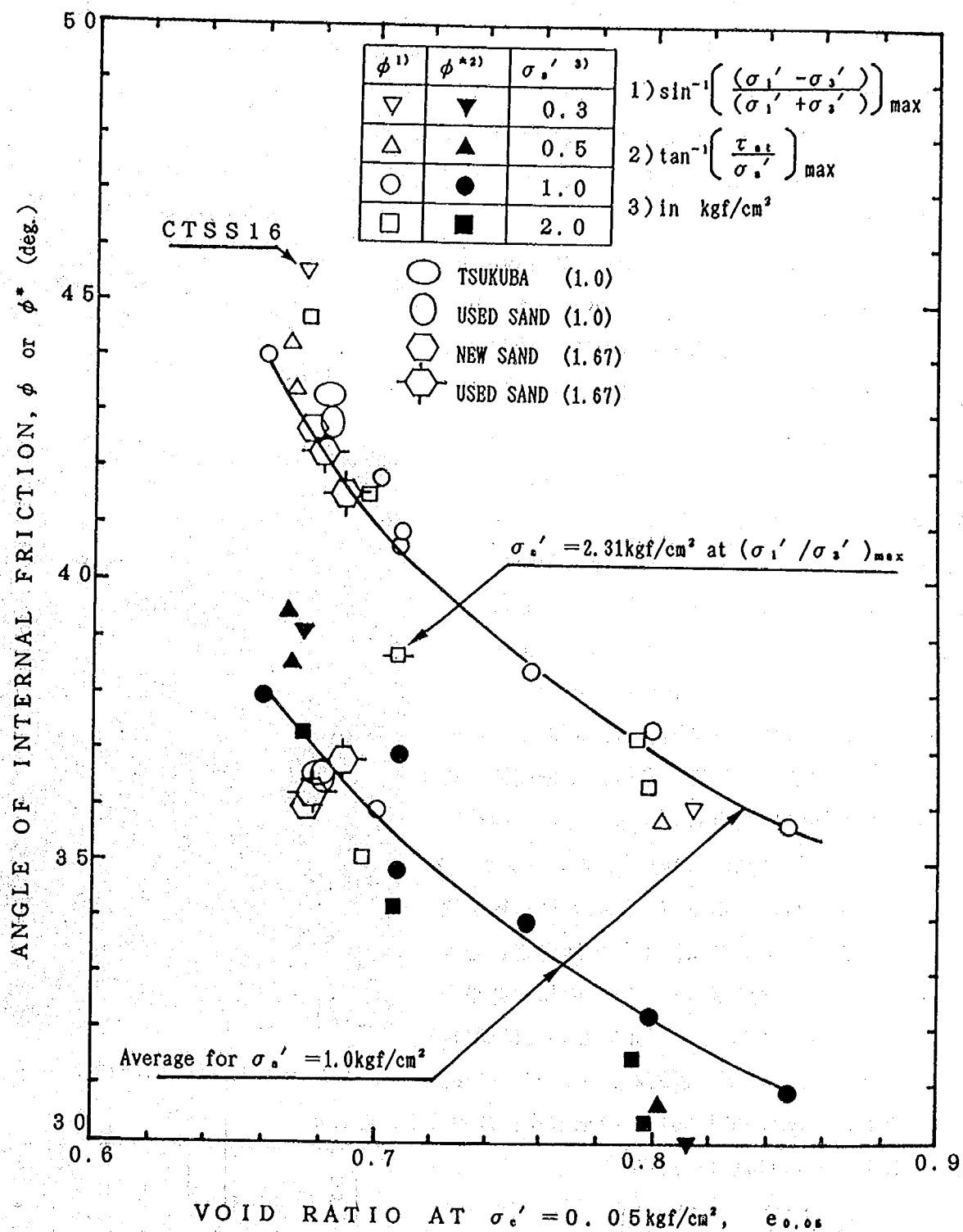


図-2.1.5 単純ねじりせん断試験による内部摩擦角と間隙比の関係 (於: 東大生研)

2. 1. 3 地盤の作成方法

大型 2 次元実験での地盤作成方法は、写真 - 2.1.3 (a), (b) に示すように土槽の上に自走式の砂撒き装置を設置し、上層 2m を気乾状態の豊浦標準砂、下層 2m を気乾状態の鹿島砂をそれぞれ空中落下方式により作成した。なお、本研究の対象地盤は前述の条件から上層 2m 部分の豊浦標準砂のみとした。

砂撒き装置の構造を図-2.1.6に示す。装置内のホッパー本体下面には穴(50mmピッチ)があいており、その穴の径を変えることにより砂の落下量の調節を行い、所定の密度の地盤を作成する。ホッパーの構造の特徴は、図に示すように多重ふり構造(1段目の網目間隔:1.686mm、2及び3段目の網目間隔:3.66mm)とし、砂の落下を均一にさせている。ホッパーの移動は無段変速モーターによりスムーズな定速制御ができるようになっており、最大移動速度は9m/minである。また、作成地盤が上昇するのに伴う落下高さの調整は、レール位置を変えることにより50mmピッチで行なうことができる。なお、砂の落下量調節のためのホッパー穴の径は、地盤作成前(付録資料参照)に密度検定を行ないその結果を参考に決定した。検定方法は図-2.1.7に示すように土槽に27000cm³のプラスチックケースを設置し、砂の落下高さ、ホッパー下面の開口径を変化させ、プラスチックケースに落下した砂の重量を計測する方法で行った。砂の落下高さ2mでの検定結果を表-2.1.3に示す。この結果、本研究においては開口径を6mmまたは7mm、砂の落下高さ約2m、ホッパーの移動速度7m/分とし、密度1.55、1.60t/m³の地盤を作成する

表-2.1.3 地盤の密度検定結果

		地盤密度(g/cm ³)
開口徑	6mm	1. 5 9
	7mm	1. 5 6
	8mm	1. 4 8
	9mm	1. 4 5

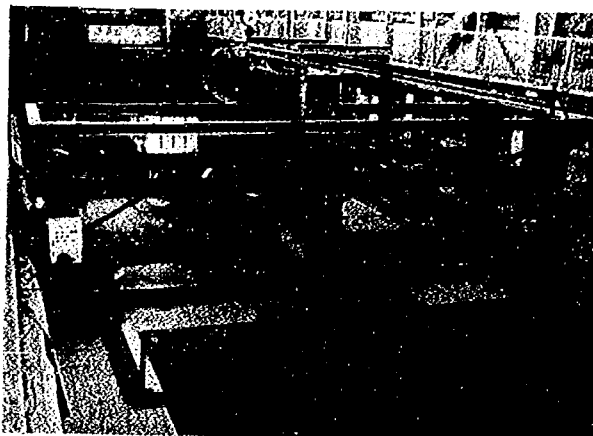


写真-2.1.3(a) 砂撒き装置



写真-2.1.3(b) 砂撒き装置

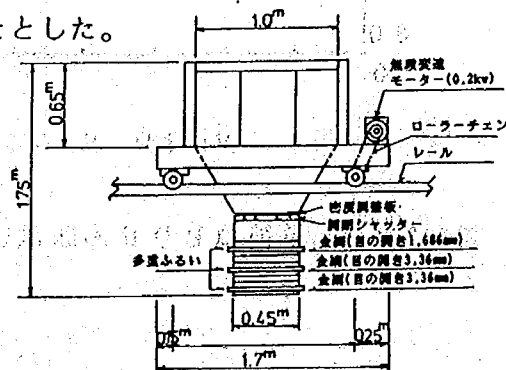


図-2.1.6 砂撒き装置構造図

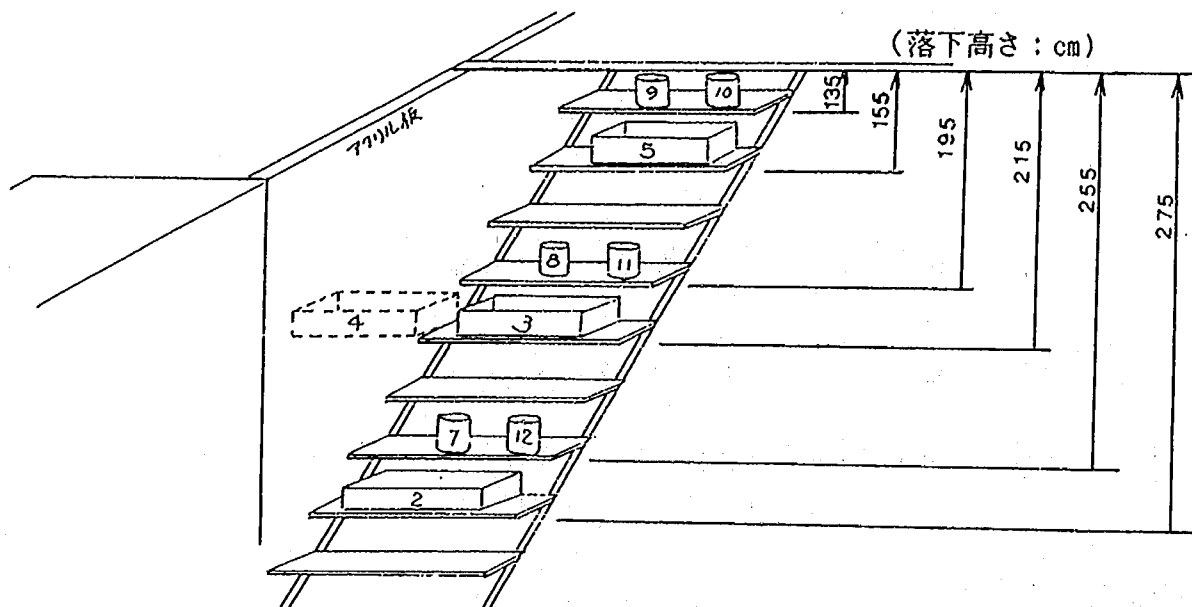
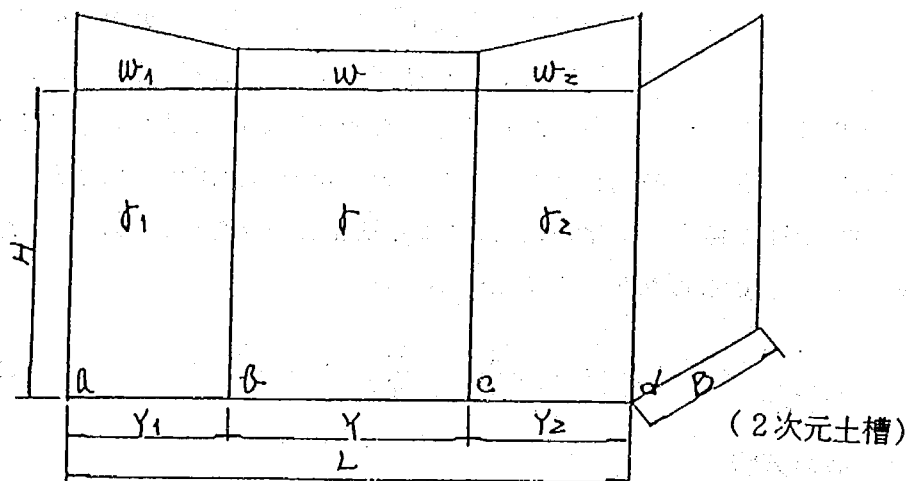


図-2.1.7 密度検定方法



- ρ : アクリル板 (3mm) の密度
- ρ' : アクリル板の端から (2mm+1.7mm) の密度
- ρ_1 : アクリル板の端から西 $\overline{ab}$ (2mm)
- ρ_2 : アクリル板の端から東 $\overline{cd}$ (1.7mm)
- $\overline{\rho}$: 全体の密度
- β : 土槽の幅
- H : 土槽の高さ
- L : 土槽の長さ
- W : 整形後に余った砂の重量 (アクリル板)
- W_1 : 整形後アクリル板より西側
- W_2 : 整形後アクリル板より東側

図-2.1.8 密度補正方法

なお、表-2.1.4に各章における重力場実験の地盤作成方法の概略を示す。

表-2.1.4 地盤作成方法概要

	大型2次元実験土槽	小型2次元実験土槽
根入れのない剛体基礎の支持力に関する実験	所定の密度により、所定の地盤高さまで作成し、地盤の整形は一回。	なし
根入れのある剛体基礎の支持力に関する実験	所定の地盤高さで、地盤作成を中止し、模型を設置した後所定の根入れ分を同様に作成	なし
薄い支持地盤上の剛体の支持力に関する実験	下層に密度の低い地盤を作成し、一度整形した後、砂の落下量を変え密度の高い地盤を支持地盤として作成。	大型2次元実験土槽と同じ
傾斜地盤上の剛体基礎の支持力に関する実験	均一な水平地盤を作成し、その後所定の傾斜角度で地盤を切削・整形しながら作成。	なし

自走式の砂撒き装置を用いた大型実験実験においては、土槽壁際（長手方向7m）にホッパーが近づいたとき、砂の落下によりおこる上昇風の流れにより密度が不均一になる部分が左右の土槽端で生じることが確認された。このため、実験ケースごとの土槽中央部分の地盤密度 γ を、砂の投入量と土槽容積よりもとめた平均密度 $\bar{\gamma}$ より算定した（式(2.1)、図-2.1.8参照）。この方法による値は、中央部分の密度は、あらかじめ行った密度検定の結果から求まる値と同値であった。なお、土槽端部における密度の乱れはフーチングの支持力へは直接に影響が小さいと思われ、本実験における地盤密度の値としては(2.1)式による補正後の γ の値とした。また、土槽中央部での幅方向での密度の差も検出したが、大差はなかった。

$$\gamma = \bar{\gamma} + \frac{Y1+Y2}{B \cdot H \cdot L} \times \left(\frac{1}{2} \times \left(\frac{W1}{Y1} + \frac{W2}{Y2} \right) - \frac{W}{Y} \right) \quad (2.1)$$

2.1.4 載荷方法

大型模型実験における載荷は、写真-2.1.3に示すように実験棟内にある載荷装置を用い、変位制御による載荷速度約2mm/minとして行った。なお、沈下量2mmごとにそれぞれ4分間の保持時間を設け、また、沈下量が10mmで載荷荷重をフーチング模型の自重まで除荷する2サイクル方式とした。

測定項目は、2種類の荷重（11+3+3=17個の2方向ロードセル、載荷装置ロードセル）、フーチング模型の沈下量、地表面の沈下量を2種類および地盤の破壊観測の計6種類とした。

ここで、2方向ロードセルとは、東大生研において開発・製作されたものであり、フーチング底面に働く直応力、せん断力を同時に測定することが可能なものである。基礎底面の圧力と摩擦角の分布の仮定は、構造物基礎の支持力解析において重要な要因であるが、その測定例は非常に少ない。

以下に2方向ロードセルの特徴を示す。

Figure 1 consists of two scatter plots. The left plot shows a positive correlation between the number of children and the number of adults, with a regression line. The right plot shows a negative correlation between the number of children and the number of adults, with a regression line.



の寸法効果、地盤の進行性破壊などの確認に用いることができるとともに今後の数値解析等に有効利用できる。なお、中央部と両脇部のロードセルは剛性比が1:2.1とロードセルの規格は異なるが、基本的な構造は同様の門型である。ロードセルの構造を、図-2.1.10に示す。このロードセルは、図-2.1.11に示すように局所的に断面2次モーメントを小さくすることで、両端固定梁の平行平板変形モードを卓越させ、薄肉部にひずみが集中するような構造となっている。荷重の検出はこの薄肉部に4枚のひずみゲージを貼り付け、図-2.1.12のような4ゲージ法によるホイーストブリッジを組み、低ひずみでも精度よく検出できる方法をとっている。分割したロードセルの底板同士の間は、 $\pm 0.3\text{mm}$ 程度の間隔をあけ、お互いに干渉し合わないようにし、さらにその隙間には砂の侵入を防止するためシリコンゴムを注入した。また、底板の接地面条件を粗とするため、各々のロードセルにサンドペーパー(AA60)をアラルダイトを用いて接着した。

各ロードセルの性能は、載荷試験前にそれぞれについて検定試験を行い、校正係数を決定した。その結果の代表的な例を、図-2.1.13および図-2.1.14に示す。載荷、除荷での出力の差(即ち履歴性)は少なく、また、荷重保持中の経時変化は20分間で0.1%以内の変動に収まっている。さらに偏心による影響は小さく、ロードセル本体の剛性も十分に高い。加えて、荷重検出に際しての干渉は表-2.1.5のとおり大変小さい結果となった。

地表面変位の測定は、任意の沈下量毎に標点を写真撮影して不動点との距離の変化を座標読取り装置で読みとる方法(詳細については、第3章に示す。)と、写真-2.1.4(b)で示すように非接触型変位計による計測を行った。なお、フーチング沈下量は、写真-2.1.4(a)で示すような接触型変位計とした。

地盤の破壊状況は、アクリル板側のラテックスメンブレンにプリントしたメッシュ(10mm方眼)を随時写真撮影し、地表面変位と同様にひずみ解析を行うことにより確認した。

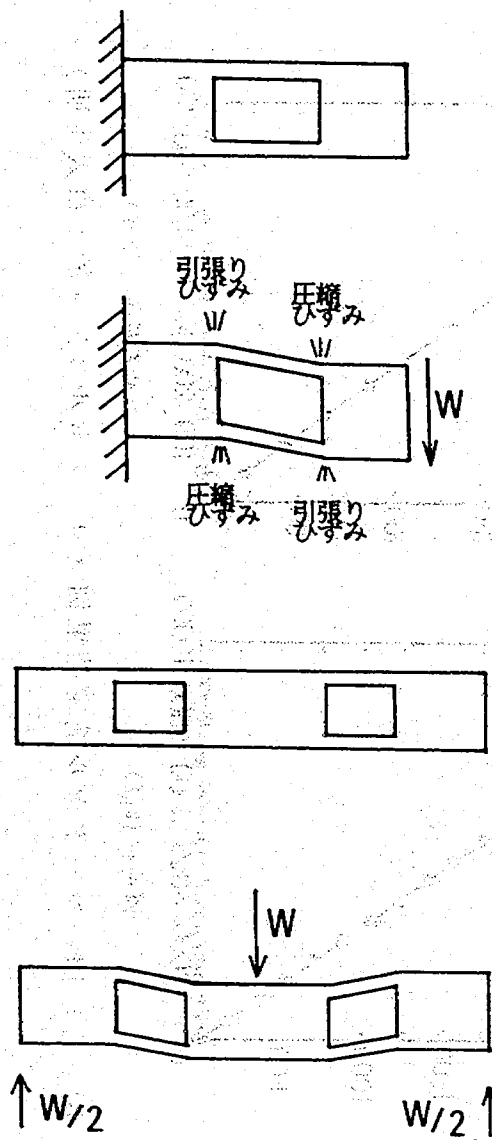


図-2.1.11 平行平板変形モード概略図

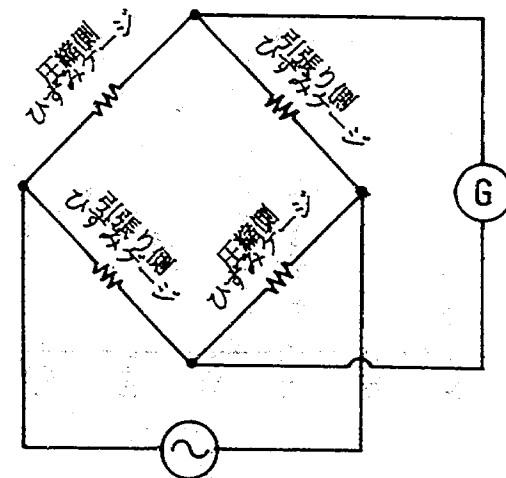


図-2.1.12 ホイーストンブリッジ構造図

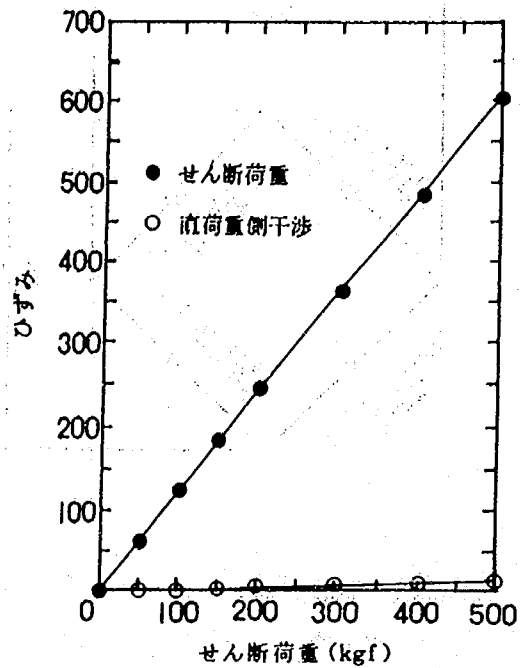
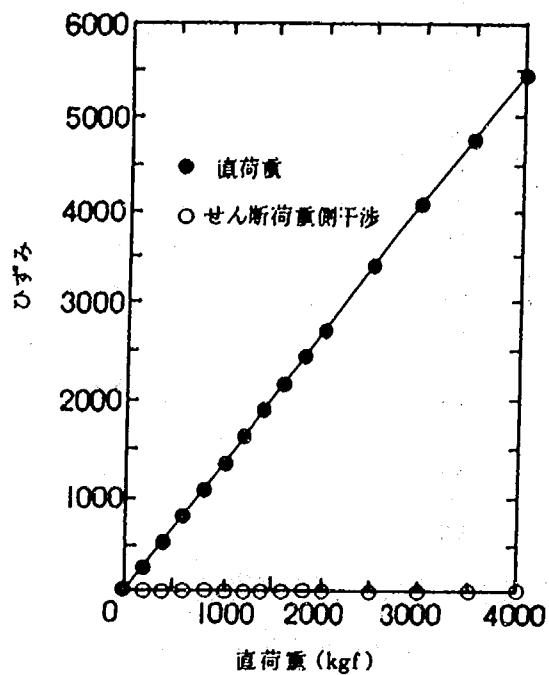


図-2.1.13 ロードセル検定結果例 (ロードセル1) (於: 東大生研)

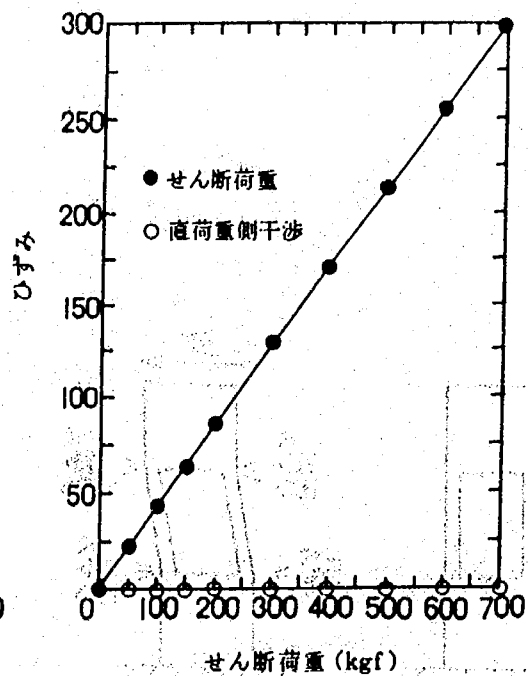
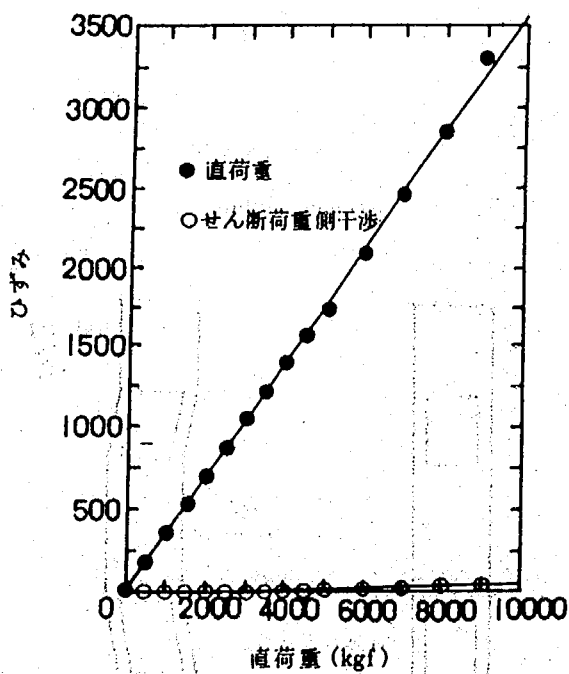


図-2.1.14 ロードセル検定結果例 (ロードセル2) (於: 東大生研)

表-2.1.5 ロードセル検定結果(校正係数)

No	直 荷 重			せん断荷重		
	ϵP	ϵS	干渉 $\times 10^{-3}$	ϵp	ϵs	干渉 $\times 10^{-3}$
1	0.7429	-311.6	-2.346	190	0.8642	1.419
2	0.7197	781.8	0.425	52.17	0.8383	15.71
3	0.7489	-356.9	-2.033	130.8	0.8449	2.493
4	0.7493			-62.33	0.8831	-13.98
5	0.7411	-308.8	-2.335	126.5	0.8683	3.232
6	0.7401	-101.0	-7.100	56.43	0.9037	15.16
8	0.7400	- 57.32	-12.75	-34.49	0.7941	-22.58
9	0.7670	-231.0	-3.234	-172.2	0.7949	- 4.287
10	0.7526	584.5	1.158	107.7	0.8628	6.309
11	0.7605	135.9	5.56	39.69	0.8296	20.56
12	0.7445	-829.5	-0.818	-51.04	0.8166	-10.45
1	-2.868	-131.5	21.78	-362.5	-2.490	2.524
3	-2.814	186.7	14.90	125	-2.350	- 0.419
4	-2.783	-129.1	21.25	85.71	-2.355	- 1.000
5	-2.911	-120.0	24.24	368.8	-2.376	- 4.983
6	-2.785	- 66.5	41.84	408.3	-2.458	- 4.245
7	-2.814	588.4	4.727	260	-2.421	- 8.832

* 根入れのない剛体基礎に関する支持力実験のみで適用、
その他の実験についての検定結果は付録資料を参照。

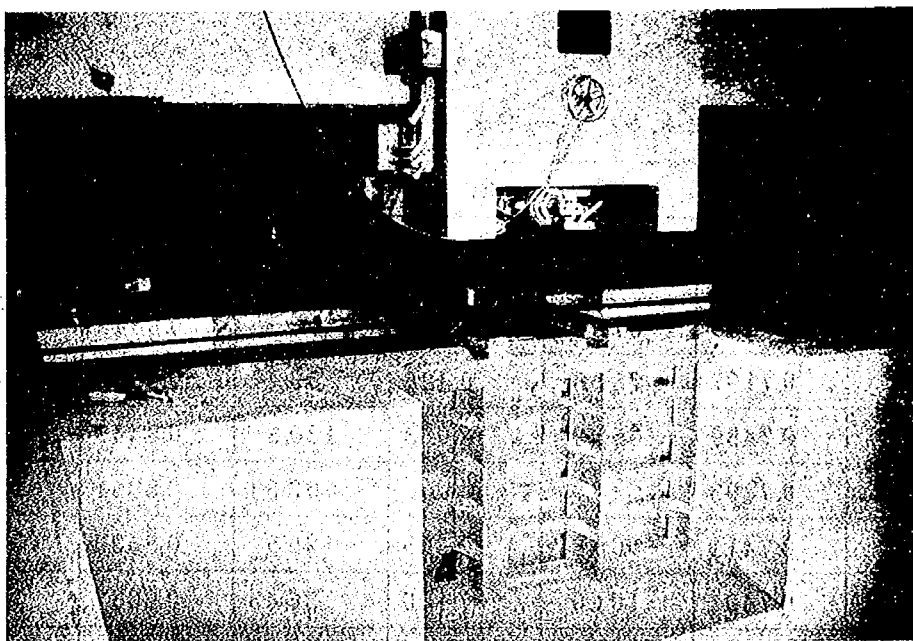


写真-2.1.4 載荷状況時

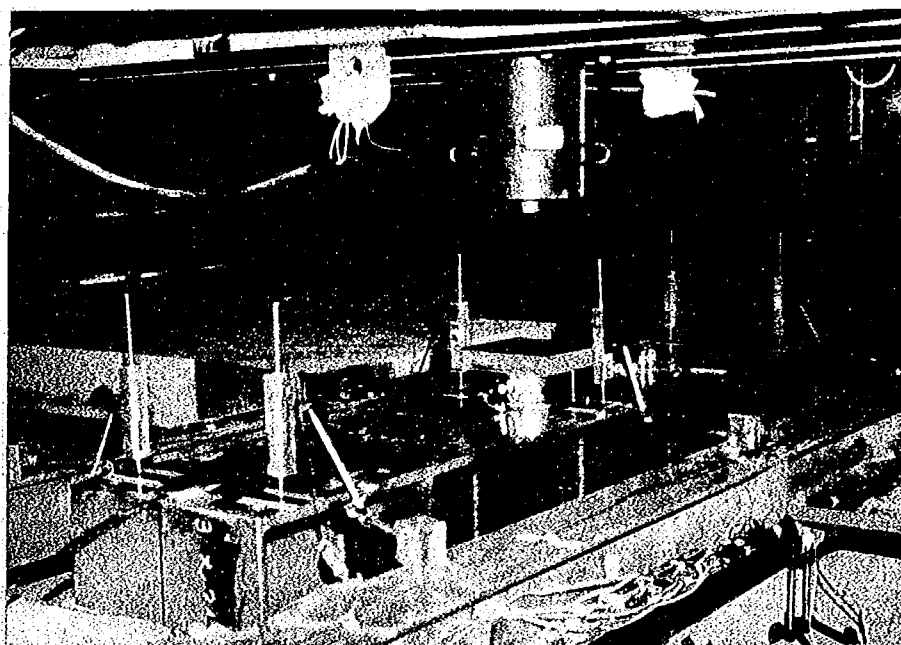


写真-2.1.5(a) 各種測定状況



写真-2.1.5(b) 各種測定状況（地表面測定）

2.2 遠心模型実験

2.2.1 遠心模型実験の特徴

土の強度および変形特性は、その圧力レベルに大きく依存する。したがって、通常の重力場における小型の模型実験では、実際の大規模な構造物の挙動を圧力レベルを合わせて再現することは不可能である。一方、大型の模型実験は応力レベルを合わせることはある程度可能であるが、実構造物に近い規模で重力場実験を数多く行うことが困難になる。したがって、縮尺 $1/n$ の模型で遠心力により重力の n 倍の加速度を与え、大型の実物と同じ応力レベルによる実験を行い、実際の構造物の挙動を再現しようとする遠心模型実験の価値が注目されている。この実験では遠心力により重力の n 倍の加速度を与えることにより、実物と圧力レベルが等しくなり、土要素の強度および変形特性が実物と同じになるので、実物規模の地盤内の応力状態を再現できる。このようなことより、たとえば実物における深さ z の点における自重応力 $(=z\gamma)$ と模型における深さ z/n の点における自重応力 $(=z/n \times \gamma n)$ は等しくなる。

ここで、支持力の模型実験における相似則を考えると以下ようになる。

半無限砂地盤上の帯基礎の極限支持力は、式(2.2)により算定されているが、ここでは第1項の自重項のみで考えると式(3.2)により表される。

$$q = \frac{\gamma B}{2} N \gamma (\phi) \quad (2.2)$$

この式を模型(model)と実物(proto type)に適用すると、

$$\frac{q_p}{q_m} = \frac{\gamma_p B_p N \gamma (\phi_p)}{\gamma_m B_m N \gamma (\phi_m)} \quad (2.3)$$

が得られる。

nG の遠心力場での $1/n$ の模型と $1G$ (重力場)での実構造物について考える。この場合

$$\gamma_m = n \gamma_p \quad (2.4)$$

である。

土要素に生じる応力レベルが等しいことから、

$$\phi_p = \phi_m \quad (2.5)$$

と考えると、式(2.3)より、

$$\frac{q_p}{q_m} = \frac{B_p}{n B_m}$$

となる。

したがって、 $B_p = n B_m$ ならば、 $q_p = q_m$ となる。これは、地盤の条件が同じであれば nG での遠心加速度場における載荷試験で得られた基礎幅 B_m の極限支持力は、重力場での基礎幅 $B_p = n B_m$ の基礎の極限支持力と等しくなることを意味する。このように遠心模型実験の相似則によると

加速度を増大させれば、それに応じて想定される基礎の換算載荷幅は大きくなる。しかし、遠心力を作用させると同時に地盤材料の粒径も同様に n 倍されるので、結果的に材料の粒径も大きいものを想定することになり、応力レベルは合わせることはできるものの、この点を考えると実構造物の挙動を正確に再現しているかについては疑問が残る。すなわち、同一地盤上における支持力を遠心模型実験により検討する場合、地盤材料の粒径についても相似則を満たすように地盤材料を選定する必要がある。しかし、加速度の増減にあわせてそれぞれ適切な粒径による材料により地盤を作成することは非常に困難なものとなる。そこで、今回検討を行おうとしている支持力問題のように粒子の集合体的な挙動（すべり線）が支配的なものについては粒径の影響は無視できなくなる可能性がある。すなわち、粒径が相似則に及ぼす影響は確認しておく必要があると考えられる。表-2.2.1に遠心力載荷装置を用いた2次元模型実験の一覧を示す。なお、実験諸元の詳細については各章に示す。

表-2.2.1 遠心模型実験一覧

実験名	遠心模型実験
根入れのない剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=1, 2, 3, 4cm - ケース数=34ケース（地盤密度 $\gamma = 1.60, 1.56\text{g/cm}^3$） - 最大加速度=100G
根入れのある剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=2cm - ケース数=10ケース（地盤密度 $\gamma = 1.59\text{g/cm}^3$） - 最大根入れ比=1.0
薄い支持地盤上の剛体の支持力に関する実験	なし
傾斜地盤上の剛体基礎の支持力に関する実験	- 基礎幅=2, 3cm - ケース数=136ケース - 遠心加速度=50G - 斜面傾斜角=0~30°

2.2.2 遠心模型実験装置

遠心模型実験装置を図-2.2.1に、装置の主な仕様を表-2.2.2に示す。

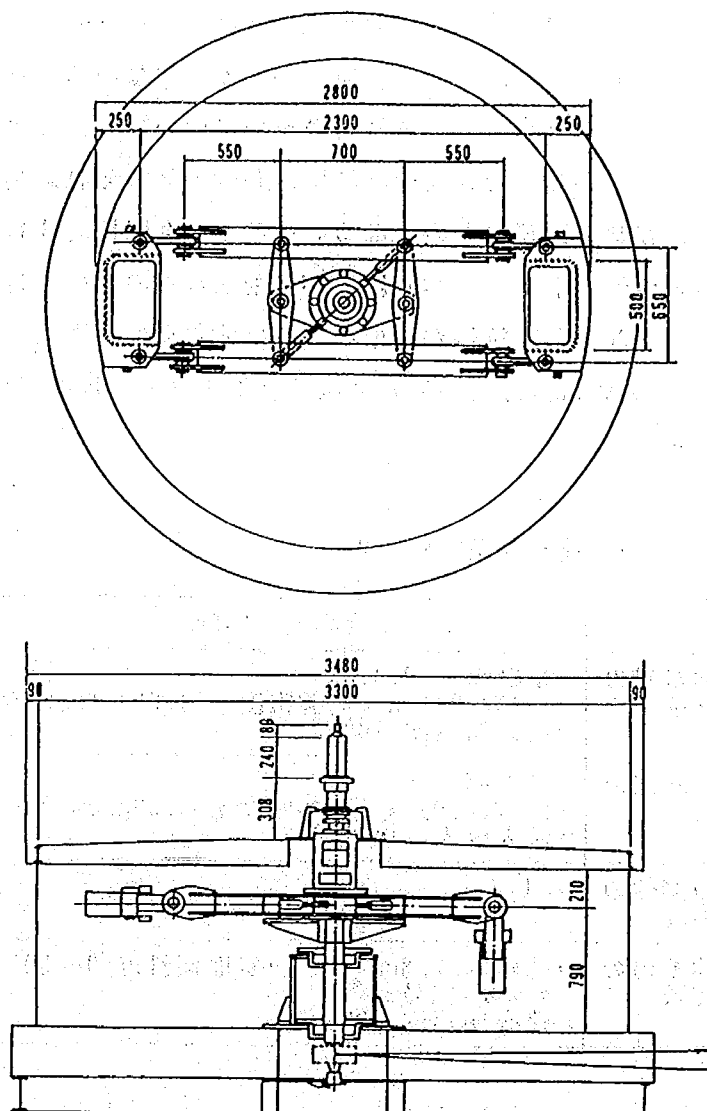


図-2.2.1 遠心模型実験装置

表-2.2.2 遠心模型実験装置仕様

駆動馬力		1 5 k w
最高回転数		4 8 0 r p m
試料箱内空		長500mm, 深300mm, 幅100mm
半 徑	試料箱下端	1 3 7 0 m m
	試料箱天端	1 0 7 0 m m
	実験地盤上端	1 1 0 0 m m
最大加速度 (実験地盤上端)		加速度 $\alpha = r \omega^2 = 2776 \text{m/sec}^2$ $\therefore G_{\text{max}} = 2776 / 9.8 = 283 \text{ G}$
最大載荷重		2 0 0 0 k g
変位計		± 2 5 (差動トランス型)
載荷機構		油圧モータ
載荷ストローク		2 0 m m 以上

2.2.3 実験方法

遠心模型実験では試料箱が小さいため、容器の剛性（はらみ出し）、側面の摩擦等が実験結果に非常に大きな影響を及ぼす。遠心模型実験では容器のはらみ出しを測定するのが困難であり、定量的に詳細な検討を行うことはできなかったが、容器は十分に補強し剛性を確保した。また、側面の摩擦低減は、5mm平方のメッシュをつけたラテックスメンブレンとシリコングリース（信越化学KS63G）を用い、重力場実験と同様に行った。

模型地盤は、大型2次元実験の実験条件との整合を図るため、試料箱の上に多重ふるいを置き、気乾状態の豊浦標準砂をホッパーから空中落下方式により作成した。なお、傾斜地盤については、一旦水平地盤を作成した後、斜面形成器により斜面部分を削り所定の勾配の斜面を作成した。地盤の密度は、大型実験同様砂の落下量の調節により行った。密度は、試料箱内の重量と体積の比から求めた。

載荷方法および載荷速度も大型2次元実験と整合を図るため変位制御方式とし、また、載荷速度はフーチング模型幅が大型2次元実験の約1/10であるため、その速度の1/10である0.2mm/minとした。荷重の測定は鉛直1方向のロードセルにより行った。また、沈下量および地盤の変形は差動トランス型変位計および写真撮影により測定した。撮影は試料箱がカメラの真下に来たとき、ストロボフラッシュが発光し静止状態に近い状態で行い、撮影されたラテックスメンブレンの変形から地盤の変形の観察を行った。

遠心模型実験において実験上重要な要因のひとつに所定の加速度の確保があるが、本研究においては、周波数カウンターにより回転数（式(2.7)）を確認しながら行った。なお、フーチングの載荷重には模型フーチングの重量も考慮した。

$$n = \frac{1}{2\pi} * \frac{\alpha}{r}^{1/2} \quad (2.7)$$

n : 周波数カウンターによる回転数

α : 加速度

なお、実験に用いた基礎模型の底面条件は大型実験と同じように粗とするためサンドペーパーを貼りつけた。

第3章 根入れのない剛体基礎に関する支持力実験

3.1 概説

これまで、剛体基礎の支持力に関して多くの実験や解析が行われてきている。しかし、地盤の要素試験と一貫した模型実験は少ない。

本章では、東大生研で行われてきた小型の2次元模型実験と地盤材料や地盤作製方法（第2章において詳細に示す）の整合を図り、従来よりもかなり大規模な2次元模型実験と遠心模型実験を実施し以下に示すような検討を行う。

3.2、3.3節では、大型2次元実験および遠心模型実験における荷重沈下特性ならびに荷重分布について検討する。

3.4節では、土槽側面において観察されたすべり線の発達状況および写真からのひずみ解析による地盤の破壊形態およびすべり線の発達状況を検討する。

3.5節では、基礎の寸法効果について検討を行うため、遠心模型実験による粒径の影響についての結果を検討するとともに、大型2次元実験と小型の模型実験との比較、大型2次元実験と遠心模型実験の比較について検討をする。

3.6節では、支持力係数と内部摩擦角の関係について、東大生研において行われた各種要素試験による内部摩擦角と今回行った載荷試験結果から検討を行う。

3.2 荷重沈下量特性

3.2.1 大型2次元模型実験

表-3.2.1に重力場における大型2次元模型実験結果の一覧を示す。

表-3.2.1 大型2次元実験結果一覧

ケース No	フーチング幅 B_0 (m)	標準砂密度 密度 γ (t/m^3)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 S_f (mm)	S_f/B_0
A1	0.5	1.56	30.92	79	29.98	0.060
A2	0.5	1.593	43.48	109	28.00	0.056
A3	0.5	1.559	27.19	70	30.21	0.060
A4	0.5	1.589	31.18	78	26.25	0.053
A5	0.23	1.597	21.61	118	12.09	0.043
A6	0.23	1.551	14.11	79	15.73	0.068

図-3.2.1、3.2.2に代表的なケースとして基礎幅50、23cmのケースNo. A2とA5での荷重沈下量特性を示す。図中の(a), (b), (c), (d)は、各沈下量に対する全体の荷重強度およびそれぞれのロードセルによる直応力、せん断応力、摩擦角度を示す。なお、その他のケースおよび地盤作成時の条件等については付録資料に示す。

(a) - 中央1/3ロードセルで測定した平均荷重強度（実線）および載荷装置ロードセルで測定したフーチング全体の平均荷重強度（点線）とフーチング沈下量関係を示す。

両ケースとも荷重を一度除荷（ $B_0=50$ cmでは $S \approx 10$ mm, $B_0=23$ cmでは $S \approx 5$ mm）した部分までは比較的直線的であり、またその変化傾向は類似である。また、最大荷重が発生する時の沈下量 S_f/B_0 は、4~5%前後となった。ただし、ケース4では密度が高いにもかかわらず、他のケースに比べて最大荷重はかなり低いものとなった。このため、以後の支持力係数 N_γ の議論に関してはケース4は除くものとする。

(b) - 中央1/3ロードセルのそれぞれのロードセルで測定した直応力と沈下量関係を示す。

両ケースとも両端のロードセルにおいては、載荷重の低い段階から早く降伏が始まり、その最大荷重も低くなっている。その後、荷重の増加とともに次第に降伏点が中央のロードセルへと移っていることがわかる。

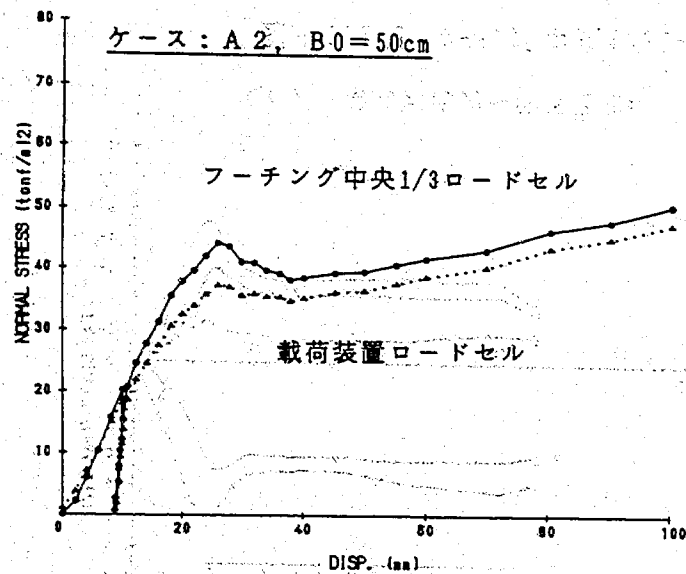
(c) - 中央1/3ロードセルのそれぞれのロードセルで測定したせん断応力と沈下量の関係を示す。

両ケースともせん断応力は、載荷の初期段階からフーチングを左右に押し広げる方向に働き、中央部分のロードセルはほとんどがほぼゼロで、端部のロードセルほど大きく

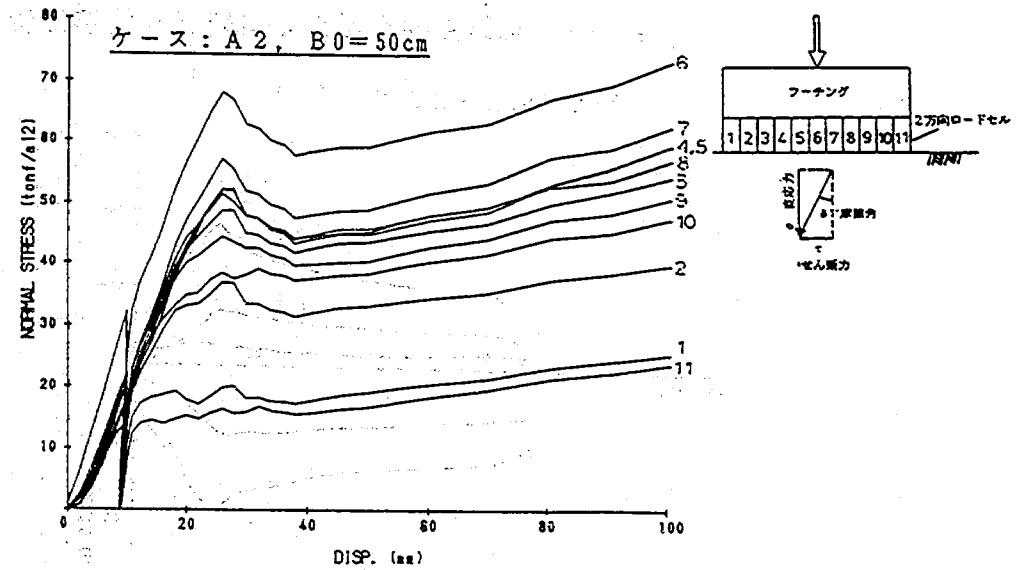
なっている。またその変化傾向は左右でほぼ対称になっている。また、フーチング幅 (B。)50cmの場合、最大荷重時にせん断応力が最大となるロードセルは最端部よりも少し内側部分となる傾向がある。

(d) - 中央1/3ロードセルのそれぞれのロードセルでの摩擦角度と沈下量の関係を示す。

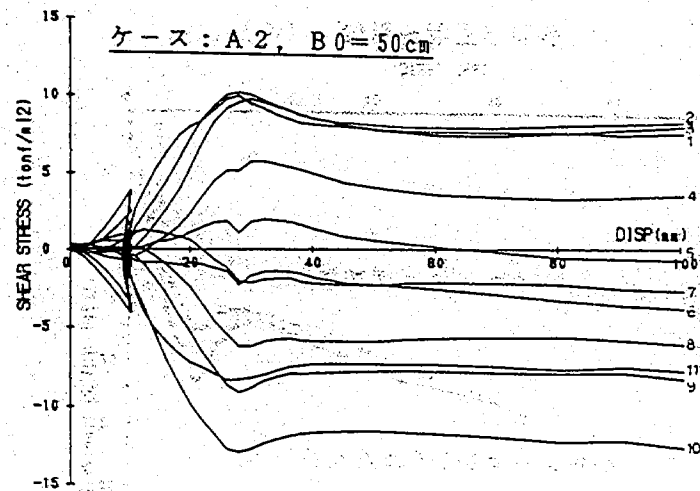
摩擦角度についてもせん断応力の場合同様、フーチング中央部ではほぼゼロで端部のロードセルにおいて最大(最小)になっている。また、摩擦角の発揮はかなり沈下量の小さなときから始まっており、特に両端部で顕著である。



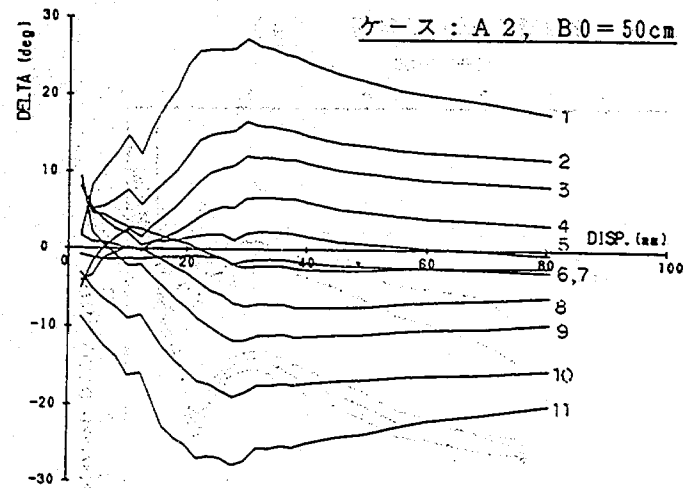
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力～沈下量曲線

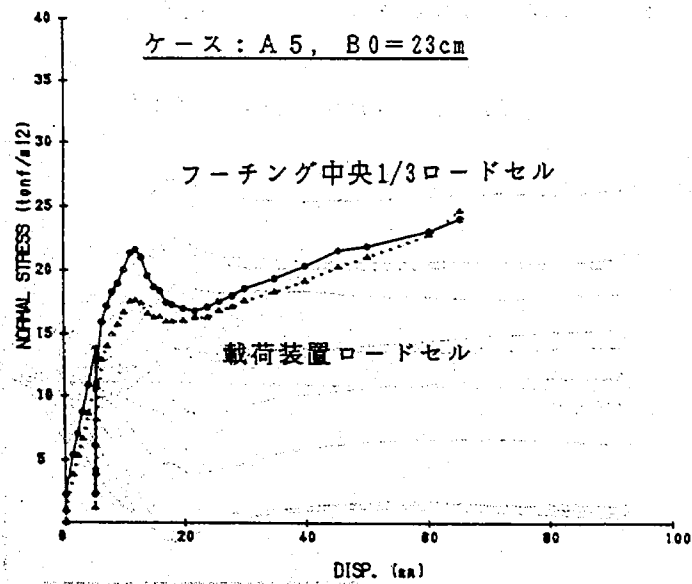


(c) せん断応力～沈下量曲線

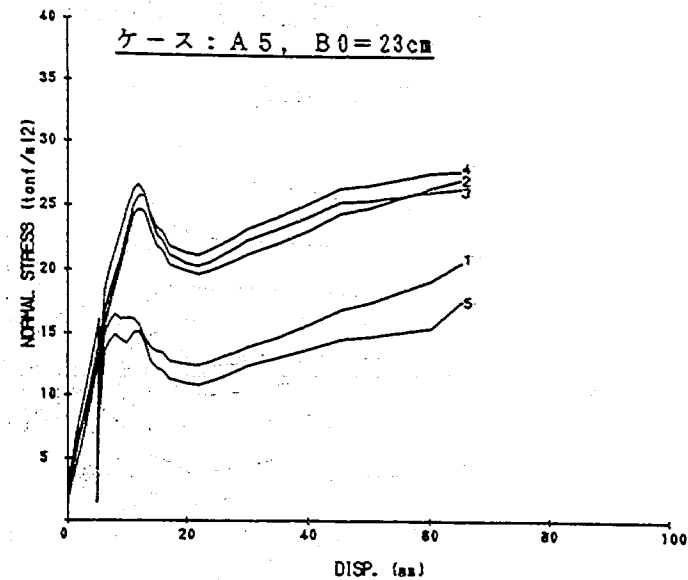


(d) 摩擦角～沈下量曲線

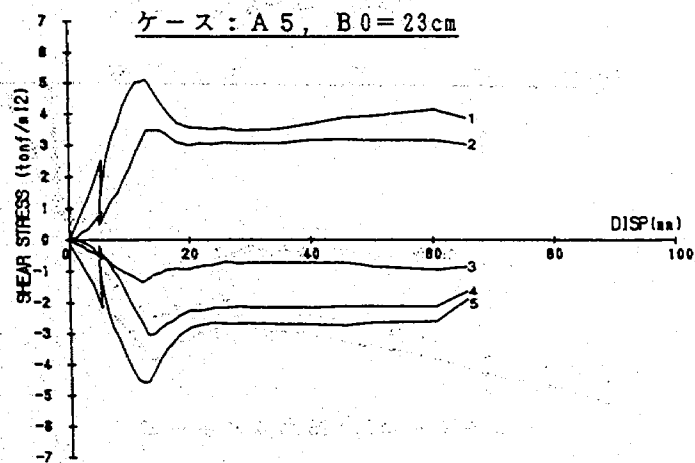
図-3.2.1 フーチング中央1/3ロードセルと載荷装置ロードセルによる荷重沈下特性 (ケースA2)



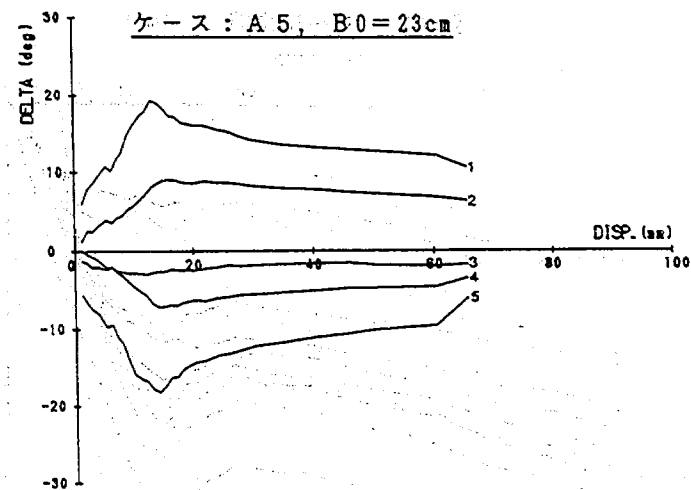
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力～沈下量曲線



(c) せん断応力～沈下量曲線



(d) 摩擦角～沈下量曲線

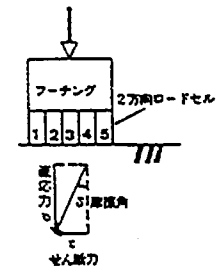


図-3.2.2 フーチング中央1/3ロードセルと载荷装置ロードセルによる荷重沈下特性 (ケースA5)

3.2.2 遠心模型実験

根入れのない剛体基礎について遠心力載荷装置を用い、以下に示す項目について実験を行った。

①基礎の寸法効果に関する実験

前述したように遠心模型実験では、資料箱中の地盤に作用する加速度を変化させることにより任意の基礎幅を有する基礎の場合と等価の応力状態を再現することができる。ここでは、基礎模型を4種類用いて基礎の寸法効果に関する検討を行った。

②地盤の粒径が支持力に与える影響についての実験

①の寸法効果に関する実験において、換算載荷幅($n B_0$)と粒径の比の影響がないようにその比を一定にするためにその都度、同様の粒子構造を保ったまま粒径を変えた材料を用いることは困難である。したがって、同一の材料(豊浦標準砂)を用いて、加速度を変化させた場合の換算載荷幅と粒径の比の変化が、支持力実験に及ぼす影響について検討を行った。

なお、模型基礎幅と粒径の比(B_0/D_{50})は4倍程度として行った。

表-3.2.2および表-3.2.3に密な場合とゆるい場合との実験結果の一覧を示す。

図-3.2.3~図-3.2.10に基礎幅 $B_0=1, 2, 3, 4\text{cm}$ で各基礎模型ごとの正規化(荷重: $\gamma B/2$, 沈下量: B_0)した荷重沈下量関係を示す。なお、荷重の最大値($2q/\gamma B$) max は支持力係数 $N\gamma$ を表す。これらの図より、遠心模型実験における荷重沈下量は、地盤が密な場合およびゆるい場合においても加速度が増すにつれて最大荷重以降の残留強度の変化は少なく、またピークがはっきりしなくなり、最大荷重時での沈下量は大きくなる傾向にある。

表-3.2.2 遠心模型実験結果一覽

NO	基礎幅 B_0 (cm)	加速度 $n(G)$	換算幅 B (cm)	密度 γ (t/m ³)	根入れ比 Df/B_0	最大荷重 q (tf/m ²)	最大荷重時沈下量 S_r (mm)	$2q/\gamma B$	S_r/B_0
SA1	1	1	1	1.62	0	5.5	0.47	679	0.047
SA2	1	7	7	1.61	0	15.0	0.93	266	0.093
SA3	1	10	10	1.61	0	25.5	1.16	318	0.116
SA4	1	25	25	1.59	0	47.0	1.38	237	0.138
SA5	1	50	50	1.62	0	86.5	1.48	214	0.148
SA6	1	100	100	1.61	0	126.5	1.64	157	0.164
SA7	2	1	2	1.62	0	8.5	2.03	523	0.102
SA8	2	7	14	1.60	0	31.3	2.37	279	0.119
SA9	2	12.5	25	1.61	0	41.3	2.04	205	0.102
SA10	2	25	50	1.59	0	64.5	2.53	162	0.127
SA11	2	50	100	1.62	0	128.0	3.45	158	0.173
SA12	2	100	200	1.63	0	225.3	4.69	138	0.235
SA13	2	11.5	23	1.59	0	41.34	2.85	226	0.143
SA14	3	1	3	1.61	0	11.09	2.06	458	0.069
SA15	3	7	21	1.61	0	37.2	3.45	220	0.115
SA16	3	7.7	23	1.61	0	45.76	3.22	246	0.107
SA17	3	16.7	50	1.61	0	78.32	3.82	194	0.127
SA18	3	33.3	100	1.60	0	108.8	5.09	136	0.169
SA19	3	50	150	1.59	0	145.94	4.85	122	0.162
SA20	3	100	300	1.62	0	251.67	6.46	104	0.215
SA21	4	1	4	1.60	0	12.0	4.05	375	0.101
SA22	4	25	100	1.58	0	122.4	6.34	155	0.159
SA23	4	50	200	1.61	0	229.6	7.73	143	0.193
SA24	4	100	400	1.60	0	360.5	8.75	111	0.219
SA25	4	125	500	1.62	0	386.5	8.89	92	0.222

表-3.2.3 遠心模型実験結果一覽

NO	基礎幅 B_0 (cm)	加速度 $n(G)$	換算幅 B (cm)	密度 γ (t/m ³)	根入れ比 Df/B_0	最大荷重 q (tf/m ²)	最大荷重時沈下量 S_r (mm)	$2q/\gamma B$	S_r/B_0
SB1	2	1	2	1.55	0	11.0	2.04	356	0.102
SB2	2	7	14	1.55	0	46.0	2.37	222	0.119
SB3	2	25	50	1.56	0	113.5	2.81	145	0.141
SB4	2	50	100	1.55	0	170.0	3.22	110	0.161
SB5	2	100	200	1.56	0	291.5	3.54	94	0.177
SB6	3	1	3	1.54	0	16.5	1.84	238	0.061
SB7	3	7	21	1.55	0	70.0	2.93	143	0.098
SB8	3	33.3	100	1.55	0	266.5	4.12	114	0.137
SB9	3	100	300	1.55	0	698.5	6.23	100	0.208

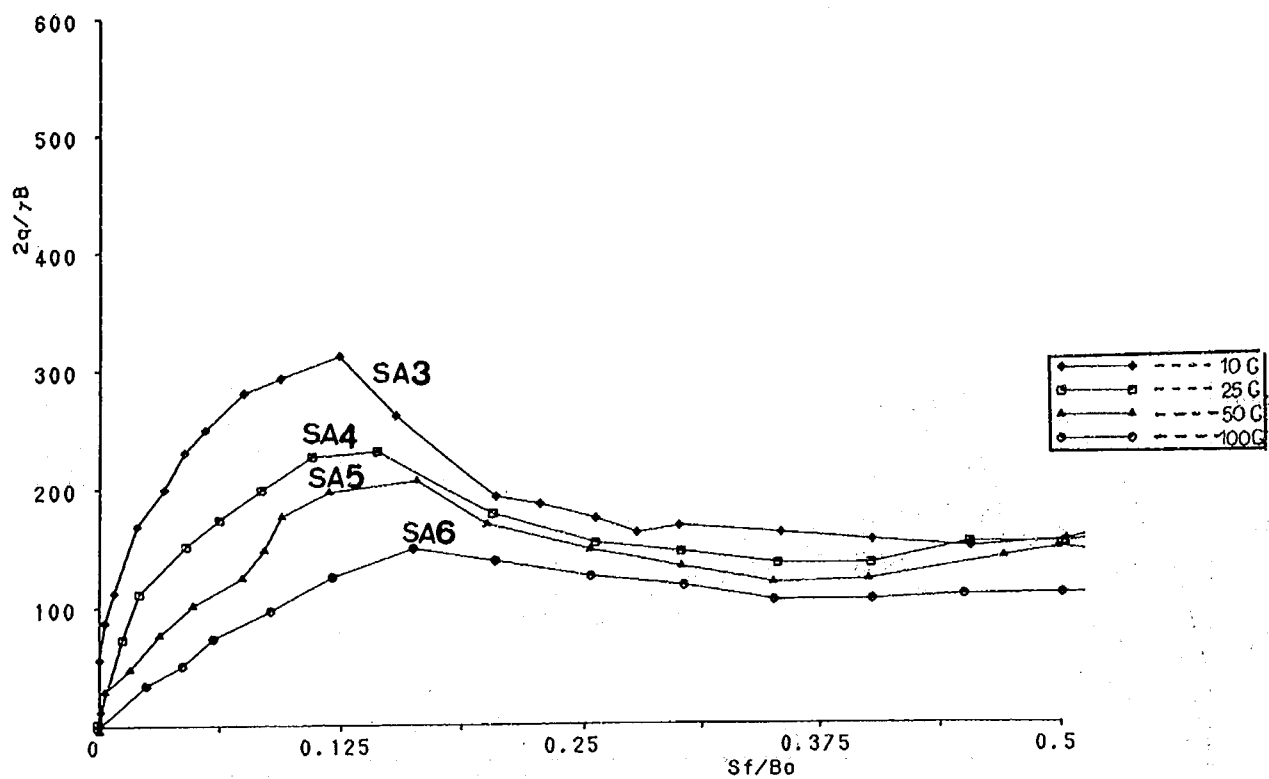


图-3.2.3 荷重沈下量曲线 ($B_0=1\text{cm}$)

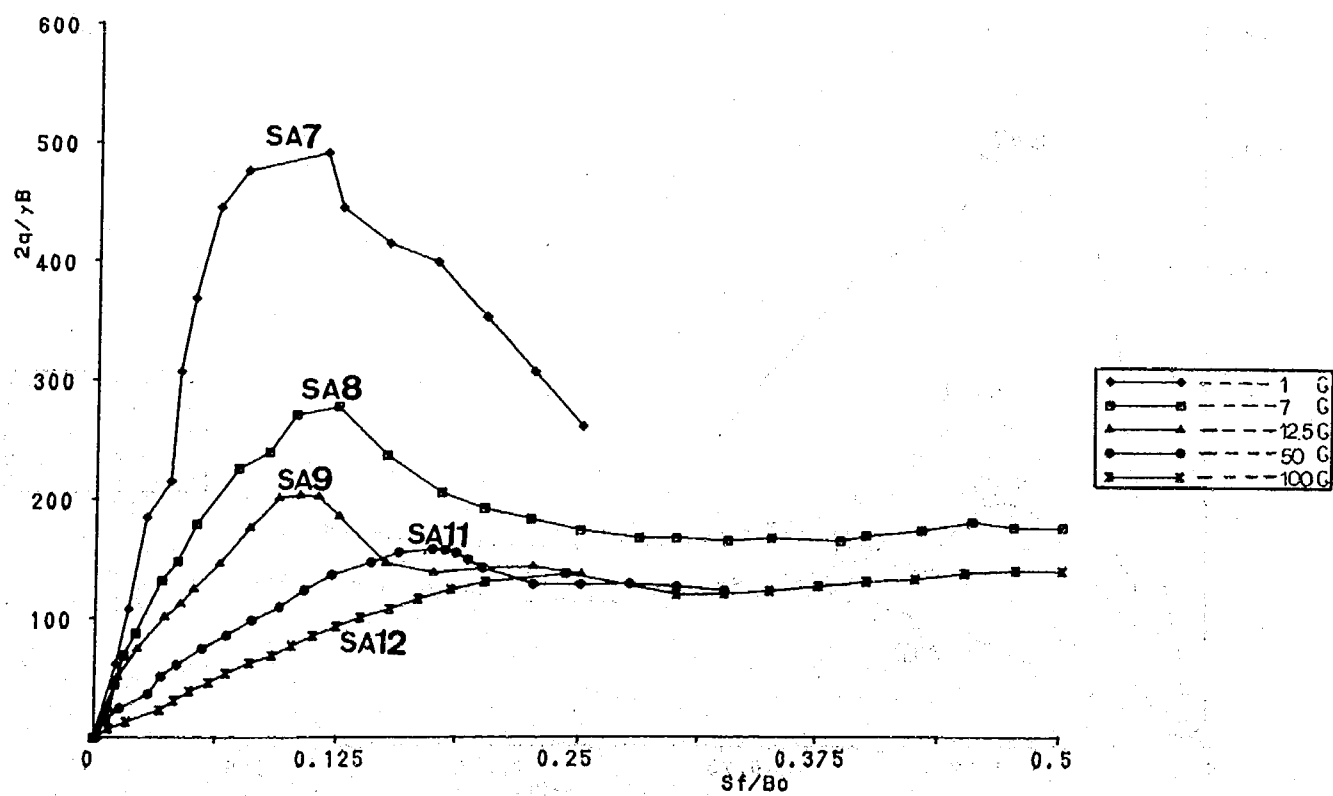


图-3.2.4 荷重沈下量曲线 ($B_0=2\text{cm}$)

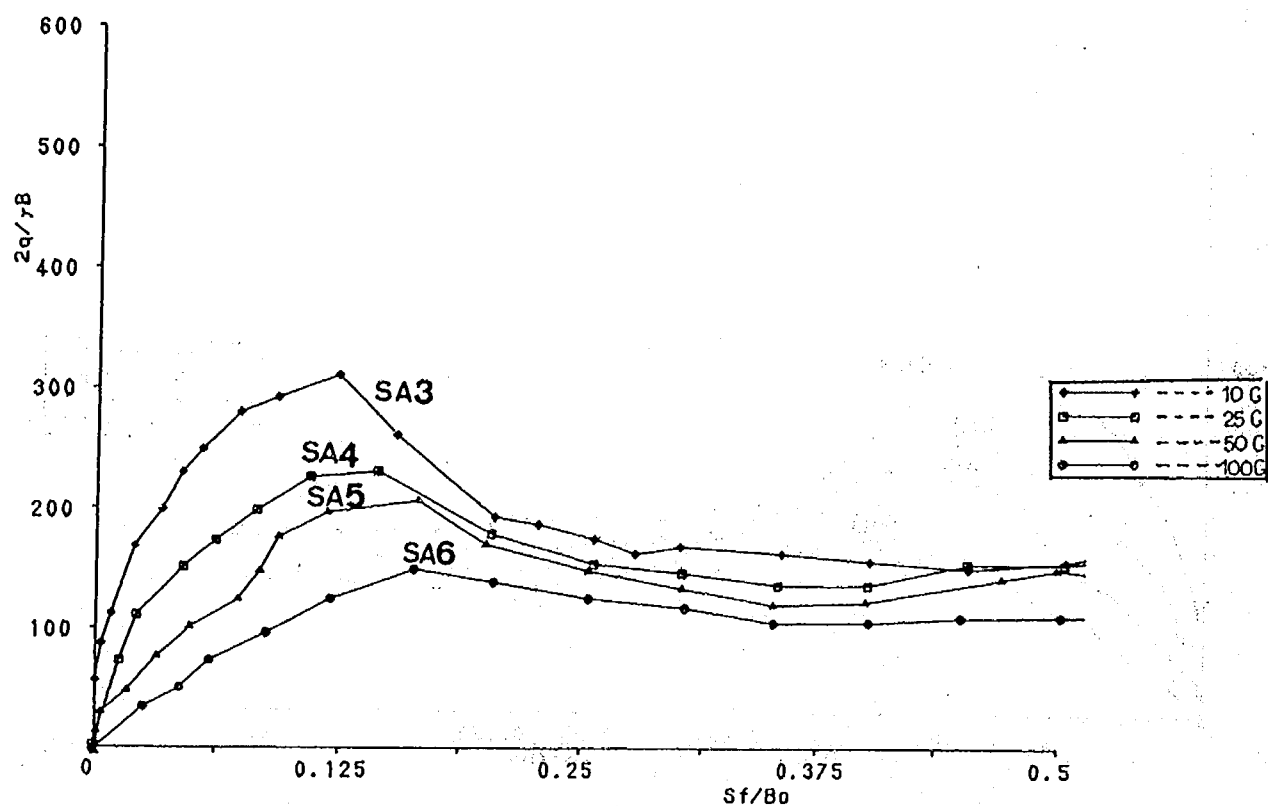


图-3.2.5 荷重沈下量曲线 ($B_0=1\text{cm}$)

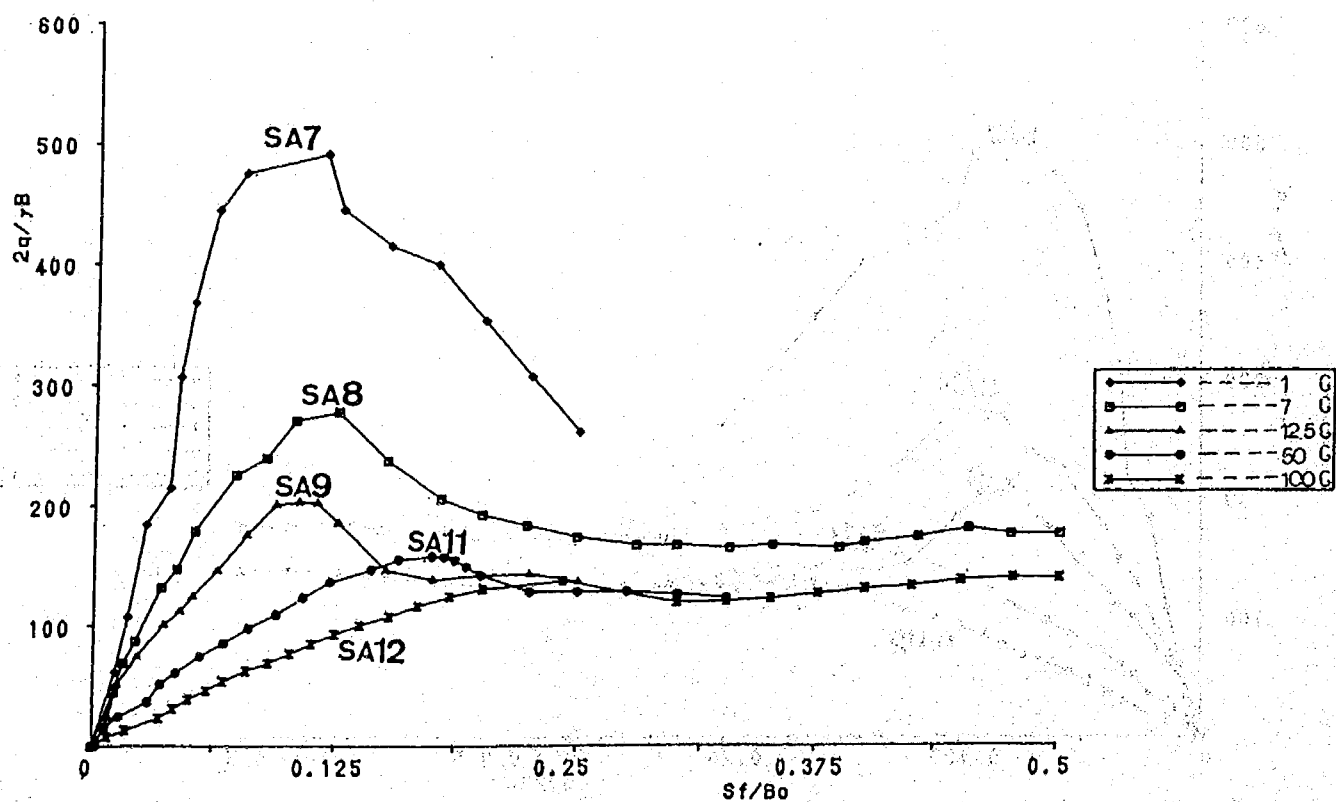


图-3.2.6 荷重沈下量曲线 ($B_0=2\text{cm}$)

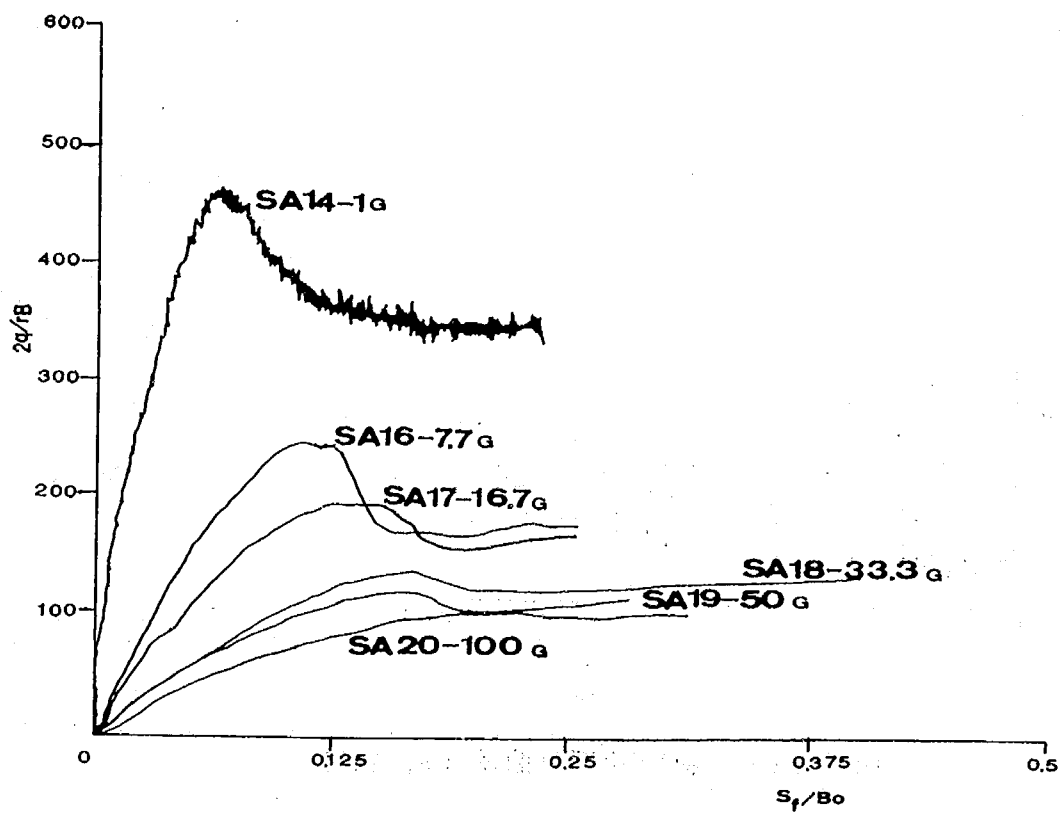


图-3.2.7 荷重沈下量曲线 ($B_0=3\text{ cm}$)

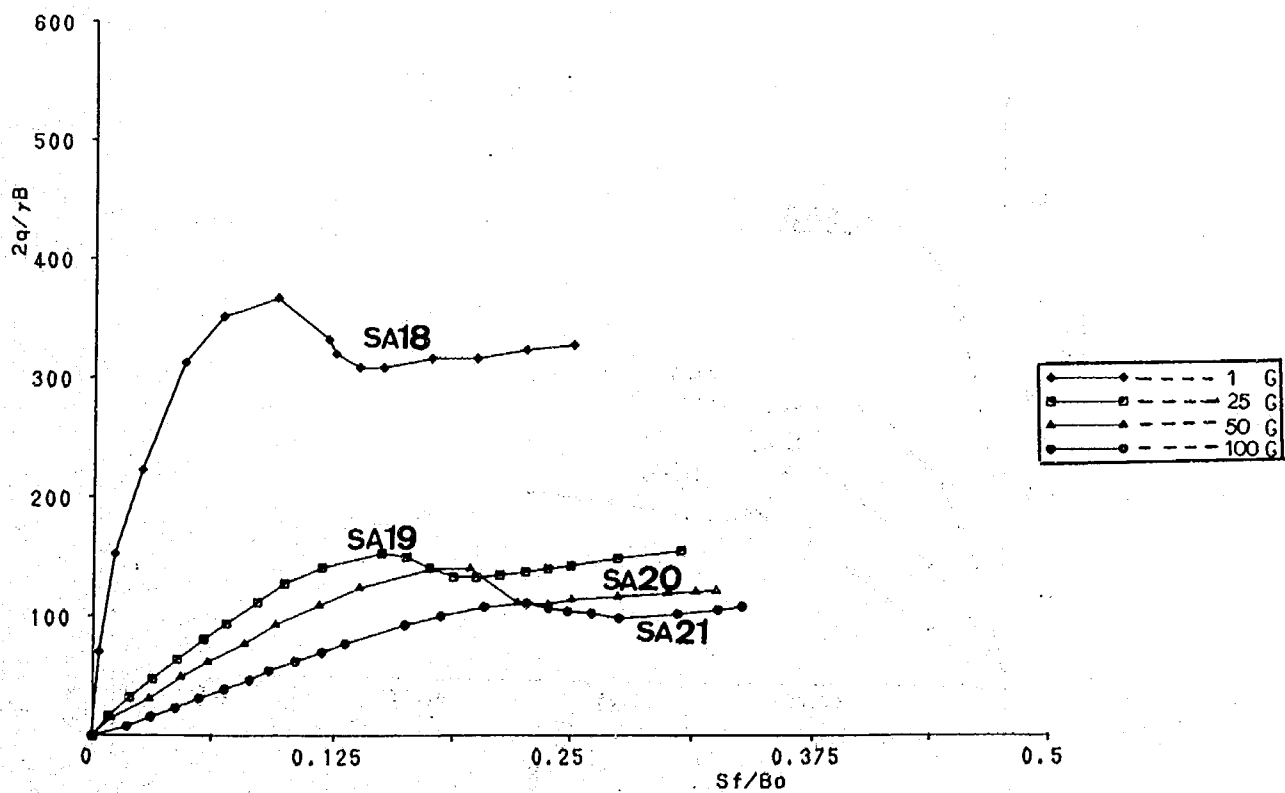


图-3.2.8 荷重沈下量曲线 ($B_0=4\text{ cm}$)

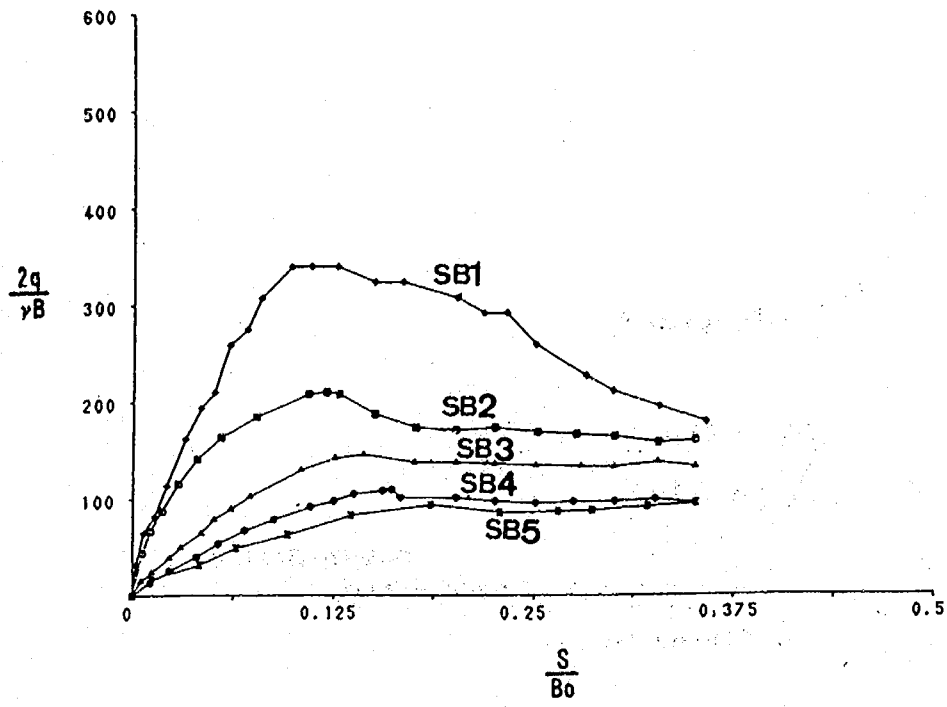


圖-3.2.9 荷重沈下量曲線 ($B_0 = 2 \text{ cm}$)

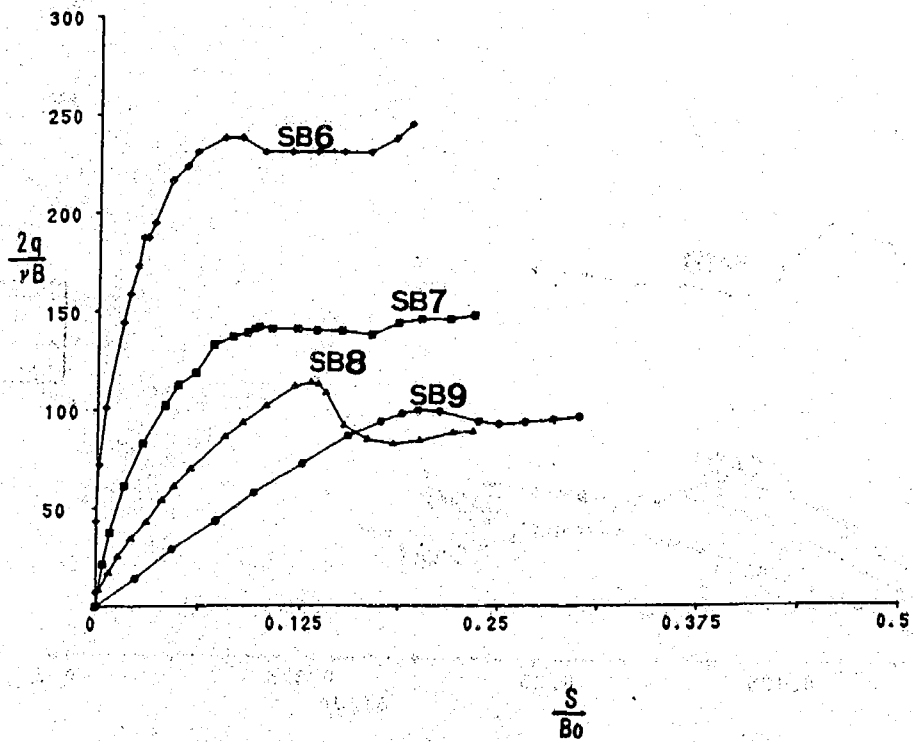
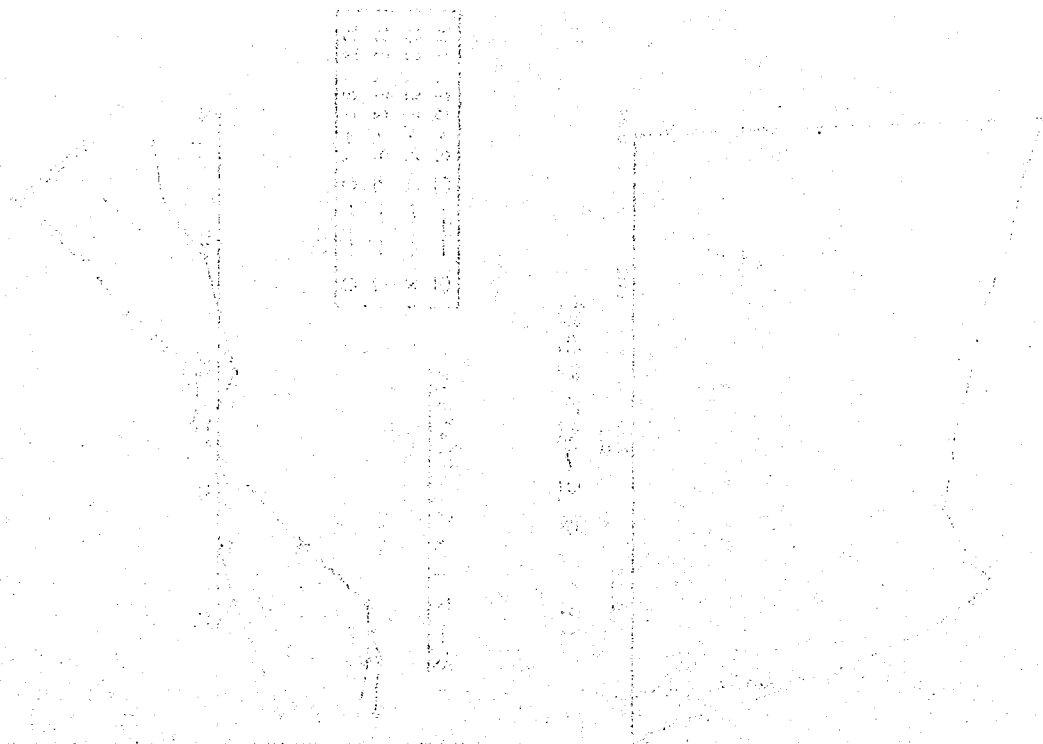


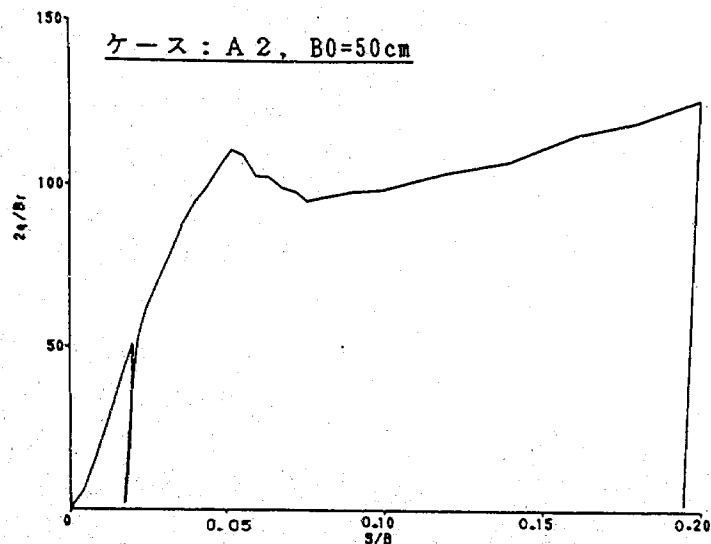
圖-3.2.10 荷重沈下量曲線 ($B_0 = 3 \text{ cm}$)

3. 3 大型2次元模型実験における荷重分布

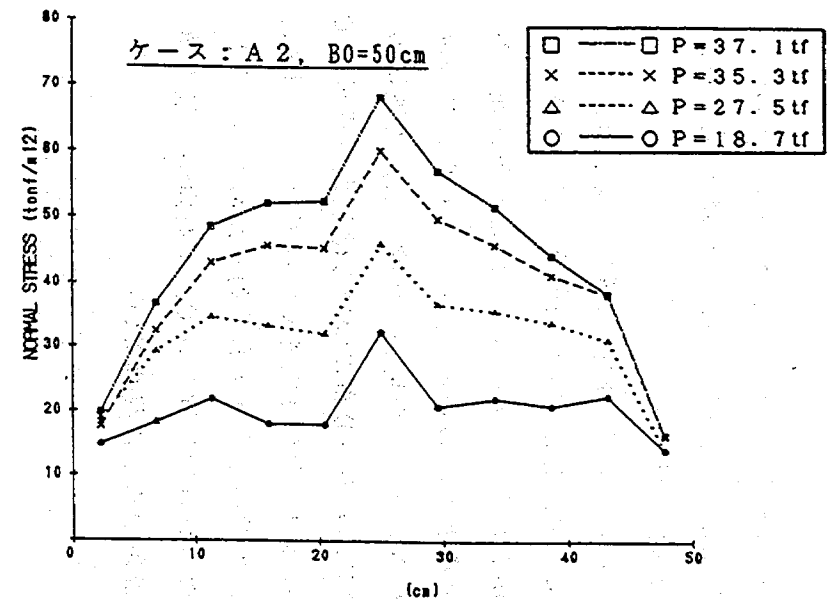
図-3.3.1, 3.3.2にケースNo. A2, A5の無次元化した荷重～沈下量関係および(b), (c), (d)にそれぞれ任意の荷重段階でのフーチングロードセルにより測定した直応力分布, せん断応力分布, 摩擦角分布を示す。なお, 他のケースについては付録資料に示す。

両ケースとも直応力分布に関しては, ほぼ左右対称になっている。載荷初期での直応力は, 各ロードセルでほぼ同じ値となっているが, その後の荷重増加にしたがって端のロードセルはほとんど応力の増加はみられず, 中央のロードセルとの差が大きくなっている。このことから地盤の破壊は, 進行的に起こっていることが伺える。また, 基礎幅23cmの場合は, ロードセルの分割数が少ないため50cmに比べてその傾向は顕著には現れていないが, この場合も地盤の進行的破壊の様相を呈していることが分かる。また, ケースNo. A5のせん断応力分布については最大荷重付近では比較的載荷重の増加が小さくても両端部分でのせん断応力の変化は大きくなっている。これは, 破壊荷重付近ですべり面が基礎端部から発生しはじめ, 地盤の左右へ大きく動くためと考えられる。摩擦角分布もせん断応力分布同様に中央のロードセル付近でほぼゼロで, 左右両端で最大値(最小)となっている。また, 載荷の初期段階から摩擦角が顕著に現れている。

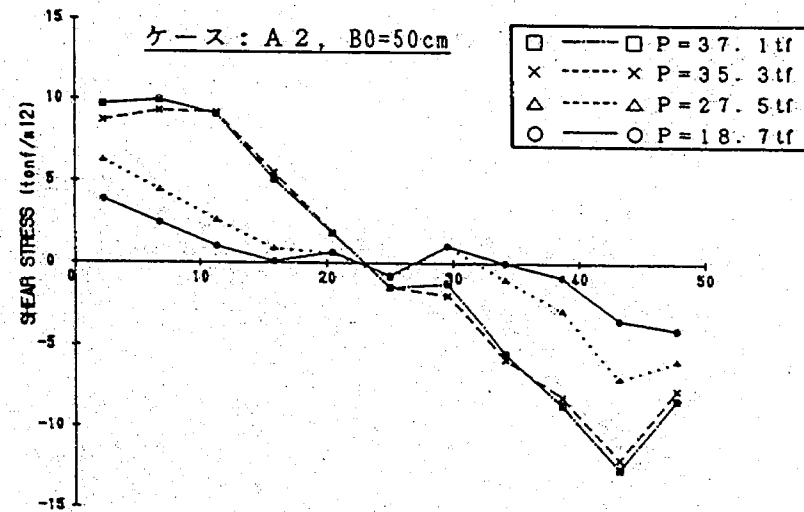




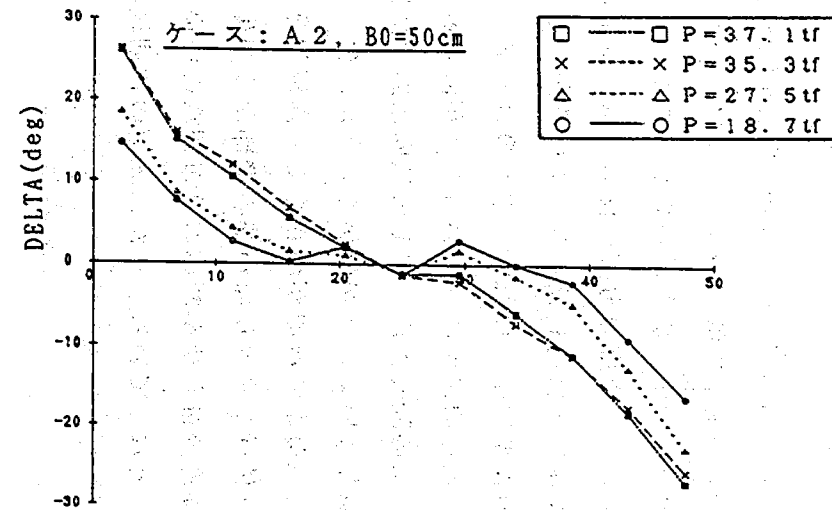
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布

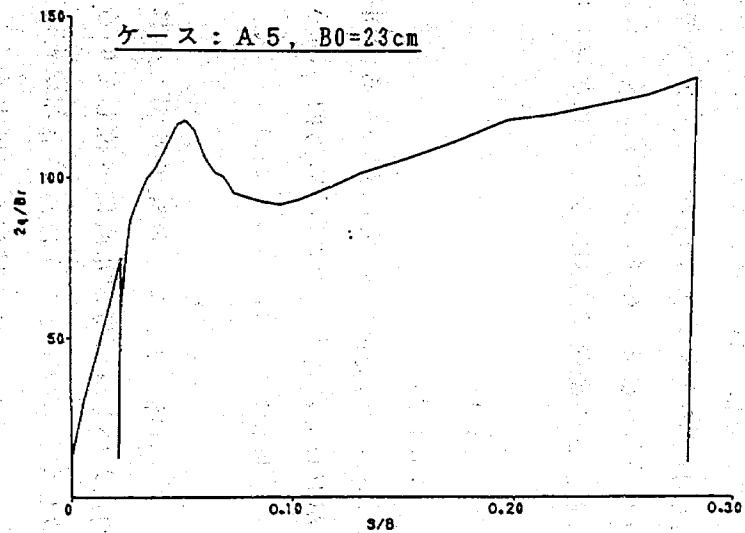


(c) せん断応力分布

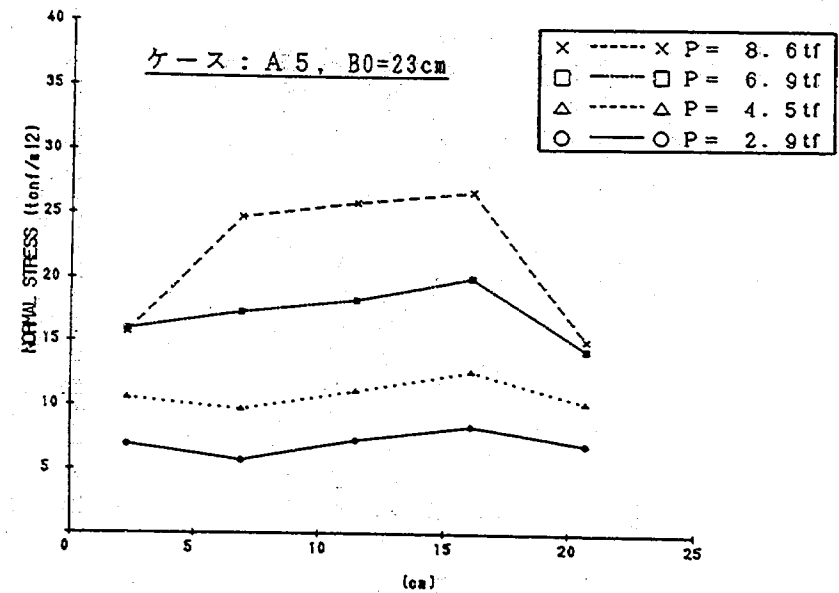


(d) 摩擦角分布

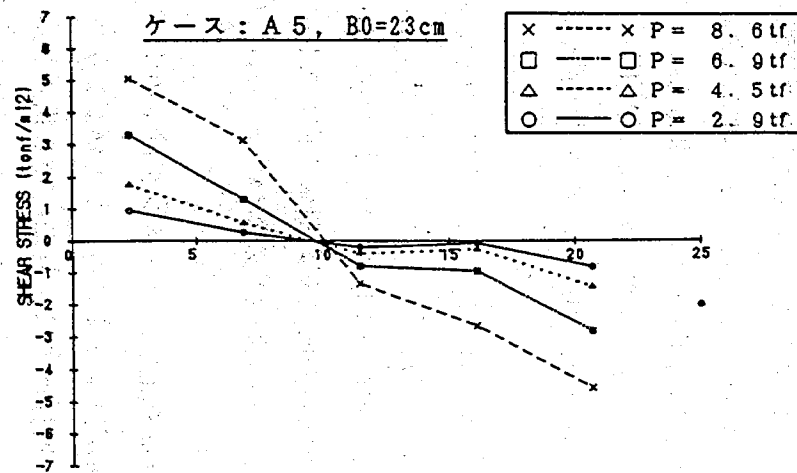
図-3.3.1 各荷重段階での直応力、せん断応力、摩擦角度分布 (ケースA2)



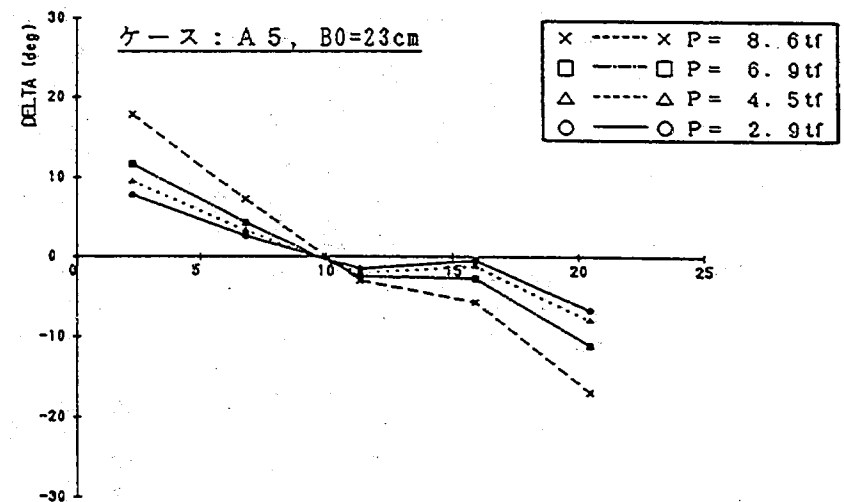
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



(c) せん断応力分布



(d) 摩擦角分布

図-3.3.2 各荷重段階での直応力、せん断応力、摩擦角度分布 (ケースA5)

3. 4 地盤の破壊形態およびすべり線の発達状況

3. 4. 1 大型2次元模型実験

1) すべり線の発達状況

写真-3.4.1および写真-3.4.2にそれぞれ載荷初期、最大荷重時および載荷終了後のすべり線の発達状況を示す。各ケースの写真からも分かるように、すべり線はフーチングの両端から徐々に進行して行き、すべり線として肉眼によりはっきりと確認できるのは、最大荷重時付近からである。しかし、最大荷重時においてもすべり線の深さは基礎模型幅の1/2程度で、まだくさび型にはなっていない。表-3.4.1, 表-3.4.2にケースNo. A5, A6の各荷重段階でのすべり線発達状況をアクリル板の外側から観察した状況を示す。両ケースとも初期のすべり線はフーチング端の鉛直方向に生じているが、載荷が進むに従いすべりはフーチング中央直下を頂点としたくさび型となり、さらにこのくさびの頂角が次第に鋭角から鈍角になってゆくのがわかる。また、すべり線は1本だけではなく、複数発生していることも確認できる。

2) ひずみの解析

ひずみの解析は、ケースNo. A2 (基礎幅50cm) とケースNo. A5 (基礎幅23cm) について行った。これは、最大荷重時付近のアクリル板側から撮影した写真から、メンブレン上に印刷したメッシュの交点 (メッシュサイズは1cmの格子) を読み取り、各交点の移動量および主ひずみ量を計算したものである。結果を図-3.4.2および図-3.4.3に示す (解析装置の概要は6.2.1を参照)。なお、解析の方法は森本(1990)等により詳細に示されているが、ここでは、6種類のひずみについて説明する。ひずみは四角形1次要素から求めることとし、四角形要素の各節点の座標および変位量がわかれば $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ を計算できる。以上から図-3.4.1のようなひずみのモール円を描くことができ、円と ε 軸の交点が最大、最小主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ となる。この幾何学的関係から下式が得られる。

$$\varepsilon_1 = (\varepsilon_x + \varepsilon_y)/2 + (((\varepsilon_x - \varepsilon_y)/2)^2 + (\gamma_{xy}/2)^2)^{1/2} \quad (3.4.1)$$

$$\varepsilon_3 = (\varepsilon_x + \varepsilon_y)/2 - (((\varepsilon_x - \varepsilon_y)/2)^2 + (\gamma_{xy}/2)^2)^{1/2} \quad (3.4.2)$$

方向に関する極 P_D' が決まることにより、図のようにそれぞれ ε_1 方向、 ε_3 方向がわかる。同様に伸び縮みのない方向 (ゼロ引張方向) では、直ひずみがゼロであるため図の $P_D'N_1$ 方向、 $P_D'N_2$ 方向となる。また、最大せん断ひずみ γ_{zE} は $(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ 、体積ひずみは $(\varepsilon_1 + \varepsilon_3)$ となる。

・変位量図

変位量変化は、フーチング直下のすべり線内側、すべり線付近、すべり線の外側でそれぞれ方向が異なっていることが分る。すべり線の内側においては、ほぼ鉛直に変位している。すべり線付近では、外側に押し出される方向に変位しておりフーチングに近い上部ほど変位方向は急激である。また、すべり線の外側については、上部で変位量は少なくほとんど変形していないのに対し、中間部ではほぼ45度の角度で外側に向かって変位している。

・主ひずみ図およびゼロ引張方向図

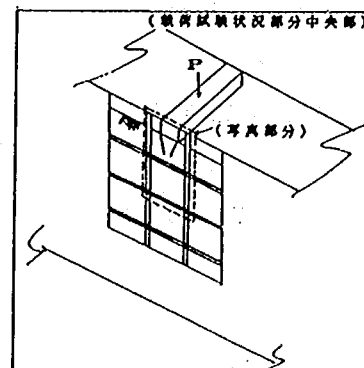
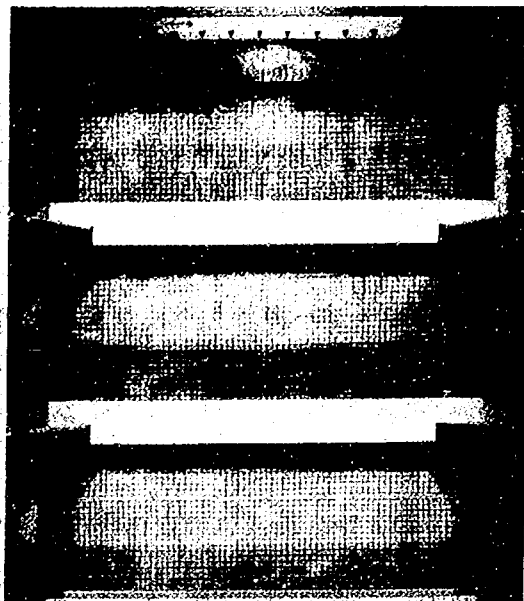
主ひずみはフーチング端の近傍で大きいが、それ以深ではほとんどひずみが生じておらず、進行的にひずみが発生しているのがわかる。また、ゼロ引張方向図も主ひずみ図と同様の傾向を示している。

・最大せん断ひずみのコンター図

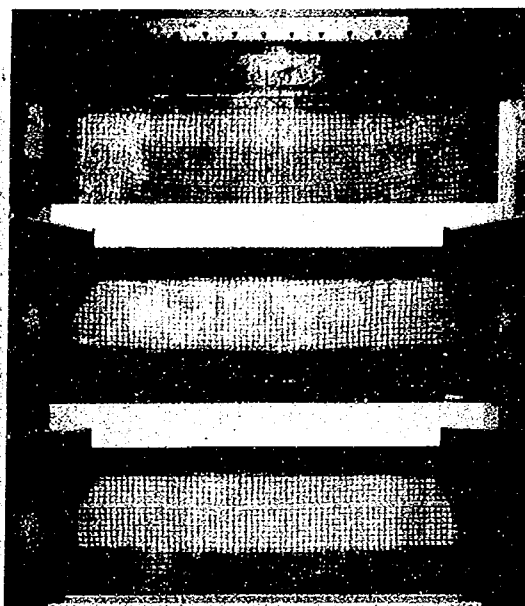
ケースA2の場合、ひずみ量はかなり大きくすべり線付近にひずみが集中している。しかし、フーチング直下でひずみ量は小さくなっていることから、その部分の地盤は剛体的挙動になっているものと思われる。

図－3.4.4にケースA4で撮影した写真から求めた地表面変位の変化状況を示す。沈下量の小さい時期では多少のばらつきがあるもののフーチング付近では載荷初期は押し込まれ、沈下量が大きくなるにつれフーチングの外側へと押し出され地表は盛り上がる傾向になる。最大荷重以降では、フーチング付近は引き込まれるような傾向になっているが、それよりも外側では盛り上がりが大きく生じている。

① 載荷初期
($S/B_0=0.8\%$)



② 最大荷重時
($S_t/B_0=5.6\%$)



③ 載荷終了時
($S/B_0=16\%$)

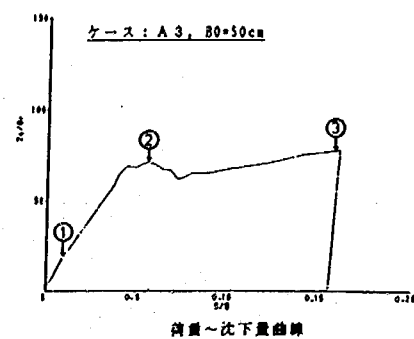
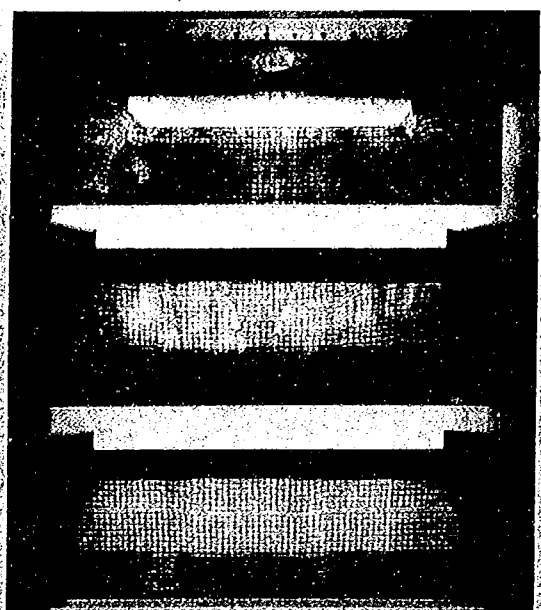
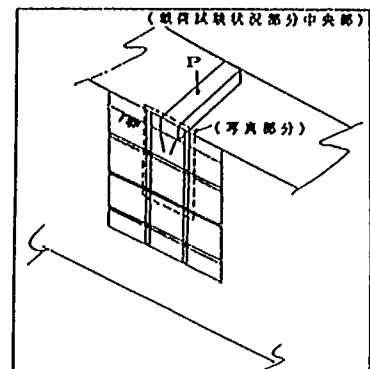
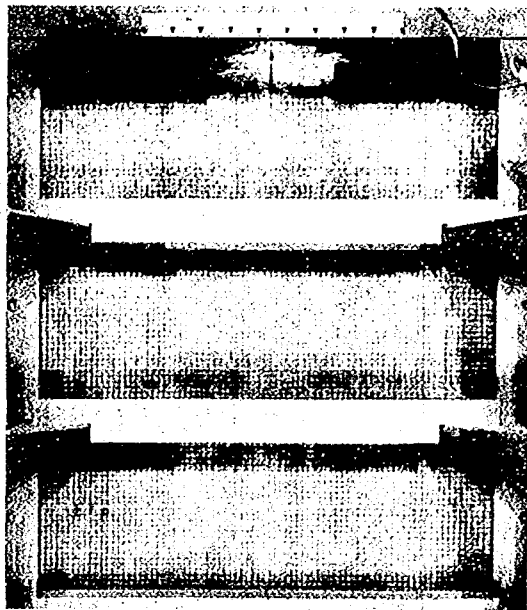
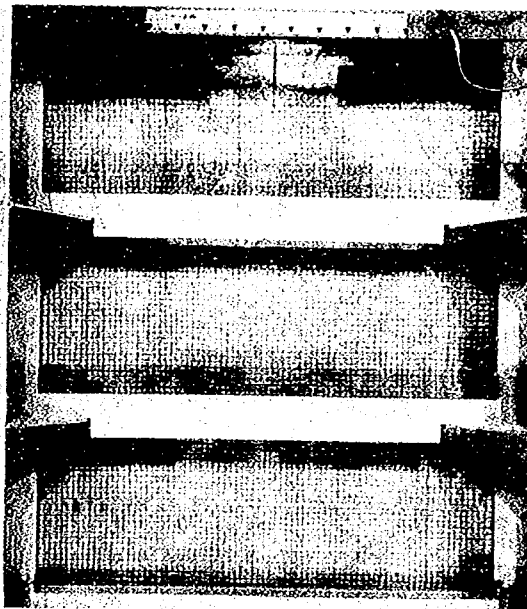


写真-3.4.1 すべり線の発達状況 (ケースA3, $B_0=50\text{cm}$)

- ① 載荷初期
($S/B_0=2.17\%$)



- ② 最大荷重時
($S_f/B_0=5.22\%$)



- ③ 載荷終了時
($S/B_0=28.3\%$)

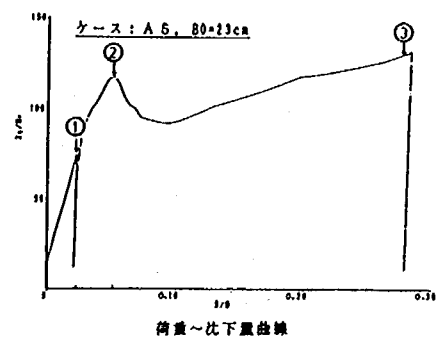
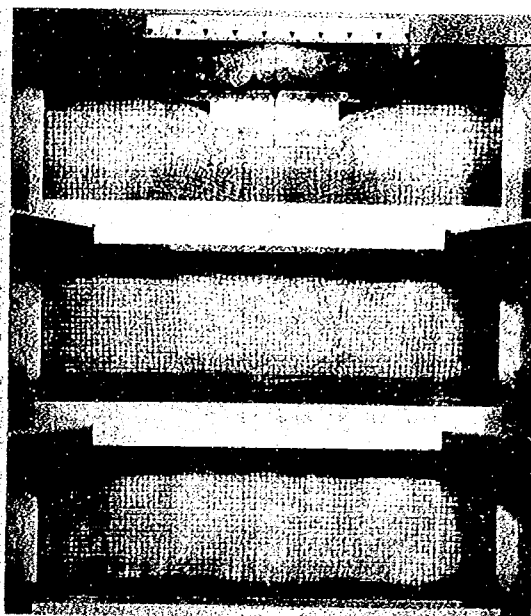
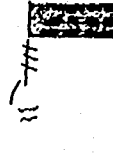
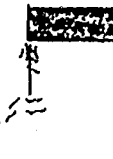


写真-3.4.2 すべり線の発達状況 (ケースA5, $B_0=23\text{cm}$)

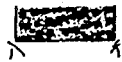
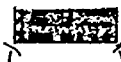
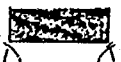
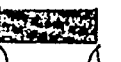
表-3.4.1 すべり線の発達状況 (ケースA5, $B_0=23\text{cm}$)

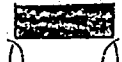
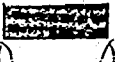
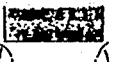
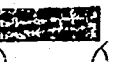
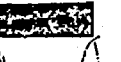
STEP5 (沈下量=4mm)	STEP6 (沈下量=5mm)	STEP7 (沈下量=6mm)	STEP8 (沈下量=7mm)	STEP11 (沈下量=10mm)
				
・すべり線はまだ出ない	・メンブレンに少ししわが出るが、すべり線はまだ出ない	・すべり線が発生 ・深さ3cmまでのメンブレンのしわを確認	・しわが多数発生 ・メンブレンのくぼみもつなぐと連続な線になる。 ・STEP9 (沈下量=8mm) も同じ	・すべり線の深さ 約20cm

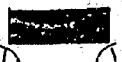
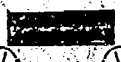
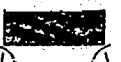
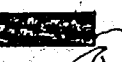
STEP12 (沈下量=11mm)	STEP13 (沈下量=11mm)	STEP14 (沈下量=13mm)	STEP16 (沈下量=15mm)	STEP20 (沈下量=20mm)
				
	・多数のすべり線と重なる線が多数発生	・2段に並んでいるすべり線がはっきり分かる ・すべり線の深さ 約30cm	・すべり線の深さ 約30cm	・すべり線がかなり進む ・すべり線の深さ 約40cm

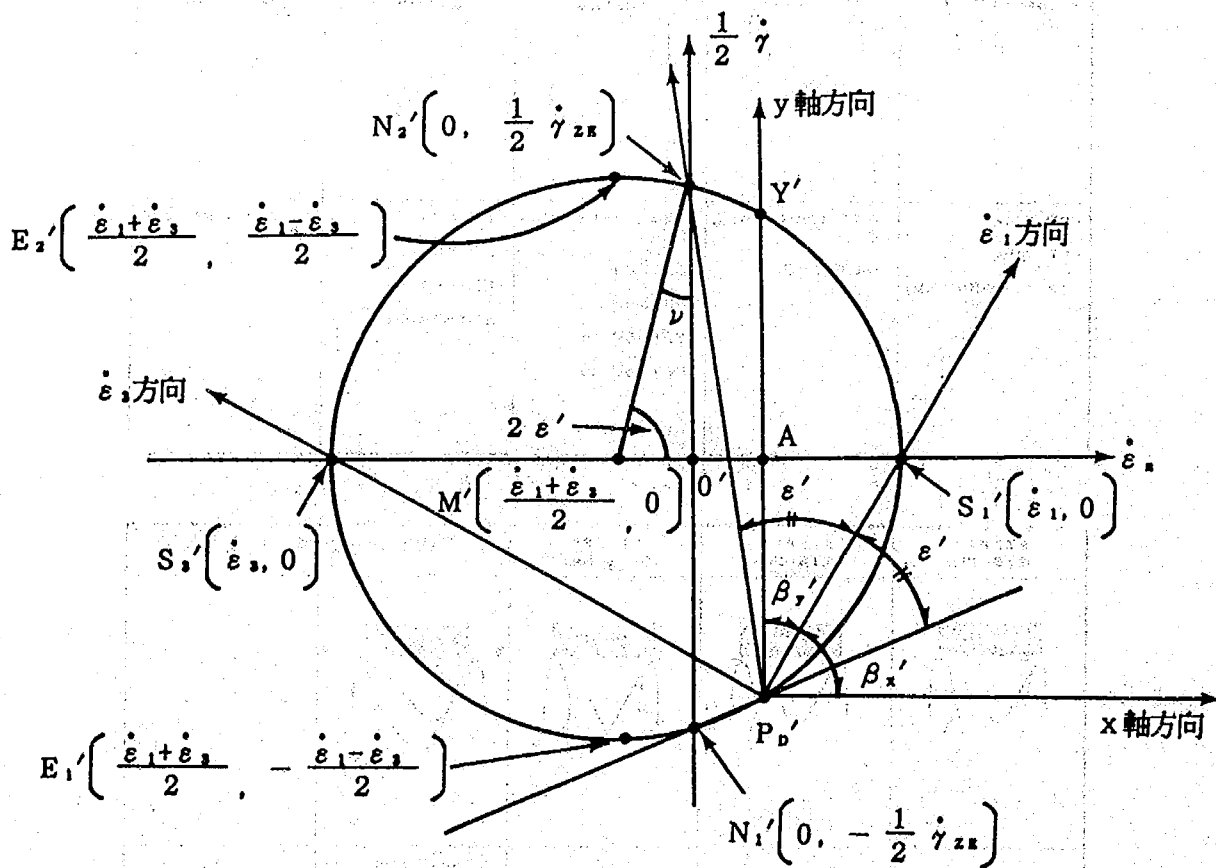
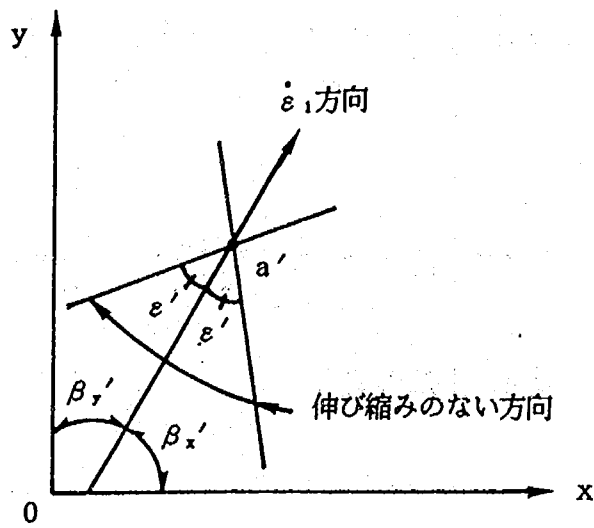
STEP25 (沈下量=30mm)	STEP26 (沈下量=35mm)	実験終了 (沈下量=45mm)		
				
・すべり線がかなり内側にも出てきた ・すべり線の深さ 約40cm	・すべり線がつながる ・すべり線の深さ 約40cm	・すべり線の深さ 約40cm		

表-3.4.2 すべり線の発達状況 (ケースA6, $B_0=23\text{cm}$)

STEP10 (沈下量=9mm)	STEP11 (沈下量=10mm)	STEP12 (沈下量=11mm)	STEP13 (沈下量=12mm)	STEP14 (沈下量=13mm)
				
・フーチングの底面から10cm位までメンブレンが曲がっている	・15cm位までメンブレンが曲がっている	・右側にはっきりとすべり線(約10cm)を確認 ・左側に5~6cmのすべり線を確認 ・30cm位までメンブレンが曲がっている	・右側 約15cm ・左側 約4cm ・メンブレンの曲がりSTEP12と同じ	・右側 約16cm ・左側 約10cm ・メンブレンの曲がりSTEP12と同じ ・STEP15(沈下量=14mm), STEP16もほとんど同じ

STEP17 (沈下量=16mm)	STEP19 (沈下量=18mm)	STEP20 (沈下量=19mm)	STEP21 (沈下量=20mm)	STEP22 (沈下量=21mm)
				
・右側 約17cm ・左側 約13cm ・メンブレンの曲がりSTEP15	・右側に突然短いすべり線が発生 ・他はSTEP17と同じ	・今度は左側に短いすべり線が発生 ・右側 約17cm ・左側 約14cm ・右側すべり線 5cm ・左側すべり線 4cm	・右側 約17cm ・左側 約14cm ・右側すべり線 6cm ・左側すべり線 7cm	・ここからすべり線がかなり明確となる

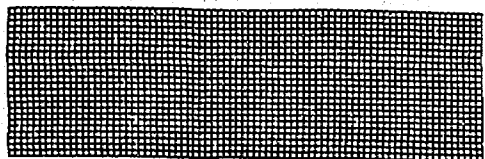
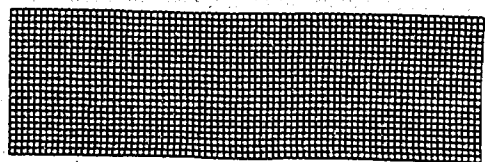
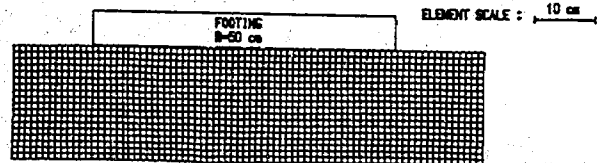
STEP23 (沈下量=26mm)	STEP24 (沈下量=28mm)	STEP25 (沈下量=30mm)	実験終了	
				
			・地表面が盛り上がり、フーチングの下4cm×7cmにメンブレンが全く変化していない部分を確認 ・小さいくさびの長さ 約23cm ・大きいくさびの長さ 約34cm	



* (森本 励(1990):砂地盤の基礎の支持力の寸法効果について, 東京大学修士論文) より

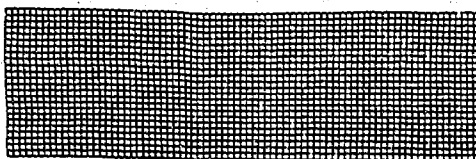
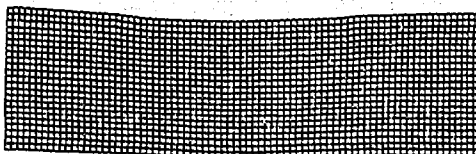
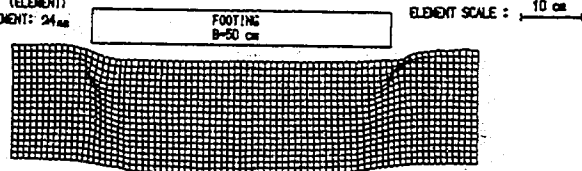
図-3.4.1 ひずみ増分のモール円

(ELEMENT)
DISPLACEMENT: 0mm



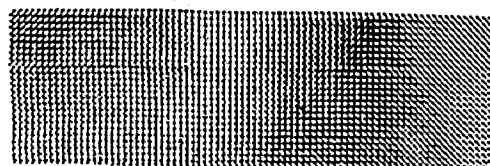
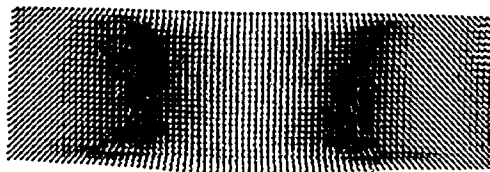
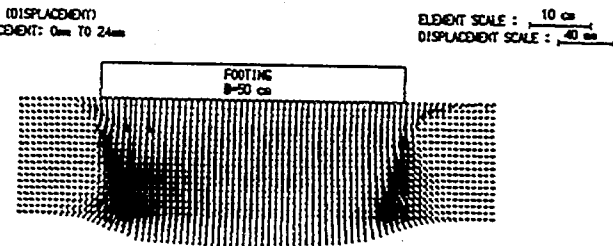
要素図
(載荷前)

(ELEMENT)
DISPLACEMENT: 24mm



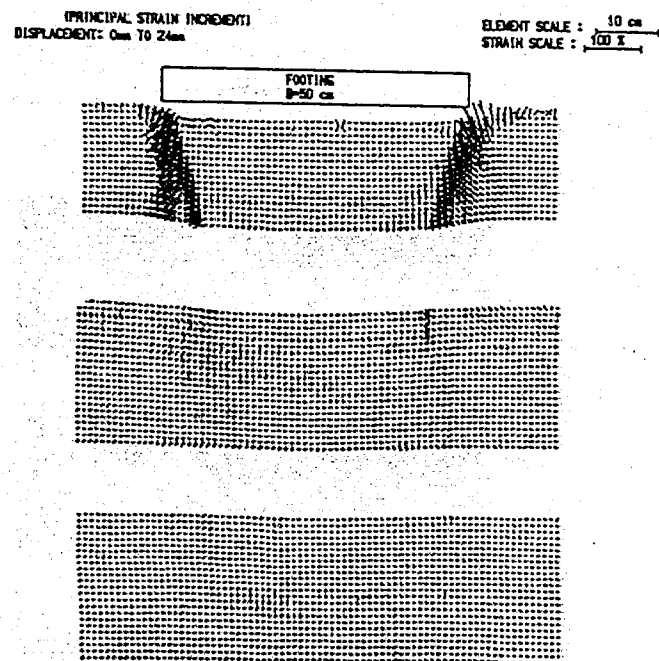
要素図
(最大荷重時付近)

(DISPLACEMENT)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm

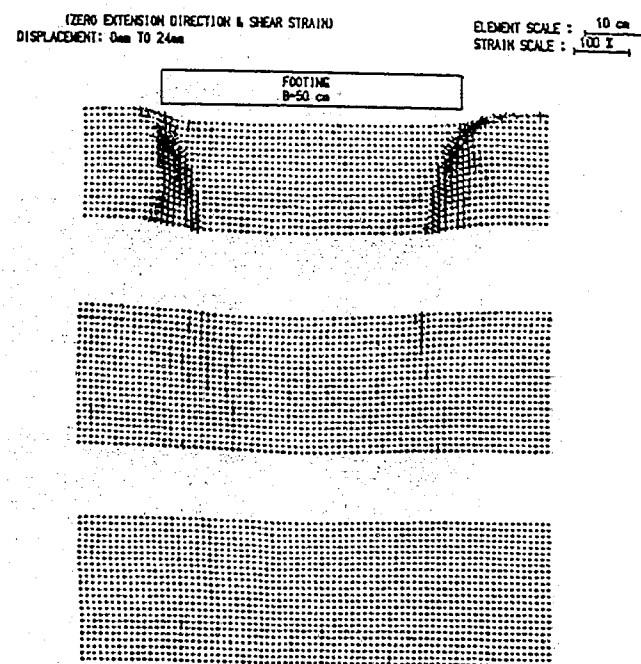


変位量図

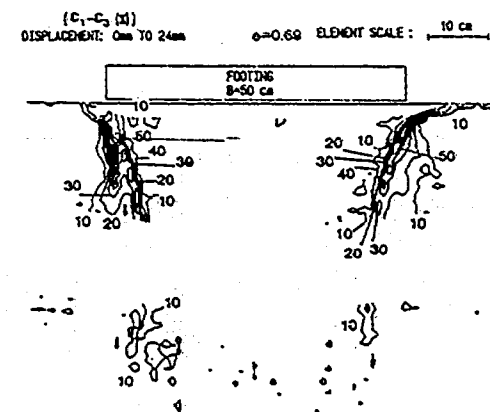
図-3.4.2(a) 写真解析結果 (B₀=50cm)



主ひずみ図

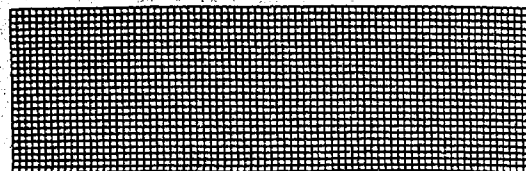
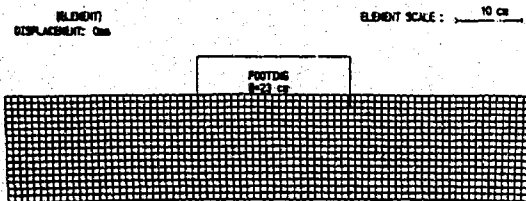


ゼロ引張方向図

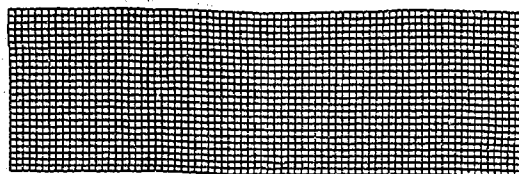
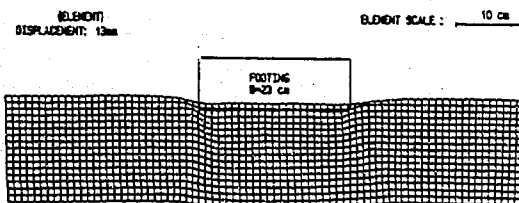


最大せん断ひずみのコンター

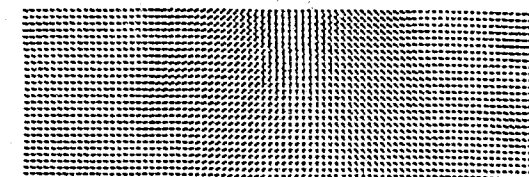
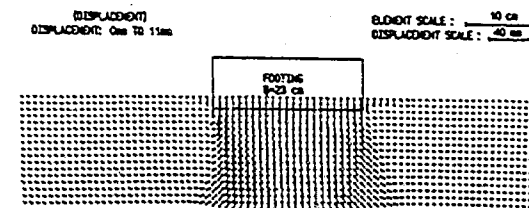
図-3.4.2(b) 写真解析結果 ($B_0=50\text{cm}$)



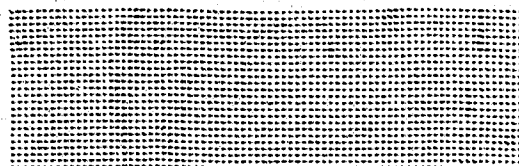
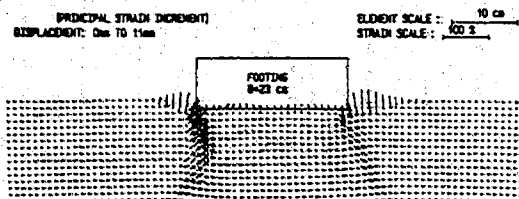
要素図
(載荷前)



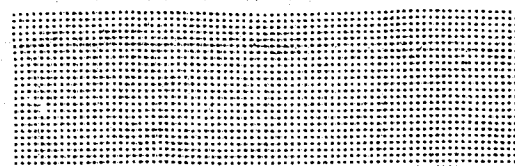
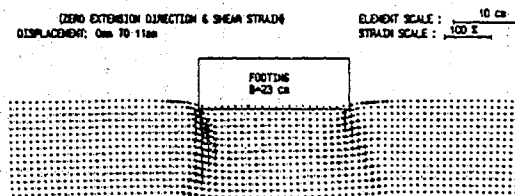
要素図
(最大荷重時付近)



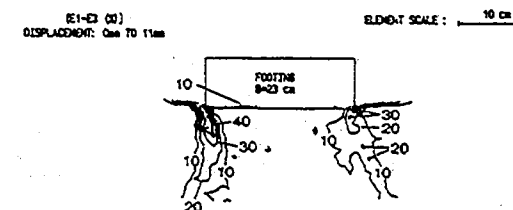
変位量図



主ひずみ図



ゼロ引張方向図



最大せん断ひずみのコンター

図-3.4.3 写真解析結果 (B₀=23cm)

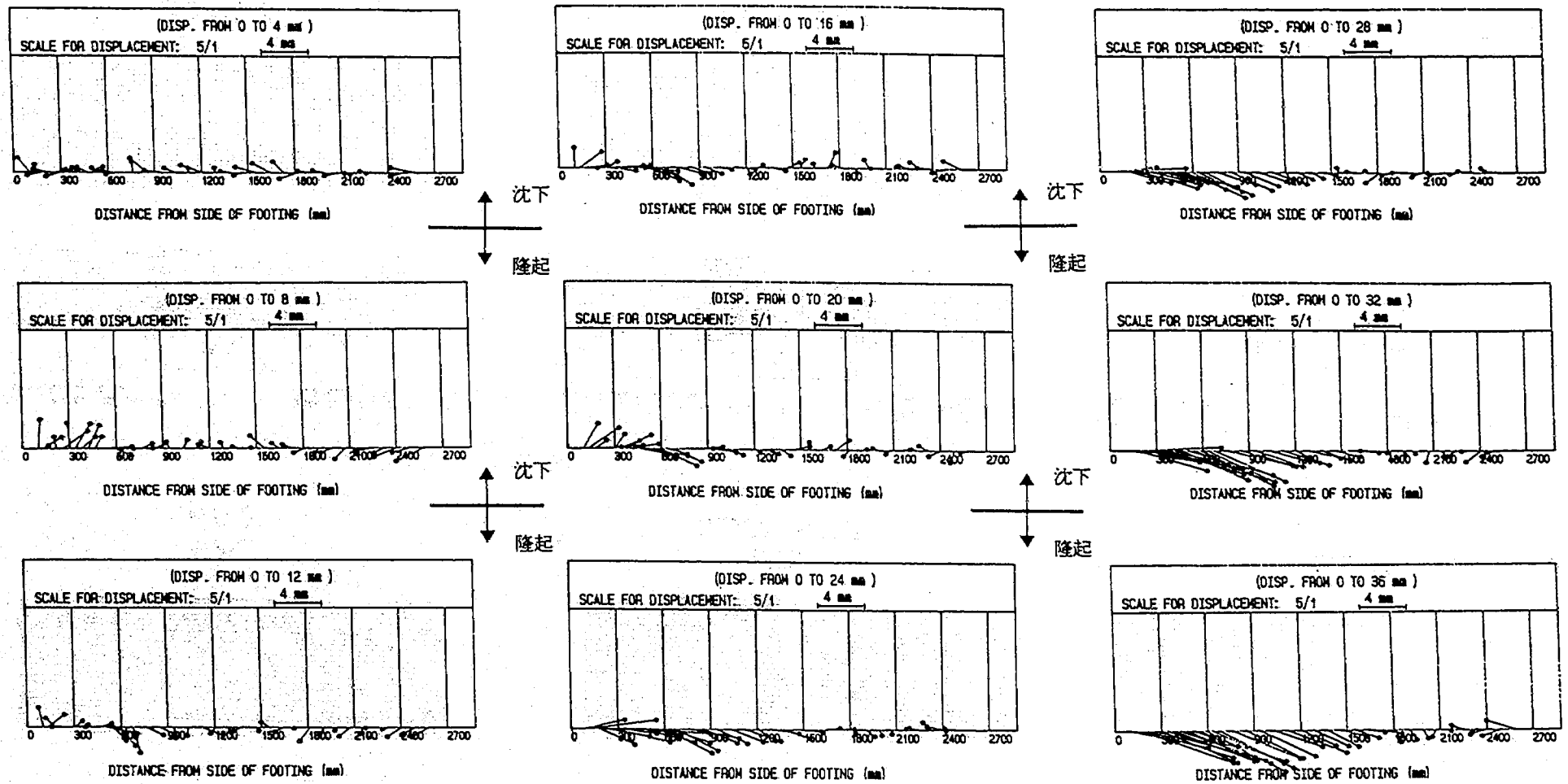


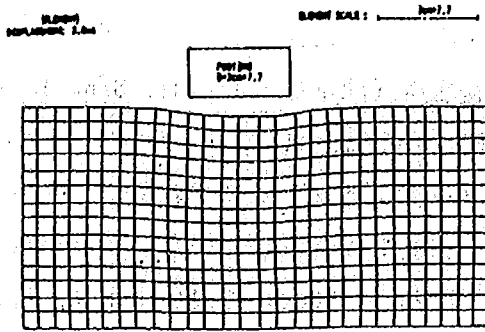
図-3.4.4 地表面変位 (ケース4)

3.4.2 遠心模型実験

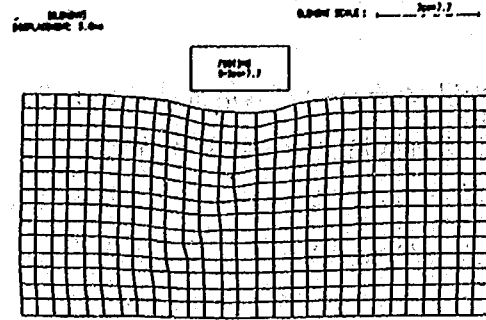
図-3.4.5, 図-3.4.6に遠心模型実験により、大型2次元実験と同様のフーチング幅になるように設定したときの写真解析結果を示す。解析は、最大荷重時（沈下量：3～4mm, $S/B_0=1\sim1.33\%$ ）と残留荷重強度時（沈下量：5～6mm, $S/B_0=1.6\sim2.0\%$ ）の写真について行った。両ケースとも最大荷重時付近においては、すべり線発達は途中でありフーチング直下のひずみ量は小さい。剛体的なくさび（主働くさび）は最大荷重時以降、フーチング直下に発生していたひずみが発達する形で形成されていることがわかる。また、換算載荷幅（ $B=23\text{cm}, 50\text{cm}$ ）の違いにより、最大荷重時におけるひずみの差は認められなかった。

最大荷重時状態

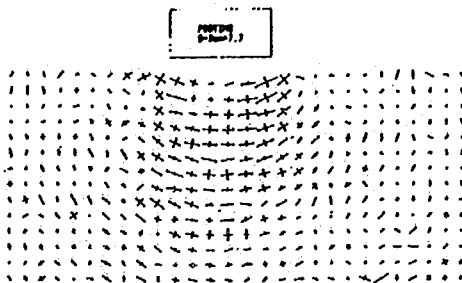
残留荷重時状態



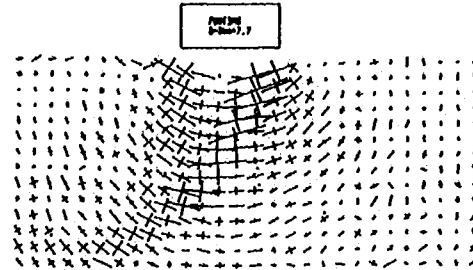
(a) 要素図



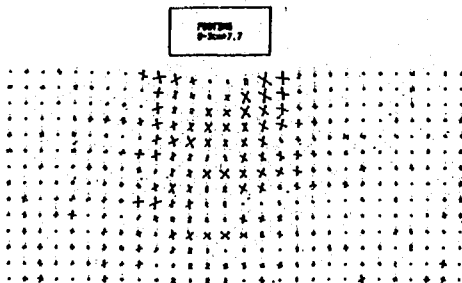
(a) 要素図



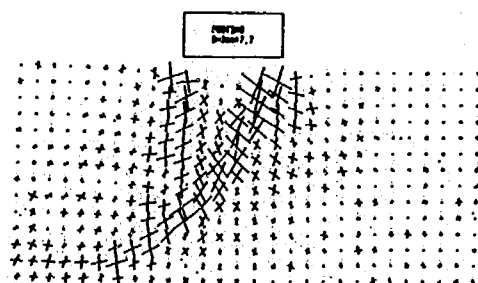
(b) 主ひずみ図



(b) 主ひずみ図



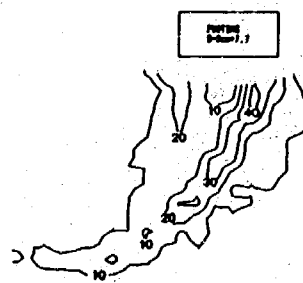
(c) ゼロ引張方向図



(c) ゼロ引張方向図



(d) 最大せん断ひずみのコンター図



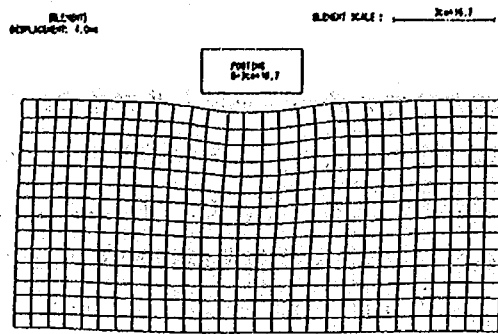
(d) 最大せん断ひずみのコンター図

ケース : S A 1 6

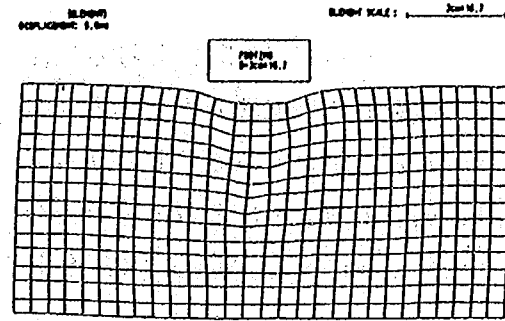
図 - 3.4.5 ひずみ分布 (換算載荷幅 $B=23\text{cm}$)

最大荷重時状態

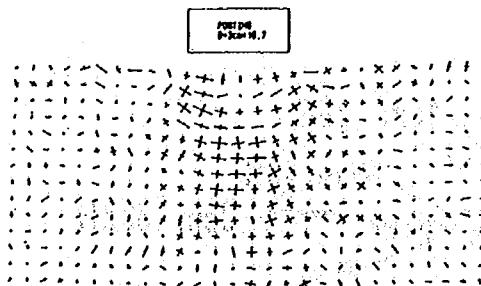
残留荷重時状態



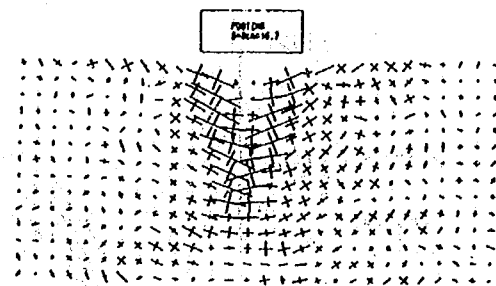
(a) 要素図



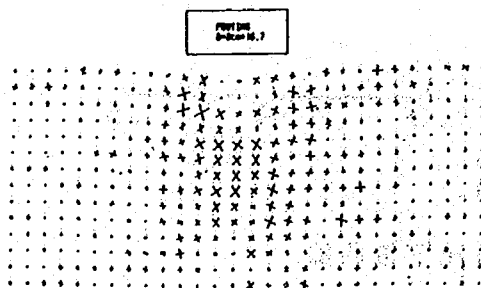
(a) 要素図



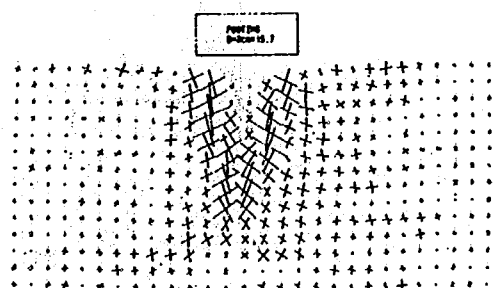
(b) 主ひずみ図



(b) 主ひずみ図



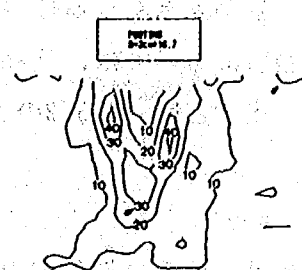
(c) ゼロ引張方向図



(c) ゼロ引張方向図



(d) 最大せん断ひずみのコンター図



(d) 最大せん断ひずみのコンター図

ケース : S A 1 7

図 - 3. 4. 6 ひずみ分布 (換算載荷幅 $B=50\text{cm}$)

3.5 基礎の寸法効果

3.5.1 遠心模型実験における粒径の影響

遠心模型実験では、実構造物と応力レベルを合わせることができ、粒径と基礎幅の比を任意に変えることは困難である。したがって、粒径と基礎幅の比が支持力に大きな影響を与えるようならば、遠心模型実験における支持力の実験は意味をもたなくなる。そこで、図-3.5.1に粒径の影響について検討を行うため、基礎幅1, 2, 3, 4cmの各基礎において換算載荷幅100cmの場合の荷重沈下曲線を示す。今回の実験の範囲においては、 B_0/D_{50} の比は4倍程度で変化させているが、この範囲では荷重沈下量の勾配、極限支持力および最大荷重時での沈下量にはほとんど差はなく、粒径と基礎幅の比の影響は見られなかった。

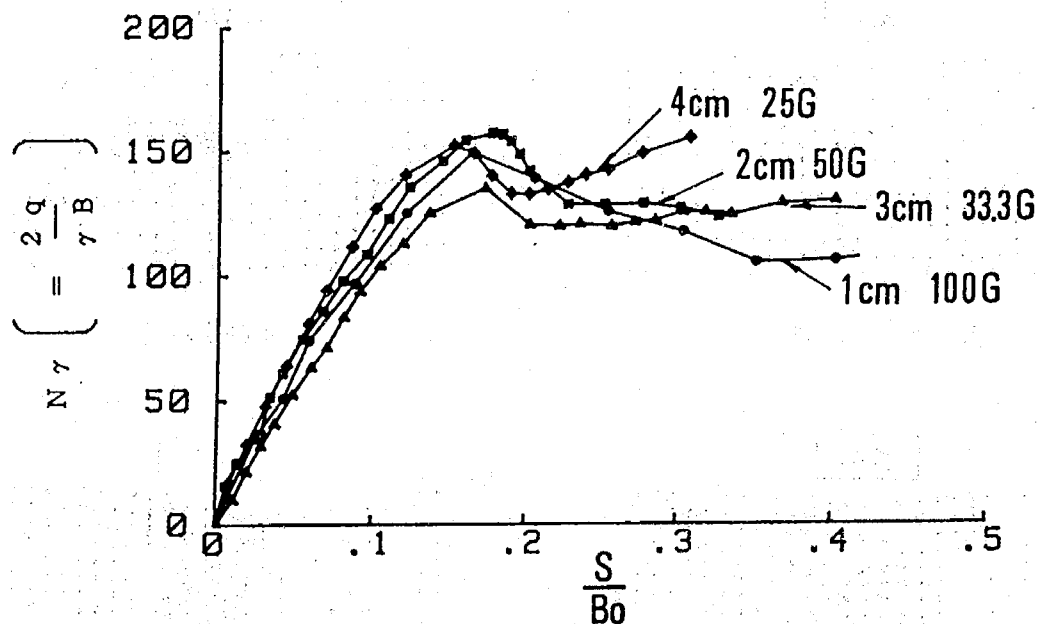


図-3.5.1 荷重沈下量曲線

3.5.2 遠心模型実験における基礎の寸法効果

図-3.5.2に図-3.3.7~図-3.3.12から得られた支持力係数 $N\gamma$ と換算載荷幅 $B=n\cdot B_0$ の関係を示す。換算載荷幅が大きくなるにつれ支持力係数が小さくなるという寸法効果が現れているが、今回の実験の範囲においては、 $B=n\cdot B_0$ の増加に対して寸法効果が収束する傾向はみられなかった。これを両対数で表すと図-3.5.2のようになりほぼ直線で近似することができ式(3.5.1)のようになる。

$$N\gamma = 599 B^{-0.297} \quad (3.5.1)$$

なお、同図には、ゆるい地盤でのケースも示すが、これによると寸法効果の減少率は、密な地盤ほど大きくなっている。

図-3.5.3に最大荷重時での沈下量(S_f/B_0)と換算載荷幅の関係を示す。各ケースとも換算載荷幅が大きくなるにつれ S_f/B_0 も大きくなる傾向にある。

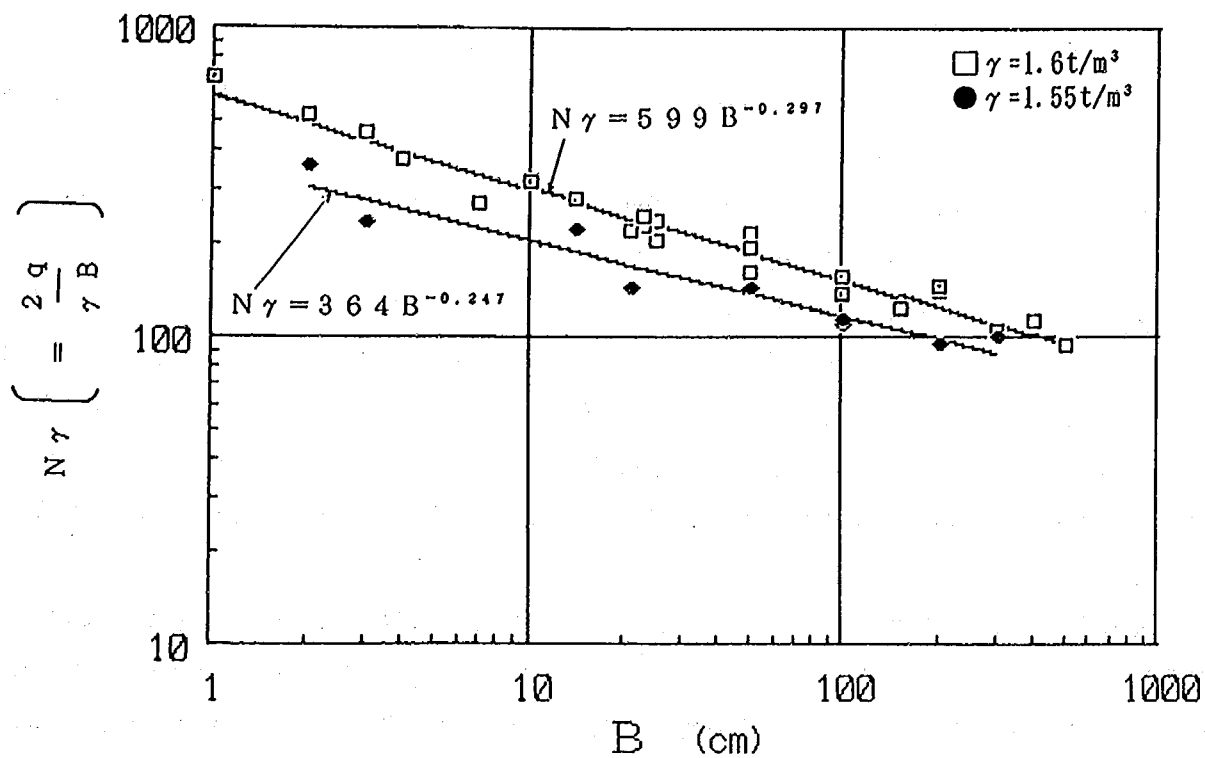


図-3.5.2 遠心模型実験における $N \gamma$ の寸法効果

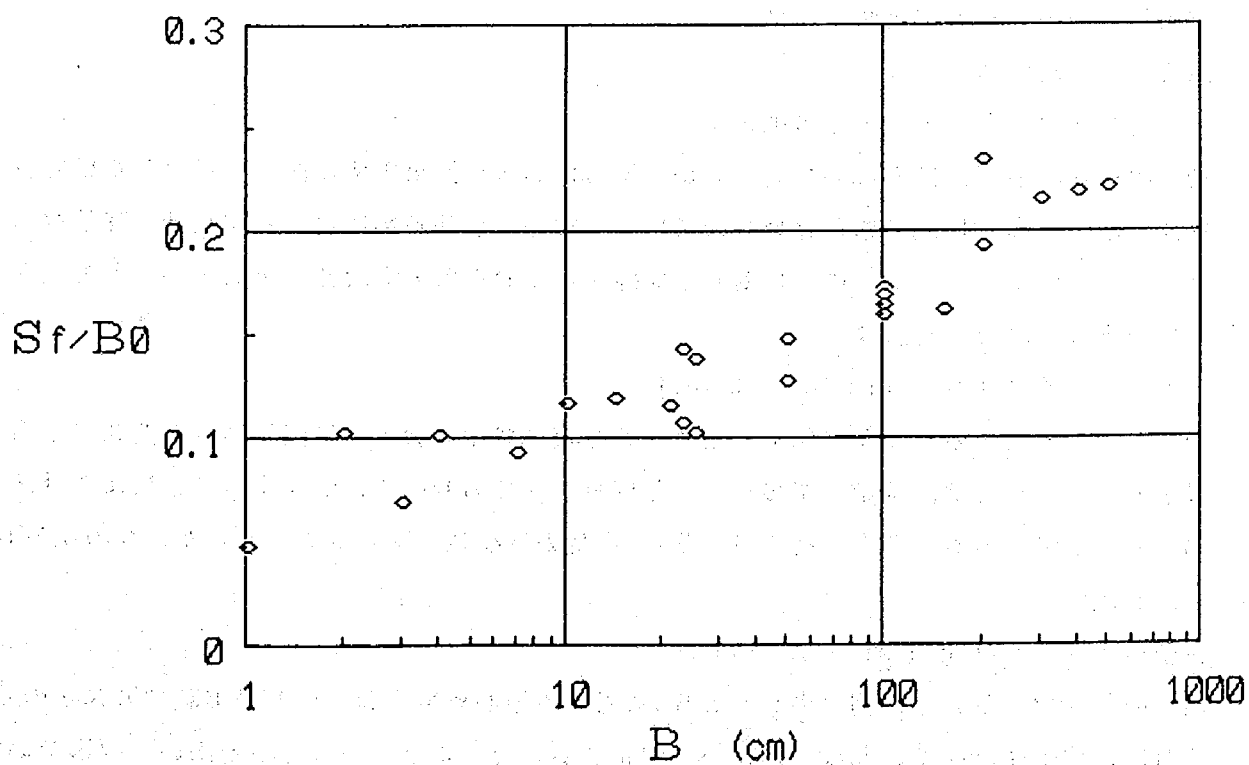


図-3.5.3 最大荷重発生時の沈下量と基礎幅の関係 ($\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3$)

3.5.3 小型2次元模型実験、遠心模型実験と大型2次元模型実験との比較

図-3.5.4に重力場での $B_0 = 10, 23, 50\text{cm}$ (10cmのデータは東大生研)の荷重沈下曲線を示す。基礎幅が大きくなると最大荷重(N_γ)は小さくなっているが、重力場実験におけるこれら3ケースとも同じ変化傾向となっている。

図-3.5.5, 図-3.5.6にそれぞれ基礎幅 $B_0 = 50\text{cm}$ と 23cm の重力場実験と換算載荷幅 $B = n \cdot B_0$ を 50cm と 23cm に合わせた遠心模型実験の荷重沈下曲線の比較を示す。

載荷初期の段階では、重力場実験と遠心模型実験の荷重沈下曲線はほとんど一致しており、遠心模型実験は重力場の実験を良く再現していることが分かる。このことは、最大荷重時の $1/2$ の S/q (フーチング沈下量/フーチング平均圧力)と換算載荷幅 B の関係を示した図-3.5.7によっても確認できる。ここで、 S/q は載荷初期における荷重沈下曲線の傾き(地盤反力係数)の逆数を表す。図より遠心模型実験と重力場実験での S/q はほぼ同じであることから、載荷初期における両者の現象は等しく、同じ地盤の変形状況を呈しているものと考えられる。しかし、フーチング沈下量が大きくなるとその挙動はかなり異なっており、最大荷重および最大荷重時での沈下量は、遠心模型実験の方が大きくなっている。図-3.5.8では、遠心模型実験と重力場実験のいずれでもそれぞれ寸法効果は示しているものの、その絶対値は一致しない。さらに図-3.5.9に示す $S_f/B_0 \sim B$ の関係では、換算載荷幅が大きくなるに従いその差はしだいに開き、全く異なる傾向にある。

以上の結果を基に、同一の砂地盤に対する支持力に関する寸法効果のメカニズムについて示した模式図が図-3.5.10である。以下に図中の説明を示す。

- ①: 重力場での小型～大型実験の結果。
- ②: 遠心模型実験の結果。
- ③: 寸法効果がないと考えたときの推定値。
- ④: 地盤の破壊の進行性は考慮していないが、異方性および拘束圧依存性等を考慮した応力特性曲線法より $B_0 = 10\text{cm}$ での計算値を参考にして求めた各基礎幅に対する完全塑性理論解の推定値。したがって、同一の B に対して曲線④とそれぞれの実験値(曲線①②)との差が破壊の進行性の影響を表す。

d: 圧力レベル効果 (Pressure level Effect)。

同一の地盤で同一の模型基礎幅 B_0 に対する遠心模型実験での鉛直加速度の変化による N_γ の変化。これは、地盤要素の変形・強度特性が圧力レベルに依存することによる寸法効果の一要因である。この場合、 $B = B_1$ (小型の1G模型実験)を基準としたときの圧力レベルを表す。

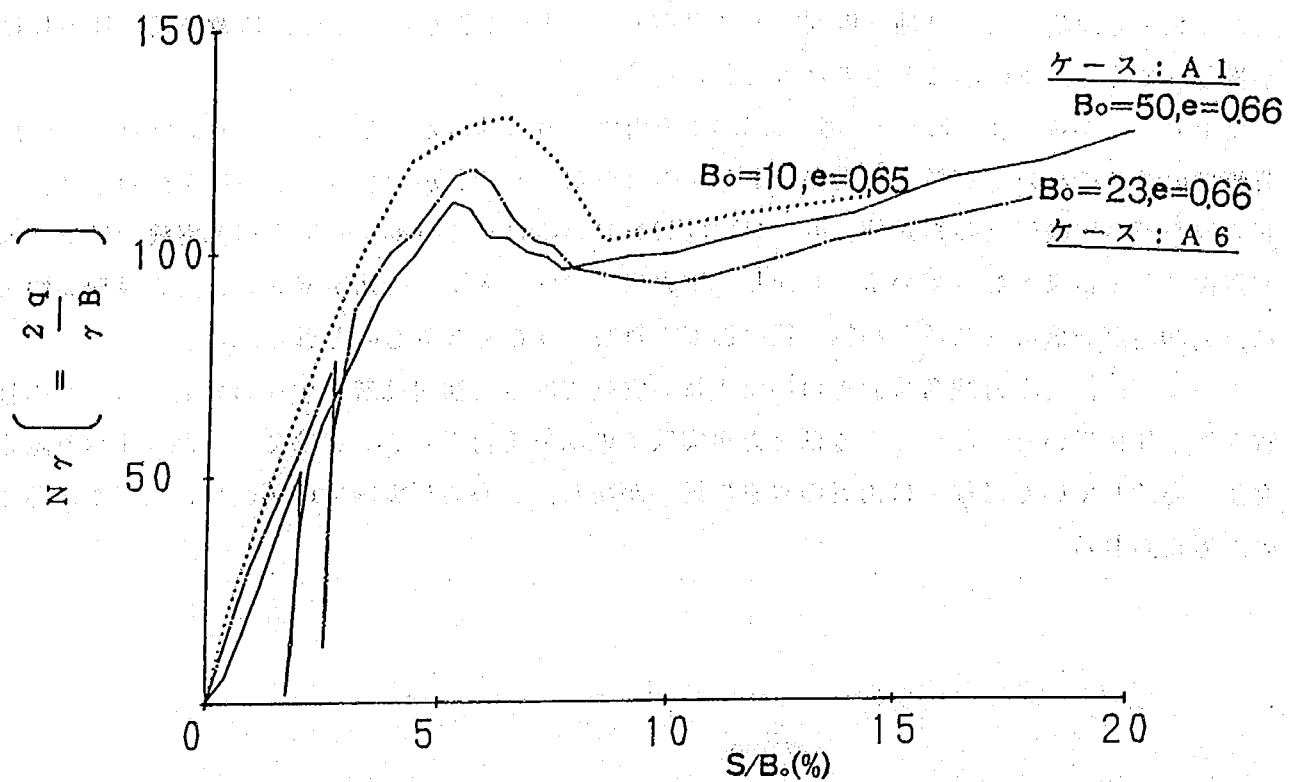
e: 粒子径効果 (Particle size Effect)。

同一の砂地盤において、同一の $B = n B_0$ に対する遠心模型実験と重力場実験での N_γ の差。これは、粒子径と模型の基礎幅の関係が変化することにより起こる寸法効果の一要因であり、主に粒子径に比例するすべり線 (Shear Band) の幅と B_0 が変化することにより、すべり線の発生と発達の様相が変化するためと考えられる。

すなわち、寸法効果は、圧力レベル効果と粒子径効果のために、基礎幅 B_0 の増加に伴うすべり線の発生・発達状態により地盤内部でのひずみ・応力状態が異なってきて、地盤の進行性の程度が異なってくるために起こるものと考えられる。

以上のことから、図-3.5.5、図-3.5.6での両実験の挙動の差、および図-3.5.8の同一換算荷幅でのそれぞれの差が粒子径効果によるものと仮定することができる。この粒子径効果は、今回の遠心模型実験同士の結果($B_0/D_{50}=4$ 倍程度)を含めこれまでの多くの遠心模型実験ではほとんど無視できる結果となっている。しかし、重力場における大型2次元模型実験と遠心模型実験では、 B_0/D_{50} が25倍にもなるため粒子径の影響も無視できなくなるものと思われる。

このように、遠心力载荷装置を用いた支持力実験では载荷初期段階、すなわち地盤の要素の性質が連続体に近いとみなせるときは重力場実験での現象を再現することはできるが、すべり線が発生・発達していく過程では両者の現象に違いが現れ、遠心模型実験での再現には限界があるものと考えられる。



* $B_0=10\text{cm}$ は、東大生研における実験結果

図-3.5.4 重力場での小型模型実験($B_0=10\text{cm}$)との比較 ($\gamma=1.60\text{tf/m}^3$)

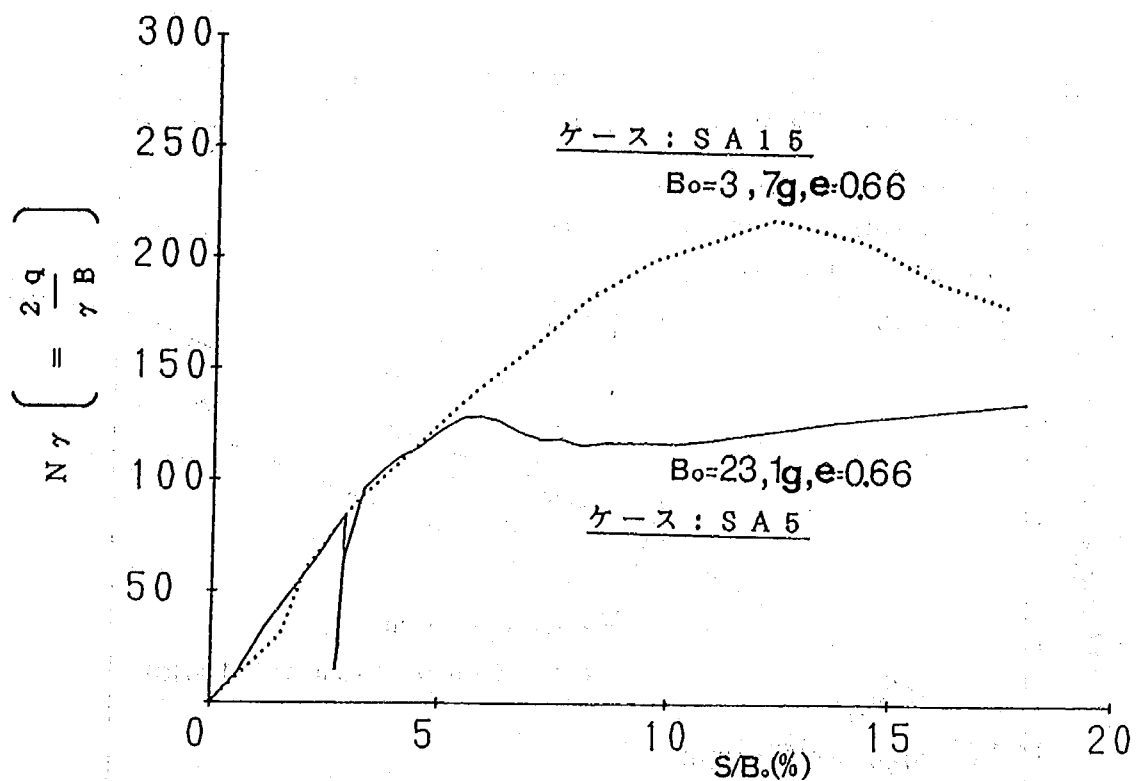


図-3.5.5 遠心模型実験との比較 ($\gamma = 1.60 \text{ tf/m}^3$)

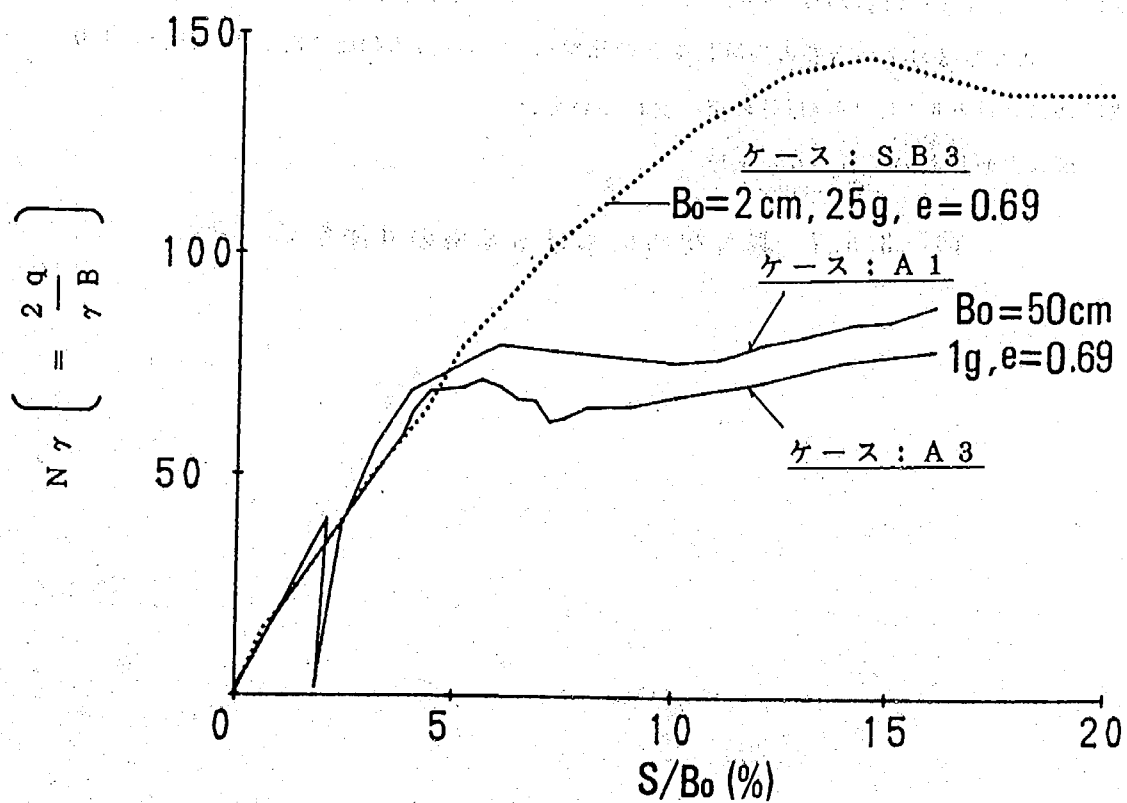
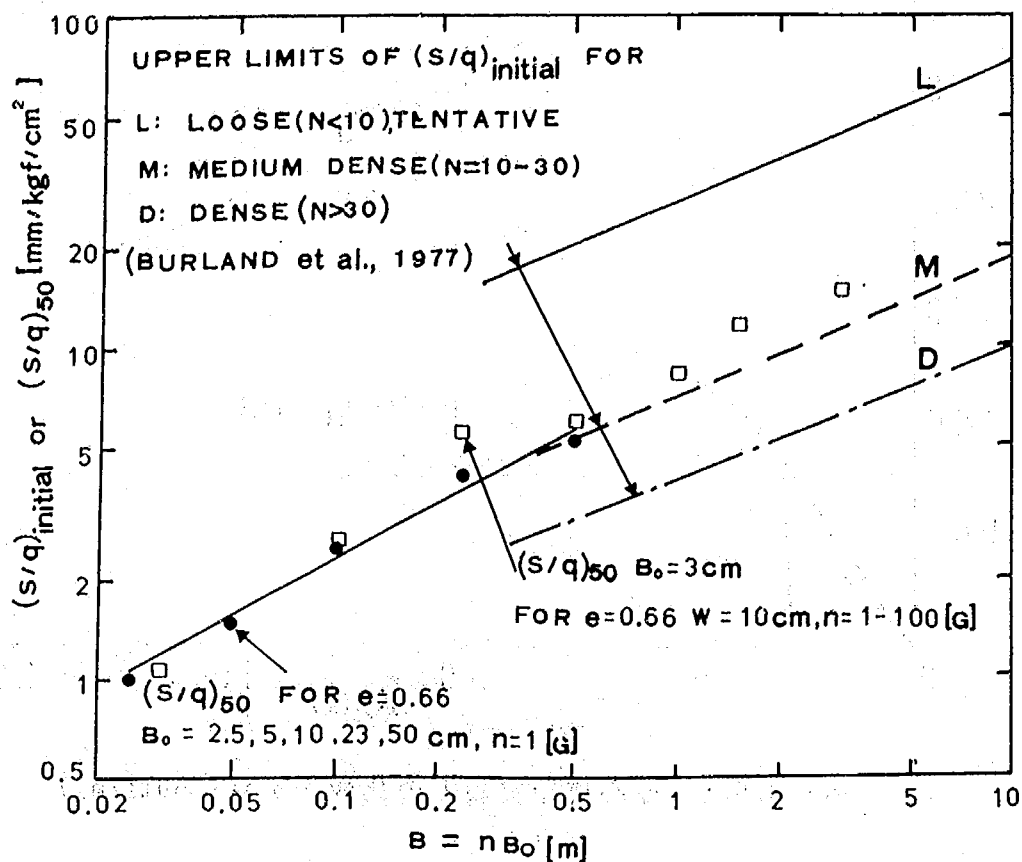


図-3.5.6 遠心模型実験との比較 ($\gamma = 1.56 \text{ tf/m}^3$)



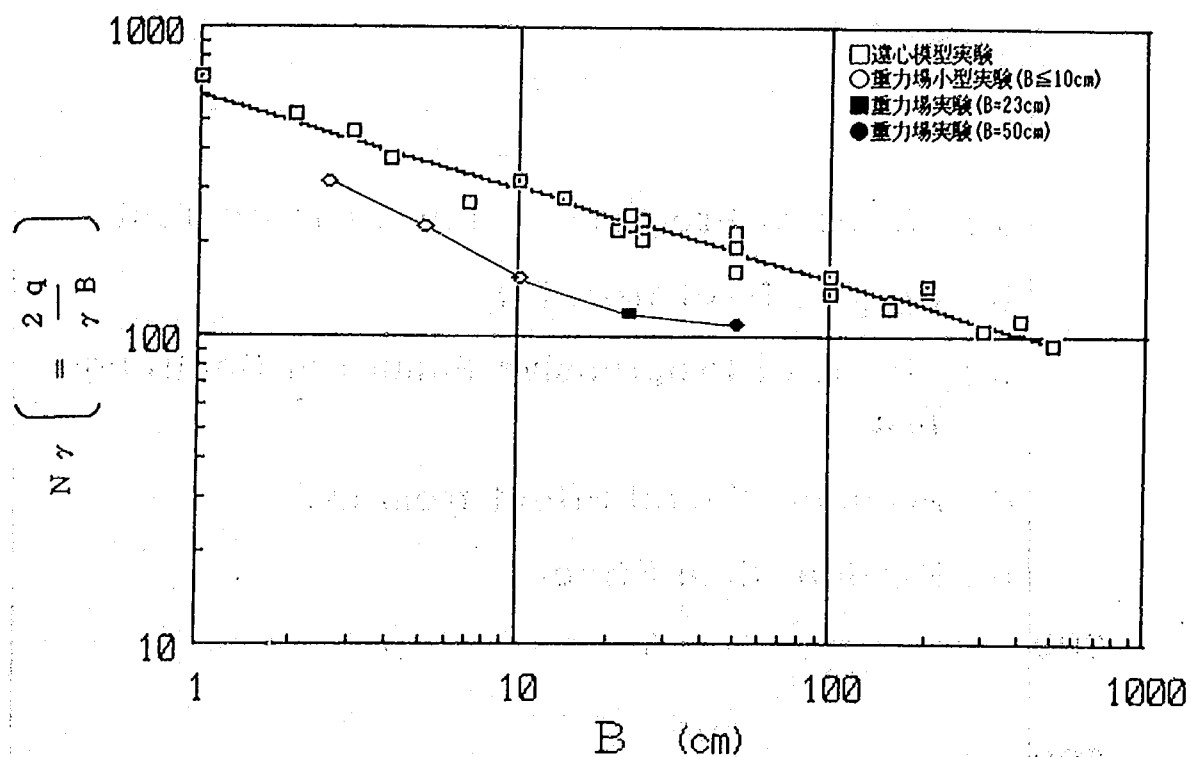
注1) (森本、龍岡 他(1989):砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験(その2)

-破壊形態および既存の実験結果との比較-, 土木学会第44回年次学術講演会) より

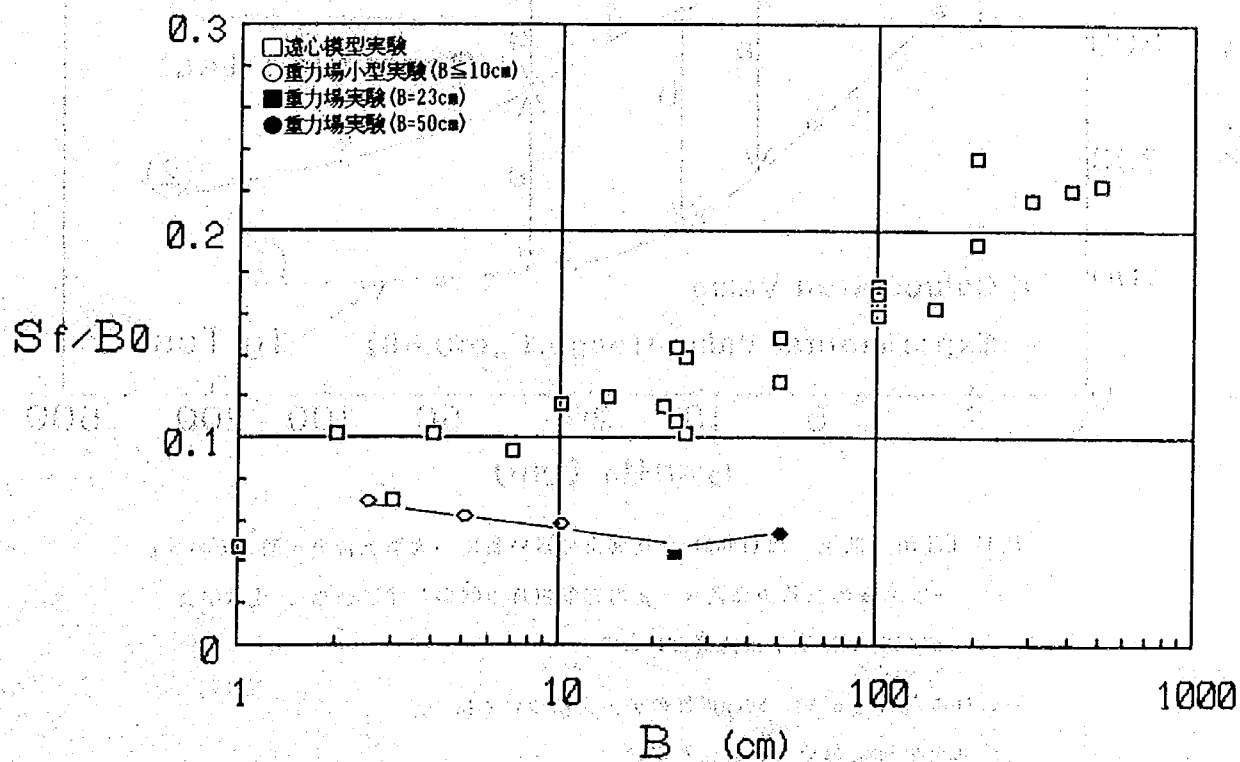
注2) 16における $B = 23, 50$ cm 以外のデータについては

東大生研において行われた実験

図-3.5.7 载荷初期における基礎の寸法効果

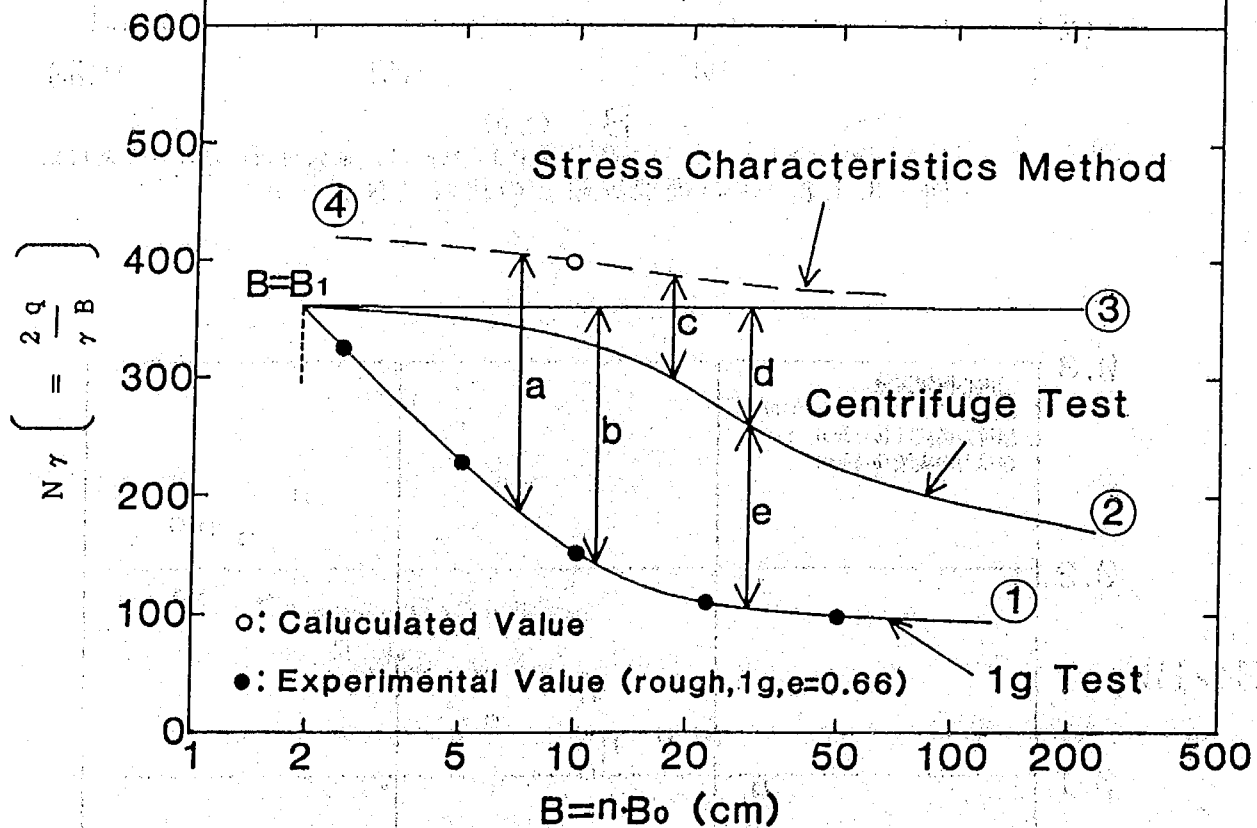


* $B = 10$ cmは、東大生研における実験結果
図-3.5.8 遠心模型実験との比較 ($N\gamma \sim B$)



* $B = 10$ cmは、東大生研における実験結果
図-3.5.9 遠心模型実験との比較 ($Sf/B_0 \sim B$)

- a : Effect of Progressive Failure in 1g Test
 b : Scale Effect from $B=B_1$
 c : Effect of Progressive Failure in Centrifuge Test
 d : Pressure Level Effect from $B=B_1$
 e : Particle Size Effect



注1) (龍田、龍岡 他(1989):砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験(その3)

-砂地盤の支持力係数 N_γ と内部摩擦角の関係と寸法効果-, 土木学会

第44回年年次学術講演会) より

注2) 10における $B=23$, 50cm以外のデータについては

東大生研において行われた実験

図-3.5.10 寸法効果の概念図

3. 6 支持力係数 N_γ と内部摩擦角の関係

現在、一般的な設計において N_γ の推定は図-3.6.1に示すような方法で行われている。ただし、この図では土の粒度分布特性、上載圧、 K_0 値などの要因を省略している。図中にあるサンプリングから行う方法はかなり大規模なプロジェクト以外はほとんど行われず、多くの場合は「標準貫入試験による N 値→内部摩擦角 ϕ → N_γ 」という推定方法がほとんどである。ここで、 ϕ を介在させる理由は、① $N_\gamma \sim \phi$ 関係が各種の実験および理論により求められている。② ϕ という明瞭な意味をもつ物性を用いることにより、 N_γ を含めた支持力を求める設計体系に一貫性を持たせ易いこと、などによるものと考えられる。しかしながら、 $N_\gamma \sim \phi$ 関係については「1.1 研究の背景」で述べたように、古典解に対するさまざまな問題等から剛完全塑性に基づいた支持力推定法は十分に解明されていない部分も多くある状態である。例えば図-3.6.2に示すように、同一の地盤上でも寸法効果により複数の N_γ が得られ、また設計に用いる ϕ の定義が統一されていないために同一の N_γ に対しても複数の ϕ が得られる。

図-3.6.2は各種の試験法による ϕ と重力場における基礎幅2.5~50cmのときの N_γ の関係を示したものである。ここで、古典解（斜線部分）に幅があるのは、フーチング底面の境界条件の取扱いがフーチング直下の地盤の破壊状態の仮定が異なっていることと、極限つりあい法、上界値、応力特性曲線法と解法自体が異なっているためである。これらの ϕ の値は実測のフーチング圧力 qu を σ_1 と仮定して求めた σ_3 （ $= \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} \sigma_1$ ）である。図に示す理論解と実測値の相互関係は、 $B_0 > 50\text{cm}$ での実大規模でも同様に成り立つことが推察される。同図において δ は σ_1 の方向と推積面のなす角度である。この図より以下のことが確認される。

- ① $\delta = 90^\circ$ の平面ひずみ圧縮試験による $\phi_{p.c.m.x}$ を等方剛完全塑性解に代入し、支持力を推定すると実際の N_γ を著しく過大評価する。
- ② $\delta = 90^\circ$ の三軸圧縮試験による $\phi_{t.c.m.x}$ を等方剛完全塑性解に代入すると、実際の N_γ をやや過大評価するが、小さい B_0 に対しては大体一致する。
- ③ 一面せん断、もしくは単純せん断による ϕ_s を等方剛完全塑性解に代入すると、実際の N_γ を過小評価する。なお、この ϕ_s の値は図-2. . に示すねじり単純せん断試験による $\phi^* = \tan^{-1}(\tau_{s1}/\sigma_{s1})_{\max}$ である。

このように、古典解においては破壊の進行性と強度の異方性を考慮していないため、通常の $\delta = 90^\circ$ の平面ひずみ試験による摩擦角 $\phi_{p.c.m.x}$ を用いると N_γ はかなり過大に評価することになる。一方、これまでは小型模型実験と三軸圧縮試験による $\phi_{t.c.m.x}$ を用いて古典解との比較を行うことが多い。今回の結果においても②に示すように $B_0 = 2.5\text{cm}$ 、 $B_0 = 5\text{cm}$ に対しては、ほぼその値は一致している。しかし、これは「本来 $\phi_{p.c.m.x}$ での内部摩擦角を用いるべきところに過小評価された内部摩擦角 $\phi_{t.c.m.x}$ を用いること。」と、「 $\delta = 90^\circ$ での ϕ を用いて強度異方性の影響を無視していることによる ϕ の過大評価。」と、「地盤の進行性破壊を考慮しないことにより支持力値を過大評価していること。」が相殺しあって、結果的に大体一致する結果となったものと考えられる。

したがって、今後は、上記の要因の影響を考慮した適切な方法で ϕ の値を評価していく必要性が認められる。

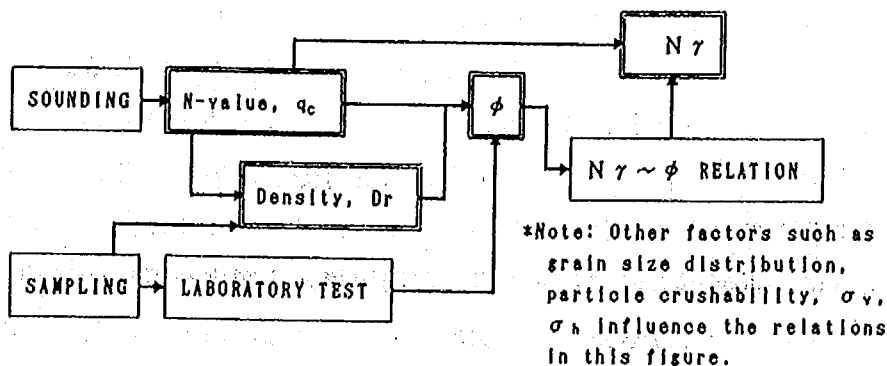
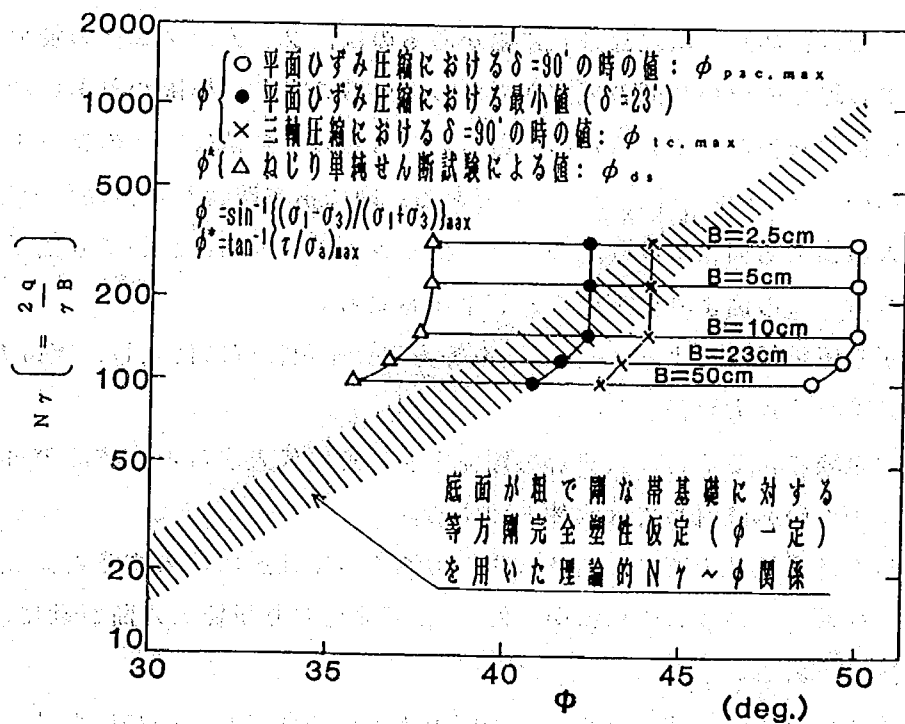


図-3.6.1 支持力係数 $N\gamma$ の推定法



注1) (龍岡 文夫 他(1989):砂地盤の支持力問題におけるせん断・

実験値・設計計算式の関係, 第34回土質工学シンポジウム)より

注2) $B=23, 50\text{cm}$ 以外のデータについては

東大生研において行われた実験

図-3.6.2 各種せん断試験による ϕ と $N\gamma$ の関係

3.7 まとめ

本章では、根入れのない剛体基礎に関しその支持力および変形特性を把握するため、大型2次元模型実験および遠心模型実験を行った。実験は、基礎模型の寸法を変化させ、基礎寸法が支持力に与える影響、進行性破壊による影響等について検討を行った。以下にこれらの結果より明らかになったことを示す。

- 1) 大型2次元模型実験において、2方向ロードセルによる荷重分布および写真からのひずみ分布より、地盤の破壊は進行的で、最大荷重時においてもすべり線はくさび型には交わらなかった。また、これは遠心模型実験においても同じ傾向であった。
- 2) 換算幅が同じとなる基礎模型で大型2次元模型実験と遠心模型実験の荷重沈下関係を比較したとき、両者の最大荷重および最大荷重時における沈下量は大きく異なるものとなった。支持力等の破壊問題を考えるとき、すなわち、すべり線が発生・発達する段階では粒径の影響が無視できなくなるものと考えられ、十分な配慮が必要となる。
- 3) 大型2次元模型実験と遠心模型実験とも寸法効果は認められるが、2)の結果からもいえるように同一の換算載荷幅で、その値は大きく異なるものとなった。これは、寸法効果の要因として、圧力レベル効果と粒子径効果が影響しているものと考えられる。
- 4) 等方完全剛塑理論では、破壊の進行性が考慮されていないため平面ひずみ試験での内部摩擦角を用いた場合、 N_γ はかなり過大評価するものとなる。

第4章 根入れのある剛体基礎に関する支持力実験

4.1 概説

第3章においては、砂地盤上における根入れのない剛体基礎に関して、同一の地盤材料により重力場実験および遠心模型実験を行った結果を検討した。その結果、剛体基礎の支持力特性の基本的事項として基礎の寸法効果、進行性破壊等について確認されたが、これは式1.1における第一項の自重項の効果に関する特性のみである。一方、実際の基礎においては支持地盤上に直接設置することは少なく直接基礎などにおいてもある程度の根入れを行っている。式1.1の第二項のサーチージに関しては、解析解として厳密解が得られている。本章では、これら根入れによる影響について実験的に検討を行うため、大型2次元模型実験および遠心模型実験により、以下に示すような検討を行い、今後の数値解析のための基礎資料とする。なお、実験および実験方法については基本的に第3章と同じであるが、本章においてはフーチングを根入れさせるため、地盤の作成方法が多少異なる。

4.2, 4.3節では、大型2次元模型実験および遠心模型実験における荷重沈下特性ならびに荷重分布について示す。

4.4節では、大型2次元模型実験におけるすべり線の発達状況について土槽側面からの写真による破壊形態について示す。

4.5節では、根入れによる影響について大型2次元模型実験および遠心模型実験から検討を行う。

4. 2 荷重沈下特性

4. 2. 1 大型2次元模型実験

1) 荷重沈下量曲線

表-4.2.1に大型2次元模型実験の一覧を示す。ただし、ケースNo. B6は、根入れ長が深い下層の鹿島砂の影響が表れたものと考えられる。このため、 N_q の議論では、ケースB6は除くものとする。

表-4.2.1 大型2次元実験結果一覧表

ケース No	根入れ比 d_f/B 根入れ長(m)	フーチング幅 B_0 (m)	標準砂密度 密度 γ (t/m ³)	最大応力度 q (t/m ²)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 S_f (mm)	S_f/B_0
B1	0.3 0.07	0.23	1.639	27.93	148	9.08	0.034
B2	0.3 0.07	0.23	1.626	32.40	173	13.04	0.057
B3	0.6 0.14	0.23	1.579	32.65	180	14.60	0.064
B4	0.9 0.21	0.23	1.556	38.65	216	16.04	0.070
B5	0.3 0.07	0.23	1.575	31.29	172	11.52	0.050
B6	0.6 0.3	0.50	1.604	100.05	251	39.04	0.078
B7	0.3 0.15	0.50	1.586	61.61	155	25.78	0.052
B8	0.3 0.15	0.50	1.597	61.52	154	23.17	0.046

注 1): ケースB1は機械の故障により途中で中止しているため、最大荷重等は試験終了時の参考値である

図-4.2.1, 4.2.2に基礎幅がそれぞれ23cmと50cmのときの根入れのない剛体基礎と根入れのある剛体基礎の荷重沈下曲線を比較したものを示す。なおこの図で、数多くの小さな除荷は写真撮影をするために載荷を一時的に停止しているためのものである。荷重および沈下量の変化傾向は根入れのない剛体基礎とほぼ同じであるが、根入れ比が大きくなるにしたがい最大荷重強度および最大荷重強度以降の残留強度は大きくなっている。なお、フーチング中央1/3ロードセルと載荷装置ロードセルによる荷重沈下量曲線および各ロードセルでの直応力、せん断応力、摩擦角度と沈下量の関係および地盤作成条件等については付録資料に示す。

図-4.2.3にそれぞれの遠心模型実験と重力場での荷重沈下曲線の比較を示す。荷重および沈下量は、それぞれ $\gamma B/2$ と基礎幅 B_0 で正規化してある。両図とも根入れのない剛体基礎の場合と同様に、最大荷重および最大荷重時における沈下量は大きく異なるものとなった。このことより、遠心模型実験では根入れのない剛体基礎と同じように支持力を過大評価する可能性もあるため、重力場実験を再現する点においては限界があると思われる。

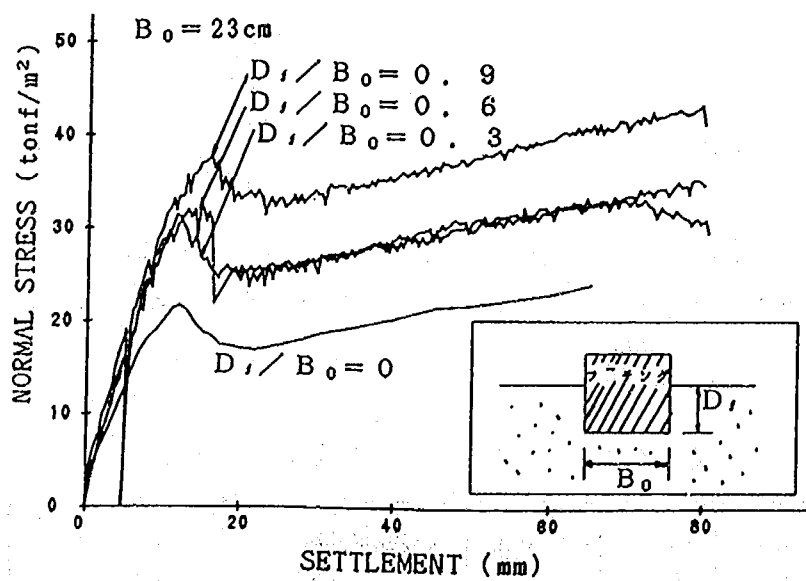


図-4.2.1 根入れ比の違いによる荷重沈下量の比較 ($B_0=23\text{cm}$)

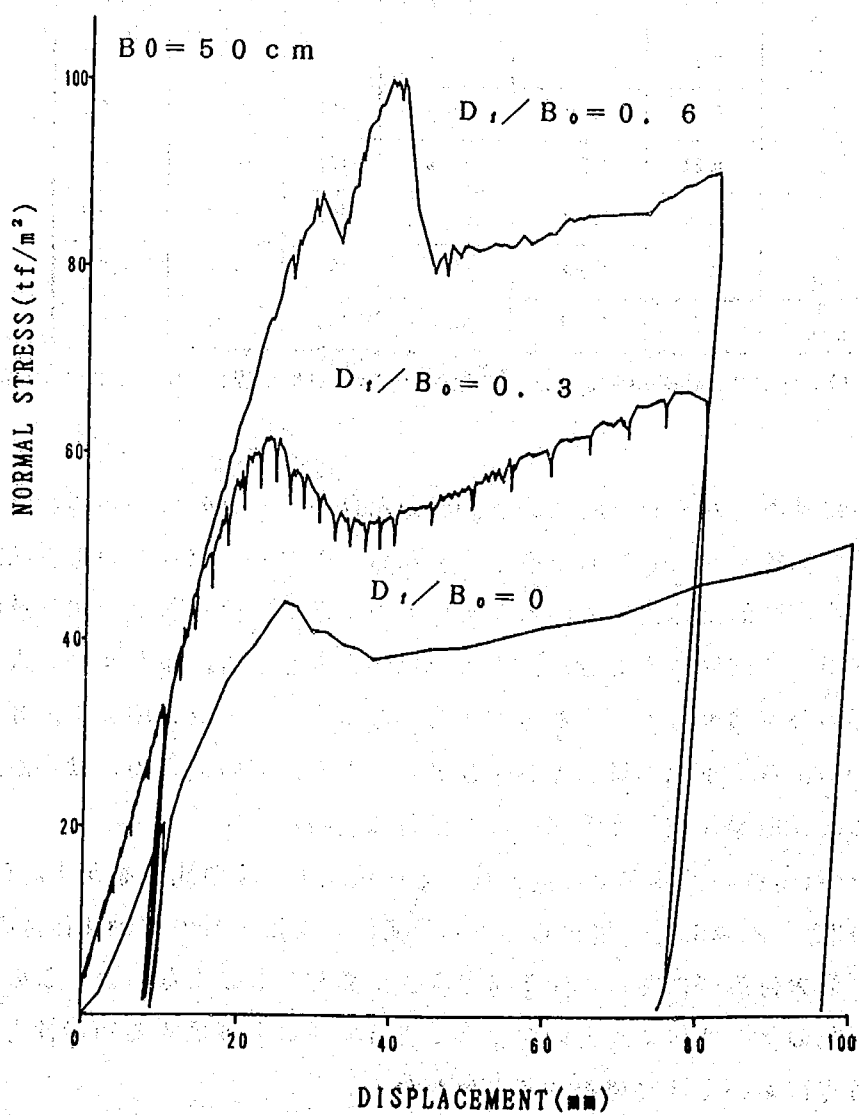


図-4.2.2 根入れ比の違いによる荷重沈下量曲線の比較 ($B_0=50\text{cm}$)

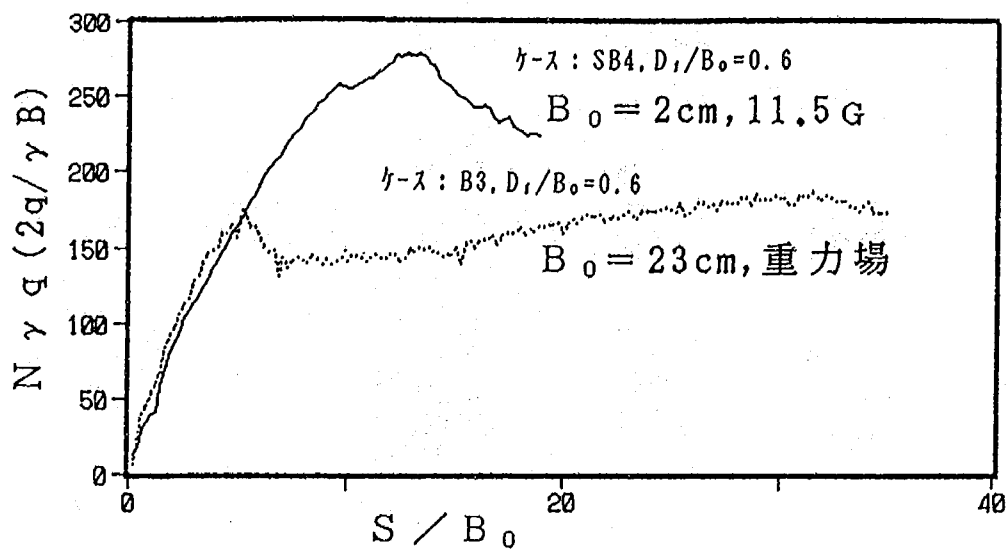


図-4.2.3 遠心模型実験との比較

2) ひずみの解析

ひずみの解析は、ケースNo.B8（基礎幅50cm， $D_f/B=0.3$ ）について行った。結果を図-4.2.4に示す。

・変位量図

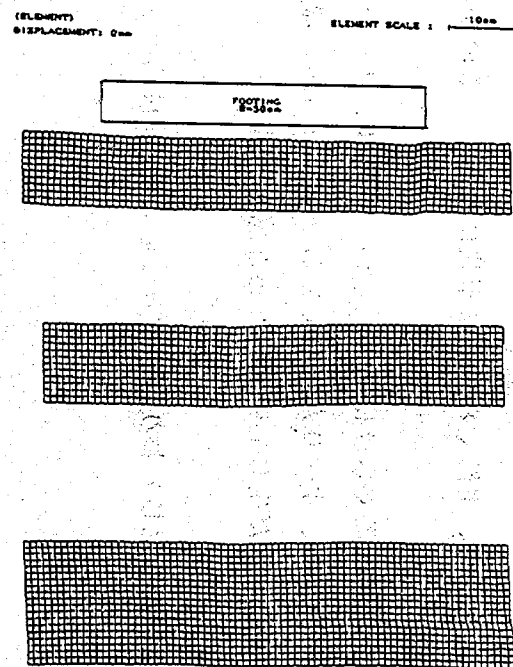
変位が鉛直方向に生じている部分が、主働くさび的な形状になっているのがわかる。

・主ひずみ図およびゼロ引張方向図

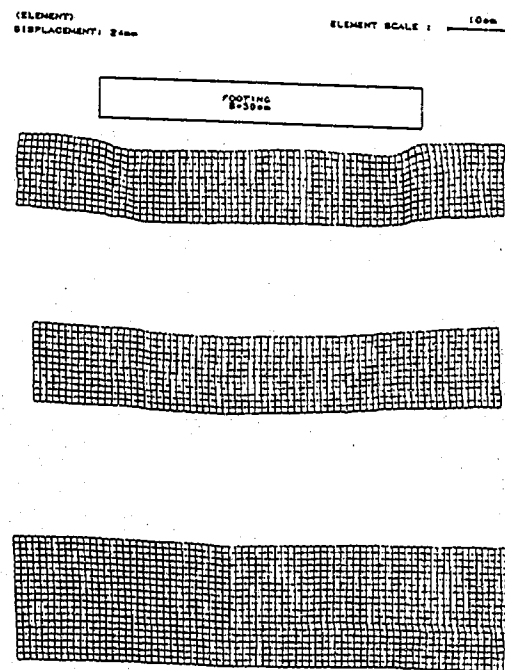
変位量図のようなはっきりとした主働くさびは見られない。これは、フーチング端部直下の地盤の浅い部分ではひずみが大きく、すべりが生じていると思われるが、深い部分ではすべりのような局所的な地盤の移動がまだ生じていないためと思われる。

・最大せん断ひずみのコンター図

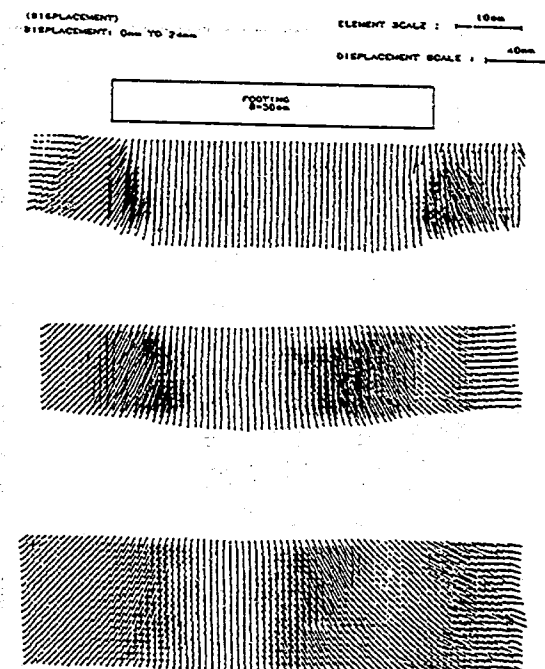
せん断ひずみはフーチング端部から生じており、ひずみの最大値は約40%となった。



要素図
(載荷前)

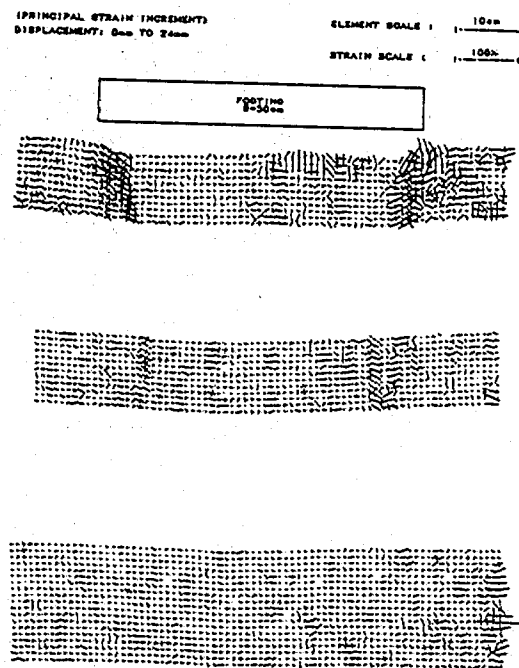


要素図
(最大荷重時付近)

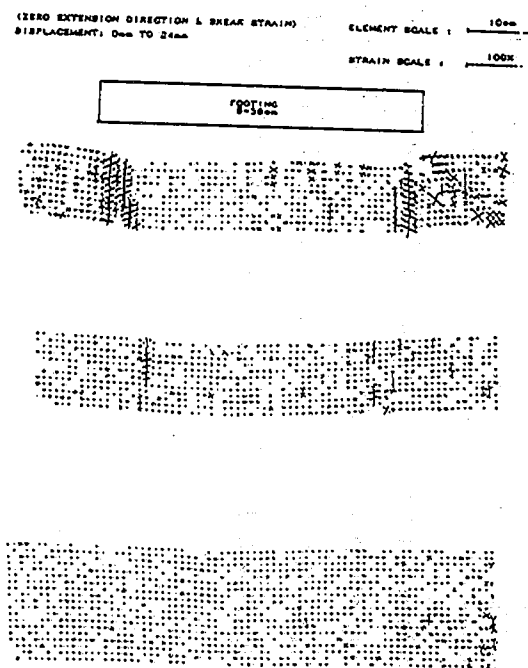


変位量図

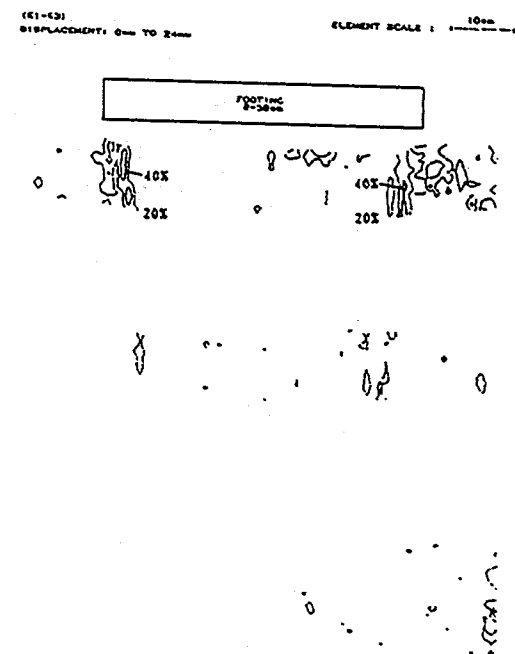
図-4.2.4(a) 写真解析結果 ($B_0=50\text{cm}$, $D_f/B=0.3$)



主ひずみ図



ゼロ引張方向図



最大せん断ひずみのコンター

図-4.2.4(b) 写真解析結果 ($B_0=50\text{cm}$, $D_f/B=0.3$)

4. 2. 2 遠心模型実験

表-4.2.2に実験結果の一覧を示す。

表-4.2.2 遠心模型実験結果一覧表

NO	基礎幅 B_0 (cm)	加速度 $n(G)$	換算幅 B (cm)	密度 γ (t/m ³)	根入れ比 D_f/B_0	最大荷重 q (tf/m ²)	最大荷重時沈下量 S_f (mm)	$2q/\gamma B$	S_f/B_0
SC1	2	11.5	23	1.59	0.3	45.34	3.45	247	0.173
SC2	2	11.5	23	1.59	0.3	43.85	3.3	240	0.165
SC3	2	11.5	23	1.59	0.6	46.86	3.25	256	0.163
SC4	2	11.5	23	1.59	0.6	51.11	3.3	279	0.165
SC5	2	11.5	23	1.59	0.9	57.13	4.3	312	0.215
SC6	2	11.5	23	1.59	0.9	57.88	3.79	317	0.190
SC7	2	50	100	1.58	0.25	152.0	3.62	192	0.181
SC8	2	50	100	1.58	0.5	149.75	3.68	189	0.182
SC9	2	50	100	1.59	0.75	192.75	4.71	242	0.236
SC10	2	50	100	1.60	1.0	202.25	4.25	253	0.213

図-4.2.5, 図-4.2.6に換算載荷幅23cmと100cmでそれぞれ根入れ比を変化させた時の荷重沈下量関係を示す。ここで、荷重沈下量はそれぞれ正規化してある。両ケースとも荷重および沈下量の変化傾向は根入れのない剛体基礎とほぼ類似であるが、根入れの大きくなるにつれ S_f/B_0 は多少大きくなる傾向にある。また、最大荷重強度および最大荷重強度以降の残留強度も根入れ深さとともに大きくなっている。

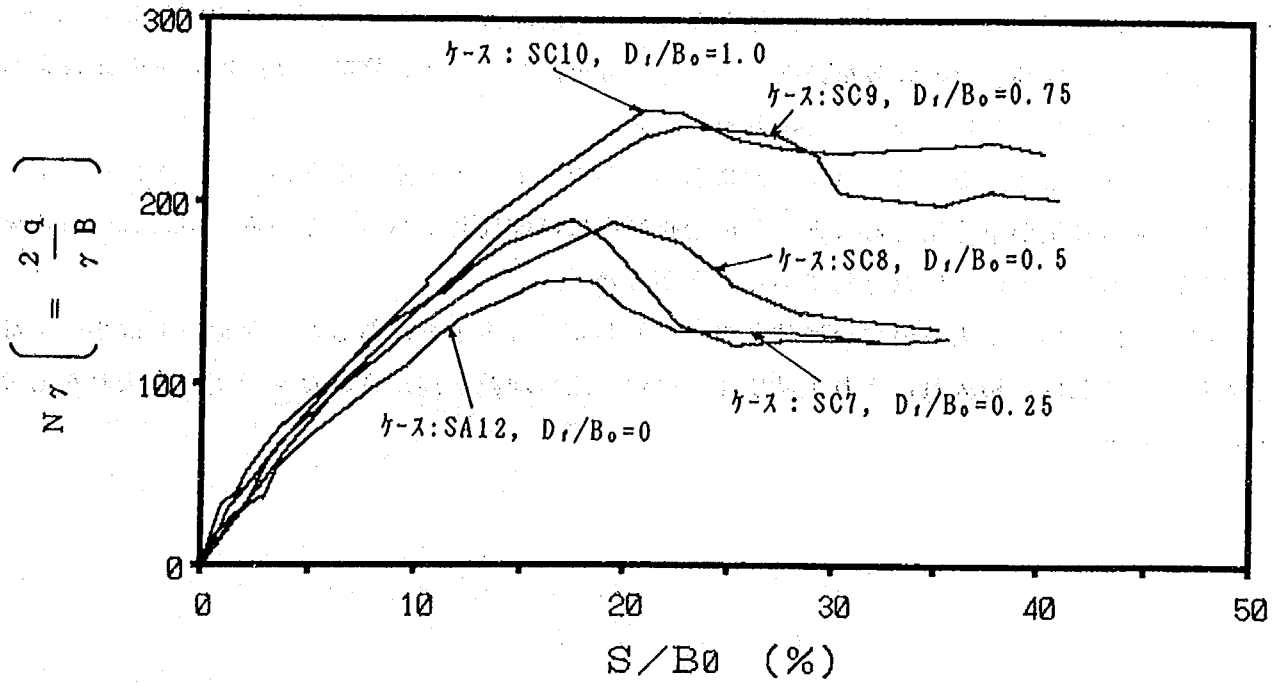


図-4.2.5 根入れ比の違いによる荷重沈下曲線の比較 ($B=100\text{cm}$)

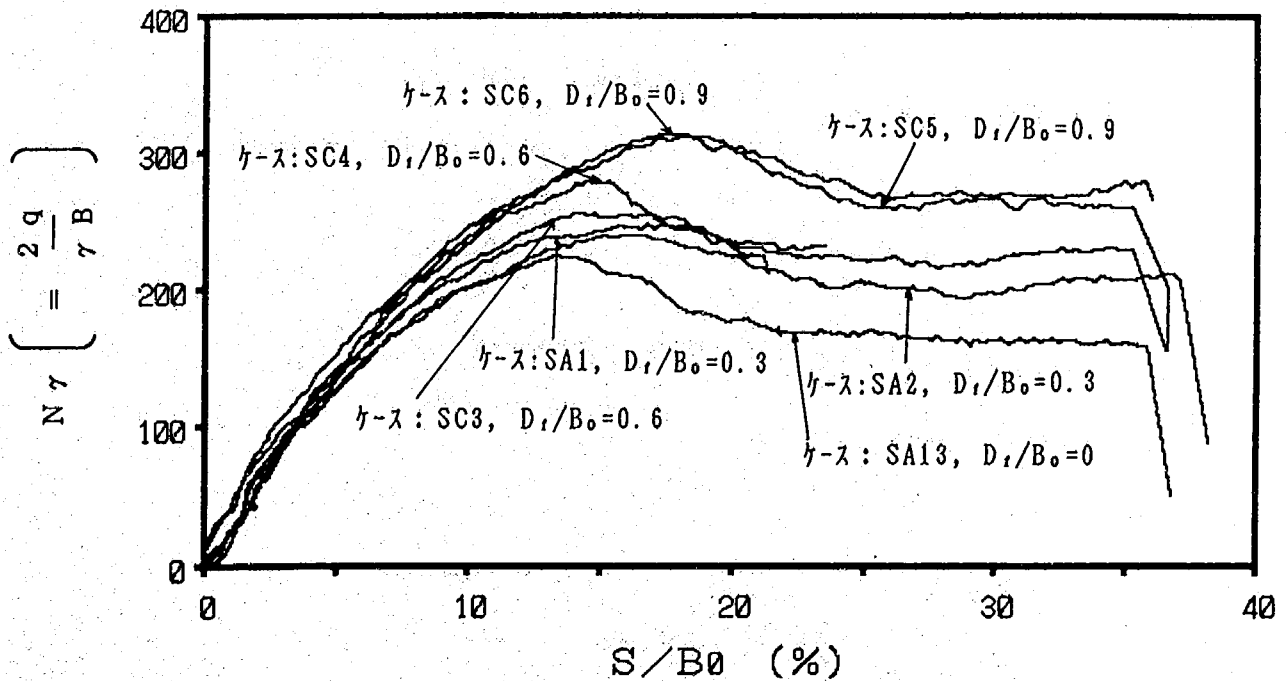


図-4.2.6 根入れ比の違いによる荷重沈下曲線の比較 ($B=23\text{cm}$)

4. 3 大型2次元模型実験における荷重分布

図-4.3.1~4.3.3に根入れのない剛体基礎(ケースNo. A2, No. 5)と根入れ比 $Df/B=0.3$ (ケースNo. B2, ケースNo. B8)での各荷重段階での直応力分布, せん断応力分布, 摩擦角分布の比較を示す。なお, 他のケースについては付録資料に示す。

根入れのない剛体基礎同様, 載荷初期において各ロードセルの差が小さいこと, 端のロードセルほど荷重の降伏が早く始まるなど, その変化傾向はほぼ同じであることから, 根入れのある場合においても地盤の破壊は進行的であることが分かる。

摩擦角度について根入れのない剛体基礎と比較したとき多少ではあるが, 摩擦角度は小さくなっており, これは, 根入れにより上載圧で基礎幅付近の地盤が拘束された影響が多少表れたものと考えられる。

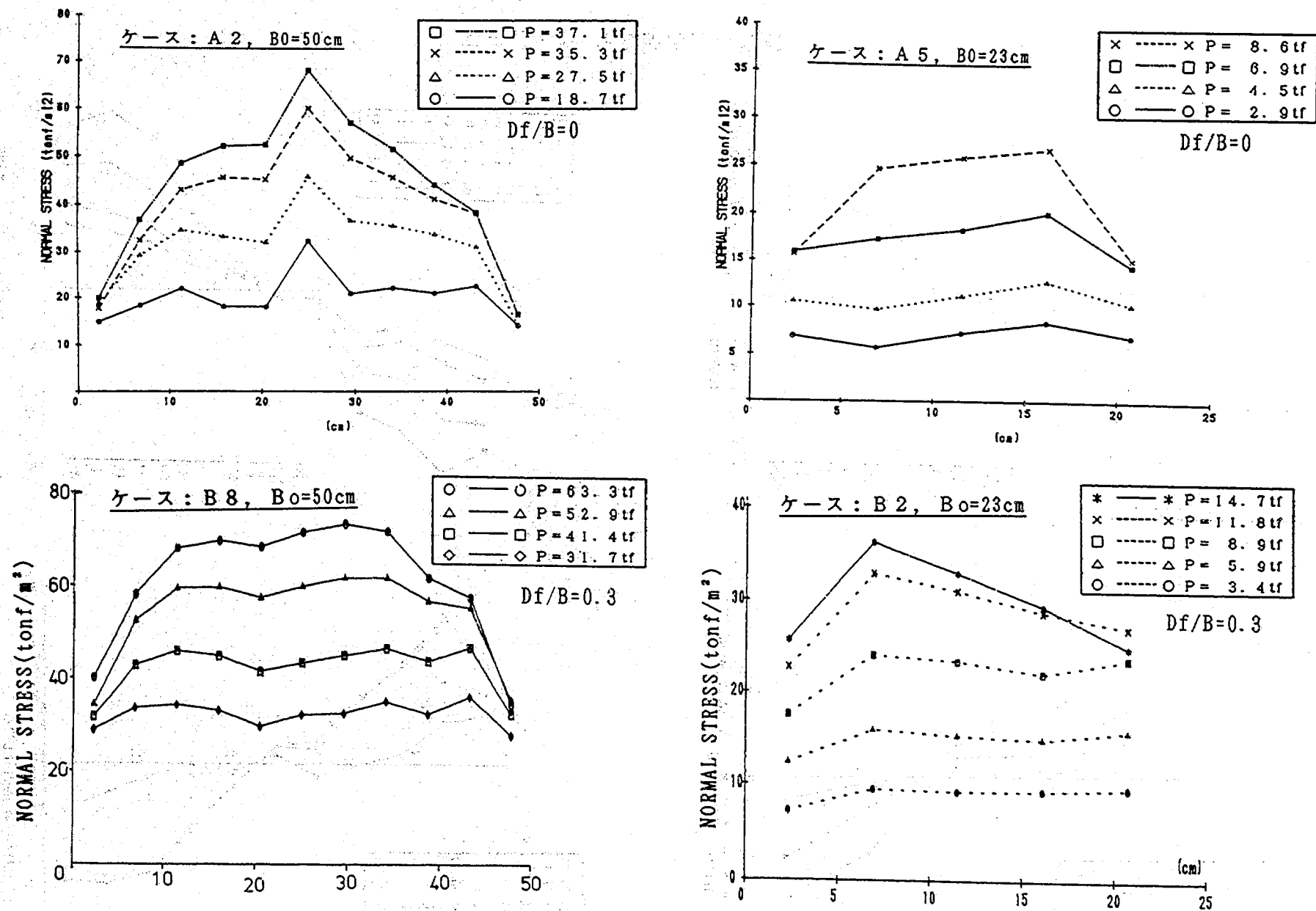


図-4.3.1 直応力分布の比較

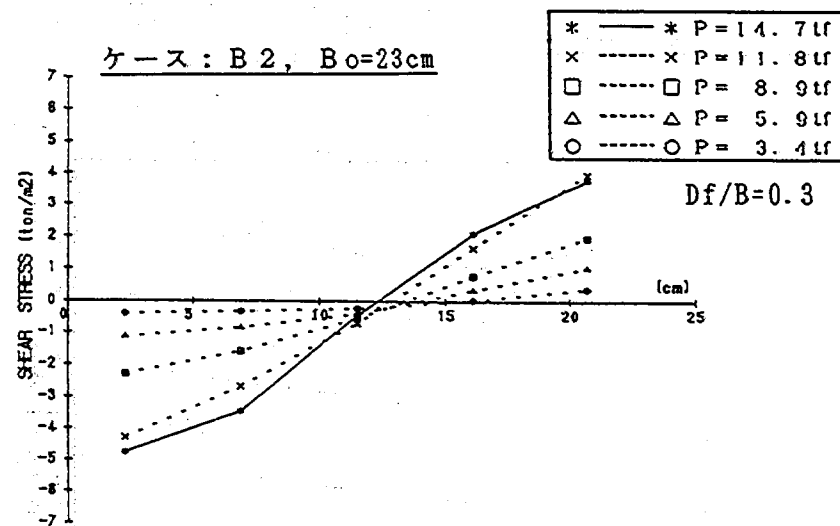
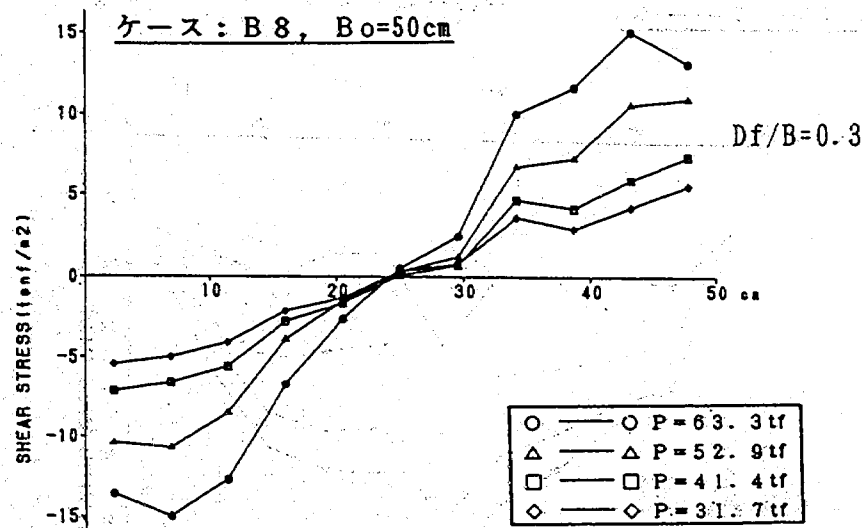
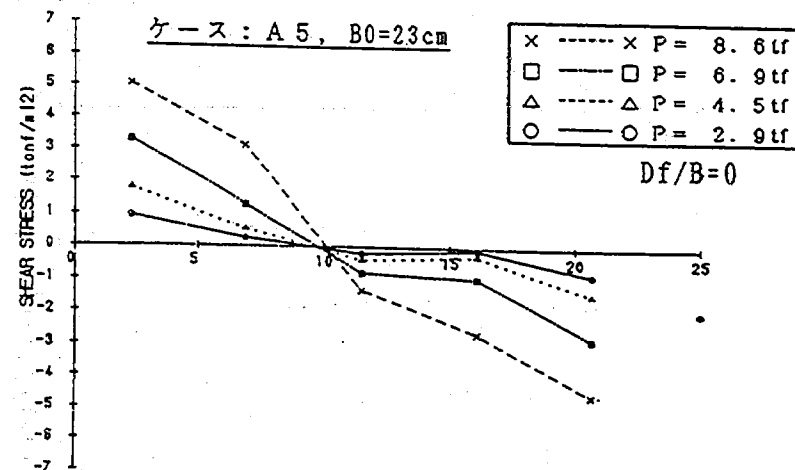
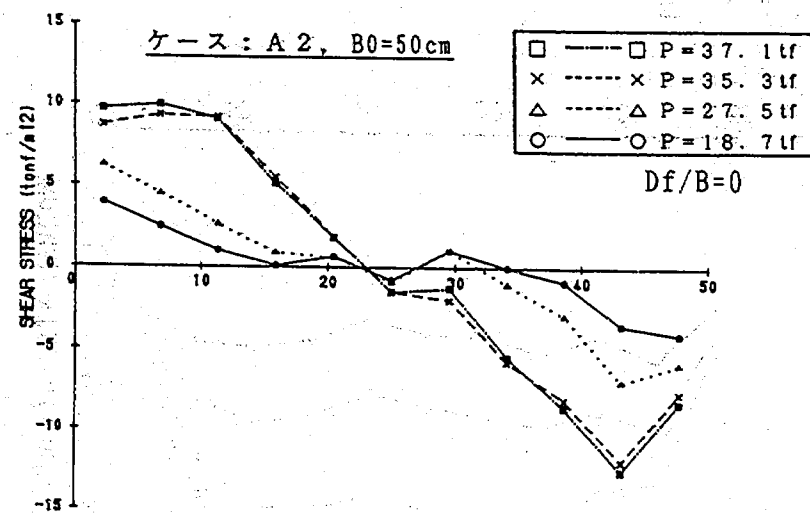


図-4.3.2 せん断応力の比較

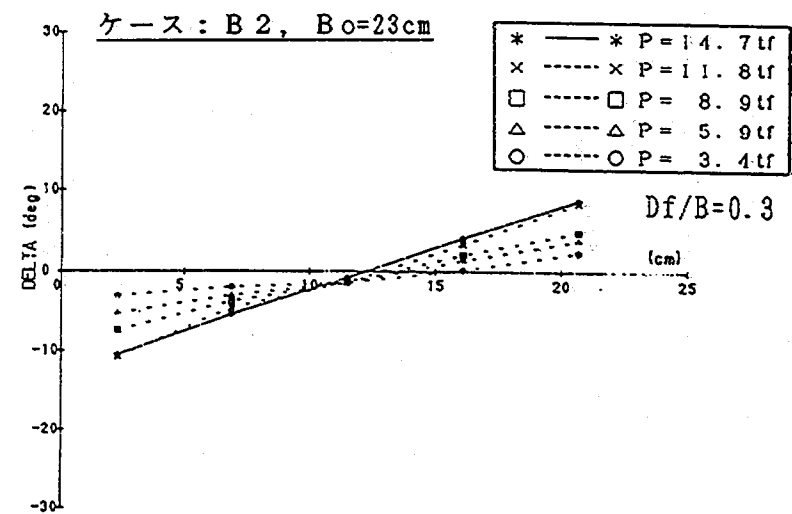
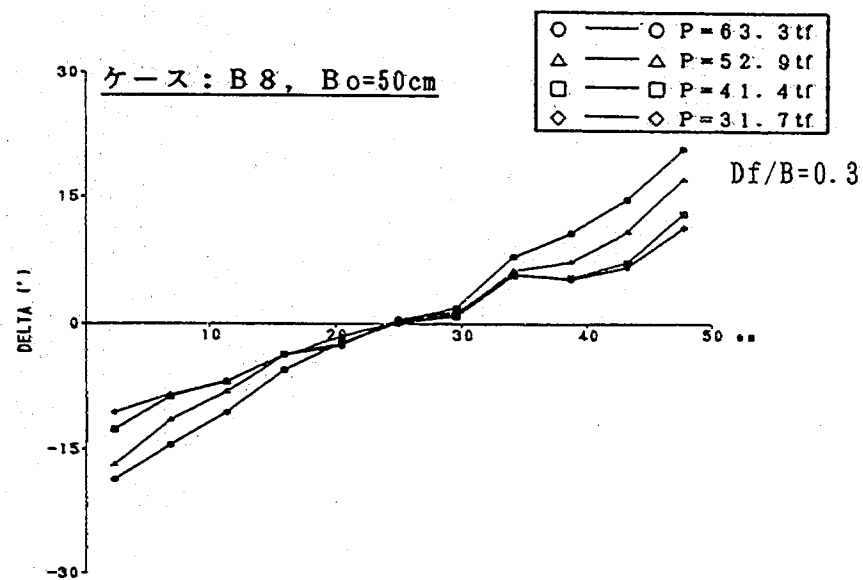
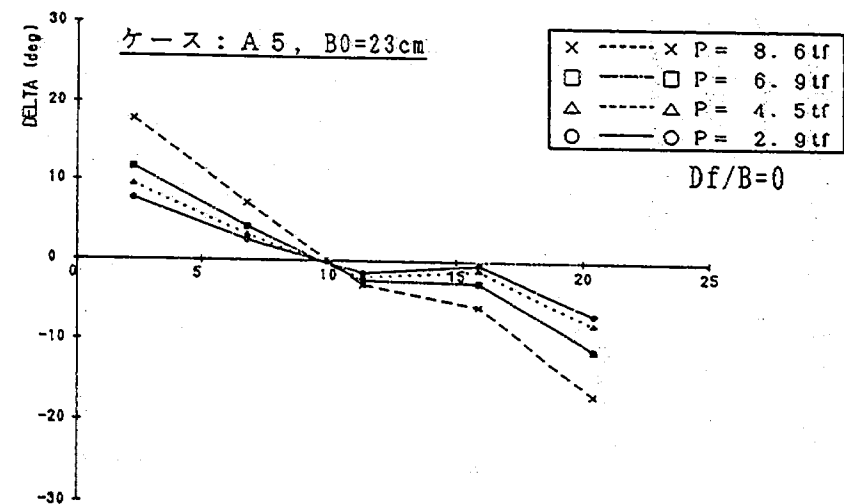
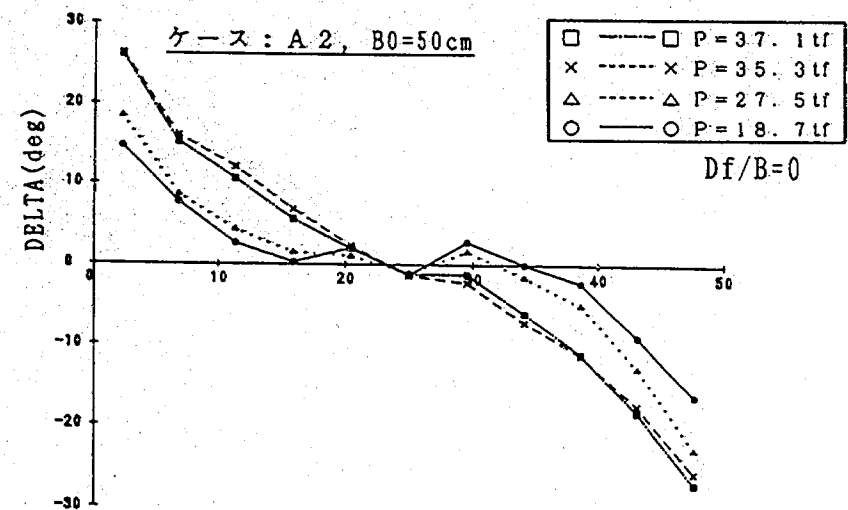
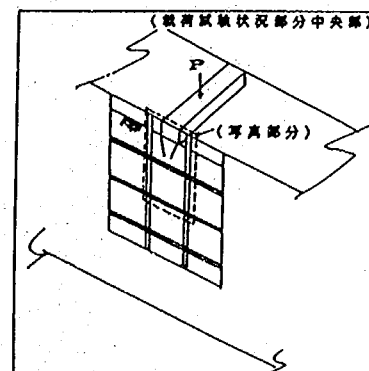
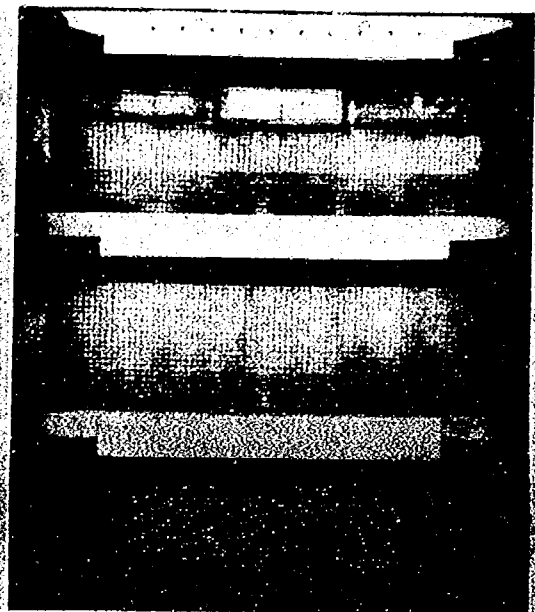


図-4.3.3 摩擦角分布の比較

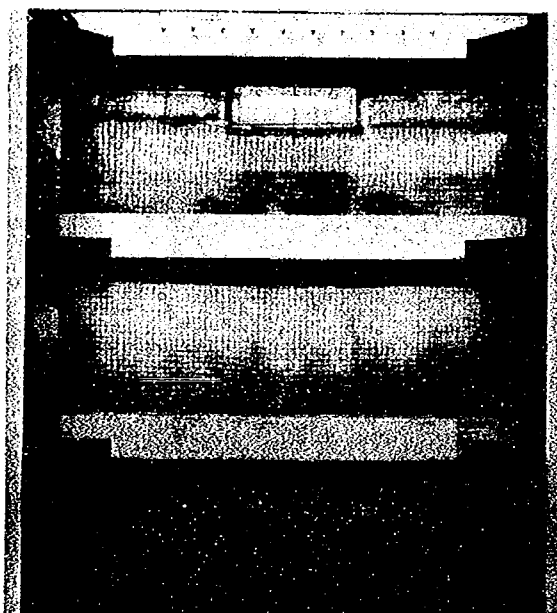
4. 4 破壊形態およびすべり線

写真-4.2.1, 写真-4.2.2にケースB5 ($D_f/B=0.3, B_o=23\text{cm}$) とケースB8 ($D_f/B=0.3, B_o=50\text{cm}$) におけるすべり線の発達状況を示す。肉眼でも地盤の変化はかなり早くから確認できるものの、浅い剛体基礎と同じように最大荷重でもすべり線はくさび型には交わらない。また、ケースB5では載荷終了時に主働くさびからさらに延びるすべり線が確認できる。すべり線の発生状況は根入れのない剛体基礎と類似しており、地盤の破壊も進行的であるといえる。

① 載荷初期
($S/B_0=2.17\%$)



② 最大荷重時
($S_1/B_0=5.65\%$)



③ 載荷終了時
($S/B_0=34.78\%$)

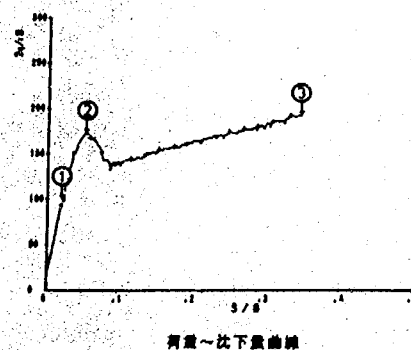
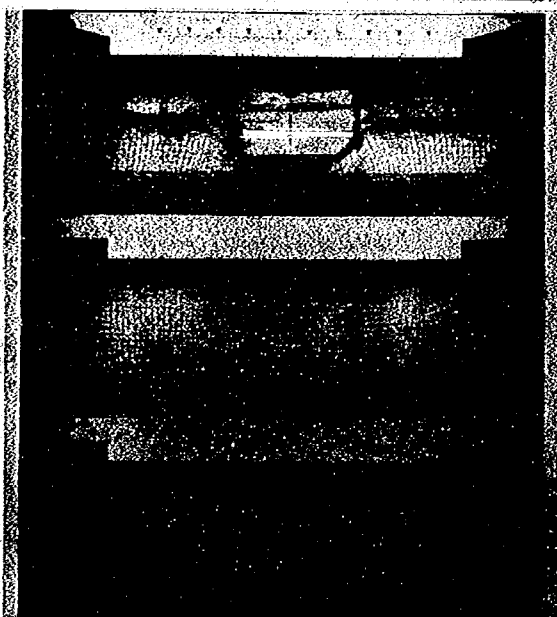
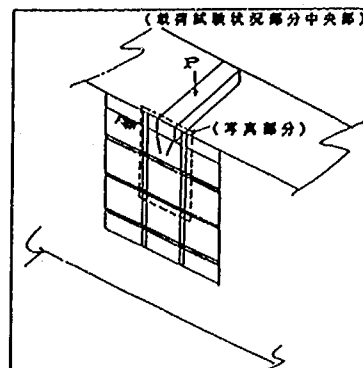
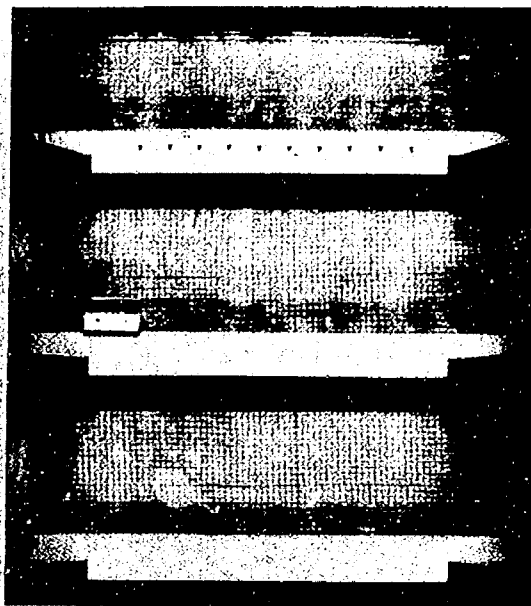
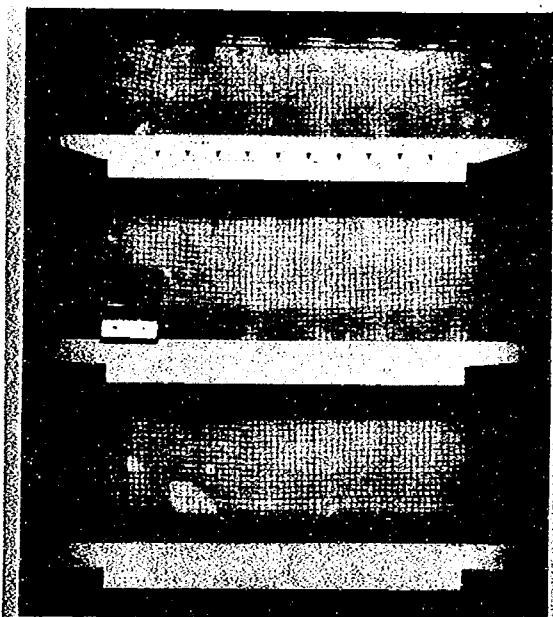


写真-4.2.1 すべり線の発達状況 (ケース B 5, $B_0=23\text{cm}$)

- ① 載荷初期
($S/B_0=0.8\%$)



- ② 最大荷重時
($S_1/B_0=4.8\%$)



- ③ 載荷終了時
($S/B_0=16\%$)

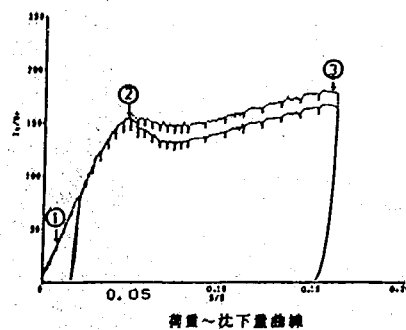
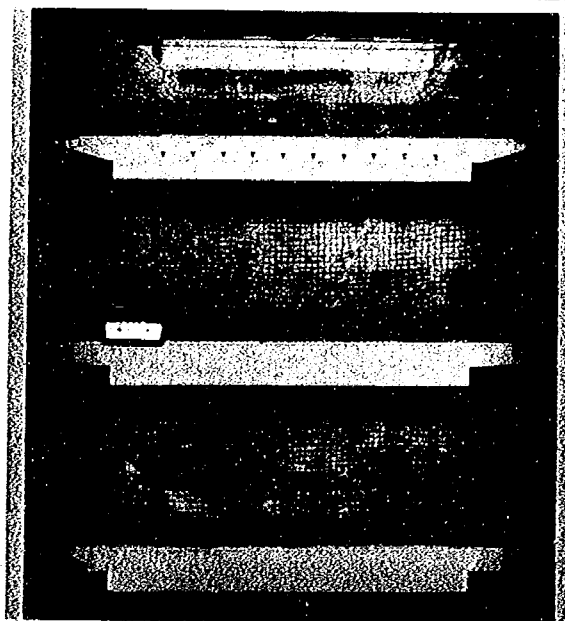


写真-4.2.2 すべり線の発達状況 (ケース B 8, $B_0=50\text{cm}$)

4.5 根入れによる影響

図-4.5.1に正規化した最大荷重強度と根入れ比の関係を示す。遠心模型実験および重力場実験とも最大荷重強度には違いはあるものの、両者とも根入れ比に対する変化傾向は同じとなっている。また、以下のように上載圧のみを考えて（道示で示す根入れ効果に対する割増し係数 κ については無視） Nq を求めると図-4.5.2のようになる。なお、 $D_f/B_0=0$ の実験は、第3章で述べた大型2次元模型実験である。

式(4.1)によれば、根入れのある浅い基礎の支持力は式(4.1)のようになる。

$$q = \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.1)$$

ここで、根入れのある浅い基礎の実験結果より q_{max} を式(4.2)のように表わせると仮定する。

$$q_{max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.2)$$

式(4.1)と式(4.2)が等しいとすれば、

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma q = \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (4.3)$$

$$\therefore N_\gamma q = N_\gamma + 2 N_q \frac{D_f}{B} \quad (4.4)$$

$$\therefore N_q = \frac{B(N_\gamma q - N_\gamma)}{2 D_f} = \frac{N_\gamma q - N_\gamma}{2 \frac{D_f}{B}} \quad (4.5)$$

となる。また、各々のケースごとに最小2乗法により近似した結果を図中の式(4.6)~(4.8)に示す。

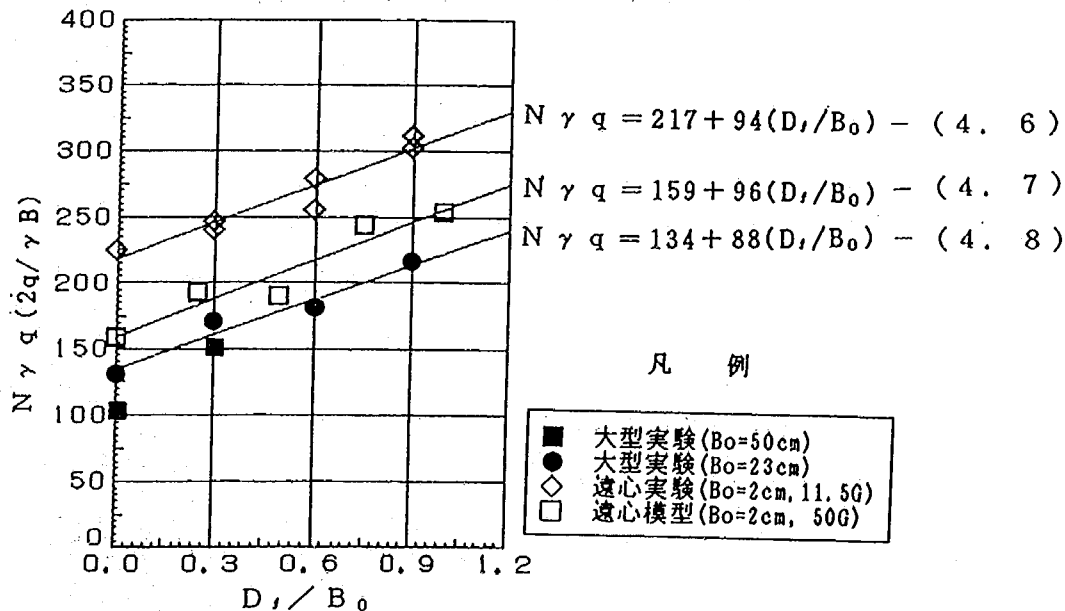


図-4.5.1 根入れ比と最大荷重強度との関係

以上の結果より、今回の結果の範囲内においては重力場実験と遠心模型実験とでは、支持力係数 N_q の差は認められなかった。また、遠心模型実験および重力場実験同士で比較を行ったとき、 N_q に対しては基礎幅に対する寸法効果は認められなかった。このことより、前章に示すような重力場実験と遠心模型実験との差、即ち粒子径効果は、自重項 (N_γ) に対してのみ表れてくるものと思われる。なお、今回の地盤密度での平面ひずみ圧縮試験による $\phi = 46^\circ$ を用いるとすると等完全塑性論では、 $N_q = 158$ となりかなり過大に評価することとなる。

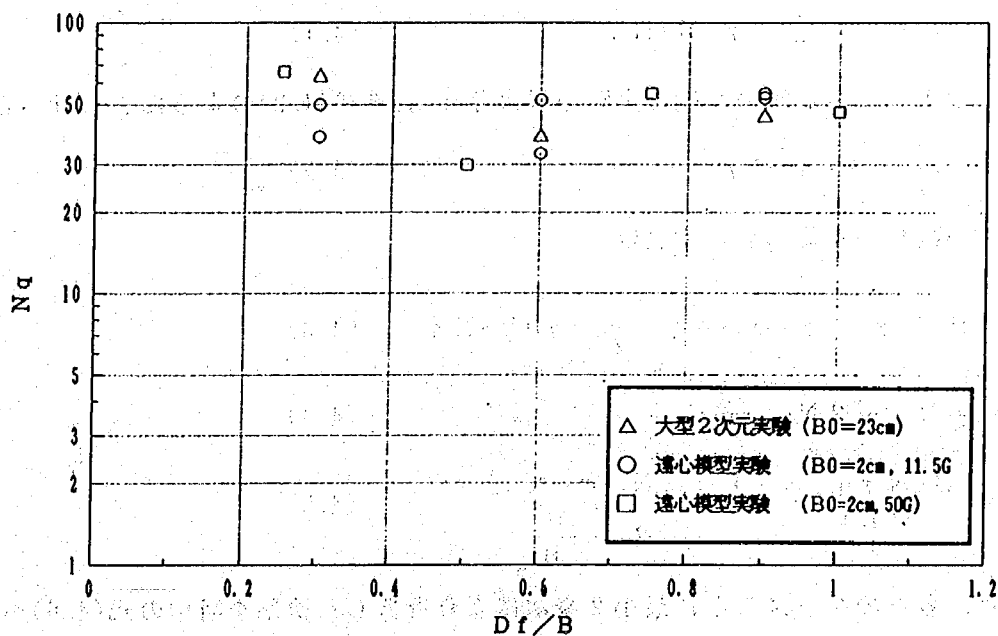


図-4.5.2 支持力係数 N_q と根入れ比の関係

4. 6 まとめ

本章では、第3章の結果を基本とし、基礎模型を根入れさせた大型2次元模型実験および遠心模型実験を実施し、根入れの影響による支持力および沈下特性について検討を行った。

- 1) 直応力と沈下量の関係を第3章根入れのない剛体基礎と比較したとき、破壊の進行性の程度は低くなっている。これは根入れ部分の上載圧の影響と考えられる。ただし、せん断応力、摩擦角度と沈下量の関係については第3章とその変化傾向はほぼ同じとなった。
- 2) 本章においても大型2次元模型実験と遠心模型実験の荷重沈下特性を比較したとき、その最大荷重および最大荷重時における沈下量は大きく異なるものとなった。
- 3) 大型2次元模型実験および遠心模型実験とも荷重および沈下量の変化傾向は第3章とほぼ同じであるが、根入れ比が大きくなるにしたがい最大荷重強度および最大荷重以降の残量強度は大きくなっている。しかし、 Nq に関しては、大型2次元模型実験および遠心模型実験とも基礎幅に対する寸法効果は認められなかった。

第5章 薄い支持地盤上の剛体基礎に関する支持力実験

5.1 概説

従来、直接基礎などの剛体基礎の支持地盤については、十分な強さと厚さが必要とされてきているため、これまでその支持層としての地盤厚などについての定量的な評価の研究は少ない。しかしながら、実際にはその支持層厚や地盤強度が問題となることも少なくない。

本章では、このような特殊な条件のもとでの剛体基礎の支持力として薄い支持地盤上の剛体基礎に関する一連の実験を行い、以下に示す検討を行った。なお、地盤構成は、標準砂で上層と下層の強度が異なる2層系地盤とした。

5.2節においては大型2次元模型実験および小型2次元模型実験における荷重沈下特性をまた、5.3節では大型2次元模型実験の荷重分布について検討する。

5.4節では、土槽側面で観察された地盤状況より解析した破壊形態およびすべり線の特性について検討する。

5.5節では、支持層厚の影響について定性的に評価を行う。

5. 2 荷重沈下特性

5. 2. 1 大型2次元模型実験

本章における大型実験は、基礎幅23cmの模型に対する上層厚 (H/B) をパラメータとして3ケース行った。各ケースでの実験諸元および結果の一覧を表-5.2.1に示す。

表-5.2.1 大型2次元実験結果一覧表

ケース No.	フーチング 幅(m)	支持層比 H/B_0	上層密度 (t/m^3)	下層密度 (t/m^3)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$	最大荷重時 変位 S_f (mm)	S_f/B_0
C1	0.23	0	—	1.480	7.0	41	12.00	0.052
C2	0.23	2	1.577	1.506	18.46	102	19.66	0.085
C3	0.23	1	1.576	1.503	12.07	67	13.89	0.060

図-5.2.1に根入れのない剛体基礎での結果(ケースNo. A5)を含む荷重沈下関係を示し、また、図-5.2.2にケースNo. C2での各沈下量とロードセルの鉛直応力、せん断応力、摩擦角の関係を一例として示す。その他のケースについては付録資料に示す。

最大荷重は、 H/B が大きくなるにしたがい大きくなる傾向にある。このとき、最大荷重時における沈下量 S_f/B_0 は、5~8%程度となった。また、直応力についても根入れのない剛体基礎と同じく両端部の地盤から徐々に降伏し、2層系においても地盤の破壊は進行的であることが確認される。(C)および(d)のせん断応力および摩擦角度と沈下量についても根入れのない剛体基礎に関する支持力実験とその変化傾向はほとんど等しく、中央付近のロードセルを中心に左右に最大(最小)値となっている。

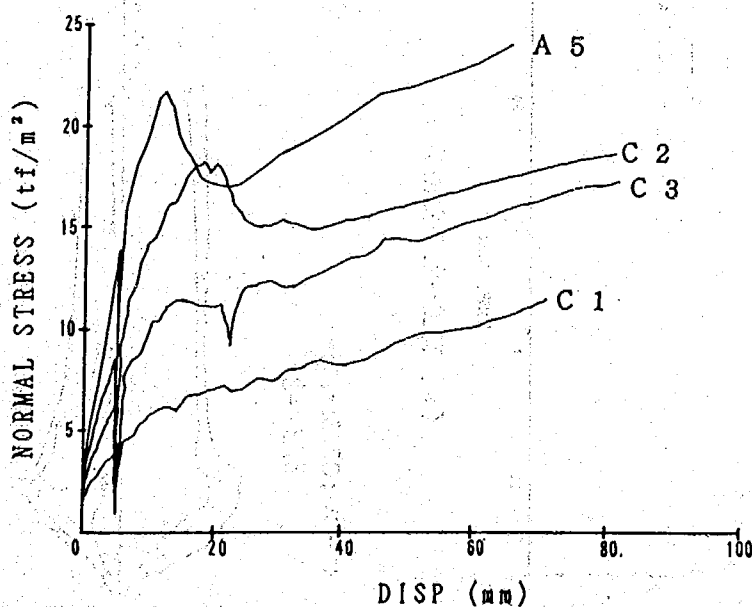
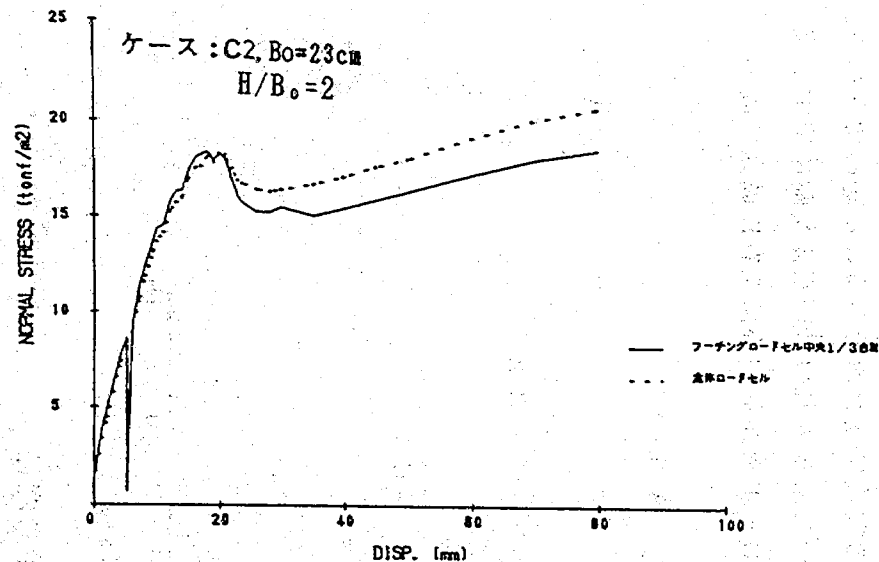
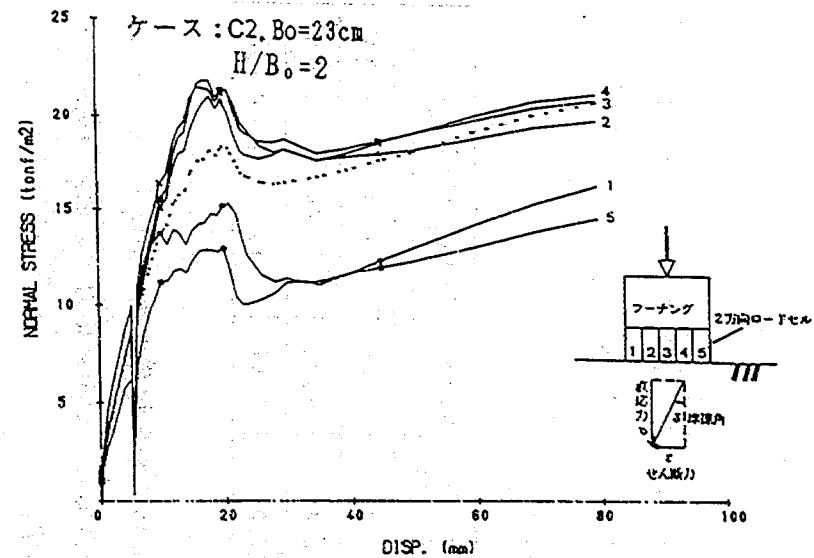


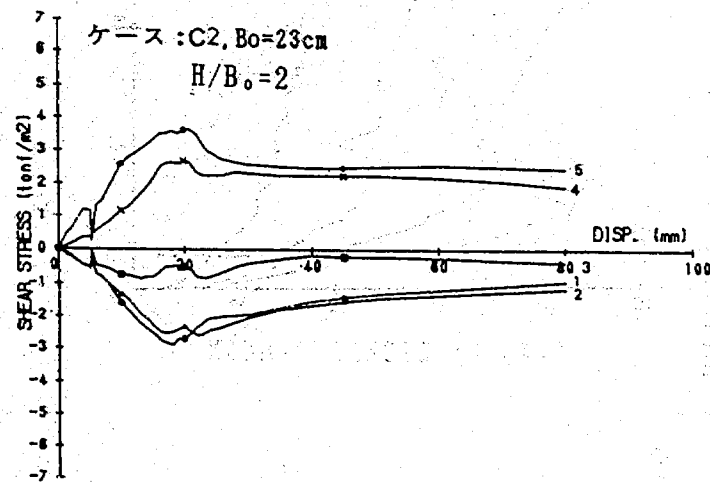
図-5.2.1 荷重沈下量関係



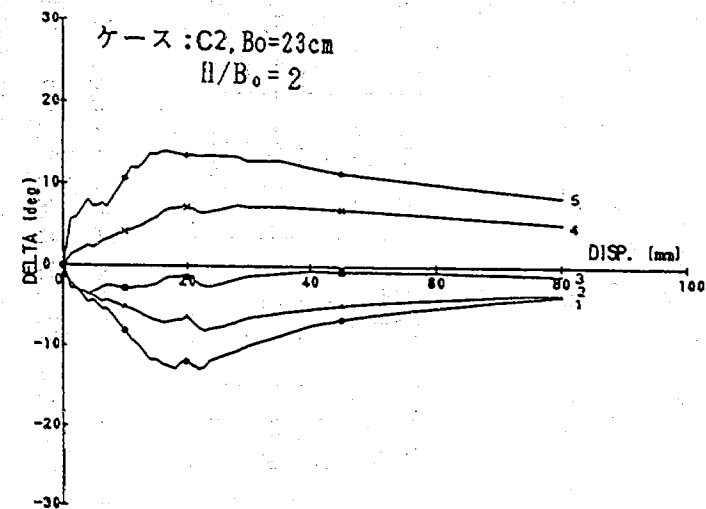
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力～沈下量曲線



(c) せん断応力～沈下量曲線



(d) 摩擦角～沈下量曲線

図-5.2.2 フーチング中央1/3ロードセルと載荷装置ロードセルによる荷重沈下特性 (ケースC2)

5.2.2 小型2次元模型実験

表-5.2.2に実験諸元および結果の一覧、図-5.2.3に小型2次元実験における荷重～沈下量曲線を示す。ここで、横軸はフーチング幅 B_0 、縦軸は $\gamma B/2$ で正規化したものである。

同図より、支持層厚比 H/B_0 が大きくなるにしたがい最大荷重強も大きくなっていることが確認される。しかしながら、地盤強度が弱い場合および支持層厚 $H/B_0 \leq 1$ の場合、明確な極限值は得られなかった。

表-5.2.2 小型2次元実験結果一覧表

ケース No.	上層厚さH (cm)	H/B ₀	上層密度 (t/m ³)	下層密度 (t/m ³)	最大応力度 q (t/m ²)	2q/γB	最大荷重時変位S _r (mm)	S _r /B ₀
E1	0	0	—	1.450	4.41	122	19.5	0.39
E2	0	0	—	1.448	3.95	109	19.5	0.39
E3	5	1	1.604	1.460	6.58	164	19.5	0.39
E4	5	1	1.603	1.454	8.19	204	19.5	0.39
E5	10	2	1.604	1.464	11.57	289	14.51	0.29
E6	10	2	1.599	1.465	13.05	326	12.54	0.25
E7	15	3	1.606	1.465	12.76	319	10.01	0.20
E8	15	3	1.595	1.460	13.27	334	8.76	0.175
E9	17.5	3.5	1.595	1.462	14.69	368	8.96	0.179
E10	20	4	1.611	1.467	17.35	431	8.76	0.175
E11	20	4	1.595	1.460	14.49	363	8.02	0.160
E12	25	5	1.607	1.456	15.22	379	7.52	0.150
E13	30	6	1.593	1.460	14.16	356	6.51	0.130
E14	60	12	1.587	—	17.51	441	6.25	0.125
E15	60	12	1.589	—	14.49	365	5.26	0.105

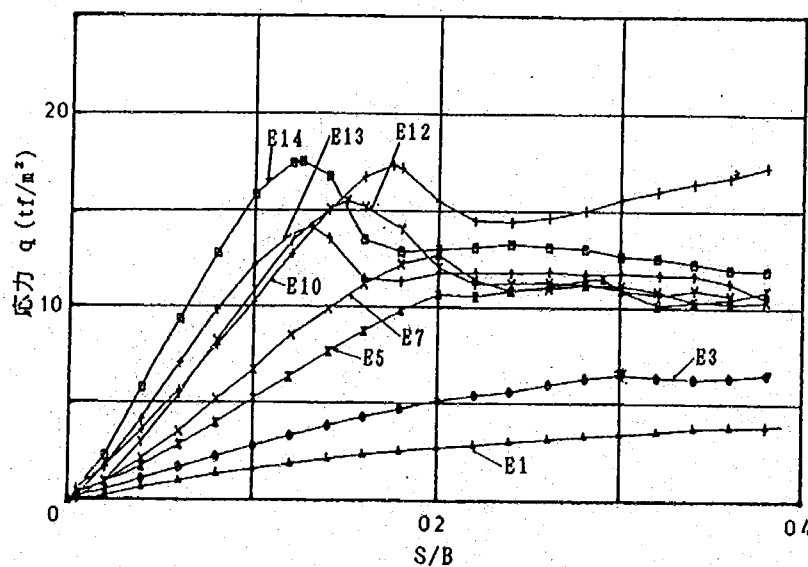


図-5.2.3 荷重沈下量曲線（小型2次元実験）

5. 3 大型2次元模型実験における荷重分布

図-5.3.1~5.3.3に根入れのない剛体基礎のケース(ケースNo. A5)を含む各ケースの直応力,せん断応力,摩擦角の各分布特性の比較を示す。

載荷初期段階での応力分布は各ケースともほぼ一様となっているが,荷重増加に伴い端部のロードセルから次第に地盤の降伏が始まり,他の実験同様(根入れのない剛体基礎実験)進行的な破壊はしているものの,ケースNo. C1やC2に示す H/B_0 が0または1の場合,その程度は小さい。

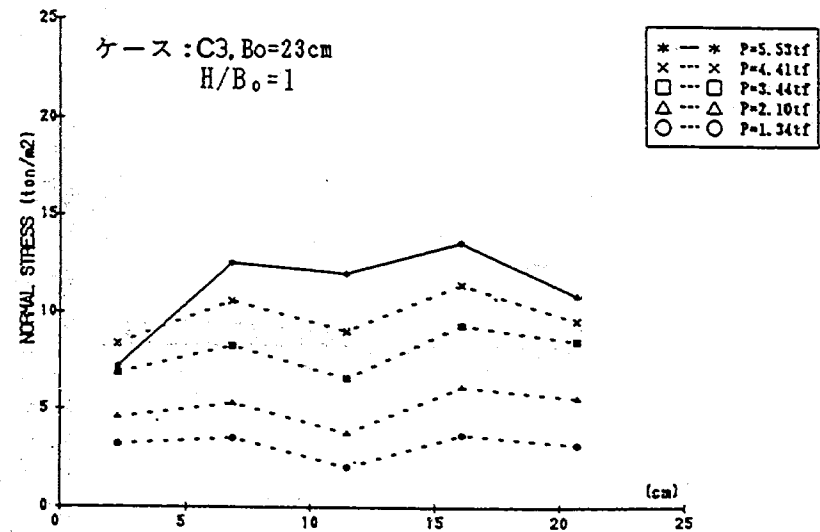
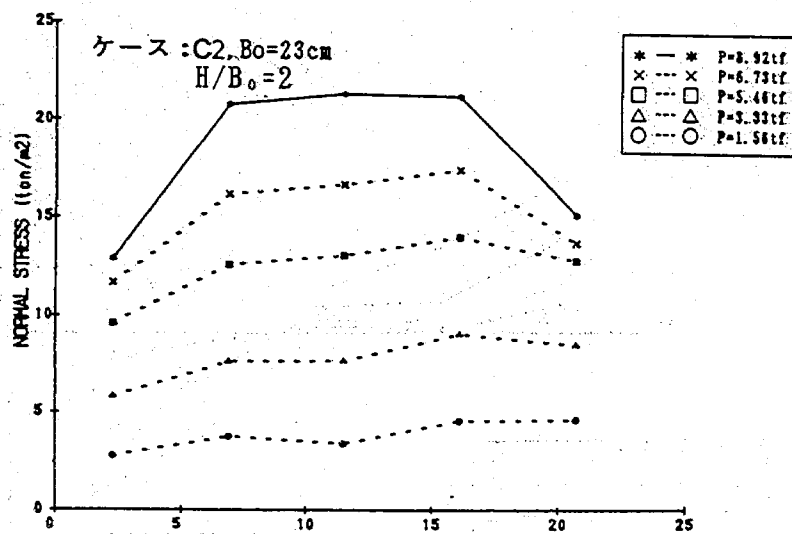
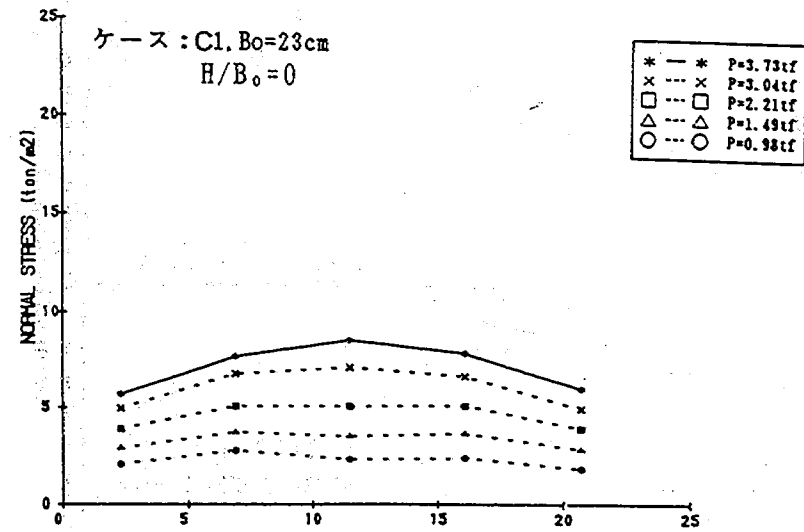
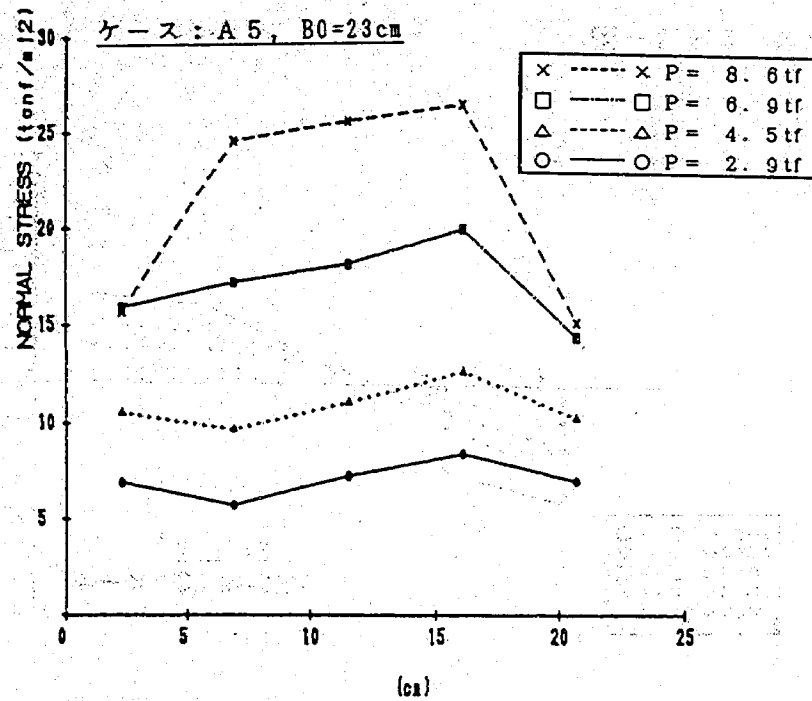


図-5.3.1 直応力分布の比較

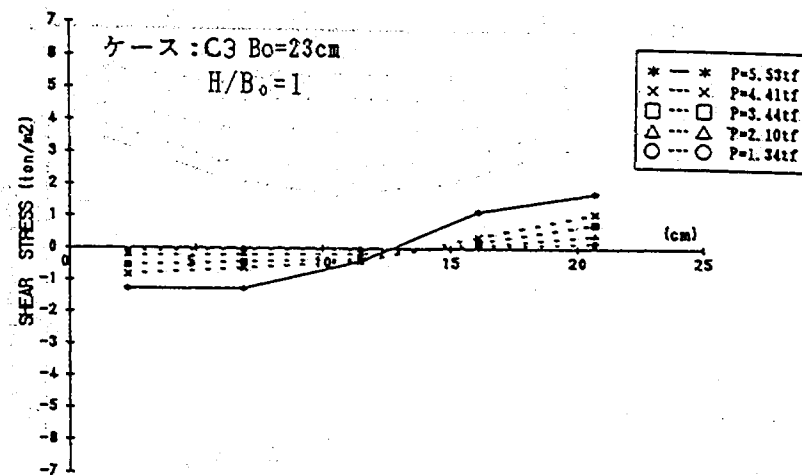
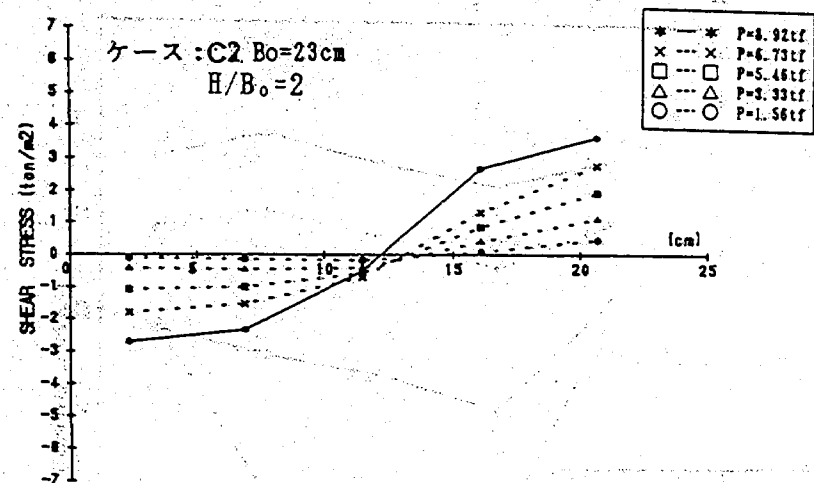
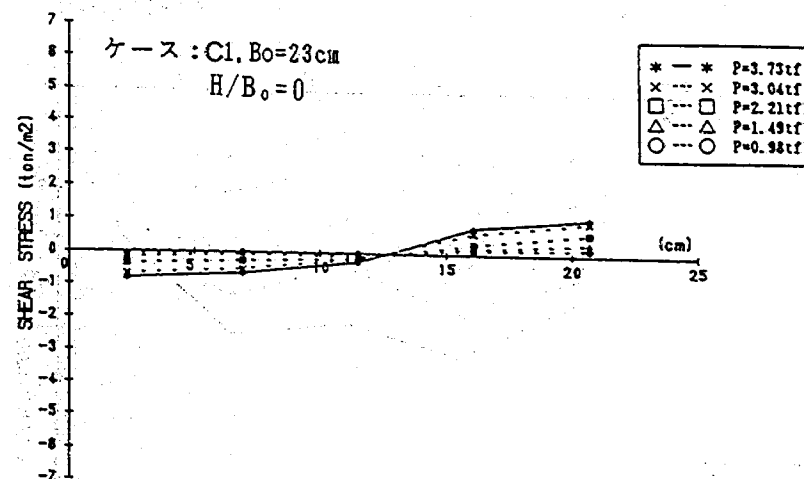
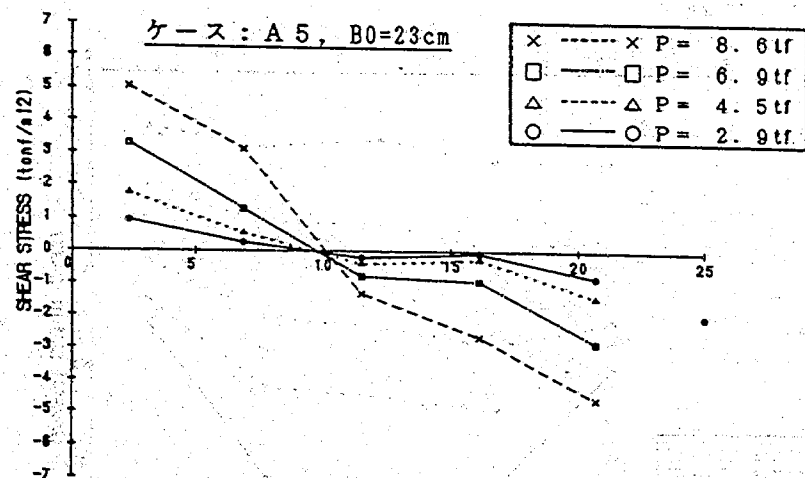


図-5.3.2 せん断応力分布の比較

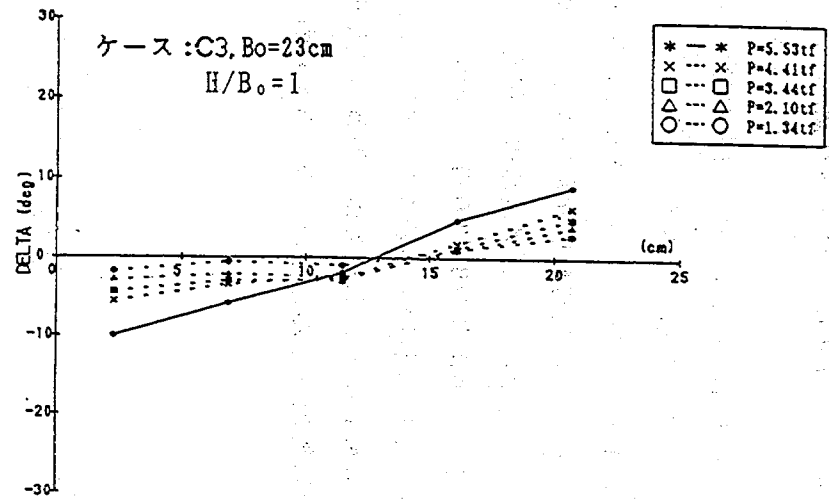
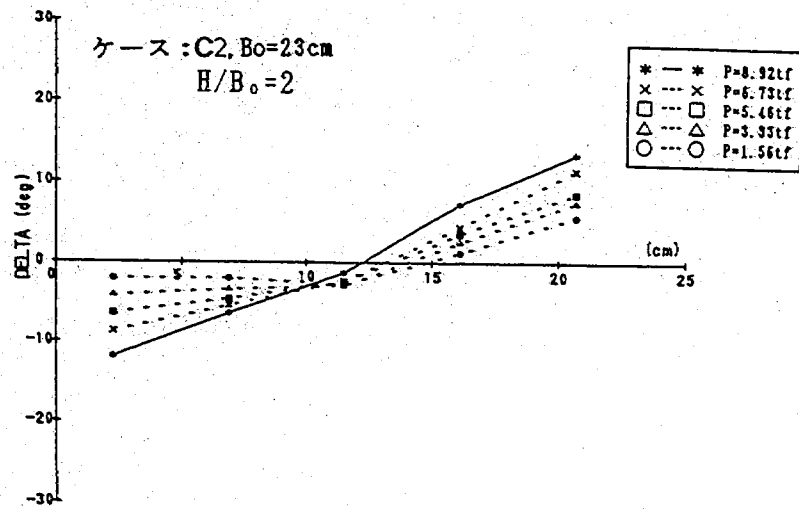
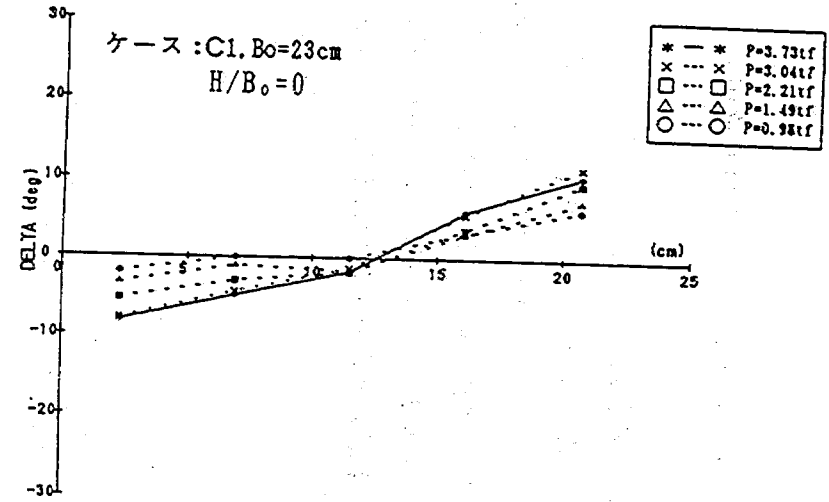
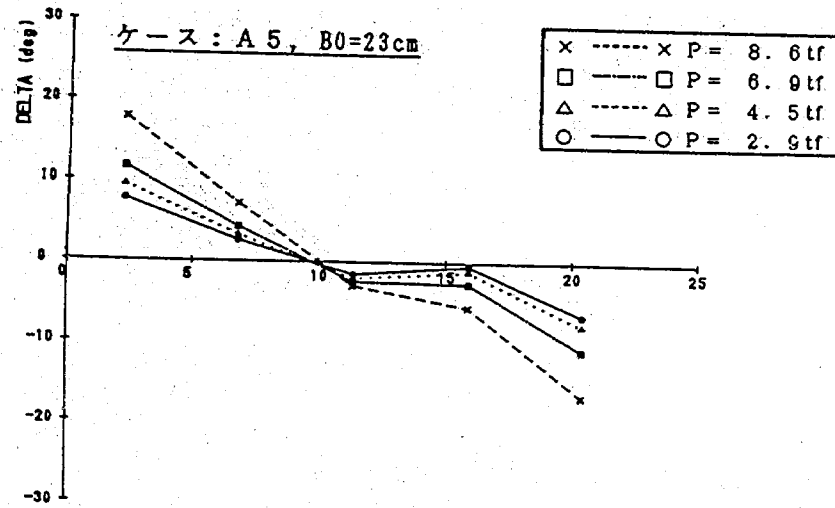
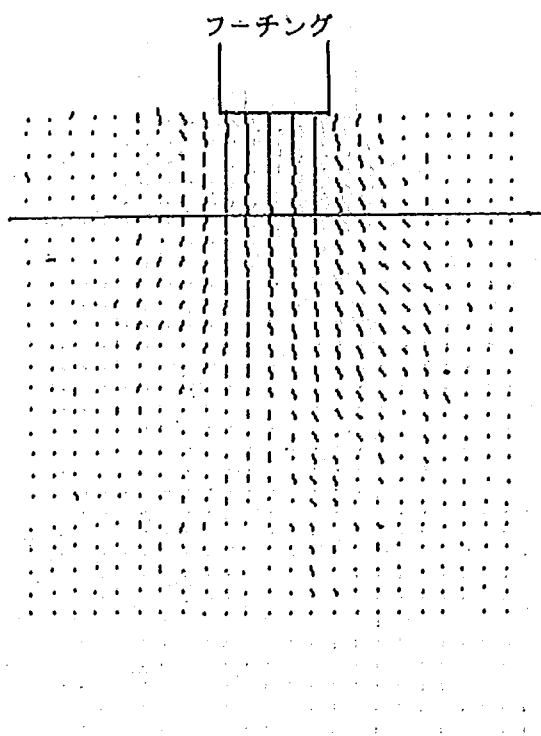


図-5.3.3 摩擦角分布の比較

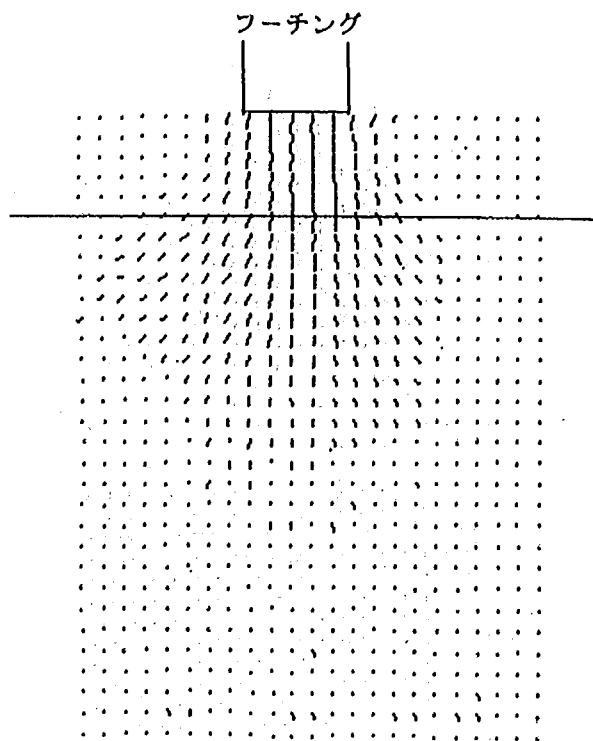
5. 4 破壊形態およびすべり線

図-5.4.1(a)~(f)は小型2次元実験での砂地盤の挙動を写真解析し、2mm以上の変位が生じた箇所をベクトルで示したものである。

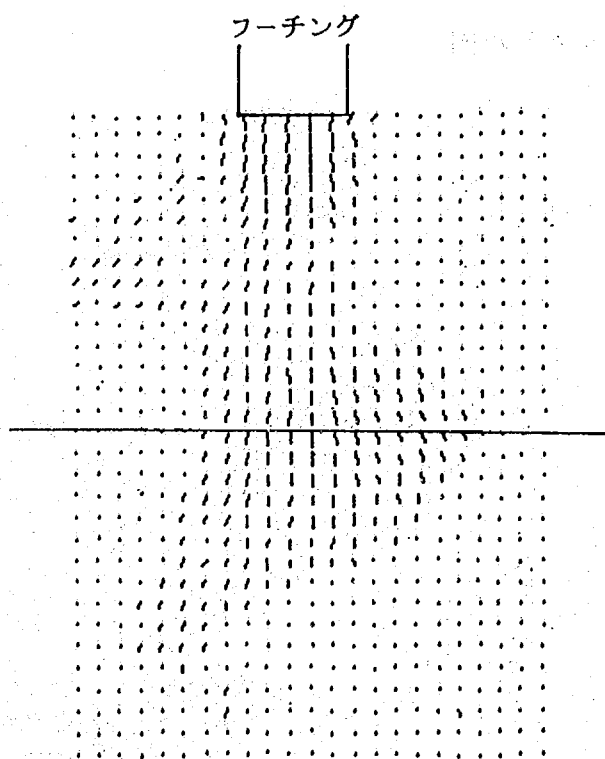
図-5.4.1(a), (b)は、支持層厚比 $H/B_0=1$ のときの最大荷重時付近の地盤挙動を表したものである。これによると支持層厚が薄い場合、下層の弱層を含めた破壊の程度はかなり早くから発生し、上層においてはパンチング破壊の様相を呈している。図-5.4.1(c), (d)は、 $H/B_0=3$ のときの地盤挙動である。図より $H/B_0=3$ の場合、 $H/B_0=1$ の支持層が薄い場合に比べ明らかにその傾向が異なっており、下層においても新たにすべり線の発生する複雑な破壊形態となっている。 $H/B_0=4$ 以上(図-5.4.1(e))においては、地盤の破壊の程度は低く、下層の弱層までは変形が達しておらず、下層の影響はほとんどないものと考えられる。



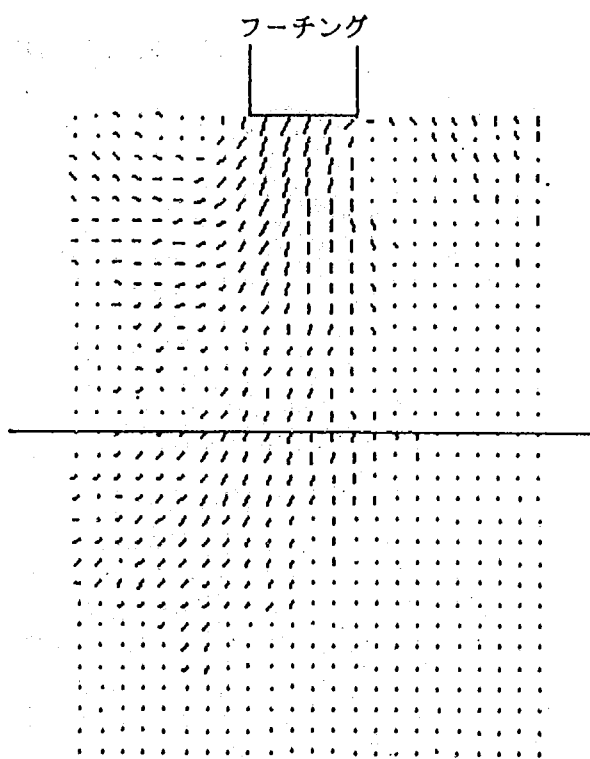
(a) ケース: CS3, $H/B_0=1$



(b) ケース: CS4, $H/B_0=1$

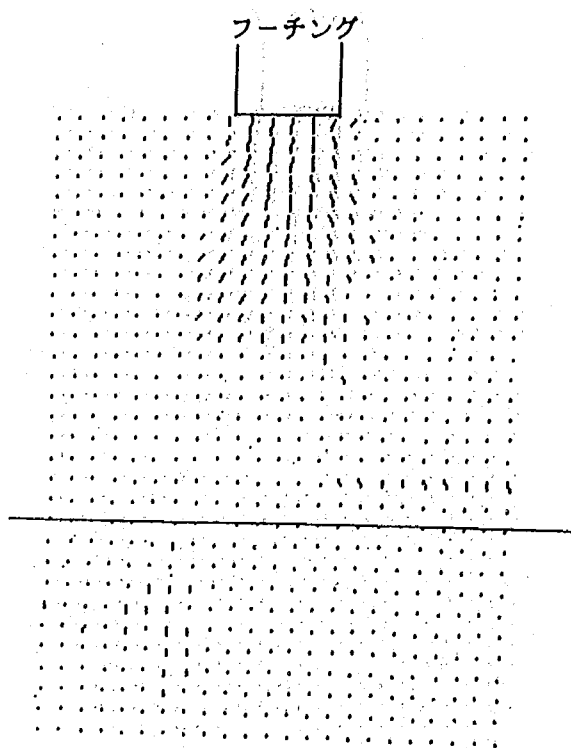


(c) ケース: CS7, $H/B_0=3$

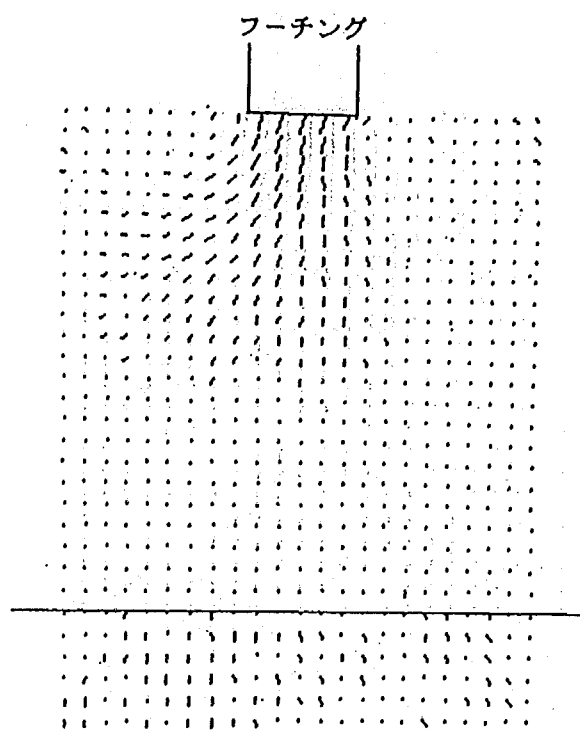


(d) ケース: CS8, $H/B_0=3$

図-5.4.1 沈下ベクトル図



(e) ケース: CS11, $H/B_0 = 4$



(f) ケース: CS12, $H/B_0 = 5$

図 - 5.4.1 沈下ベクトル図

5. 5 支持層厚の影響

図-5.5.1は大型2次元実験および小型2次元実験における荷重強度と支持層厚比の関係を示したものである。ここで、縦軸は最大荷重を $\gamma B/2$ で正規化したものである。また、図中に示す一点鎖線は道示において、圧密層が存在するときの圧密沈下量を検討しなければならない深さ（基礎底面から基礎最小幅の3倍）を示したものである。

同図より大型実験および小型実験とも支持層厚が大きくなるに従い、支持力も増加する傾向にあり、大型実験においては基礎幅の2倍以上、小型実験においては3～4倍程度より単層地盤における結果とほぼ同値になる傾向にある。

図-5.5.2に小型実験での最大荷重時における沈下量と支持層厚比 H/B_0 の関係を示す。同図より沈下量は支持層厚が薄い場合は大きく、支持層が厚くなるに従って小さな値となっている。また、最大荷重時の沈下量は、 $H/B=5\sim6$ 程度で収束する傾向にあり、支持力に比べ単層地盤と同等の沈下量となるための必要支持層厚さが大きくなっている。これは、単層地盤と同等の支持力が得られる地盤厚でも、沈下量は単層地盤より大きい場合があるということになる。さらに、他の重力場における結果（第3章、第4章における大型2次元実験）に比べると、最大荷重時での沈下量は2倍程度になっている。

これらのことより、2層地盤において単層地盤と同等の支持力を得るためには、支持層の厚さが基礎幅の3倍以上必要であることが伺える。一方、沈下量に着目した場合、前述の示すように支持層厚が3～4倍程度においても最大荷重時における沈下量は大きいため、単層地盤と同等の沈下量に抑えるためにはさらに層厚を大きくする必要があるものと考えられる。

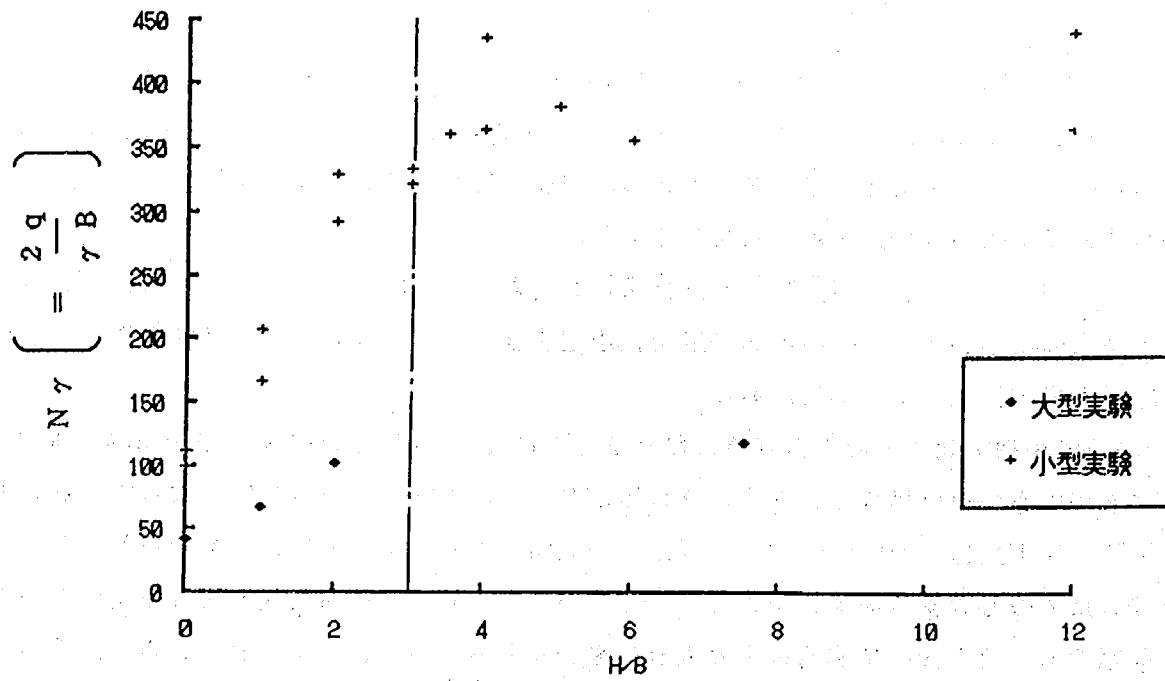


図-5.5.1 支持力係数 $N\gamma$ と支持層厚比 H/B の関係

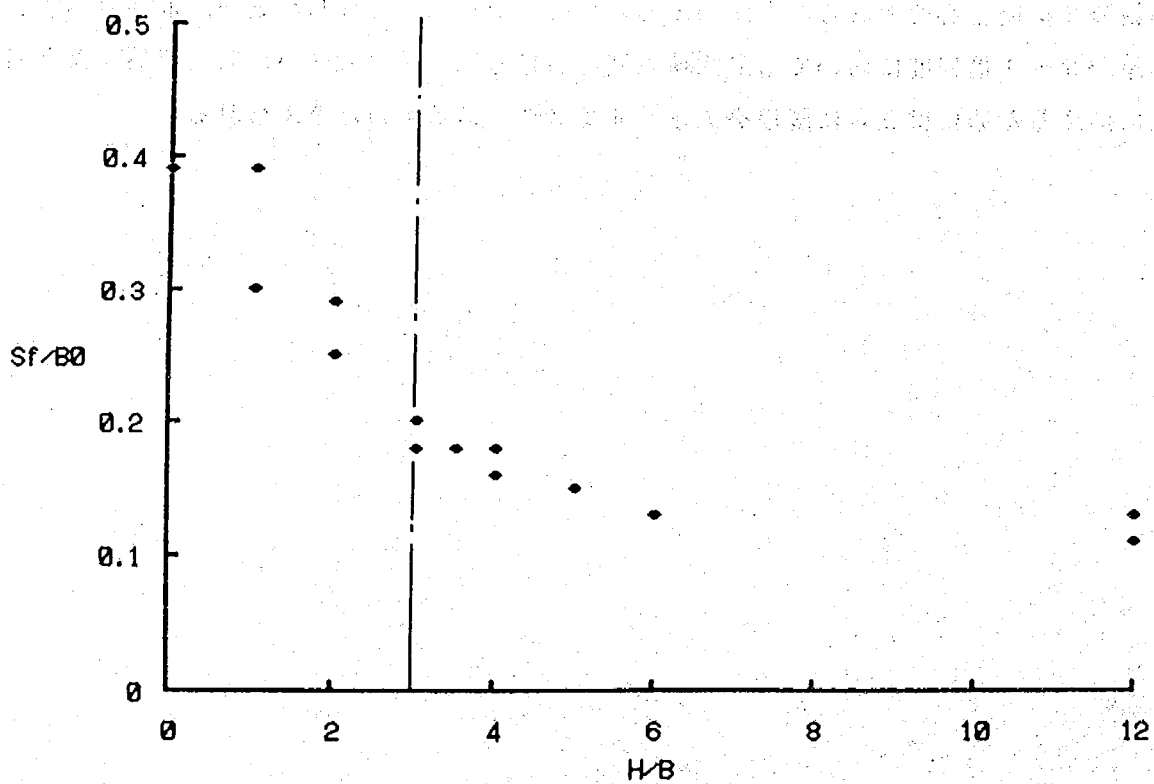


図-5.5.2 最大荷重時沈下量と支持層厚の関係 (小型2次元実験)

5.6 まとめ

本章では、特殊な条件下の基礎の設計法確立の一貫として、薄い支持層上の剛体基礎の支持力および沈下特性を把握することを目的として、大型2次元模型実験および小型模型実験を行った。実験は、密度を変えることによって、支持層と考える上層とそれを支持する軟弱な下層の2層系地盤をモデル地盤とし、これらの比による影響について検討を行った。

1) 2層系の地盤においても地盤の破壊は進行的あることが確認される。また、支持層厚が薄い場合には、下層を含めた破壊の程度はかなり早くから発生し、上層においてはパンチング破壊の様相を呈している。

2) 2層系で支持力的に下層の影響がなくなるのは、基礎幅と支持層厚比の関係が3倍以上必要となる。しかし、沈下量考えた場合、単層地盤と同等の沈下量で抑えるためには、さらに層厚を大きくする必要がある。

第6章 傾斜地盤上の剛体基礎に関する支持力実験

6.1 概説

近年、山岳地域に建設される橋梁が増え、それに伴い橋梁基礎もその多くが斜面上に設置しなければならない状況にある。一般に斜面上の基礎は水平地盤上の場合と比較して支持力が小さいとともに、その破壊が脆性的であることが知られている。しかしながら斜面地盤での破壊形態、変形特性等に不明な点が多く、実際の挙動に合った信頼性の高い設計法は確立されていないのが現状である。

斜面上の基礎の支持力を評価する解析手法としては、Drucker, Sokolovski, Chenなどの塑性論に立脚したものがあるが、これらは、斜面端載荷の場合に限定したもの、また、土の自重を考慮しないという限定された条件での解析である。

Meyerhofは、水平地盤でのすべり形態を斜面に拡張した形で支持力を評価しているが、これも自重に対する考慮が十分に行なわれていない。

日下部は上界定理に基づく評価法を提案しており、これは、ある破壊形式を仮定しこの破壊形式に微小な変形を考え、これによる外力仕事と、破壊線に沿っての内部エネルギー消散が等しいものとして求められた外力を上界値とするものである。求められる外力は仮定した破壊形式により無数に存在するが、そのうちの最小値が実際の支持力値に最も近いとしている。

これらの解析手法は、支持力評価として極限支持力、あるいはすべり形状についてある程度推測できるものであるが、斜面上の基礎の沈下特性に関して理論的によく説明できるものではない。斜面上に基礎を設ける場合、支持力のみならず変位量の把握も重要なことであり、特に水平方向への移動および回転に関しては十分な検討が必要であると考えられる。

そこで、本研究は斜面上の基礎の設計法確立の一環として傾斜砂地盤上の帯基礎における支持力、変形特性を把握するため、遠心力載荷装置による模型載荷実験を行った。実験は、基礎前面余裕幅 αB (B : 基礎幅)、斜面傾斜角 β を変化させて斜面としての影響範囲を検討し、また傾斜荷重による支持力への影響について検討を行った。

6. 2 実験概要

今回の実験に用いた遠心模型実験装置の概要、諸元を図-3.2.1、表-3.2.2に示す。遠心模型実験は、縮尺 $1/n$ の模型に重力の n 倍の遠心加速度を与えることで、地盤の応力レベルが実物と等しくなり、土要素の強度および変形特性、地盤の自重による影響を実物規模に再現できる特徴を有しているため、この装置を使用した。

また、基礎の支持力に及ぼす寸法効果について把握するため、2.1に示す大型二次元土槽での実験を行った。

6. 2. 1 実験方法

図-6.2.1に示す幅 50cm、高さ 30cm、奥行き 10cm と 15cm の試料容器に気乾状態の豊浦標準砂を用いて斜面地盤を作成し、載荷実験を行った。砂地盤の作成方法は空中落下法によって砂をまき出し、地盤面を整形して高さ 20 ~ 24cm の水平地盤を作り、斜面形成器によって斜面部分を削って所定の勾配の斜面を作成した。ここで、砂地盤と試料容器内面との摩擦を防ぐため、容器内面にはシリコングリースを塗布し、ゴムメンブレンを貼り付けている。またゴムメンブレンには、5mm方眼のメッシュを付けておき、地盤断面の挙動を観察できる様にしている。

載荷は図-6.2.2に示す幅 3cm のフーチングの付いた傾斜載荷用治具と幅 2cm のフーチングの付いた鉛直載荷用治具を用い、変位制御によって行った。フーチングが回転あるいは水平移動しない条件で実験を行った場合、実験結果が危険側になるということも考慮し、フーチングの回転あるいは水平移動を拘束しないような載荷装置でも実験を行った。フーチングの回転を載荷軸先端に取り付けたヒンジにより行い、水平方向への移動はガイドレールおよびFTローラーによって行うものである。このFTローラーは、傾斜荷重を載荷するに当たって、載荷中に傾斜荷重が変わらないようにするために用いている。載荷速度は0.2mm/minで、フーチング沈下量が7mm($S/B=35\%$, S :軸方向変位量, B :基礎幅)になるまで載荷した。なお、実験では遠心加速度を50Gに設定しており、これによりフーチングの載荷幅は、相似則により重力場では $3 \times 50 = 150\text{cm}$ および $2 \times 50 = 100\text{cm}$ となる。

測定項目として、ロードセルによる軸荷重、鉛直変位計による軸変位、水平変位計による水平変位を測定し、これらからフーチングにかかる鉛直荷重および鉛直変位を計算した。傾斜荷重による実験時の鉛直変位は以下のように求めた。

$$S_H = \delta h$$

$$S_V = (\delta a - \delta') \cdot \cos \theta$$

ここに S_H : 水平変位

S_v : 鉛直変位

θ : 荷重傾斜角

δa : フーチングの軸方向変位量(mm)

δh : フーチングの水平方向変位量(mm)

δ' : フーチングの水平移動に伴う軸変位 ($\delta' = \delta h \cdot \sin \theta$)

地盤内の砂の挙動は、載荷実験中に撮影した地盤断面の写真から写真解析装置によって測定した。装置の概要を図-6.2.3に示す。まず、写真をXYテーブルに固定しCCDカメラにより映像をディスプレイに送り、画面に示したマークとメッシュの標点をXYテーブルにあるハンドルを調整しながら合わせる。XYテーブルのハンドルを回すことによってテーブルに付属のスケールが移動しその移動したときのデータは出力カウンターを経てパソコンに送られる仕組みとなっている。この装置の特徴として、写真の大きさにかかわらずカメラのレンズを替えることにより自由に倍率を変えられ、写真の精度を損なうことなく解析できる点である。

プログラムは、入力された2枚の写真データから、座標、変位量、ひずみ等の計算を行いパソコンディスプレイ及びプロッターに図化させることができるものである。

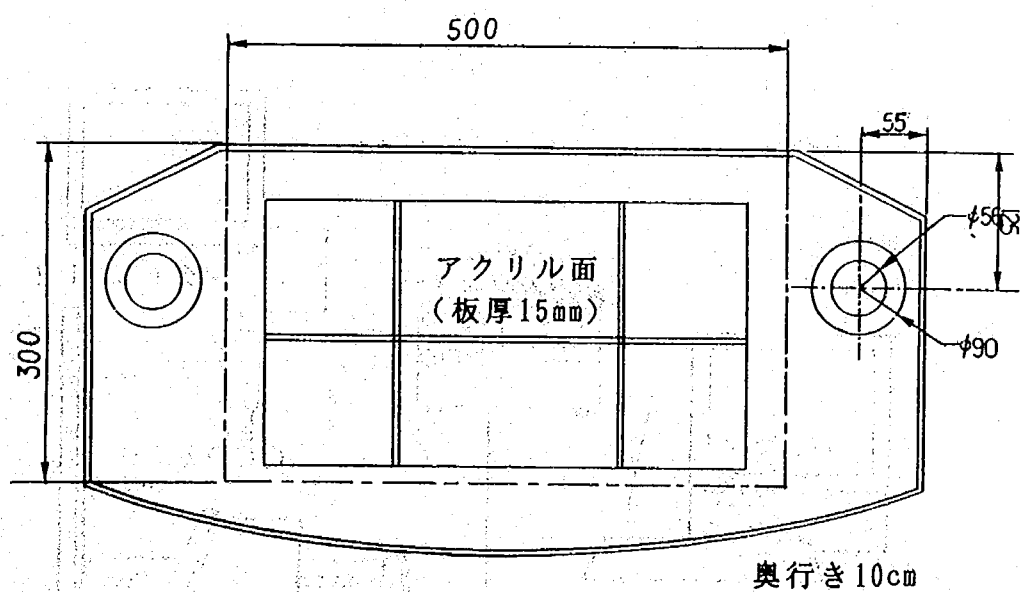
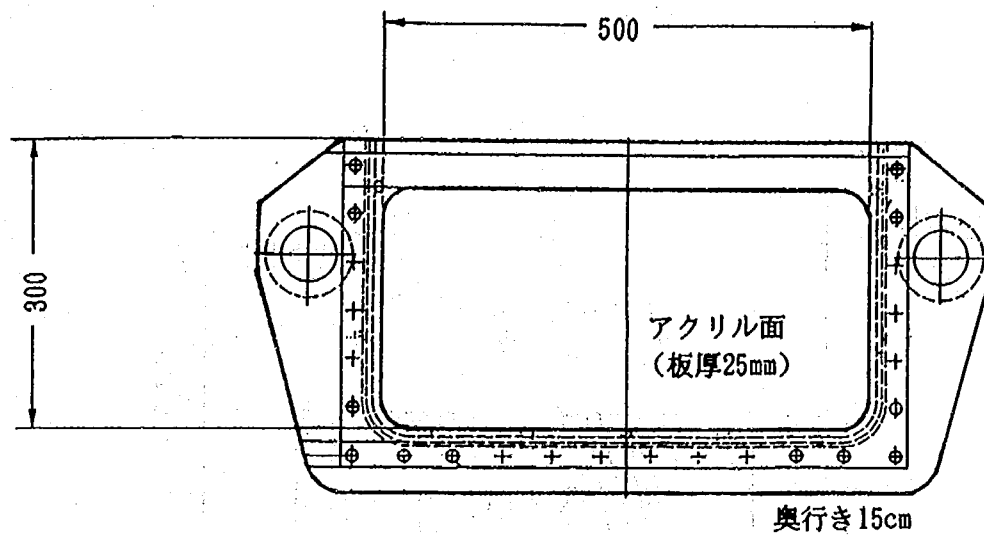


図-6.2.1 試料容器

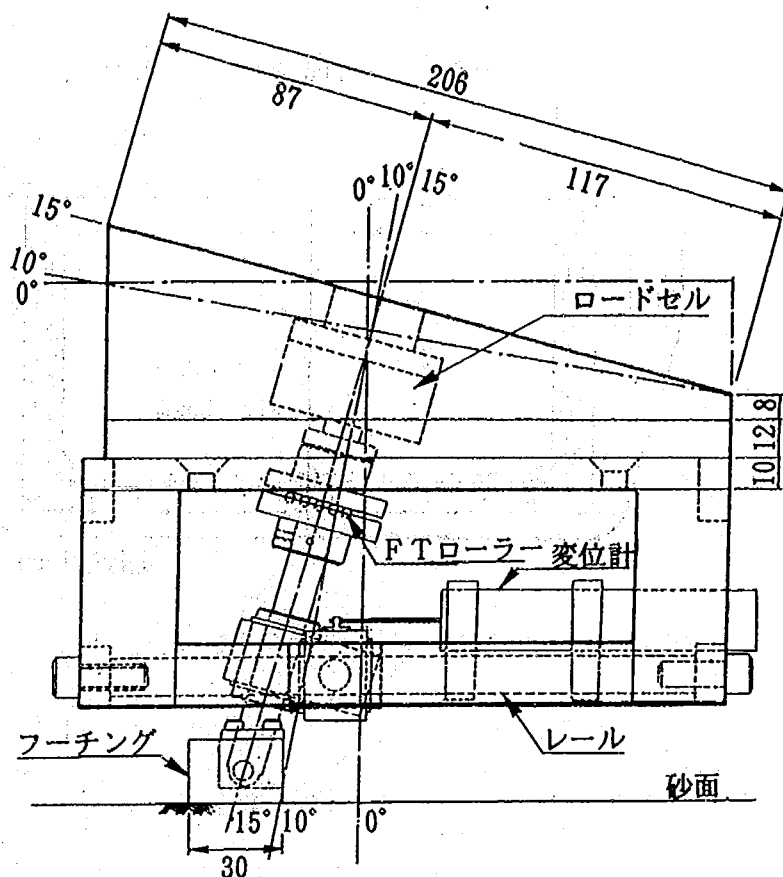


図-6.2.2 载荷治具側面図（傾斜荷重用）
（傾斜荷重 $\theta = 15^\circ$ セット時）

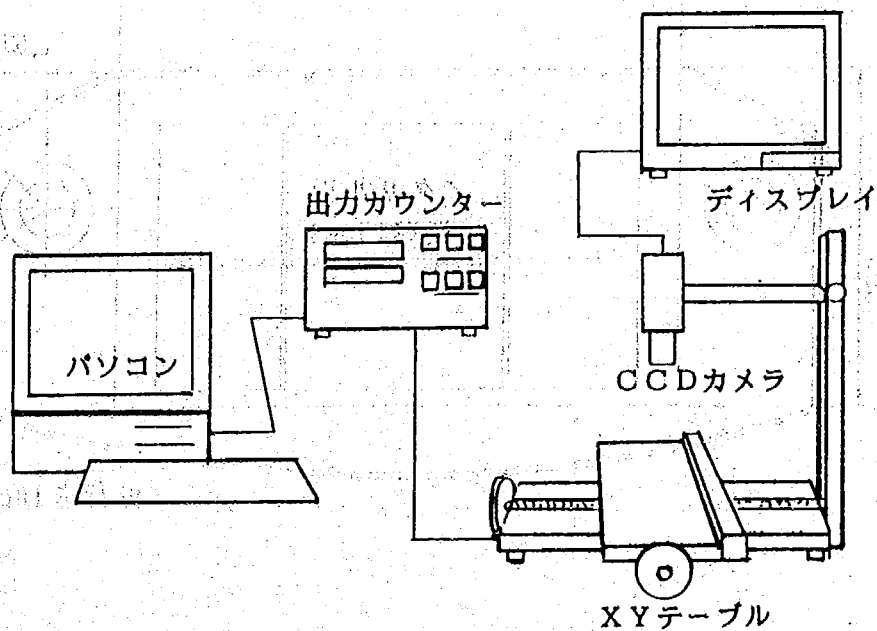


図-6.2.3 写真解析装置

6.2.2 実験ケース

基礎前面余裕幅 αB (B : 基礎幅), 斜面傾斜角 β および荷重傾斜角 θ が支持力および変形特性に与える影響を調べるため, 荷重傾斜角 θ は 0° , 10° , 15° と変化させ, それぞれについて α , β を変化させて実験を行った。ここで, 傾斜角 $\theta = 10^\circ$ では水平荷重(H)と鉛直荷重(V)の比 H/V は 0.18 , $\theta = 15^\circ$ では $H/V = 0.27$ に相当する。実験ケースを表-6.2.1および表-6.2.2に示す。

また, 重力場での沈下特性と比較するために, 大型二次元土槽において表-6.2.3に示す4ケースの実験を行った。

表-6.2.1 実験ケース (遠心力载荷試験, $\theta = 0^\circ$, 遠心加速度 $50G$, $B = 2\text{cm}$)

		斜面傾斜角 β ($^\circ$)						
		0	5	10	15	20	25	30
α	0.5	水平地盤	○	○	○	○	○	○
	1				○		○	○
	2				○		○	○
	4				○		○	○
	6				○		○	○

※フーチングは固定 (回転, 水平移動なし) 条件

表-6.2.3 実験ケース (大型二次元土槽)

ケース	α (m)	β ($^\circ$)	密度 (tf/m^3)
D1	0.5	15	1.585
D2	2.0	15	1.584
D3	0.5	25	1.582
D4	2.0	25	1.584

表-6.2.2 実験ケース (遠心力載荷実験, 遠心加速度50G, B=3cm)

ケース名	荷重傾斜角 (θ)	斜面傾斜角 (β)	基礎前面余裕幅 (α)	実験回数
1	0	0	—	2
2	0	15	0.5	2
3	0	15	1.0	2
4	0	15	2.0	2
5	0	25	0.5	3
6	0	25	1.0	3
7	0	25	2.0	2
8	0	25	4.0	2
9	10	0	—	2
10	10	15	0.5	2
11	10	15	1.0	2
12	10	15	2.0	2
13	10	25	0.5	2
14	10	25	1.0	2
15	10	25	2.0	2
16	10	25	4.0	2
17	15	0	—	2
18	15	15	0.5	2
19	15	15	1.0	2
20	15	15	2.0	2
21	15	25	0.5	2
22	15	25	1.0	2
23	15	25	2.0	2
24	15	25	4.0	2

計 50

※フーチングは回転, 水平移動とも自由条件

6.3 実験結果

基礎前面余裕幅 αB ，斜面傾斜角 β を変化させて実験を行った結果を表-6.3.1に，基礎前面余裕幅 αB ，斜面傾斜角 β を変化させ，かつ，荷重傾斜角 θ を $0^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ と変化させて実験を行った結果を表-6.3.2に示す。

6.3.1 斜面の傾斜角 β の影響

斜面の傾斜角 β が地盤の支持力特性に及ぼす影響について検討するため，基礎前面余裕幅 α を0.5とし， β を変化させて載荷試験を行った。

図-6.3.1に代表的な実験ケースの荷重・沈下量曲線を示す。曲線の立ち上がりに注目すると β が 10° までは，水平地盤のときと大差はないが， β が 10° 以上では，載荷の初期段階から曲線の立ち上がり角が小さく，斜面傾斜角による影響が表われている。

極限支持力と β との関係を図-6.3.2に示す。ここで，極限荷重は $N=2q/\gamma B$ (q :平均地盤反力度， γ :砂の単位体積重量)で無次元化しており， N は支持力推定式における支持力係数 $N\gamma$ に相当する。また，図中の $\beta=0^\circ$ のデータは水平地盤を意味する。図より，斜面傾斜角 β が 10° 以上になると，極限支持力の低下が著しいことがわかる。なお， β が 10° 未満ではデータのばらつきが大きく傾向をつかむことはむずかしい。

図-6.3.3は極限荷重時の沈下量 S_f/B と β の関係を示したものであるが， β が 10° 以上となると， S_f/B が減少しており， β が 30° では沈下量は水平地盤のときの約半分となっている。

図-6.3.4に写真解析により描いた地盤内の主ひずみ図を示す。図において，上段は沈下量3mm ($S_v/B=15\%$)，下段は沈下量7mm ($S_v/B=35\%$)における状態を示しており，それぞれ極限荷重時付近と載荷終了時に相当する。沈下量が15%の時点で，水平地盤と $\beta=10^\circ$ の地盤では基礎直下に主働的な剛体くさび(以下，「主働くさび」という。)のみが認められるのに対し， $\beta=15^\circ$ 以上の地盤では主働くさび先端から法面に向かうすべりの一部が発生しているのが認められる。沈下量35%においては，水平地盤では主働くさびのみに対して， $\beta=10^\circ$ ですべりの一部， $\beta=15^\circ$ 以上では法面近くにまで達するすべり破壊が生じている。また，主働くさびの形状については，斜面の傾斜角による顕著な影響は認められなかった。

表-6.3.1 実験結果一覧表 (遠心力載荷実験, 遠心加速度50G, B=2cm)

β	α	単位体積 重量 γ	最大荷重時			
			荷重 (kgf)	応力 (kgf/cm ²)	変位 (mm)	$2q/\gamma B$
0	-	1.616	250.79	12.54	3.54	155
0	-	1.579	268.27	13.41	3.42	170
0	-	1.613	274.10	13.71	3.72	170
0	-	1.596	256.06	12.8	3.81	160
0	-	1.596	255.56	12.78	3.80	160
5	0.5	1.600	245.54	12.28	3.49	154
5	0.5	1.596	174.88	8.74	3.94	110
10	0.5	1.604	269.09	13.45	3.92	168
10	0.5	1.596	229.50	11.48	3.55	144
15	0.5	1.596	151.83	7.59	3.09	95
15	0.5	1.596	159.85	7.99	2.75	100
15	1	1.576	203.34	10.17	2.74	129
15	2	1.559	216.32	10.82	3.41	139
15	4	1.585	242.30	12.12	2.69	153
15	4	1.597	230.81	11.54	3.49	145
15	6	1.583	221.32	11.07	3.38	140
20	0.5	1.600	139.81	6.99	2.68	87
20	0.5	1.596	140.81	7.04	2.32	88
25	0.5	1.600	139.81	6.99	2.09	87
25	0.5	1.596	140.81	7.04	2.85	88
25	0.5	1.604	129.78	6.49	2.56	81
25	0.5	1.596	120.77	6.04	2.34	76
25	1	1.591	128.28	6.41	3.30	81
25	1	1.596	115.75	5.79	2.40	73
25	2	1.600	197.43	9.87	3.04	123
25	2	1.600	198.94	9.95	3.70	124
25	4	1.604	210.96	10.55	2.96	132
25	4	1.596	228.00	11.40	3.75	143
25	6	1.600	284.12	14.21	3.78	178
25	6	1.600	265.08	13.25	4.01	165
30	1	1.580	58.48	2.92	1.87	37
30	2	1.522	106.93	5.35	3.23	70
30	4	1.571	144.89	7.24	3.35	92
30	4	1.591	150.80	7.54	4.18	95
30	6	1.578	165.80	8.29	3.31	105

表-6.3.2 実験結果一覧表 (遠心力載荷実験, 遠心加速度50G, B=3cm)

実験ケース	重 量 (kg)		単位体積重量 (kg/cm ³)	実験諸元			最 大 荷 重 時			写 真 折
	容器 + 試料	試料		θ	β	αB	荷 重 (kg/cm ²)	鉛直変位 (mm)	応 力 (kg/cm ²)	
1 A	98.25	24.10	1.623	0	0	0.0	842.33	5.07	18.72	
1 B	98.05	23.90	1.609	0	0	0.0	950.83	4.71	21.13	○
2 A	98.10	23.95	1.613	0	15	0.5	599.33	4.06	13.32	
2 B	98.15	24.00	1.616	0	15	0.5	542.33	4.40	12.05	
3 A	97.90	23.75	1.599	0	15	1.0	687.33	3.81	15.27	
3 B	98.20	24.05	1.620	0	15	1.0	730.33	4.57	16.23	
4 A	97.95	23.80	1.603	0	15	2.0	692.33	3.46	15.39	
4 B	98.25	24.10	1.623	0	15	2.0	804.83	4.17	17.89	
5 A	98.20	24.05	1.620	0	25	0.5	511.83	3.68	11.37	
5 B	98.15	24.00	1.616	0	25	0.5	592.83	3.85	13.17	
5 C	97.95	23.80	1.603	0	25	0.5	455.83	3.39	10.13	
6 A	98.15	24.00	1.616	0	25	1.0	464.33	3.54	10.32	
6 B	98.10	23.95	1.613	0	25	1.0	454.33	2.92	10.10	
6 C	98.15	24.00	1.616	0	25	1.0	534.33	3.58	11.87	
7 A	98.30	24.15	1.626	0	25	2.0	642.33	4.37	14.27	
7 B	98.25	24.10	1.623	0	25	2.0	716.33	4.34	15.92	
8 A	98.25	24.10	1.623	0	25	4.0	871.83	4.66	19.37	
8 B	98.10	23.95	1.613	0	25	4.0	763.33	4.00	16.96	
9 A	97.85	23.70	1.596	10	0	0.0	541.68	3.81	12.04	
9 B	98.00	23.85	1.606	10	0	0.0	702.18	5.56	15.60	○
10 A	98.15	24.00	1.616	10	15	0.5	460.18	2.78	10.23	
10 B	98.25	24.10	1.623	10	15	0.5	354.68	2.88	7.88	○
11 A	98.15	24.00	1.616	10	15	1.0	453.68	2.88	10.08	
11 B	97.85	23.70	1.596	10	15	1.0	380.68	3.91	8.46	○
12 A	98.00	23.85	1.606	10	15	2.0	561.68	4.17	12.48	○
12 B	98.10	23.95	1.613	10	15	2.0	526.68	4.16	11.70	
13 A	97.90	23.75	1.599	10	25	0.5	302.68	2.92	6.73	○
13 B	98.05	23.90	1.609	10	25	0.5	313.68	2.61	6.97	
14 A	97.90	23.75	1.599	10	25	1.0	309.18	3.35	6.87	
14 B	97.90	23.75	1.599	10	25	1.0	378.18	3.75	8.40	○
15 A	98.00	23.85	1.606	10	25	2.0	445.18	4.52	9.89	○
15 B	97.75	23.60	1.589	10	25	2.0	386.68	4.12	8.59	
16 A	98.10	23.95	1.613	10	25	4.0	661.18	4.73	14.69	○
16 B	97.95	23.80	1.603	10	25	4.0	568.68	5.11	12.64	
17 A	98.15	24.00	1.616	15	0	0.0	468.85	4.09	10.42	
17 B	97.95	23.80	1.603	15	0	0.0	533.35	3.21	11.85	○
18 A	98.30	24.15	1.626	15	15	0.5	395.85	2.75	8.80	
18 B	98.05	23.90	1.609	15	15	0.5	333.35	4.11	7.41	○
19 A	98.00	23.85	1.606	15	15	1.0	353.85	2.38	7.86	
19 B	98.20	24.05	1.620	15	15	1.0	402.85	3.12	8.95	○
20 A	98.10	23.95	1.613	15	15	2.0	391.85	2.97	8.71	
20 B	98.30	24.15	1.626	15	15	2.0	490.85	3.60	10.91	○
21 A	98.00	23.85	1.606	15	25	0.5	240.35	2.64	5.34	○
21 B	98.10	23.95	1.613	15	25	0.5	224.85	2.41	5.00	
22 A	98.25	24.10	1.623	15	25	1.0	279.35	3.87	6.21	
22 B	98.15	24.00	1.616	15	25	1.0	289.35	2.51	6.43	○
23 A	98.25	24.10	1.623	15	25	2.0	400.85	3.02	8.91	○
23 B	98.00	23.85	1.606	15	25	2.0	377.85	2.98	8.40	
24 A	98.10	23.95	1.613	15	25	4.0	482.35	4.32	10.72	
24 B	97.90	23.75	1.599	15	25	4.0	494.35	4.98	10.99	○

凡例 基礎+アーム軸重量 (50Gに換算)

$\theta = 0^\circ$: 22.83kg

$\theta = 10^\circ$: 22.68kg

$\theta = 15^\circ$: 22.85kg

容器重量 : 74.15kg

γ : 単位体積重量 (kg/cm³)

θ : 荷重傾斜角

β : 斜面角度

αB : 荷重載荷位置

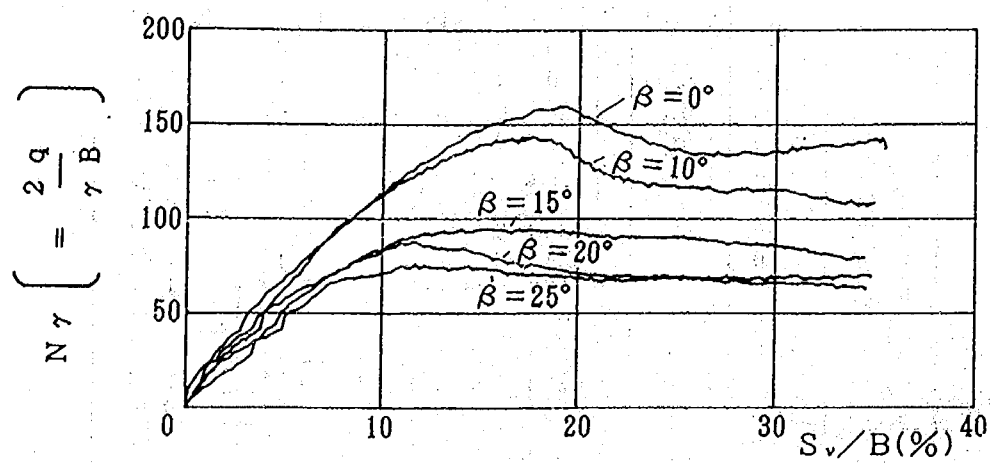


図-6.3.1 荷重沈下曲線 (斜面傾斜角: β)

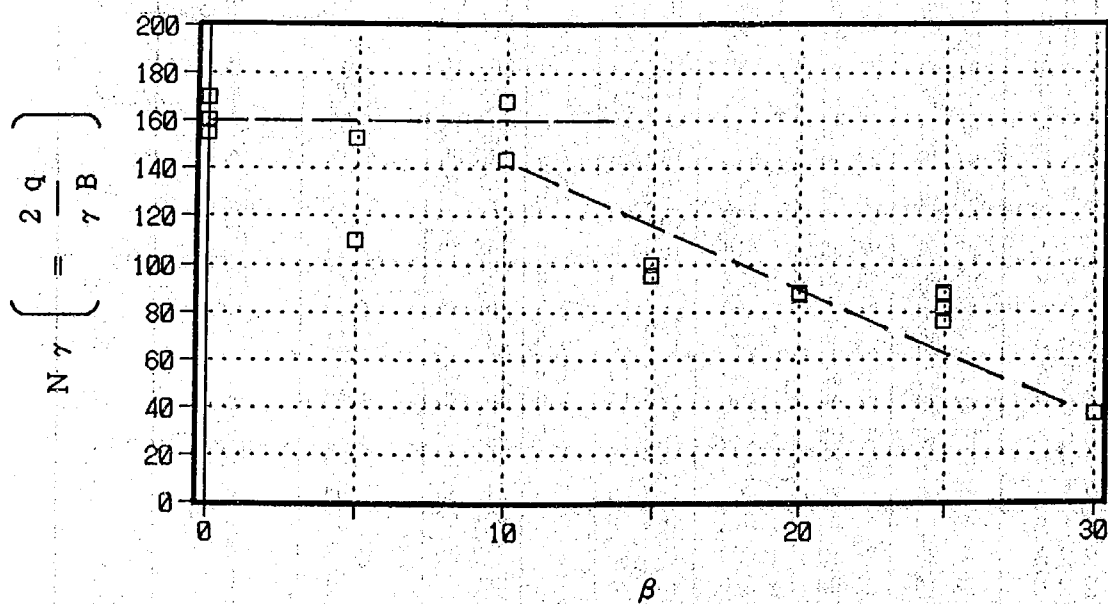


図-6.3.2 $N\gamma \sim \beta$ 関係 ($\alpha = 0.5$)

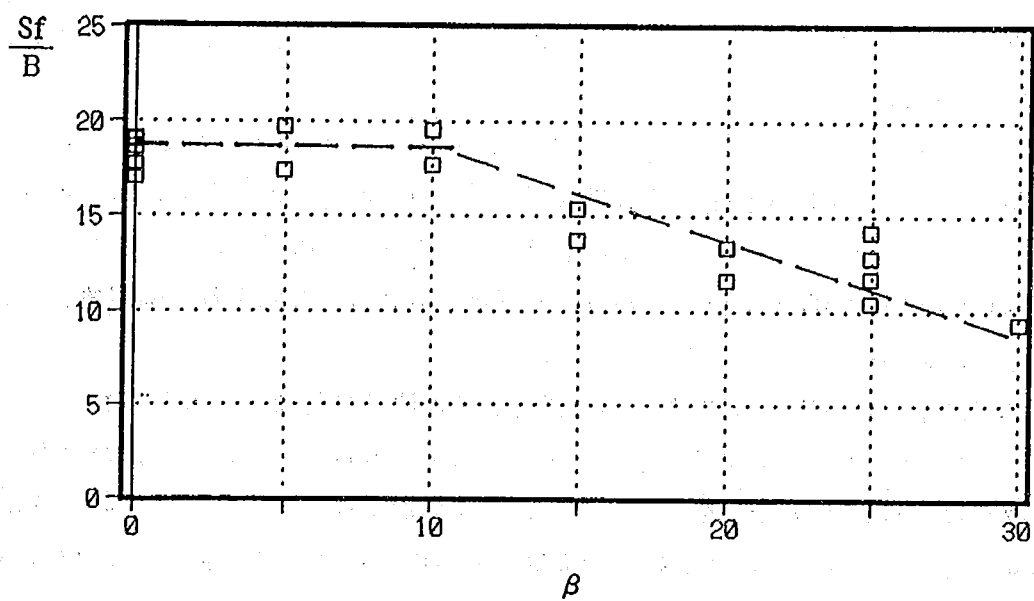


図-6.3.3 $S_f/B \sim \beta$ 関係 ($\alpha = 0.5$)

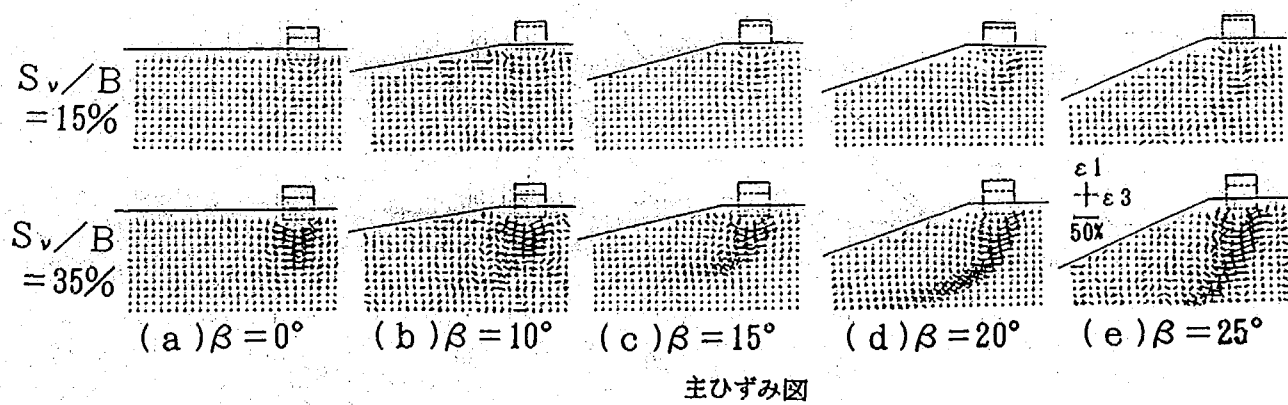


図-6.3.4 地盤内主ひずみ分布図

6.3.2 基礎前面余裕幅 αB の影響

図-6.3.5に $\beta=25^\circ$ のときの荷重沈下量曲線を示す。曲線の立ち上がりは、 α が4のときと水平地盤ではほぼ等しいが、 α が4以下では立ち上がりの角度は徐々に減少してゆき、 α が0.5のときは水平地盤の約半分の角度となっている。

図-6.3.6, 6.3.7は、 β が $15^\circ, 25^\circ$ における極限支持力と α の関係を示したものである。 β が 15° の場合、 α が2以上、すなわち基礎前面余裕幅が基礎幅の2倍以上あるときには、極限支持力は水平地盤とほとんど変わらないが、 α が2以下では、極限支持力の低下が顕著となっている。また、 β が 25° の場合は α が4以下で極限支持力の低下がみられる。これより、傾斜角 β が大きいと基礎前面余裕幅の影響を受け易いことがわかる。

図-6.3.8, 6.3.9は、 β が $15^\circ, 25^\circ$ における極限荷重時の沈下量 S_f/B と α の関係を示したものである。 β が 15° の場合は α の減少による沈下量の変化はあまりみられず、ほぼ一定の値を示しているのに対し、 β が 25° の場合は α が減少するに伴い、徐々に沈下量も減少しているのがうかがえる。 α の変化に対する沈下量に関しては今回の実験では全体的にばらつきが大きく、傾向を定量的に把握することは困難であった。

図-6.3.10の $\beta=25^\circ$ のときの主ひずみ図において、 α が2以上では、水平地盤と同じく、直接基礎直下に主働くさびのみが認められるのに対し、 α が2以下では、斜面に向かってすべり破壊が生じているのがわかる。

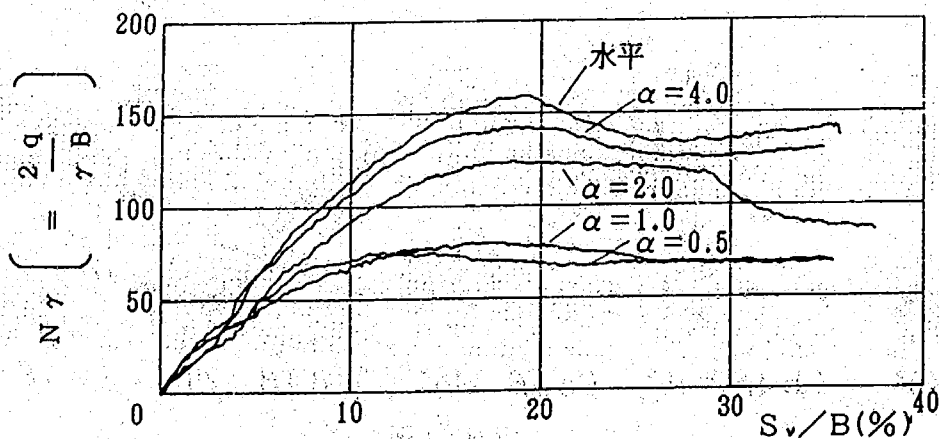


図-6.3.5 荷重沈下量曲線

(α : 載荷前面余裕幅を基礎幅 B で除した値)

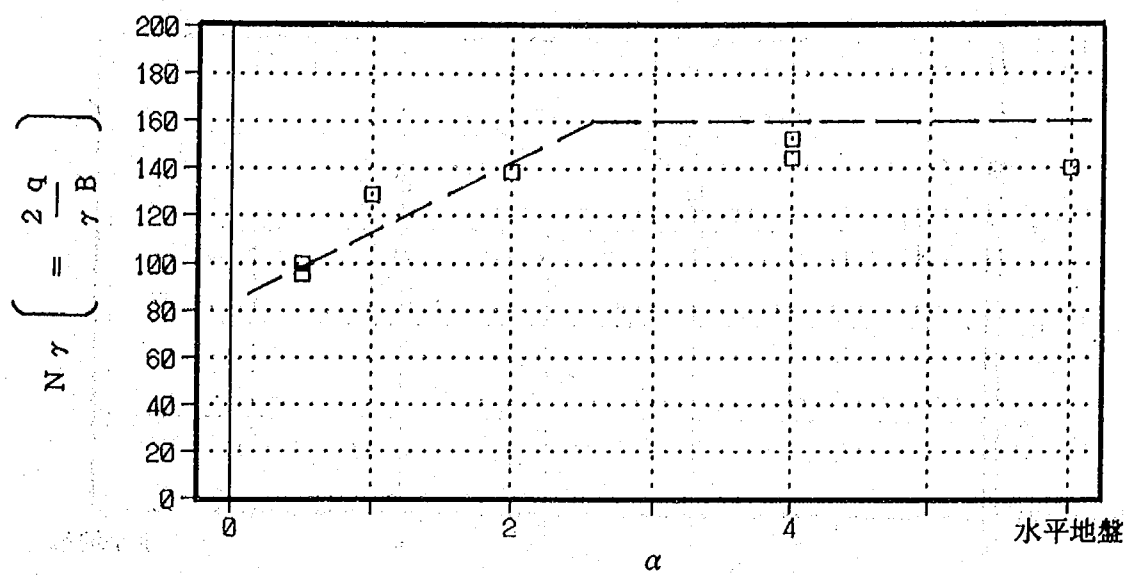


図-6.3.6 $N\gamma \sim \alpha$ 関係 (斜面傾斜角 $\beta = 15^\circ$)

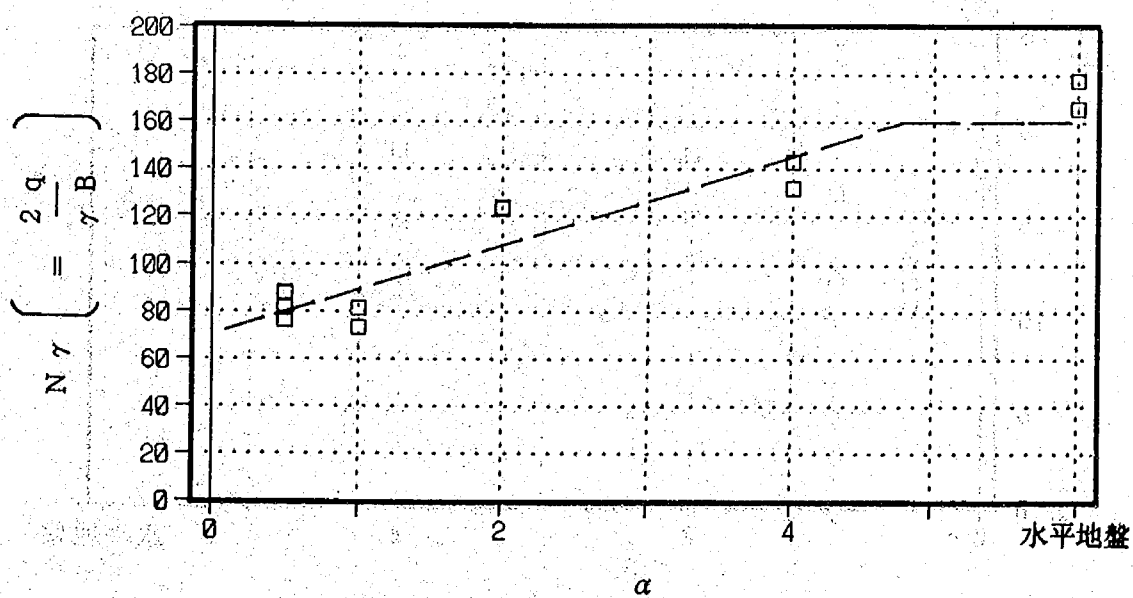


図-6.3.7 $N\gamma \sim \alpha$ 関係 (斜面傾斜角 $\beta = 25^\circ$)

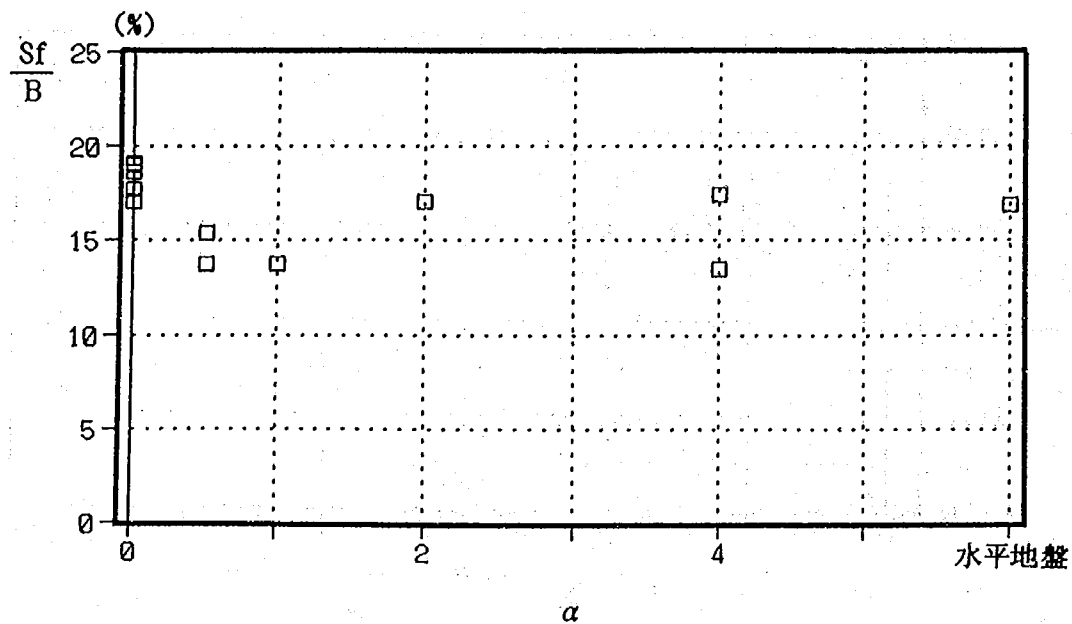


図-6.3.8 $S_f/B \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 15^\circ$)

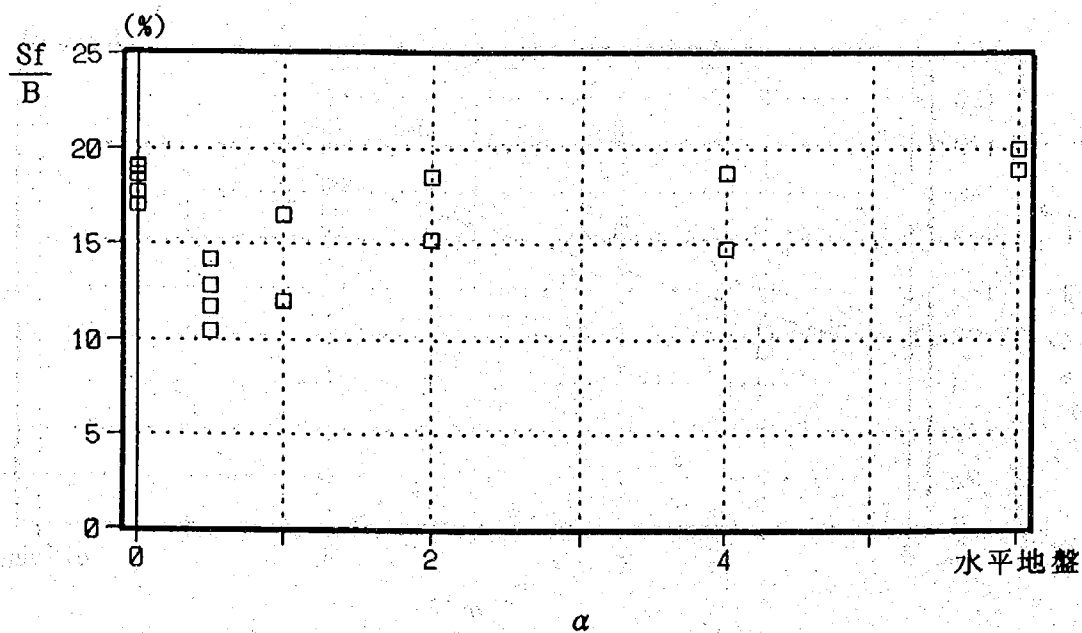


図-6.3.9 $S_f/B \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 25^\circ$)

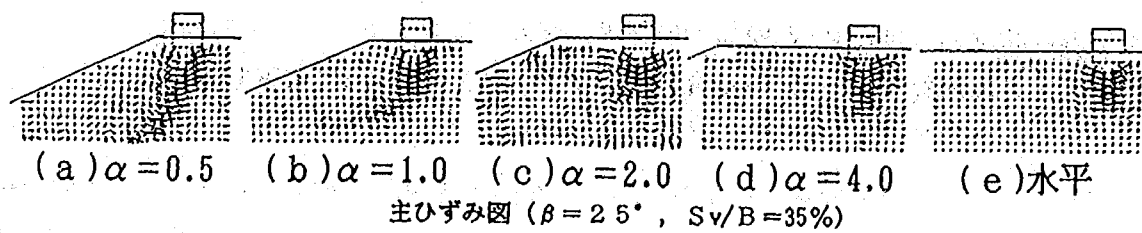


図-6.3.10 地盤内ひずみ分布図

(α : 載荷前面余裕幅を基礎幅 B_0 で除した値)

6. 3. 3 荷重傾斜角 θ の影響

図-6.3.11, 6.3.12は, β を $15^\circ, 25^\circ$ としたときの極限支持力と α および荷重傾斜角 θ の関係を示したものである。図より, 斜面の傾斜角 β , 基礎前面余裕幅 αB にかかわらず, 傾斜荷重による極限支持力の減少割合は, $\theta=0^\circ$ の場合の極限支持力(プロット: $\square$)に対して, $\theta=10^\circ$ の場合(プロット: $+$)は約 $2/3$, $\theta=15^\circ$ の場合(プロット: $\diamond$)は約 $1/2$ に低下している。

図-6.3.13, 6.3.14は, β が $15^\circ, 25^\circ$ における極限荷重時の沈下量 S_f/B と α および荷重傾斜角 θ の関係を示したものである。図より, 傾斜荷重による沈下量の減少割合は, $\theta=0^\circ$ の場合の極限支持力(プロット: $\square$)に対して, $\theta=10^\circ$ の場合(プロット: $+$)も, $\theta=15^\circ$ の場合(プロット: $\diamond$)もあまり変化はみられなかった。

図-6.3.15, 6.3.16は $\theta=10^\circ$ における極限荷重時, 最大沈下時($S/B=23\%$)のときの砂地盤内の主ひずみ分布を示したものである。極限荷重時にはまだ地盤内にひずみの大きな部分は認められないが, 最大沈下時には水平地盤以外はすべて斜面に向かってすべり線が生じているのがわかる。また, 基礎底面直下での主働くさびは, 荷重傾斜角 $\theta=0^\circ$ の場合(図-6.3.4)と比較して先端が斜面の方に傾いており, 傾斜荷重の影響が現れている。図-6.3.17, 6.3.18は $\theta=15^\circ$ における極限荷重時, 最大沈下時($S/B=23\%$)のときの砂地盤内の主ひずみ分布を示したものである。最大沈下時に水平地盤以外で斜面に向かうすべり線が生じており, これは荷重傾斜角 $\theta=0^\circ$ の場合と比較すると, すべり線が認められる α の値が大きくなったことを示す。主働くさびの形状は, $\theta=10^\circ$ と比較してくさびの先端およびすべり線の形状はさらに斜面側に寄る傾向が伺える。

図-6.3.19, 6.3.20は, β が $15^\circ, 25^\circ$ の場合の各ケースの極限荷重の $1/2$ の載荷重における鉛直方向地盤反力係数 k_v と α および荷重傾斜角 θ の関係を示したものである。図より, 荷重傾斜角 $\theta=0^\circ$ の場合(プロット: $\square$)の k_v の値は, β による影響は少ないが α が小さくなるに従い減少しているのが認められ, $\alpha=0.5$ では水平地盤のときの k_v と比較してほぼ $1/2$ の値となった。また, $\theta=10^\circ$ の場合の k_v 値(プロット: $+$)も, $\theta=15^\circ$ の場合のそれ(プロット: $\diamond$)も, $\theta=0^\circ$ の場合に比べて一様に小さな値となっていた。このことから, k_v の低下は傾斜荷重によるところも大きいと思われる。

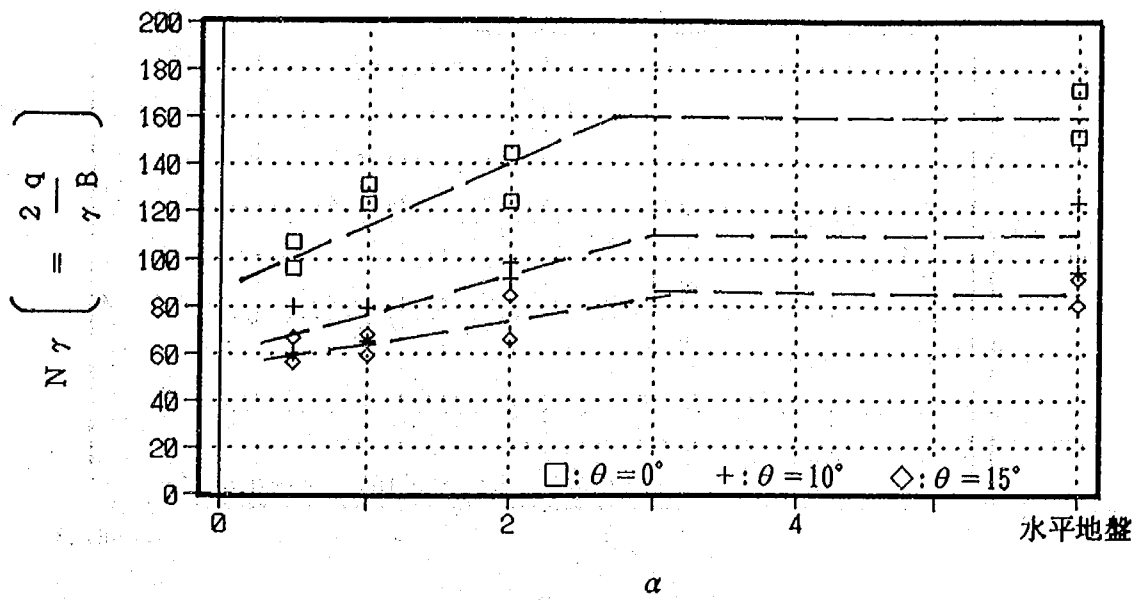


図-6.3.11 $N\gamma \sim \alpha$ 関係 (斜面傾斜角 $\beta = 15^\circ$)

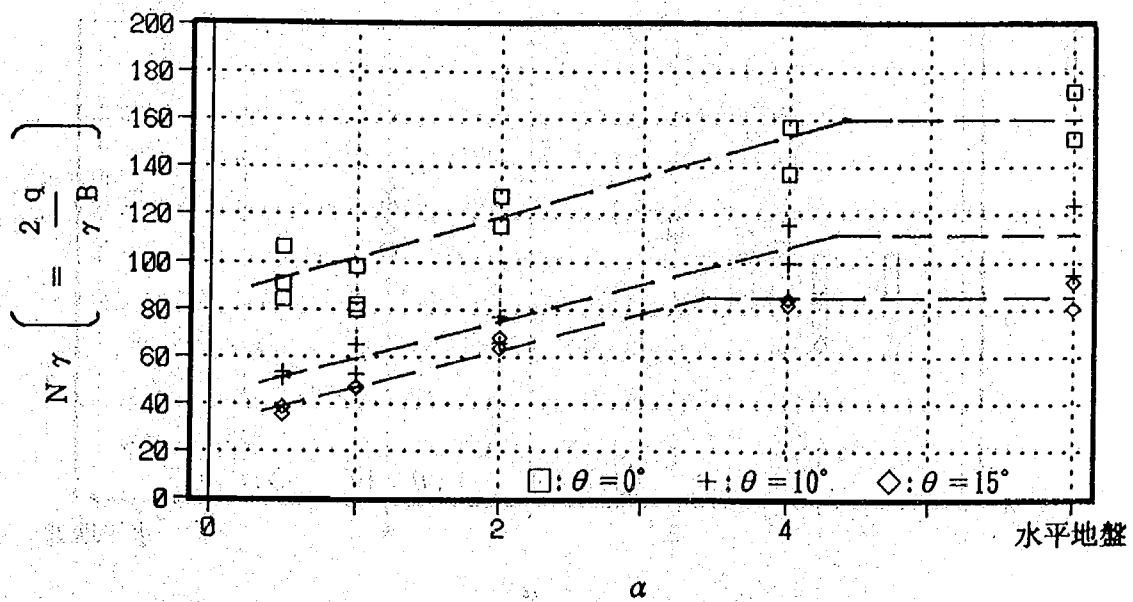


図-6.3.12 $N\gamma \sim \alpha$ 関係 (斜面傾斜角 $\beta = 25^\circ$)

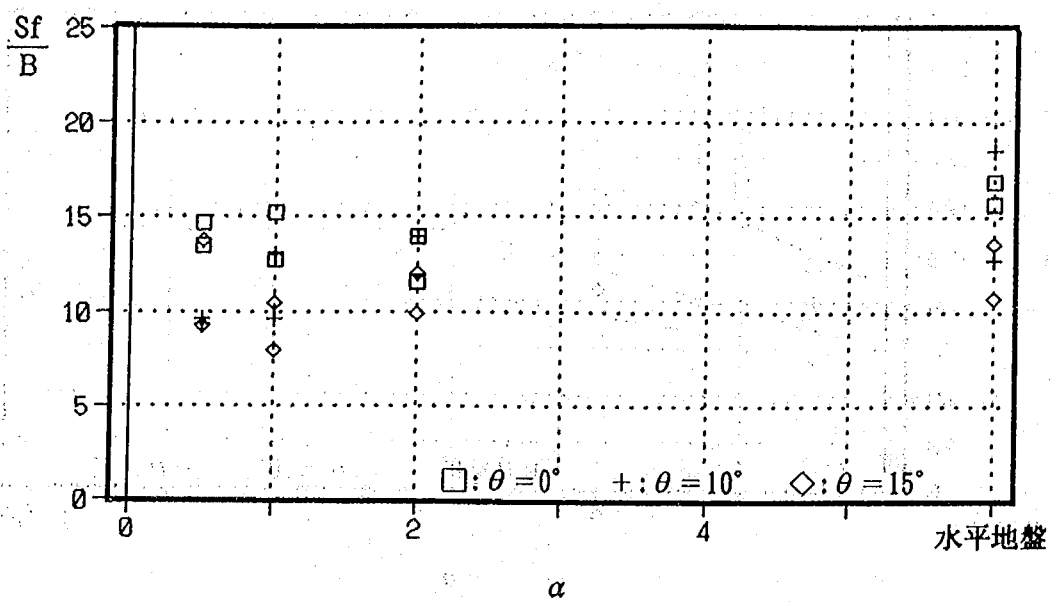


圖-6.3.13 $S_f/B \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 15^\circ$)

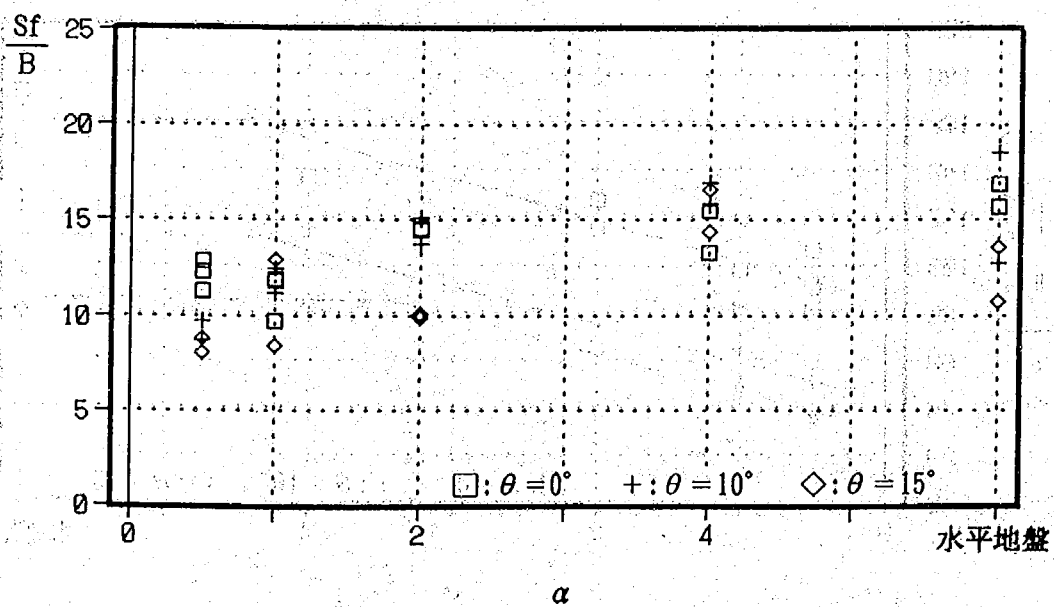
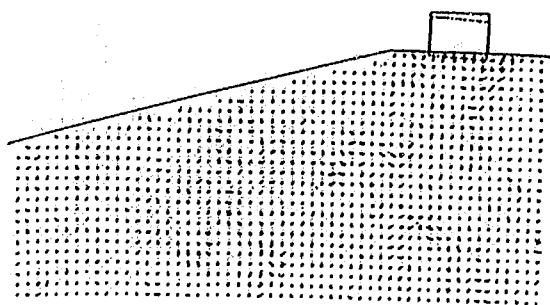
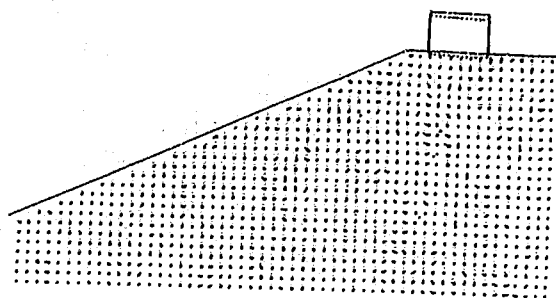


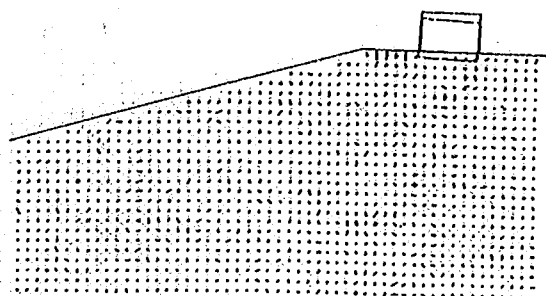
圖-6.3.14 $S_f/B \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 25^\circ$)



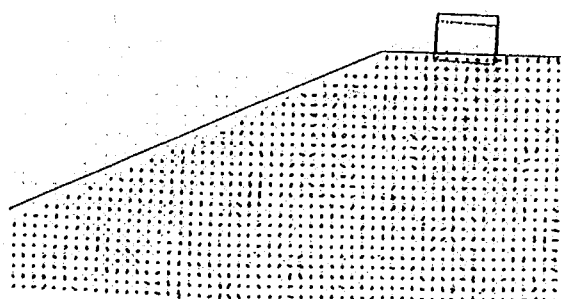
($\alpha=0.5, \beta=15^\circ$)



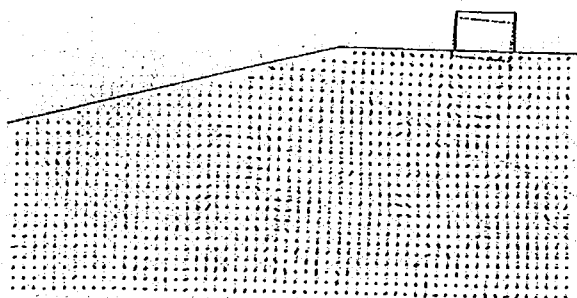
($\alpha=0.5, \beta=25^\circ$)



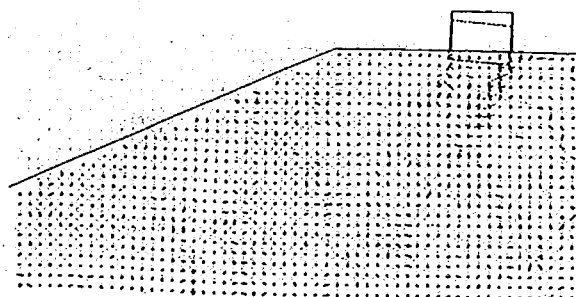
($\alpha=1, \beta=15^\circ$)



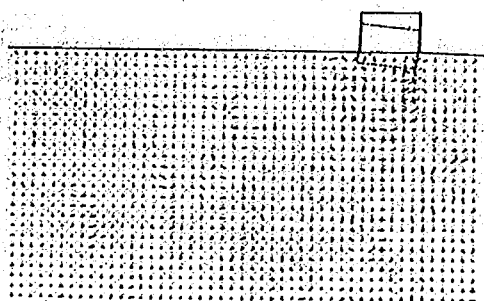
($\alpha=1, \beta=25^\circ$)



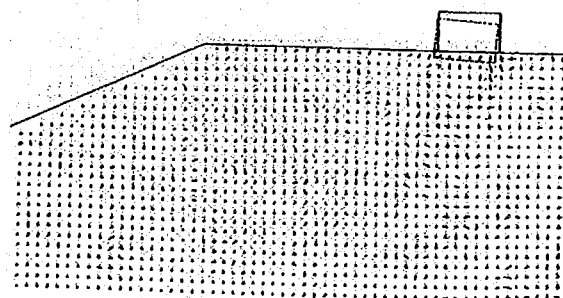
($\alpha=2, \beta=15^\circ$)



($\alpha=2, \beta=25^\circ$)



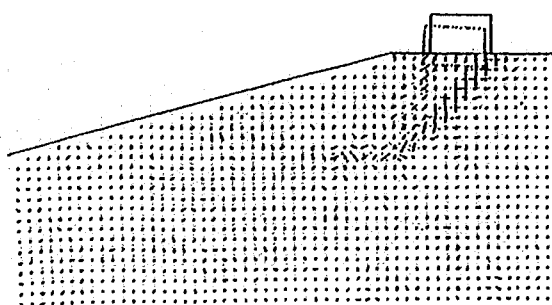
(水平地盤)



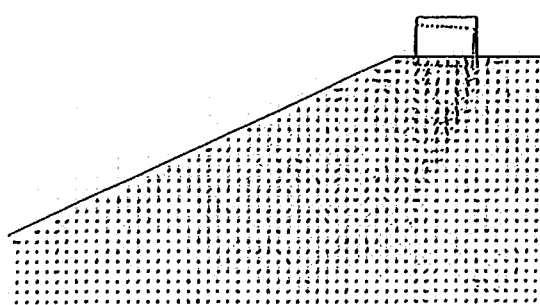
($\alpha=4, \beta=25^\circ$)

図-6.3.15 地盤内ひずみ分布図

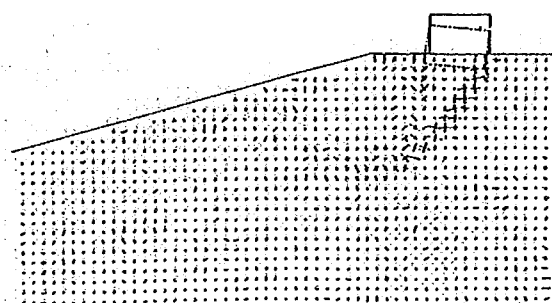
(荷重傾斜角 $\theta=10^\circ$; 極限荷重時)



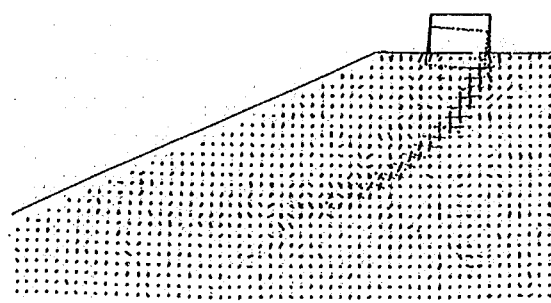
($\alpha=0.5, \beta=15^\circ$)



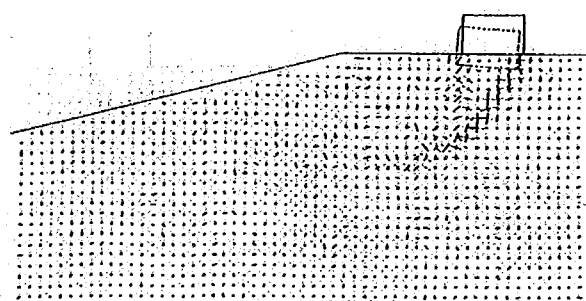
($\alpha=0.5, \beta=25^\circ$)



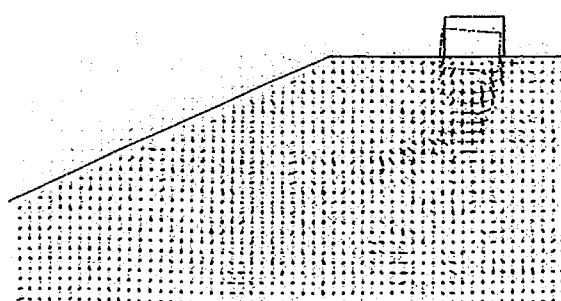
($\alpha=1, \beta=15^\circ$)



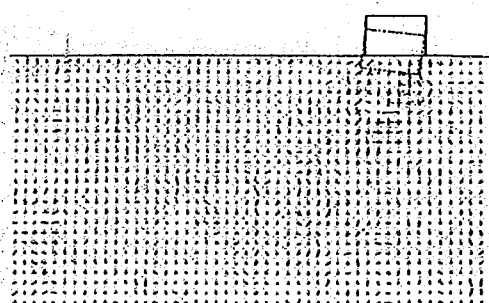
($\alpha=1, \beta=25^\circ$)



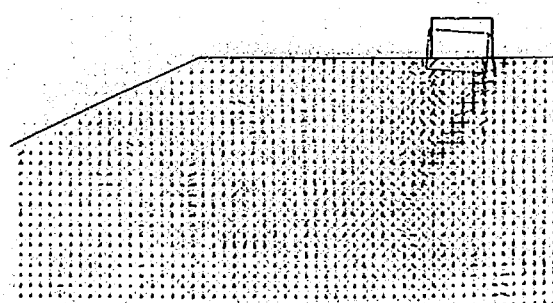
($\alpha=2, \beta=15^\circ$)



($\alpha=2, \beta=25^\circ$)



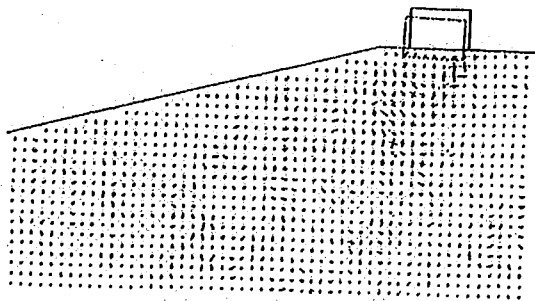
(水平地盤)



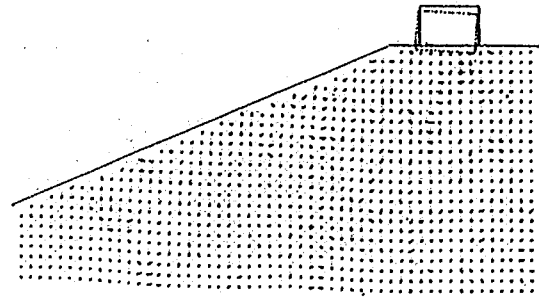
($\alpha=4, \beta=25^\circ$)

図-6.3.16 地盤内ひずみ分布図

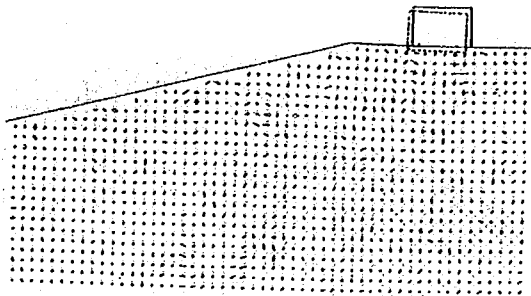
(荷重傾斜角 $\theta=10^\circ$; 最大沈下時)



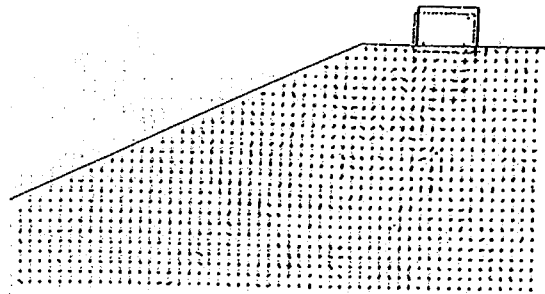
($\alpha = 0.5, \beta = 15^\circ$)



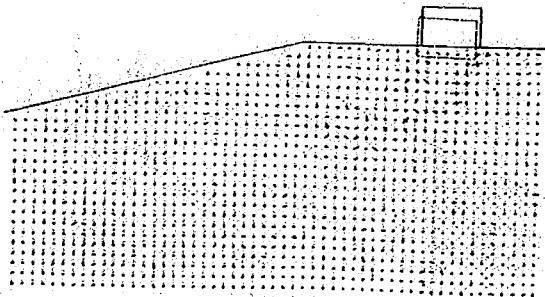
($\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$)



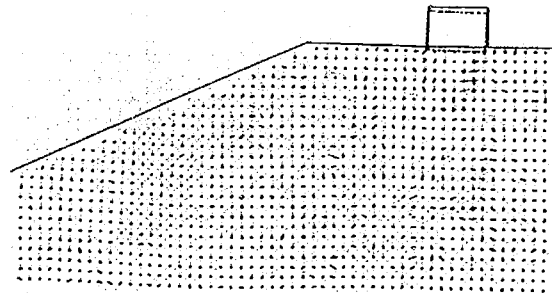
($\alpha = 1, \beta = 15^\circ$)



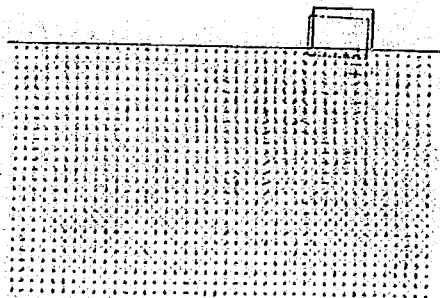
($\alpha = 1, \beta = 25^\circ$)



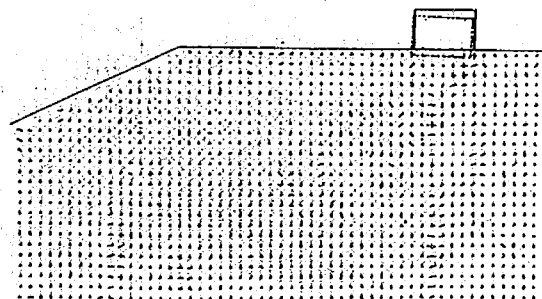
($\alpha = 2, \beta = 15^\circ$)



($\alpha = 2, \beta = 25^\circ$)



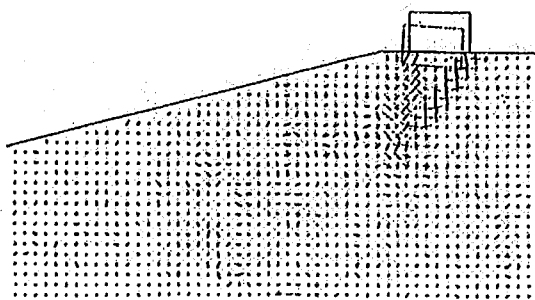
(水平地盤)



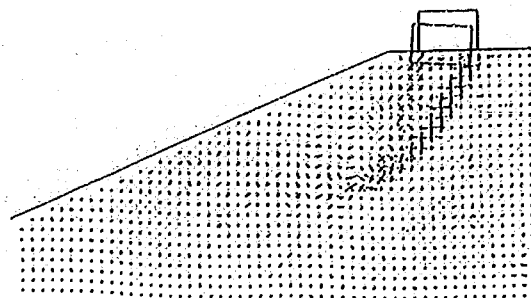
($\alpha = 4, \beta = 25^\circ$)

図 - 6.3.17 地盤内ひずみ分布図

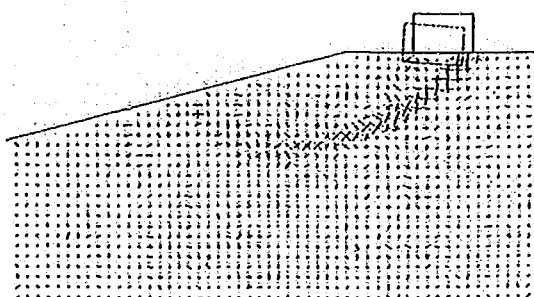
(荷重傾斜角 $\theta = 15^\circ$; 極限荷重時)



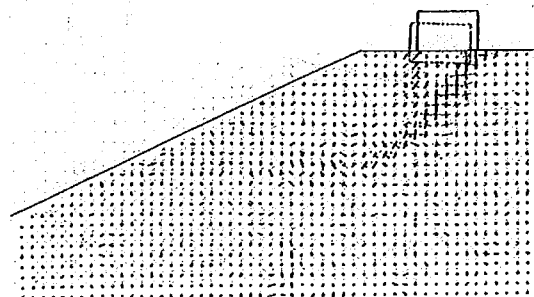
($\alpha = 0.5, \beta = 15^\circ$)



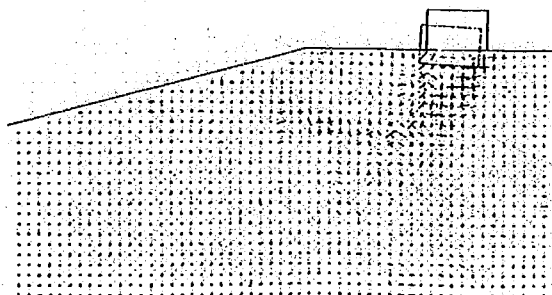
($\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$)



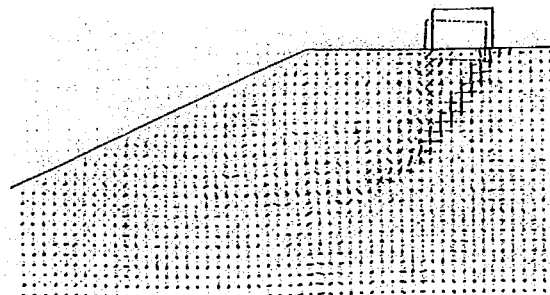
($\alpha = 1, \beta = 15^\circ$)



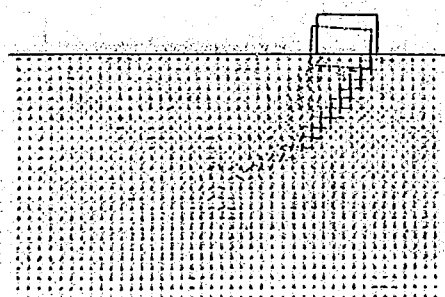
($\alpha = 1, \beta = 25^\circ$)



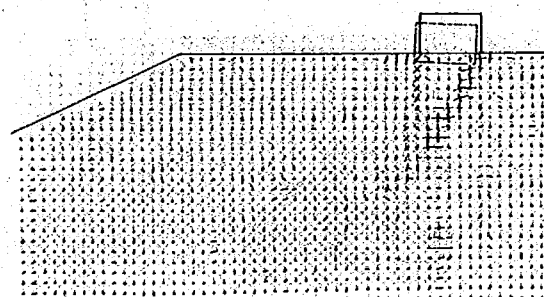
($\alpha = 2, \beta = 15^\circ$)



($\alpha = 2, \beta = 25^\circ$)



(水平地盤)



($\alpha = 4, \beta = 25^\circ$)

図-6.3.18 地盤内ひずみ分布図

(荷重傾斜角 $\theta = 15^\circ$; 最大沈下時)

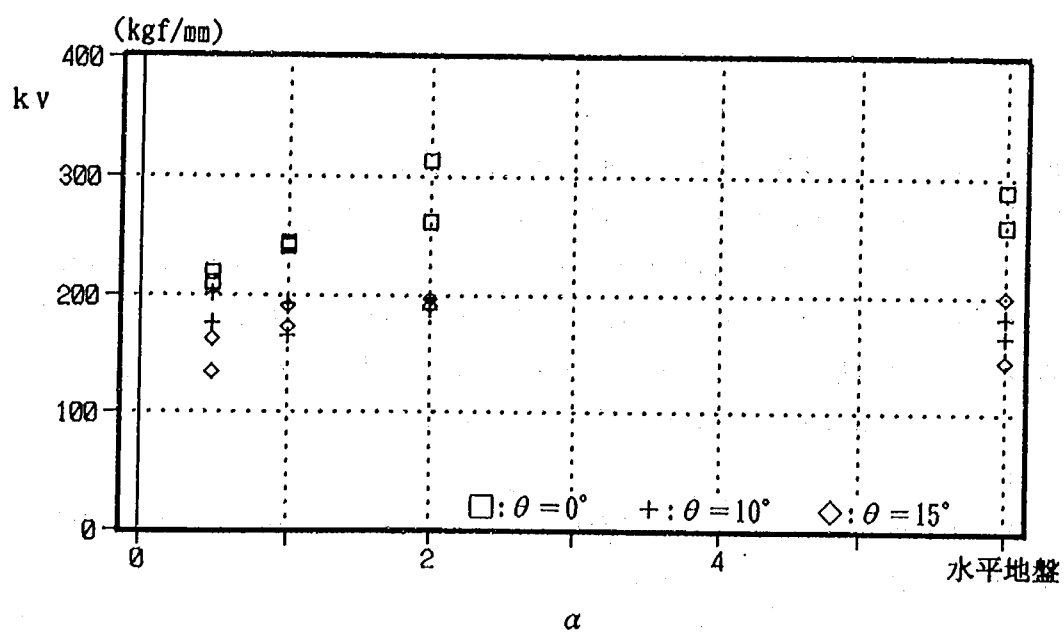


圖 - 6.3.19 $K_v \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 15^\circ$)

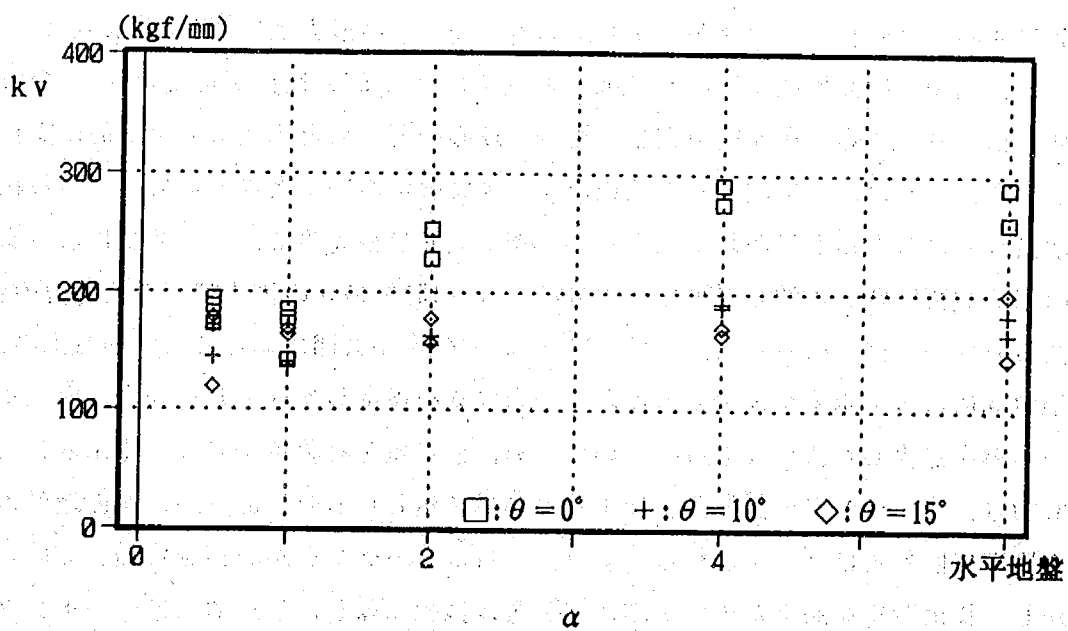


圖 - 6.3.20 $K_v \sim \alpha$ (斜面傾斜角 $\beta = 25^\circ$)

6. 3. 4 大型二次元模型実験

大型実験土槽における実験結果を表-6. 3. 3に示す。

また、各ケースにおける荷重-沈下量曲線を図-6. 3. 21に、フーチング底面地盤の鉛直応力分布、せん断応力分布、摩擦角分布を図-6. 3. 22~24に示す。

これらの図より、ケースNo. D3を除いて水平地盤の沈下曲線（図-3. 2. 1参照）とほぼ同程度の沈下特性となっており、斜面の傾斜角が小さい場合や、基礎前面余裕幅が大きい場合には、斜面による影響をあまり受けていないといえる。これは、荷重のピーク時付近は、フーチング直下でのすべり線の発生と対応しており、その発生状況への影響が小さいためと考えられる。

図-6. 3. 25にケースNo. D3におけるひずみ解析結果を示す。

・変位量図

変位のベクトルとしては主働くさびが形成されていると思われる。また、主働くさびが斜面方向に傾いているのがうかがえる。

・主ひずみ図およびゼロ引張方向図

主ひずみ図では、地盤のすべりが進行的に発達してゆく様子がうかがえるが、変位図のような明確な主働くさびは確認できない。また、フーチング直下のひずみの大きな部分は、ゴムメンブレンのみが伸びたために生じたものである。

・最大せん断ひずみのコンター図

せん断ひずみはフーチング端部から生じており、ひずみの最大値は約40%となった。

図-6. 3. 26に大型二次元模型実験と遠心載荷実験（ $B_0=3\text{cm}$, 50G, 換算載荷幅150cm）の $N\gamma \sim \alpha$ 関係を示す。図より、大型二次元模型実験の場合、遠心載荷実験と比較して全体的に支持力係数の値が小さいが、これは、基礎幅と砂の粒径の比が両実験において異なるために生じる粒子径効果等の寸法効果によるものと思われる。また、大型二次元模型実験では α の減少による支持力係数の低下は遠心載荷実験と比較して小さく、特に、 $\beta=15^\circ$ での α の減少による支持力の低下は、ほとんど見られない。図中に示した直線は、 $\beta=25^\circ$ での道路公団における斜面地盤上の直接基礎の支持力推定式によって求めた $N\gamma$ であるが、厳密な ϕ を設定して計算した場合、同式が進行性破壊などの影響を無視した理論式を用いているため、推定値が実験値より大きく示されている。

図-6. 3. 27は、フーチングの回転角と沈下量の関係を示したものであるが、斜面地盤の場合、載荷初期の段階で回転角はプラスとなっており、これはフーチングが斜面側に傾いていることを示す。しかし、極限荷重を過ぎた後は次第に回転角は減少に転じ、最終的にはフーチングは斜面とは逆の方向に傾く結果となった。これは、載荷初期の段階では、フーチング近傍での斜面側の拘束圧が小さいためフーチングは斜面側に傾くが、極限荷重後のすべり線の発達により、フーチングはすべり線に沿って回転するため、斜面とは逆の方向に傾くと考えられる。

表-6.3.3 実験結果一覧表 (大型二次元土槽)

ケース No	地盤形状		フーチング 幅 (m)	標準砂密度 γ (t/m ³)	最大荷重 (ton)	最大応力度 q (t/m ²)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 (mm)	S_e/B
	αB	β							
D1	0.5	15	0.5	1.585	29.64	29.64	75	24.01	0.0480
D2	2.0	15	0.5	1.584	26.83	26.83	52	24.00	0.0480
D3	0.5	25	0.5	1.582	20.34	20.34	52	22.10	0.0442
D4	2.0	25	0.5	1.582	30.53	30.53	77	25.08	0.0502

1) : αB = 基礎前面余裕幅, β = 斜面角度

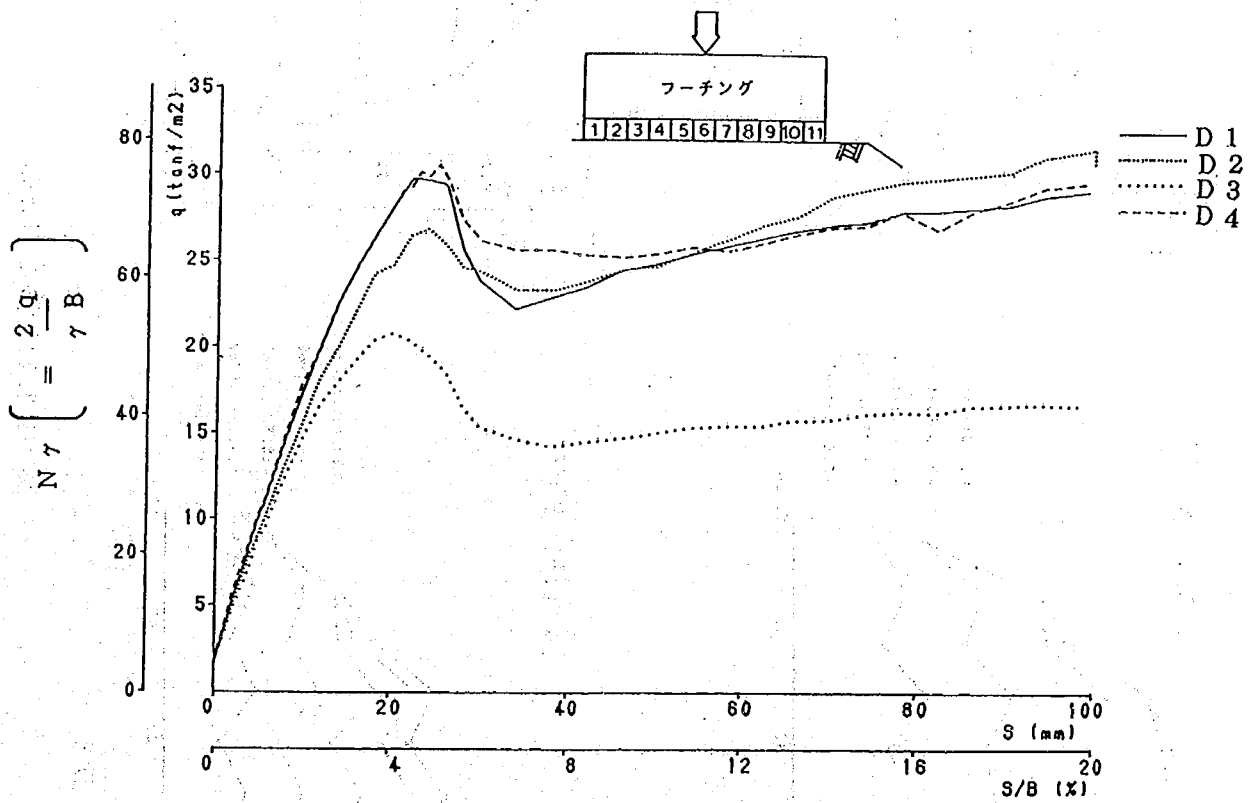
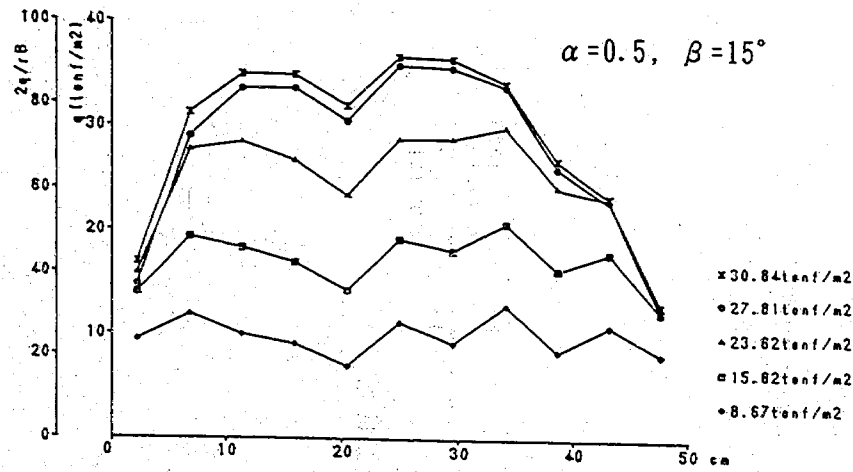
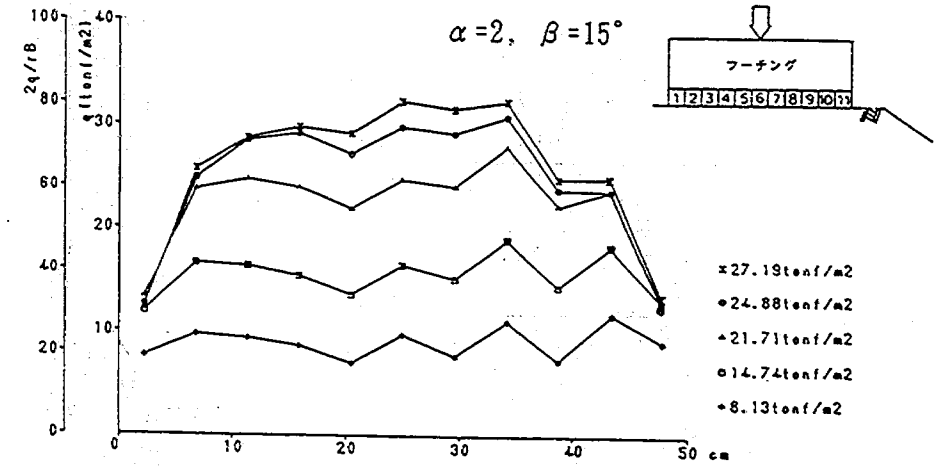


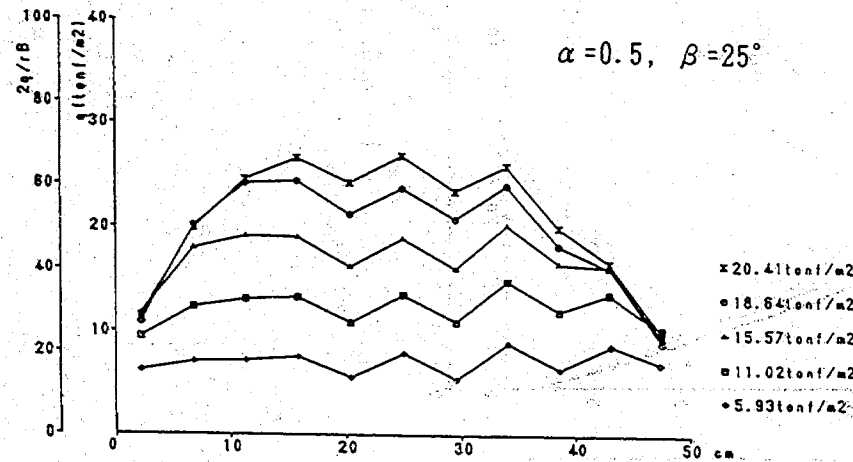
図-6.3.21 荷重-沈下量曲線



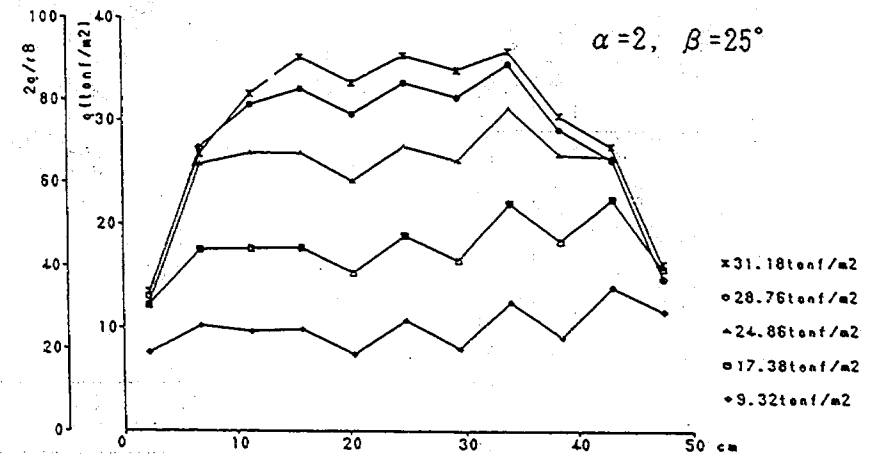
ケース D 1



ケース D 2



ケース D 3



ケース D 4

図-6.3.22 直応力分布

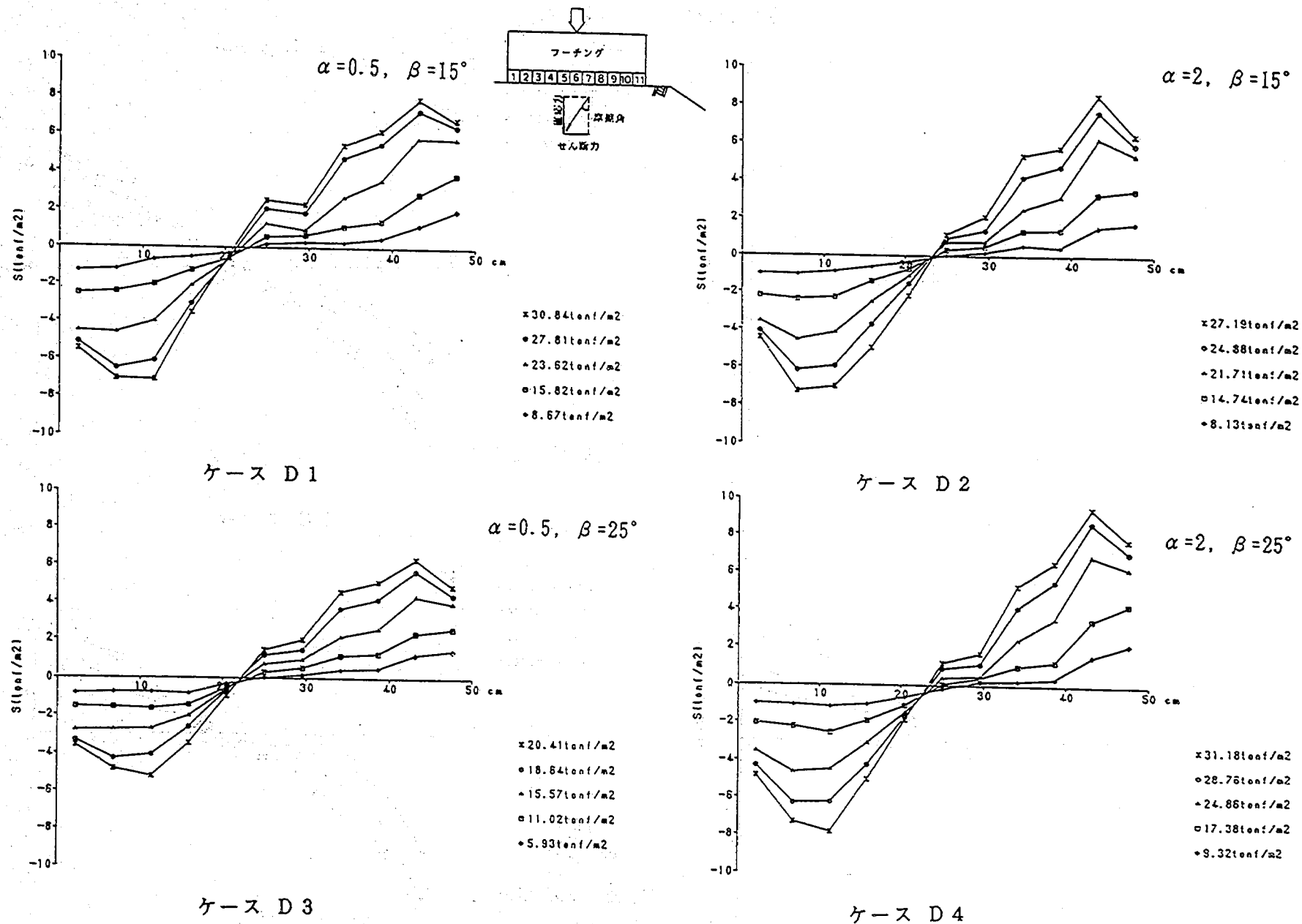


図-6.3.23 せん断応力分布

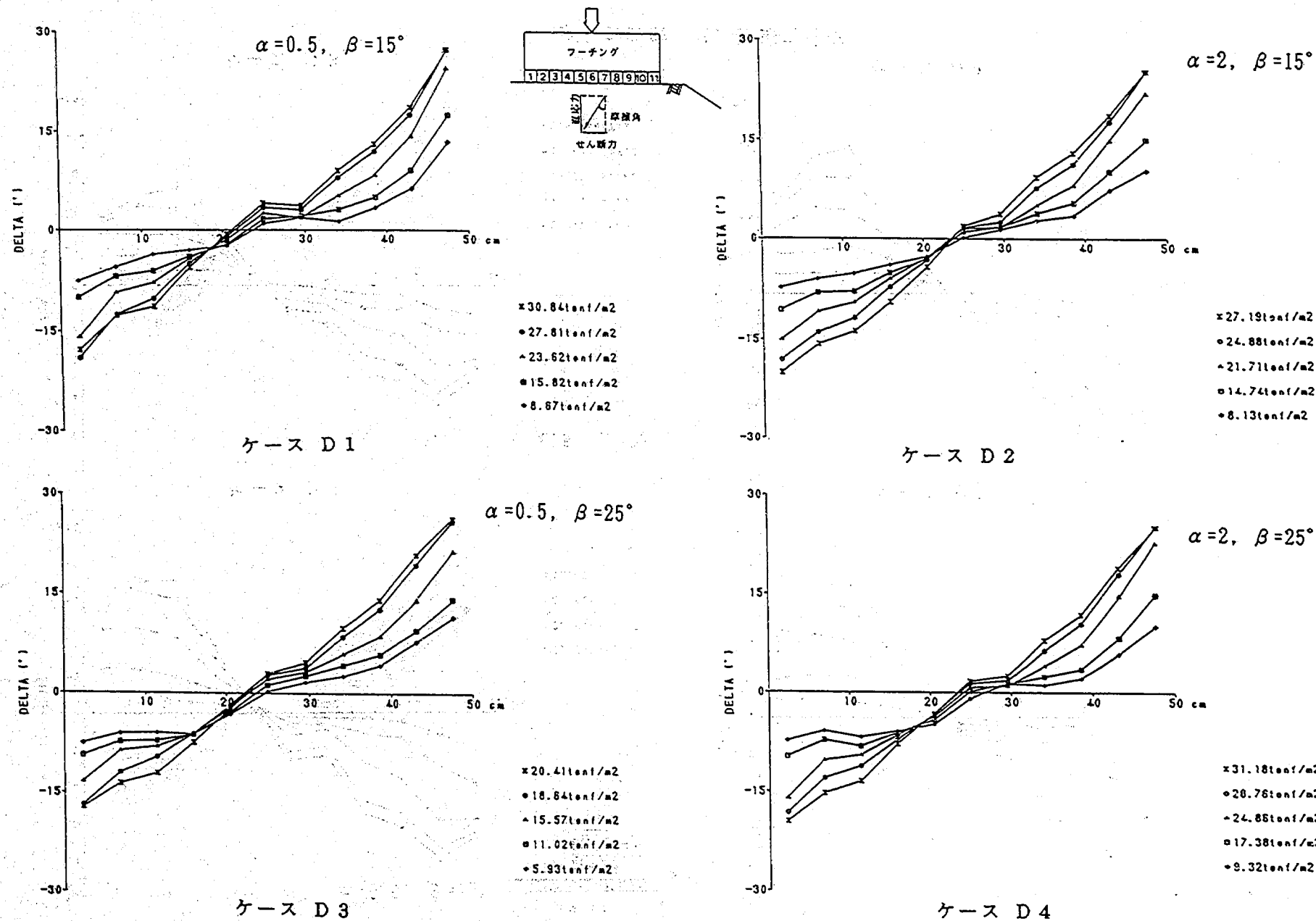
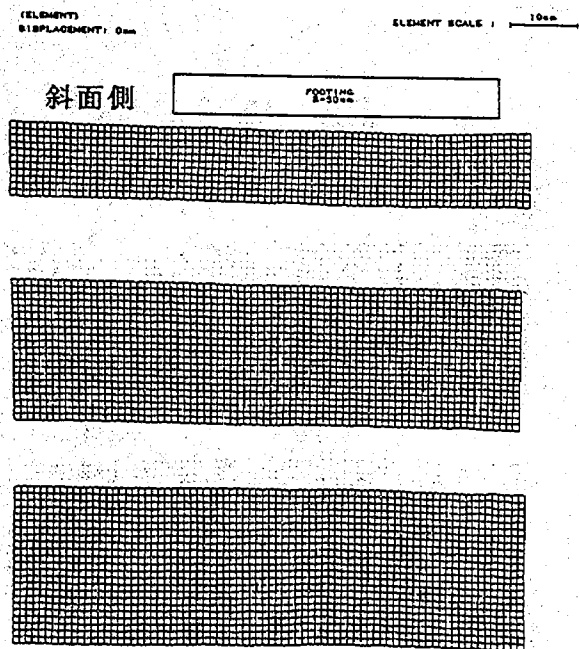
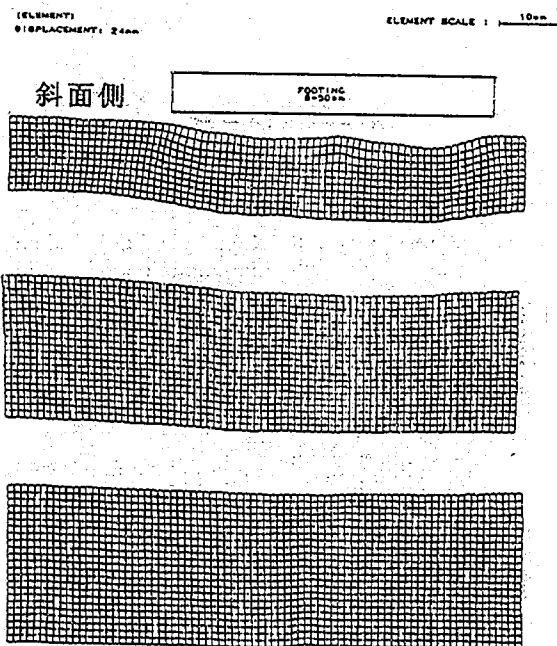


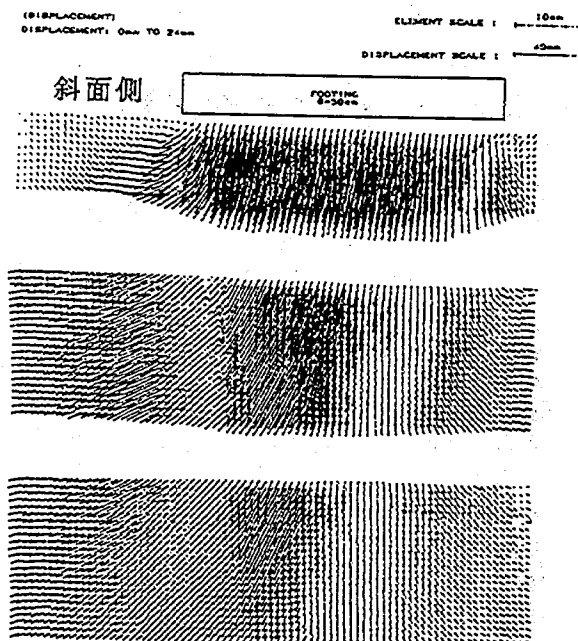
図-6.3.24 摩擦角分布



要素図
(載荷前)



要素図
(最大荷重時付近)



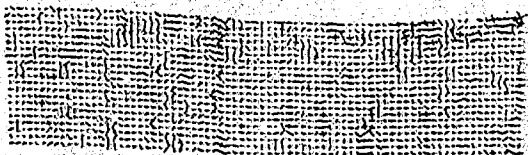
変位量図

図-6.3.25(a) 写真解析結果 ($B_0=50\text{cm}$, $\alpha=0.5$, $\beta=25^\circ$)

(PRINCIPAL STRAIN INCREMENT)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
ELEMENT SCALE : 10mm
STRAIN SCALE : 100%

斜面側

FOOTING
B=50mm

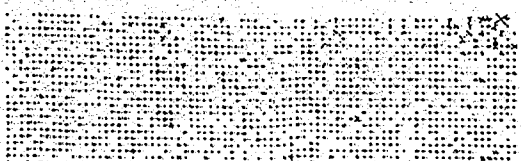
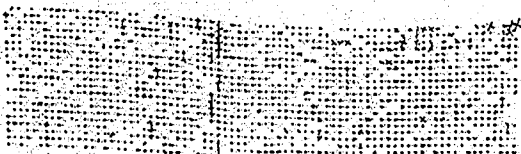
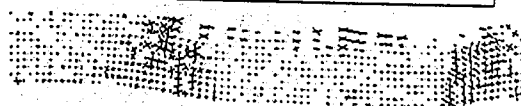


主ひずみ図

(ZERO EXTENSION DIRECTION & SHEAR STRAIN)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
ELEMENT SCALE : 10mm
STRAIN SCALE : 100%

斜面側

FOOTING
B=50mm

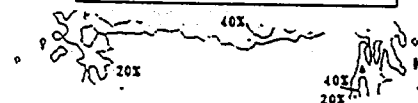


ゼロ引張方向図

(E1-E2)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
ELEMENT SCALE : 10mm
STRAIN SCALE : 100%

斜面側

FOOTING
B=50mm



最大せん断ひずみのコンター

図-6.3.25(b) 写真解析結果 ($B_0=50\text{cm}$, $\alpha=0.5$, $\beta=25^\circ$)

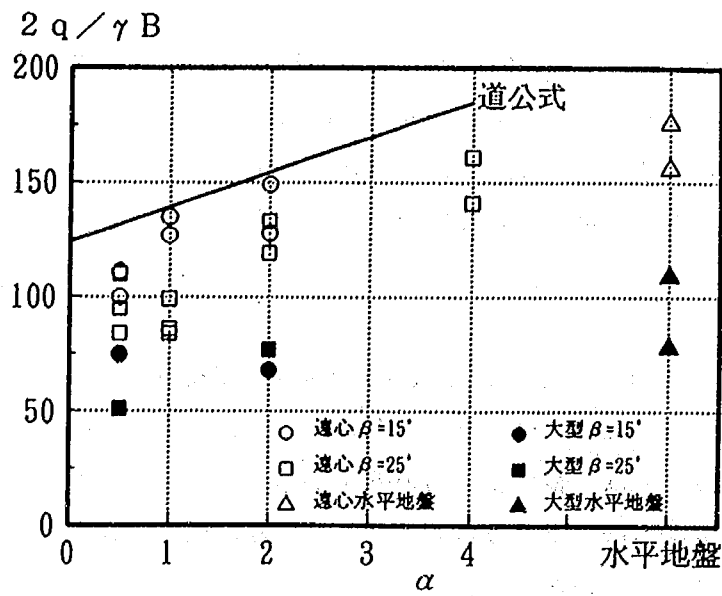


図-6.3.26 支持力係数 $N\gamma$ と α の関係

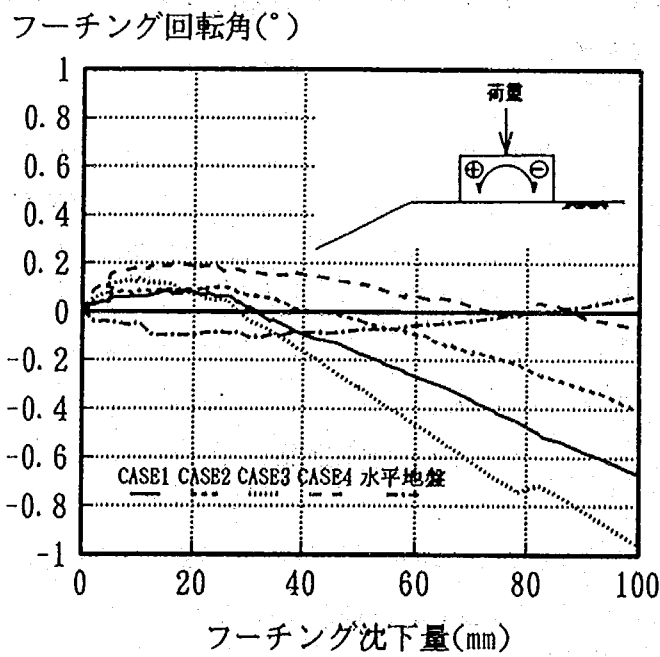


図-6.3.27 フーチング回転角と沈下量の関係

6. 4 まとめ

本研究は斜面上の基礎の設計法確立の一環として傾斜砂地盤上の帯基礎における支持力、変形特性を把握するため、遠心力載荷装置および大型2次元土槽による模型載荷実験を行った。実験は、基礎前面余裕幅 αB (B : 基礎幅)、斜面傾斜角 β を変化させて斜面としての影響範囲を検討し、また傾斜荷重による支持力への影響について検討を行った。その結果以下のことが認められた。

- 1) 斜面傾斜角 β が 10° 以上になると、極限支持力の低下が著しい。
- 2) 基礎前面余裕幅が基礎幅の2倍以上あるときには、極限支持力は水平地盤とほとんど変わらないが、 α が2以下では、極限支持力の低下が顕著となっている。また、 β が 25° の場合は α が4以下で極限支持力の低下がみられる。これより、傾斜角 β が大きいと基礎前面余裕幅の影響を受け易いことがわかる。
- 3) 荷重傾斜角を大きくした場合、斜面傾斜角 β および基礎前面余裕幅 αB の影響は著しくなる。
- 4) 重力場での実験においては、極限支持力に及ぼす斜面の影響は小さくなっている。
- 5) $\beta = 15^\circ$ での支持力の低下は、遠心載荷実験と比較して緩やかである。
- 6) フーチングの挙動は、載荷初期には斜面側に傾斜するが、すべり線が発達するに従い次第に反対側へと傾斜していく。

第7章 結論

本研究では、砂地盤上の剛体基礎に関する一連の実験についての検討結果を示した。以下にこれらの結果より明らかになったことを示す。

(1) 地盤の破壊形態およびすべり線発生状況

大型2次元実験において、2方向ロードセルによる荷重分布および写真解析によるせん断ひずみ分布により、地盤の破壊は進行的であることが確認された。また、このことは遠心模型実験においても同じ傾向であった。

(2) 基礎の寸法効果

遠心模型実験および重力場における載荷実験の結果、双方ともに載荷幅が大きくなるに従って支持力の低下が生じる寸法効果が確認できた。この寸法効果の原因としては、それぞれの載荷幅に対する地盤の圧力レベルの違い（圧力レベル効果）、および載荷幅と粒子径の比の違い（粒子径効果）が考えられる。

(3) 大型2次元実験と遠心模型実験との比較

根入れのない剛体基礎および根入れのある剛体基礎の場合とも、大型2次元実験と遠心模型実験では、粒子径の影響により荷重沈下特性はピーク時付近において大きく異なる。

(4) 支持力係数と内部摩擦角の関係

等方完全剛塑理論では破壊進行性が考慮されていないため、平面ひずみ試験での内部摩擦角を用いた場合、 N_γ はかなり過大評価するものとなる。

(5) 根入れによる影響

今回の実験において、支持力係数 N_γ は寸法効果による影響がほとんどないことが確認された。

(6) 支持層厚の影響

薄い支持層上の浅い基礎の場合は、支持層の厚さによりその破壊形態は異なることが確認された。また、支持層厚比 $H/B > 4$ 程度であれば単層地盤と比較して支持力がほとんど低下しないことが確認された。

ただし、同一支持力における沈下量は比較的大きく、単層地盤と同等の沈下量に抑えるためにはさらに層厚を大きくする必要がある。

(7) 支持層の傾斜による影響

① 遠心模型実験において斜面傾斜角の増加および基礎前面余裕幅の低下により、支持力は低下する。この傾向は、荷重傾斜角が大きい程著しくなる。

② 大型2次元模型実験においてはピーク荷重に及ぼす上記の影響は小さくなることが認められた。

(8) 根入れのない基礎と根入れのある基礎および傾斜地盤上の基礎との比較

図-7.1は、各章において既に示した根入れのない基礎（ケースNo. A2）と根入れのある基礎（ケースNo. B8）および傾斜地盤上の基礎（ケースNo. D3）での荷重沈下曲線を比較した結果である。同図より、それぞれのケースにおいて、極限支持力は次のようになっている。

（傾斜地盤上の基礎）＜（根入れのない基礎）＜（根入れのある基礎）

これは、それぞれの地盤の拘束圧の違いによるものと考えられ、拘束圧の小さい傾斜地盤上の基礎の極限支持力が小さく、根入れ地盤の拘束圧が加わった基礎は極限支持力が大きくなるためである。また、支持力以外に載荷初期における荷重沈下量曲線の傾きにも違いがみられ、支持力と同様、拘束圧の影響と思われる。

図-7.2～7.4にそれぞれのケースにおける最大荷重付近（ $S_t/B_0 \approx 5\%$ ）のひずみ解析結果を示す。

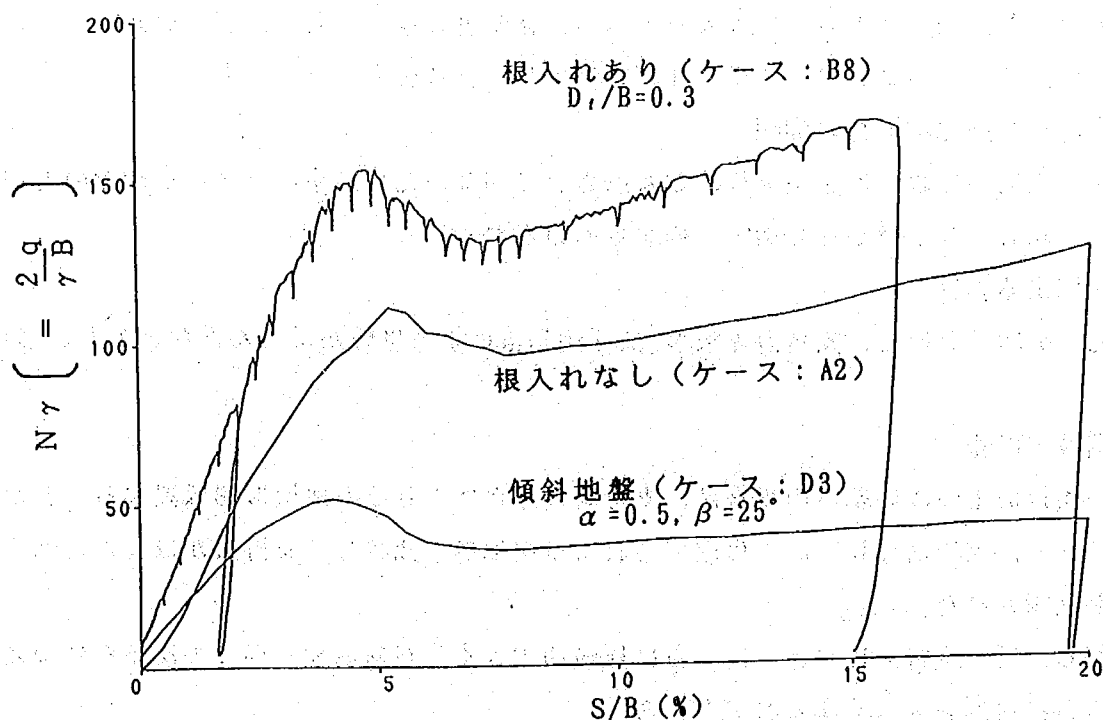
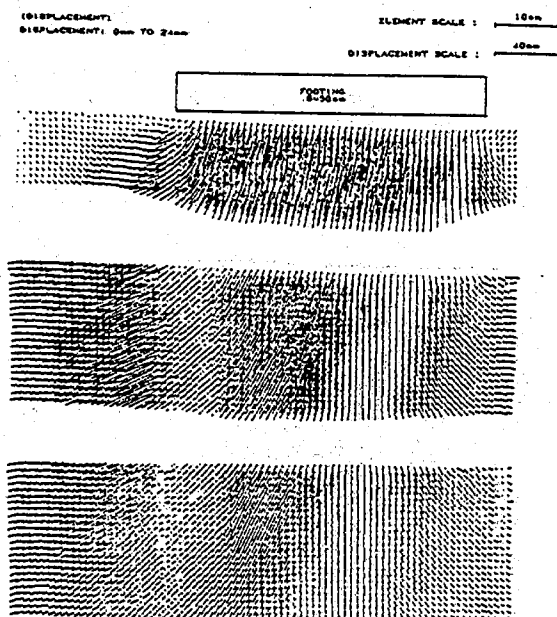
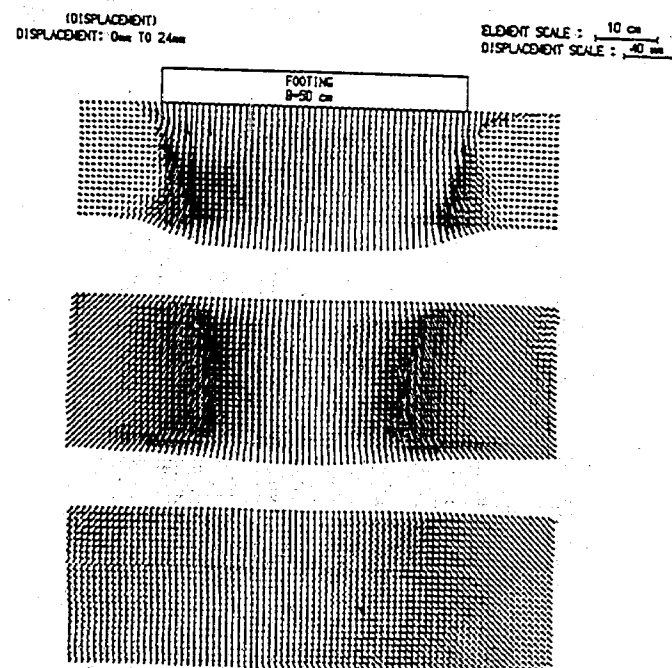


図-7.1 荷重-沈下量曲線

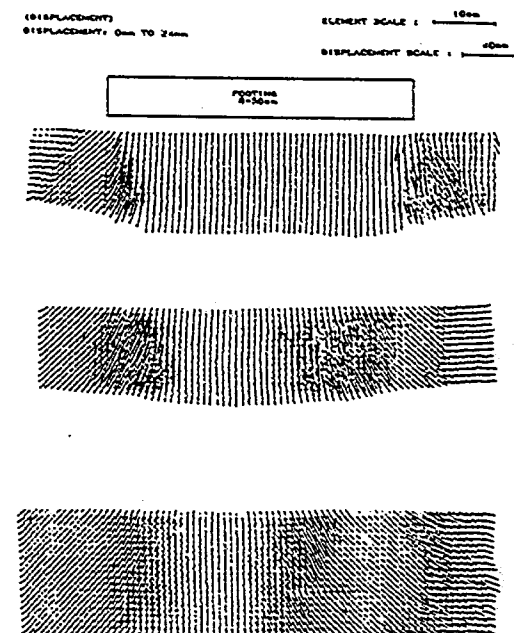
最後に、本実験の実施ならびにデータ解析において、懇切丁寧なる御指導をいただき、また、多くの貴重な実験データを提供していただいた東京大学生産技術研究所龍岡文夫教授ならびに同研究室の方々に厚く御礼申し上げます。



傾斜地盤 (ケース: D3)
 $\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$

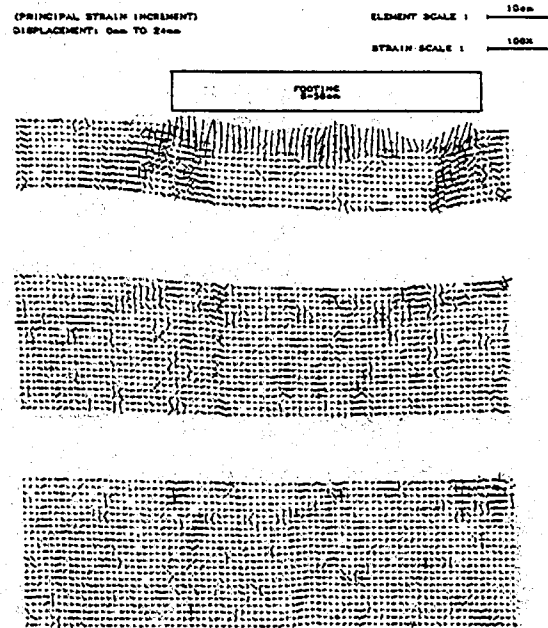


根入れなし (ケース: A2)

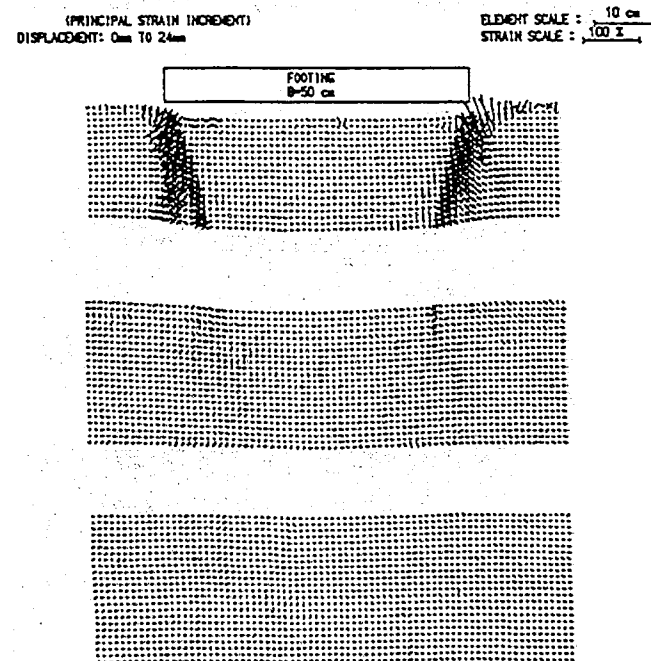


根入れあり (ケース: B8)
 $D_f/B = 0.3$

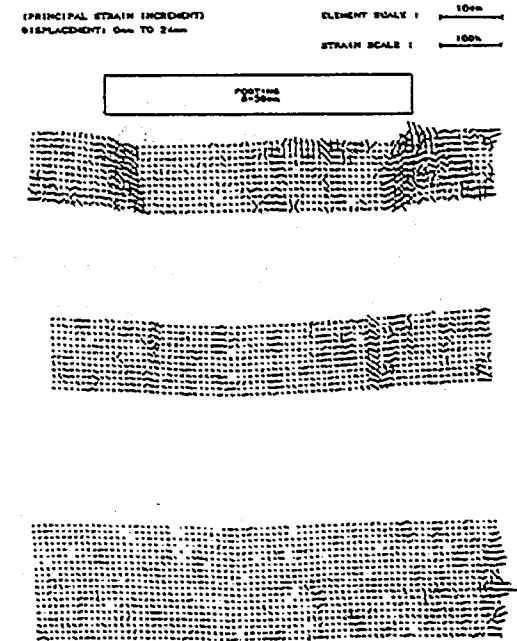
図-7.2 変位量図 (大型二次元載荷, $B_0 = 50\text{cm}$)



傾斜地盤 (ケース : D3)
 $\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$



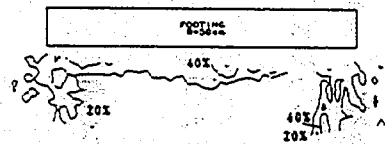
根入れなし (ケース : A2)



根入れあり (ケース : B8)
 $D_f/B = 0.3$

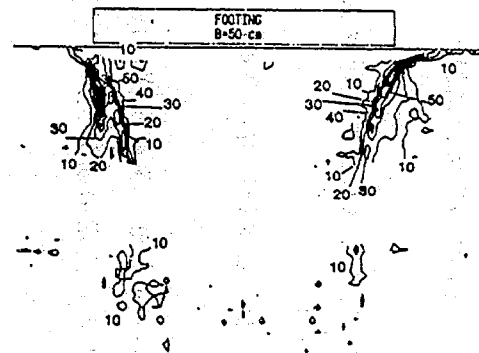
図 - 7.3 主ひずみ図 (大型二次元載荷, $B_0 = 50\text{cm}$)

(E1-E3)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
ELEMENT SCALE: 10mm



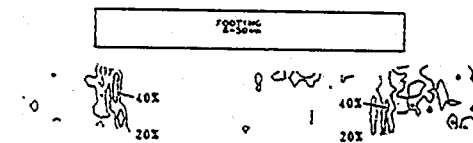
傾斜地盤 (ケース: D3)
 $\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$

(C1-C3 (1))
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
 $\phi = 0.69$ ELEMENT SCALE: 10mm



根入れなし (ケース: A2)

(E1-E3)
DISPLACEMENT: 0mm TO 24mm
ELEMENT SCALE: 10mm



根入れあり (ケース: B8)
 $D_f/B = 0.3$

図-7.4 最大せん断ひずみのコンター図 (大型二次元載荷, $B_o = 50\text{cm}$)

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編・同解説，平成2年2月
- 2) Muhs, E. : Discussion, Session 4, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 3, 1965
- 3) De Beer, E. E. : Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand, Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ., Durham, 1965.
- 4) De Beer, E. E. : The scale effect on the phenomena of progressive rupture in cohesionless soils, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, 1965.
- 5) Steenfelt, J. S. : Scale effect on bearing capacity factor N_γ , Proc. 9th ICSMFE, 1977.
- 6) Vesic, A. S. : Analysis of ultimate loads of shallow foundations, Proc. ASCE Vol. 99, SM 1, 1973
- 7) 山口柏樹，木村孟，藤井斉昭：遠心載荷装置による浅基礎の支持力実験，土木学会論文報告集第233号，1975. 1
- 8) 木村孟，藤井斉昭，斉藤邦夫，日下部治：砂中の浅基礎の支持力に関する研究，土木学会論文報告集第319号，1982. 3
- 9) 木村孟，斉藤邦夫，日下部治，司代明：砂地盤の支持力ならびに変形性状に対する異方性の影響について，土木学会論文報告集第319号，1982. 3
- 10) 小田匡寛，古戸幸博：浅い基礎の支持力問題における進行性破壊の意味，土木学会論報告集第321号，1982. 5
- 11) 龍岡文夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力についてⅠ，Ⅱ，生産研究，1984. 6～1984. 9
- 12) 谷和夫，龍岡文夫，前田孝，山口順：砂地盤上の帯基礎の模型支持力実験（第1報，2報），土質工学研究発表会，1985～1986.
- 13) 谷和夫，龍岡文夫，森浩樹：砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの影響，第22回土質工学研究発表会
- 14) 生原修，龍岡文夫：砂の模型支持力実験における側面条件の影響，土質工学研究発表会，1984
- 15) 谷和夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力機構，東京大学修士論文，1986.
- 16) 黄景川：引張り補強材による補強地盤の破壊のメカニズムと設計法，東京大学修士論文，1987
- 17) 堀井宜幸，豊澤康夫，プランダン テージ，B. S.，龍岡文夫：ねじり単純せん断試験における砂の変形特性，第43回土木学会学術講演会.
- 18) 谷康弘：切削加工の分野で使用するロードセルについて，生産研究，Vol. 34, No. 6, pp211-218
- 19) 佐藤剛司，龍岡文夫，生原修，山田真一：二方法ロードセルの試作とその特性について，第38回土木学会学術講演会
- 20) 寺師昌明：遠心力載荷装置装置の開発とその適用，港湾技術研究所報告，1985. 9

- 21)岡原美知夫, 高木章次, 小幡宏, 森浩樹, 龍田昌毅: 支持力の寸法効果に関する遠心模型実験,
第43回土木学会学術講演会
- 22)Ovesen, N. K.: Centrifugal Testing Applied to Bearing Capacity Problems of Footings on
Sand, Geotechnique, Vol25, pp394-401
- 23)森浩樹, 岡原美知夫, 高木章次, 小幡宏, 小池信一, 龍田昌毅, 龍岡文夫, 森本励, 山田勝彦
: 砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験(その1), 土木学会第44回年次学術講演会
- 24)森本励, 龍岡文夫, 岡原美知夫, 小幡宏, 高木章次, 森浩樹, 小池信一, 龍田昌毅, 山田勝彦
: 砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験(その2), 土木学会第44回年次学術講演会
- 25)龍田昌毅, 龍岡文夫, 谷和夫, 森本励, 岡原美知夫, 森浩樹, 高木章次, 小幡宏, 小池信一,
山田勝彦: 砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験(その3), 土木学会第44回年次学術講演会
- 26)岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 小池信一, 龍田昌毅, 龍岡文夫, 森本励: 浅い基礎の支持力
に関する大型2次元実験(その1), 第24回土質工学発表会
- 27)森本励, 龍岡文夫, 佐藤剛司, 岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 龍田昌毅: 浅い基礎の支持力
に関する大型2次元実験(その2), 第24回土質工学発表会
- 28)坂本信: 極低拘束圧下における砂の変形強度特性, 東京大学修士論文
- 29)中村信也: 砂の平面ひずみ圧縮試験におけるひずみ分布, 東京大学修士論文
- 30)谷和夫, 龍岡文夫, 山口順: 砂地盤上の帯基礎の模型支持力実験(第2報), 第21回土質工学
研究発表会(1986)
- 31)谷和夫, 龍岡文夫, 山口順: 砂地盤上の浅い基礎の支持力問題における進行性破壊について,
土木学会第41回年次学術講演会
- 32)谷和夫, 龍岡文夫, 森浩樹: 砂地盤上の模型帯基礎の支持力への圧力レベルと模型サイズの
影響, 第22回土質工学研究発表会
- 33)龍岡文夫, 森本励, 谷和夫, 岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 龍田昌毅: 農業土木技術者のた
めの最新土質工学(その8) - 試験結果と理論・解析との関連性(砂地盤上の基礎の支持力問
題の例) -, 農業土木学会誌 第58巻 第2号, 1990
- 34)龍岡文夫, 森本励, 谷和夫, 大嶋康孝, 岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 龍田昌毅: 砂地盤の
支持力問題におけるせん断強度・実験値・設計計算式の関係 - 極めて古くてかつ新しい問題 -
第34回土質工学シンポジウム, 1989
- 35)龍岡文夫: 第2章土の要素のせん断強度(材料力学), 土の強さと地盤の破壊入門,
土質工学会
- 36)龍岡文夫: 土のせん断変形・強度およびその試験法, わかりやすい土質力学原論, 1987
- 37)龍岡文夫, プラダン テージ, B. S., ラム, 堀井: 各種のせん断試験による砂の内部摩擦角, 土
と基礎, Vol135, No. 12, pp50-60
- 38)Tatsuoka, F., Tani, K., Okahara, M., Morimoto, T.: Discussion on Influence of the foundation
width on the bearing capacity factor by Hettler and Gudehus(1988),

Soils and Foundation

- 39)岡原美知夫, 高木章次, 森浩樹, 龍岡文夫, 森本励: 根入れのある浅い基礎の支持力実験, 第25回土質工学研究発表会, 1990
- 40)森浩樹, 岡原美知夫, 高木章次, 龍岡文夫, 森本励: 砂地盤上の大型二次元実験における基礎底面の応力状態, 土木学会第45回年次学術講演会概要集
- 41)渡会正晃, 岡原美知夫, 平尾淳一: 遠心模型装置による斜面上の基礎の支持力, 土木学会第45回年次学術講演会概要集
- 42)H. Yamaguchi: Practical Formula of Bearing Value for Two Layered Ground, Proc. 4th Asian Regional Conf. SMFE, Vol. 1, 1963. 5
- 43)大志万和也, 中林正司, 浜田信彦: 薄層支持杭の支持力に関する研究, (財)阪神高速道路管理センター, 監修-阪神高速道路公団, 技報第10号, pp10-16.
- 44)小泉安則: 二層(砂-粘土)から成る地盤の支持力の解法, 日本建築学会論文報告集, No. 66, 1960. 10
- 45)Y. Ohsaki: An Approximate Solution to Bearing Capacity Problem of Two-Layered Subsoil, 日本建築学会論文報告集, No. 99, 1964. 6

付録資料

1. 密度検定結果	139
2. 壁面たわみ量測定結果	140
3. ロードセル検定結果	142
4. 大型2次元模型実験結果	144
4.1 実験ケース一覧	144
4.2 根入れのない剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係	145
4.3 根入れのある剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係	157
4.4 薄い支持地盤上の剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係	173
4.5 傾斜地盤上の剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係	179

THE UNIVERSITY OF CHICAGO

DEPARTMENT OF THE HISTORY OF ARTS AND ARCHITECTURE

OFFICE OF THE DEAN

1100 EAST 58TH STREET, CHICAGO, ILLINOIS 60637

TEL: 773-936-5000 FAX: 773-936-5001

WWW.HAAS.UCHICAGO.EDU

CHICAGO, ILLINOIS 60637

1. 密度検定結果

付表-1.1 密度の検定試験結果

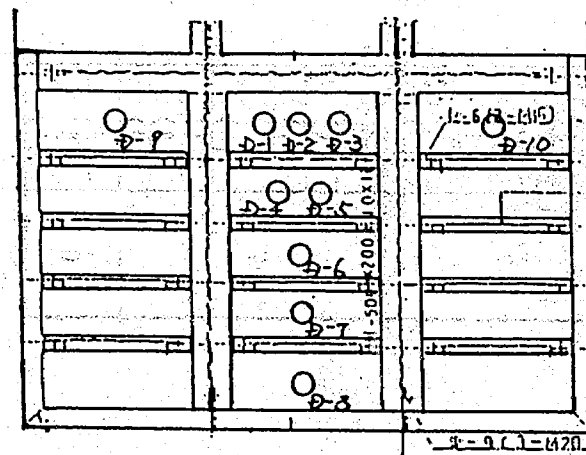
スリット (min)	容器No	開口径 (mm)	下のふりい 径 (cm)	落下高さ (cm)	密度 γ (g/cm ³)
7	2	9	第一0.1686 第二0.336 第三0.336	275	1.463
	3			215	1.445
	5			155	1.448
	(8)			255	1.464
	(12)			255	1.457
	(8)			195	1.446
	(11)			195	1.441
	(9)			135	1.499
	(10)			135	1.498
7	2	8	第一0.1686 第二0.336 第三0.336	210	1.503
	3			270	1.473
	4			270	1.466
	5			330	1.472
	(7)			230	1.507
	(12)			230	1.520
	(8)			290	1.491
	(11)			290	1.500
	(9)			350	1.487
	(10)			350	1.477
7	2	7	第一0.1686 第二0.336 第三0.336	275	1.564
	3			215	1.561
	4			215	1.532
	5			155	1.565
	(7)			255	1.565
	(12)			255	1.544
	(8)			195	1.564
	(11)			195	1.544
	(9)			135	1.594
7	2	7	第一0.1686 第二0.336 第三0.336	275	1.599
	3			215	1.610
	5			155	1.601
	(7)			255	1.609
	(12)			255	1.621
	(8)			195	1.629
	(11)			195	1.625
	(9)			135	1.634
	(10)			135	1.634
6	3	6	第一0.1686 第二0.336 第三0.336	215	1.621
	(8)			215	1.632
	(11)			215	1.635

* 括弧内は、金属製の円柱の容器による

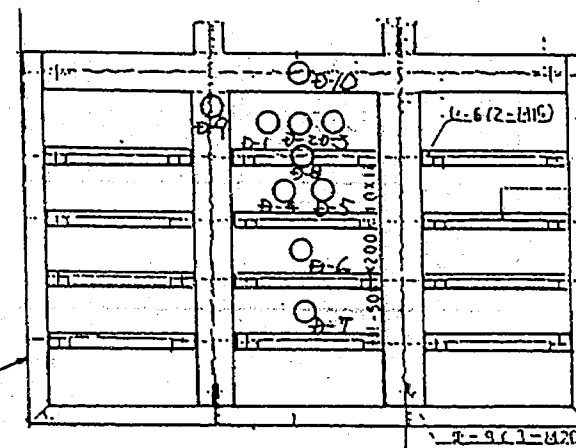
2. 壁面たわみ量測定結果

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	荷重 (ton)	変位 mm	D-1 mm	D-2 mm	D-3 mm	D-4 mm	D-5 mm	D-6 mm	D-7 mm	D-8 mm	D-9 mm	D-10 mm	
1 回 目	1	17.00	2.00	0.09	0.15	0.31	0.09	0.11	0.04	0.05	0.03	0.00	-0.01
	2	26.00	5.00	0.21	0.37	0.59	0.18	0.27	0.19	0.10	0.02	0.01	0.01
	3	30.00	7.00	0.32	0.52	0.77	0.37	0.42	0.32	0.19	0.06	-0.01	0.00
	4	27.00	7.48	0.36	0.57	0.84	0.37	0.52	0.33	0.23	0.07	0.00	0.00
2 回 目	5	5.00	5.80	-0.02	0.00	0.21	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.01	0.01
	6	11.00	6.50	-0.02	0.02	0.25	0.00	0.07	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	18.00	7.50	-0.02	0.05	0.28	0.00	0.11	0.06	0.02	0.00	0.05	0.04
	8	21.70	7.80	-0.02	0.06	0.29	0.01	0.10	0.06	0.04	0.00	0.11	0.05
	9	25.90	8.90	0.06	0.14	0.37	0.09	0.32	0.17	0.08	0.09	0.11	0.08
	10	30.00	11.00	0.11	0.21	0.41	0.20	0.31	0.22	0.13	0.16	0.11	0.12
	11	29.00	5.00	0.15	0.22	0.38	0.19	0.31	0.24	0.14	0.19	0.11	0.09
	12	32.00	10.00	0.18	0.27	0.43	0.28	0.42	0.27	0.19	0.25	0.15	0.13

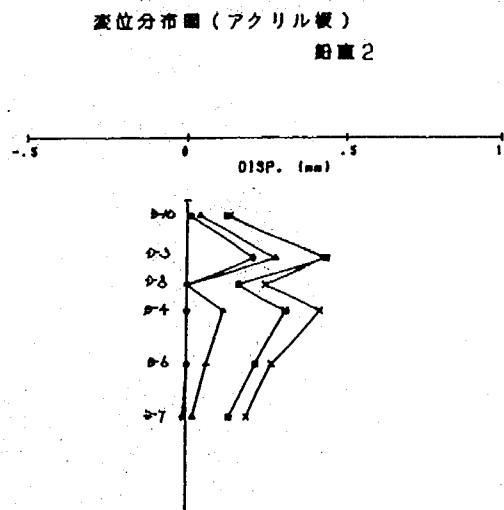
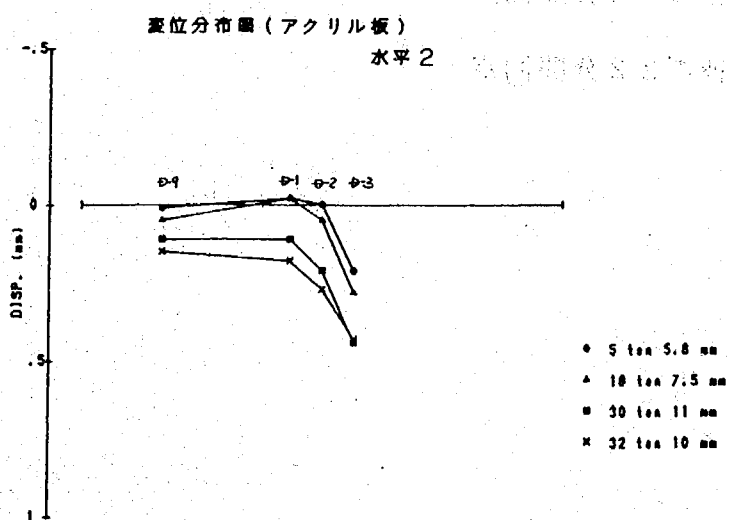
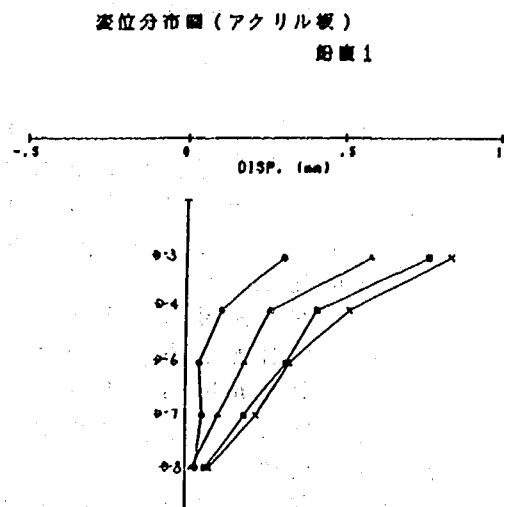
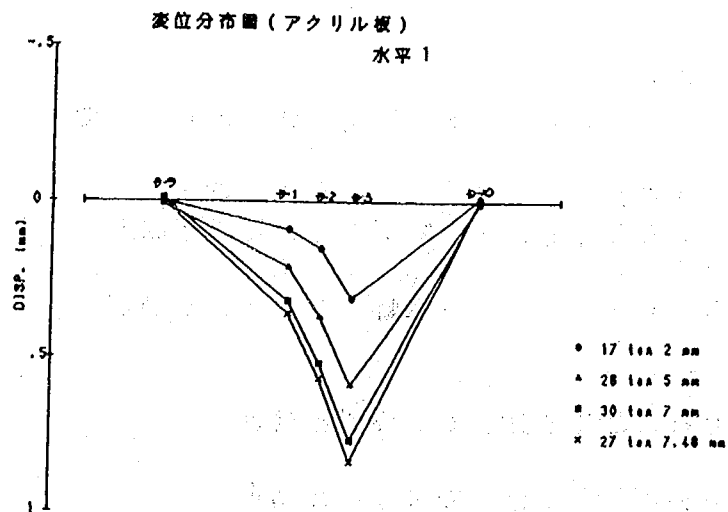
1回目変位計セット位置



2回目変位計セット位置



アクリル板補強桁



付図-2.1 壁面たわみ量測定結果

3. ロードセル検定結果

フーチングロードセルの検定要領

1) 直荷重

①ロードセルNO. 1～12 (小型)

荷重は上昇時、4 t o n まで200 k g f ごと下降時400 k g f ごと測定

②ロードセルNO. 13, 14 (大型)

荷重は上昇時、9 t o n まで500 k g f ごと下降時1 t o n ごと測定

③ロードセルNO. 15, 19 (大型)

荷重は上昇時、6 t o n まで500 k g f ごと下降時1 t o n ごと測定

④経時変化

ロードセルNO. 11

荷重は3 t f で、2分まで30秒ごと20分まで2分ごと測定

ロードセルNO. 15

荷重は5 t f で、2分まで30秒ごと16分まで2分ごと測定

2) セン荷重

①ロードセルNO. 1～12 (小型)

荷重は上昇時、500 k g f まで50 k g f ごと下降時100 k g f ごと測定

②ロードセルNO. 13～19 (大型)

荷重は上昇時、700 k g f まで50 k g f ごと下降時100 k g f ごと測定

④経時変化

ロードセルNO. 1

荷重は300 k g f で、30秒ごと2分間測定

ロードセルNO. 15

荷重は500 k g f で、30秒ごと2分間測定

付表-3.1 ロードセル検定結果
根入れのある剛体基礎に関する支持力実験 (B0=50cm) における
ロードセルの検定結果

単位: kgf/1×10⁻⁶

ロードセル検定結果							
No	直荷重			せん断荷重			備考
	ϵ_p	ϵ_s	干渉 %	ϵ_p	ϵ_s	干渉 %	
1	0.90499	-116.71840	-0.604	5.68346	0.87834	15.054	中央1/3
2	0.69113	45.17565	1.5299	5.62232	0.91364	16.2502	
3	0.70755	23.25884	3.0421	5.89370	0.87132	14.7839	
4	0.70613	-40.86149	-1.7281	4.98609	0.89851	18.0203	
5	0.70068	30.93378	2.2651	6.54049	0.91474	13.9858	
6	0.69429	-17.98917	-3.8595	5.86216	0.89132	15.2046	
7	0.70896	-42.91444	-1.6520	8.22303	0.84274	10.2485	
8	0.71376	-29.52735	-2.4173	7.27123	0.88735	12.2035	
9	0.69355	53.65729	1.2926	6.89930	0.89005	12.9006	
10	0.70435	6.70423	10.5061	5.48701	0.87936	16.0262	
11	0.71227	-0.51694	-137.786	4.49667	0.91355	20.3161	
12	0.69897	77.49529	0.9016	6.43262	0.88500	13.7580	両端
13	2.65676	73.10189	3.6343	34.18549	2.32843	6.8112	
14	2.64243	106.85341	2.4729	31.87645	2.24591	7.0457	
15	2.65274	-662.78325	-0.4002	29.47025	2.14875	7.2913	
16	2.67288	59.48213	4.4936	27.11631	2.19816	8.1064	
17	2.66931	40.51393	6.5886	24.03689	2.28146	9.4915	
18	2.63562	101.25576	2.6029	24.89333	2.31345	9.2935	
19	2.66456	199.32231	1.3368	22.05598	2.26353	10.2627	

根入れのある剛体基礎に関する支持力実験 (B0=23cm) における
ロードセルの検定結果

ロードセル検定結果							
NO	直荷重			せん断荷重 *			備考
	ϵ_p	ϵ_s	干渉 %	ϵ_s	ϵ_p	干渉 %	
1	-0.7519	-44.74	1.971	0.8114	-57.76	-1.372	中央1/3
2	-0.7562	-1354.2	4.276	0.8789	-72.28	-1.167	
3	-0.7623	485.3	-0.116	0.8828	-52.63	-1.606	
4	-0.8171	373.0	-0.219	0.8430	-28.02	-2.774	
5	0.7755	-71.51	-1.055	0.8248	-62.99	-1.199	
6	-3.002	-148.8	2.115	-2.497	-400.0	-0.213	両端
7	-2.929	-70.89	4.130	-2.527	-200.0	0.691	

4. 大型2次元模型実験結果

4. 1 実験ケース一覧

付表-4.1 実験ケース一覧

(a) 掘入れのない剛性基礎の支持力実験

ケース No	有効厚 (m)	フーチング幅 (m)	掘入れの目 (mm)	標準砂密度 (t/m^3)	最大荷重 (ton)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 (mm)	S_1/B	備 考
A1	176	0.5	7.0	1.56	27.46 ¹⁾ 30.92 ²⁾	27.46 ¹⁾ 30.92 ²⁾	70 ¹⁾ 79 ²⁾	22.98	0.060	
A2	176	0.5	6.0	1.593	36.81 43.48	36.81 43.48	92 109	28.00	0.056	
A3	176	0.5	7.0	1.559	27.13 27.19	27.13 27.19	69 70	30.21	0.060	写真からのひずみ解析
A4	174	0.5	6.0	1.589	29.98 31.18	29.98 31.18	75 78	26.25	0.053	
A5	173	0.23	6.0	1.597	18.76 21.61	18.76 21.61	102 118	12.09	0.043	すべり線の発達状況の目視による観察、写真からのひずみ解析
A6	176	0.23	7.0	1.551	13.65 14.11	13.65 14.11	76 79	15.73	0.068	すべり線の発達状況の目視による観察

(b) 掘入れのある剛性基礎の支持力実験

ケース No	有効厚 (m)	掘入れ比 掘入れ長(m)	フーチング幅 (m)	掘入れの目 (mm)	標準砂密度 (t/m^3)	最大荷重 (ton)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 (mm)	S_1/B	備 考
B1	130	0.3 0.07	0.23	6.0	1.639	12.33 ¹⁾ 12.85 ²⁾	26.80 ¹⁾ 27.93 ²⁾	142 ¹⁾ 148 ²⁾	9.08 ¹⁾ 9.08 ²⁾	0.039 0.034	機器の故障により途中で中止しているため、実験値は試験終了の値であり、参考値とする
B2	126	0.3 0.07	0.23	6.0	1.628	14.67 14.90	31.89 32.40 ¹⁾	170 173	15.51 13.04	0.067 0.057	せん断応力度の値が、掘入れのない剛性基礎と異なるのは符号のとり方が違うだけである
B3	126	0.6 0.14	0.23	7.0	1.579	15.11 15.02	32.85 32.65	180 180	14.93 14.60	0.065 0.064	上記B-2に同じ
B4	145	0.9 0.21	0.23	6.8	1.556	17.78 17.31	37.64 38.65	210 216	16.04 16.04	0.070 0.070	上記B-2に同じ
B5	125	0.3 0.07	0.23	6.5	1.575	13.73 14.39	29.85 31.29	164 172	13.29 11.52	0.058 0.050	上記B-2に同じ
B6	189.5	0.6 0.3	0.50	6.0	1.604	93.26 100.05	93.26 100.05	233 251	41.02 39.04	0.082 0.078	上記B-2に同じ
B7	170.0	0.3 0.15	0.50	6.0	1.586	62.61 61.61	62.61 61.61	158 155	33.80 25.78	0.068 0.052	斜荷加載時、左右非対称に荷重がのり、土は不均一にせん断変形したため、実験を行った時のイニシャル値が若干異なる
B8	170.0	0.3 0.15	0.50	6.0	1.597	63.27 61.52	63.27 61.52	158 154	25.03 23.17	0.050 0.046	

(c) 掘り支保工地上の剛性基礎実験

ケース No	上層厚 (cm)	下層厚 (cm)	フーチング幅 (m)	支持層厚比 H/B	掘入れの目 上層 (mm)	掘入れの目 下層 (mm)	密度 上層 (t/m^3)	密度 下層 (t/m^3)	最大荷重 (ton)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 (mm)	S_1/B	備 考
C1	0	120	0.23	0	6.5	9.0	—	1.480	3.22	7.0	41	12.0	0.052	一次変位点を最大荷重とした
C2	46	74	0.23	2	6.5	9.0	1.577	1.506	8.42 ¹⁾ 8.49 ²⁾	13.30 ¹⁾ 18.46 ²⁾	100 ¹⁾ 102 ²⁾	19.94 ¹⁾ 19.66 ²⁾	0.086 0.085	
C3	23	97	0.23	1	6.0	9.0	1.576	1.503	5.53 5.55	12.02 12.07	66 67	19.05 13.89	0.082 0.060	

(d) 傾斜地型上の剛性基礎実験

ケース No	地形形状 ³⁾ αB	β	フーチング幅 (m)	掘入れの目 (mm)	標準砂密度 γ (t/m^3)	最大荷重 (ton)	最大応力度 q (t/m^2)	$2q/\gamma B$ 中央1/3	最大荷重時 変位 (mm)	S_1/B	備 考
D1	0.5	15	0.5	6.0	1.585	30.84 ¹⁾ 29.64 ²⁾	30.84 ¹⁾ 29.64 ²⁾	77 ¹⁾ 75 ²⁾	26.03 24.01	0.0521 0.0480	
D2	2.0	15	0.5	6.0	1.584	27.23 26.83	27.23 26.83	68 52	24.00 24.00	0.0480 0.0480	
D3	0.5	25	0.5	6.0	1.582	20.70 20.34	20.70 20.34	51 52	24.42 22.10	0.0488 0.0442	
D4	2.0	25	0.5	6.0	1.582	31.83 30.53	31.83 30.53	80 77	25.08 25.08	0.0502 0.0502	

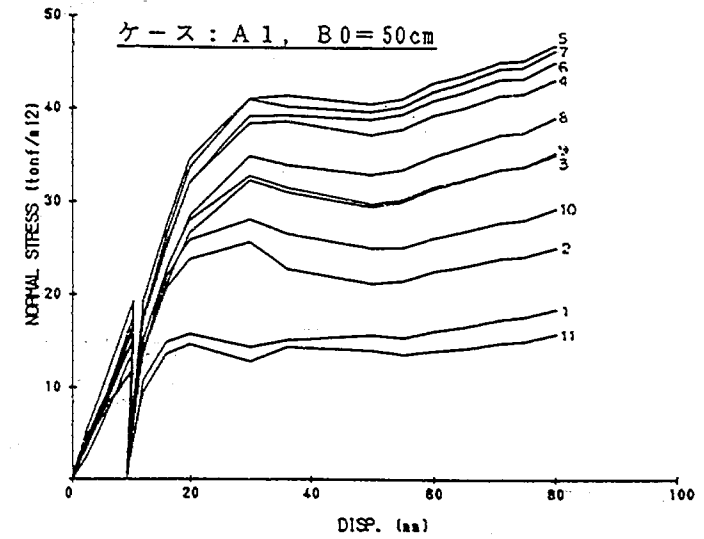
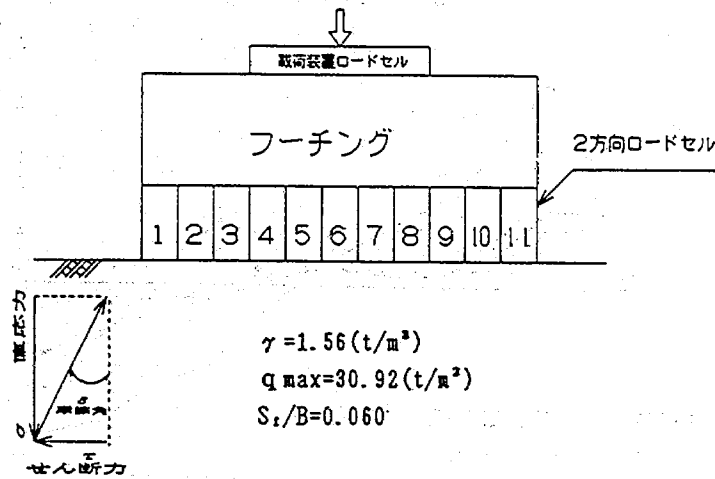
1): 載荷法ロードセルによる値

2): フーチングロードセル中央1/3による値 (本編における検討では、中央1/3の値を利用)

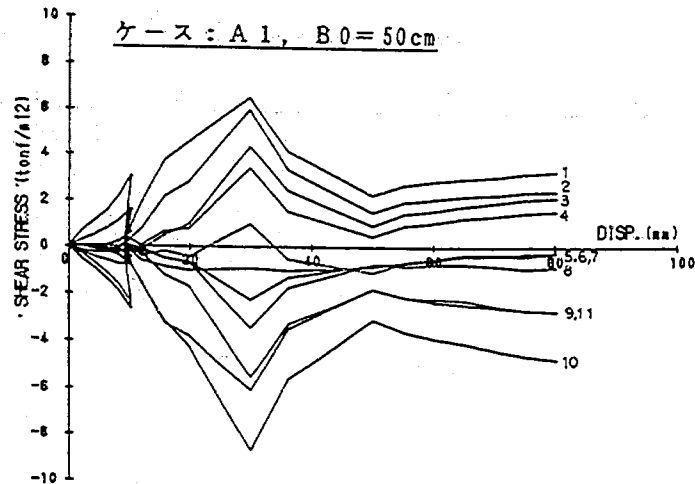
3): αB = 基礎前面全幅、 β = 斜面角度

4.2 根入れのない剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係

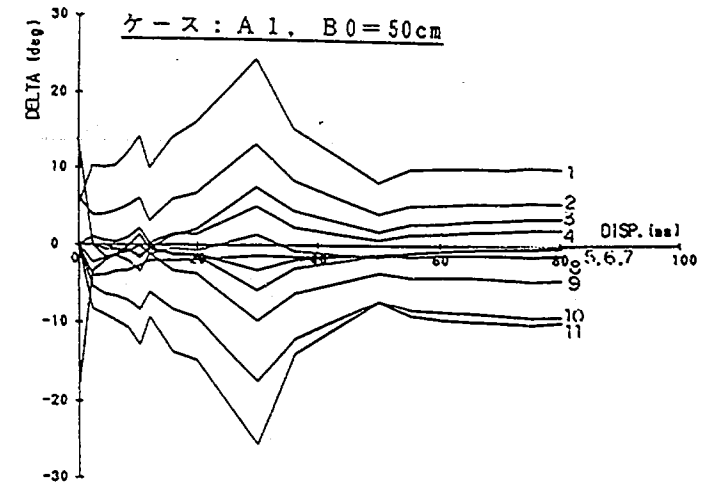
ケースNo. A1



(b) 直応力～沈下量曲線

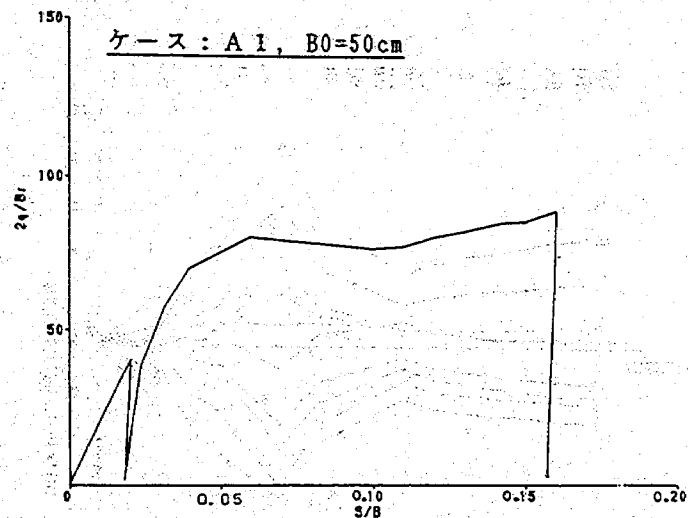


(c) せん断応力～沈下量曲線

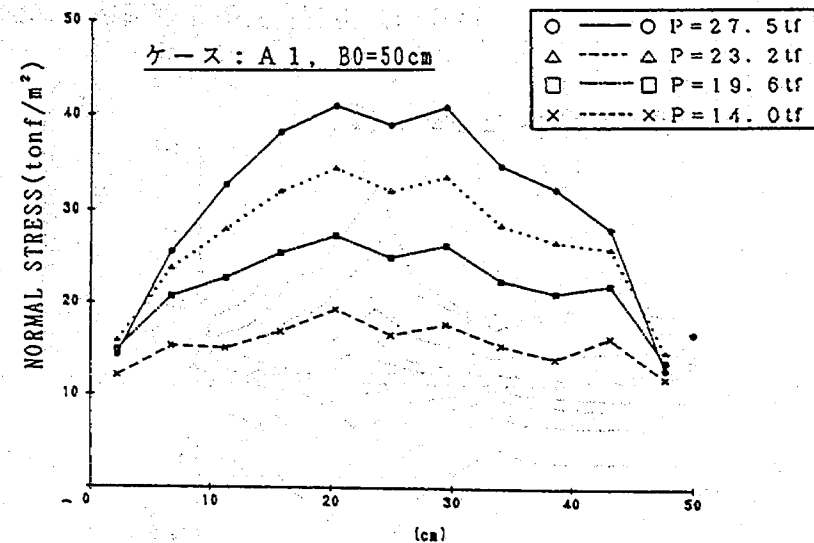


(d) 摩擦角～沈下量曲線

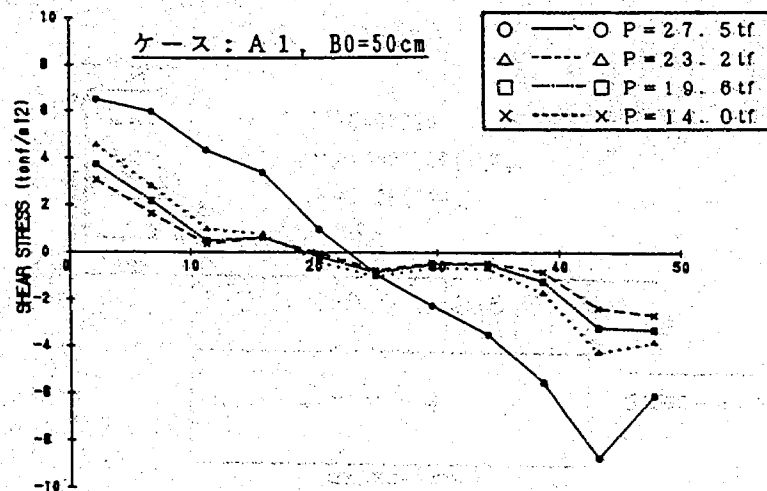
付図-4.2.1(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A1)



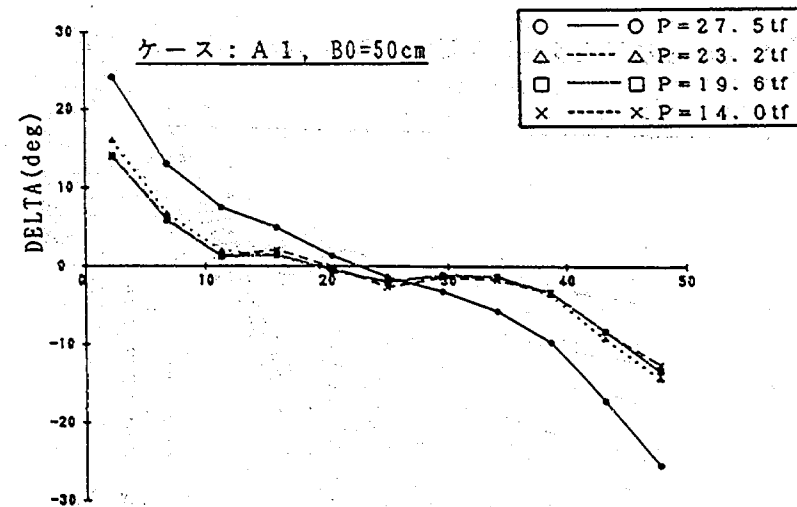
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



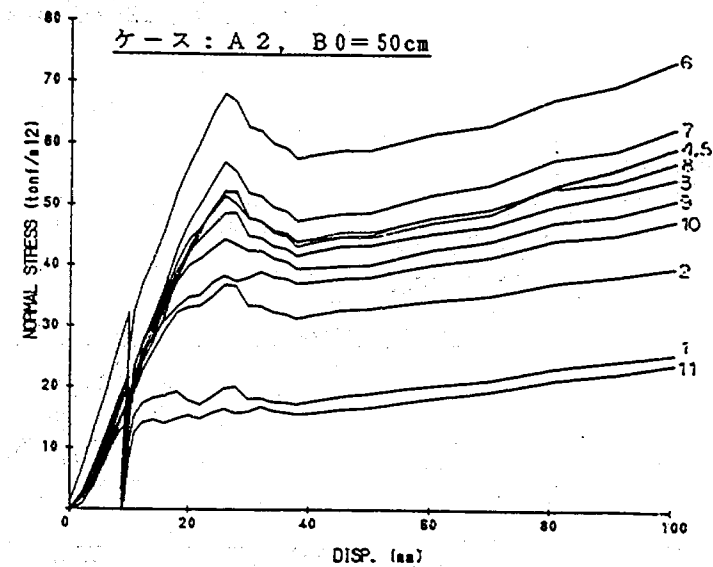
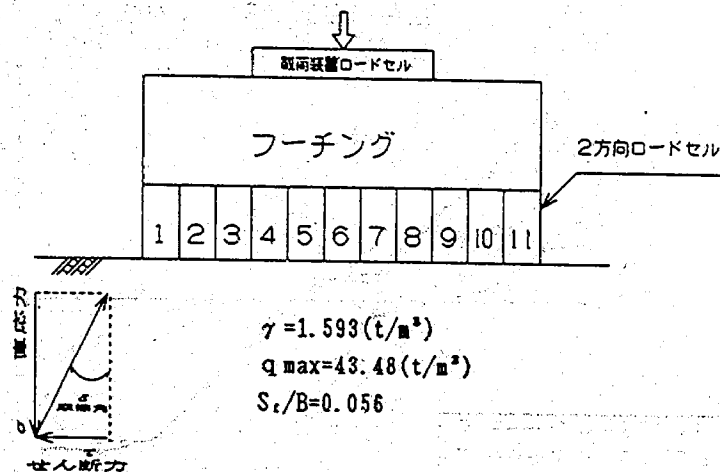
(c) せん断応力分布



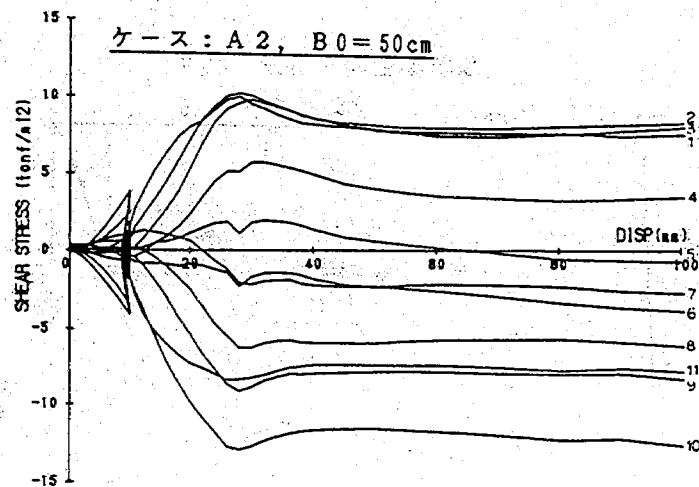
(d) 摩擦角分布

付図-4.2.1(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A1)

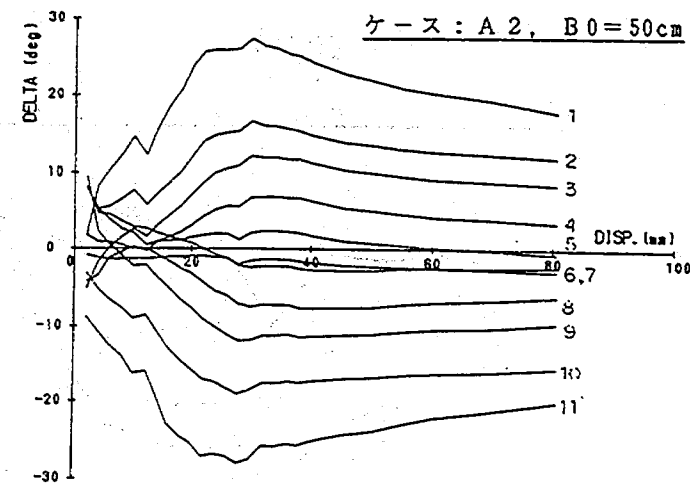
ケースNo. A2



(b) 直応力～沈下量曲線

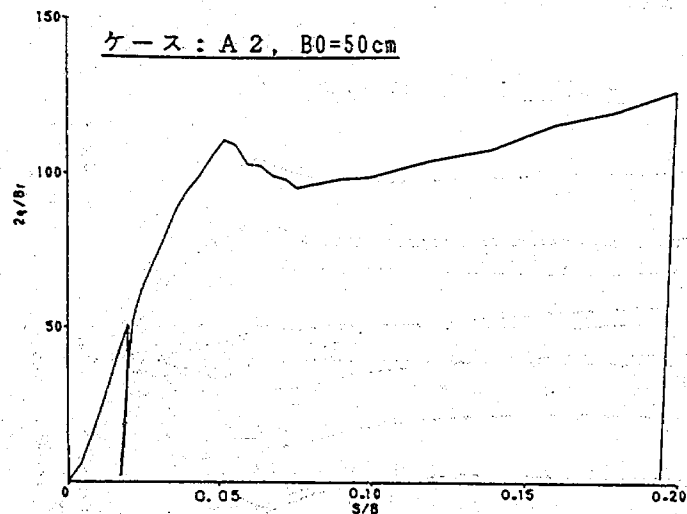


(c) せん断応力～沈下量曲線

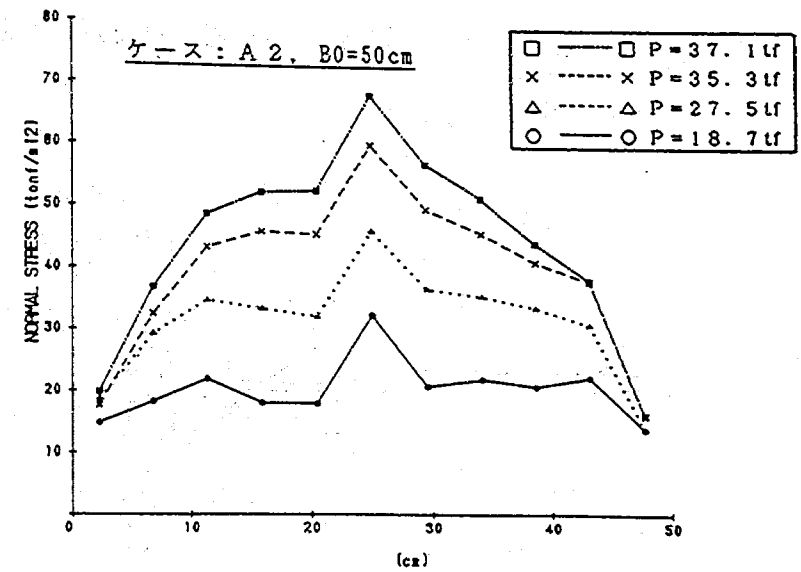


(d) 摩擦角～沈下量曲線

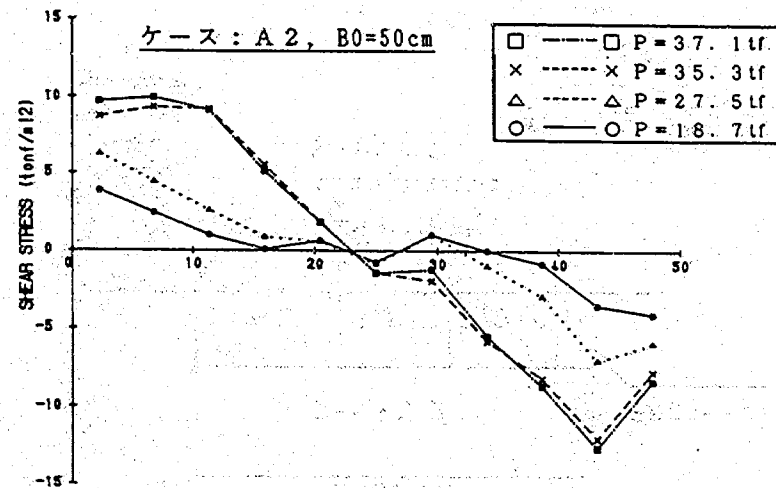
付図-4.2.2(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A2)



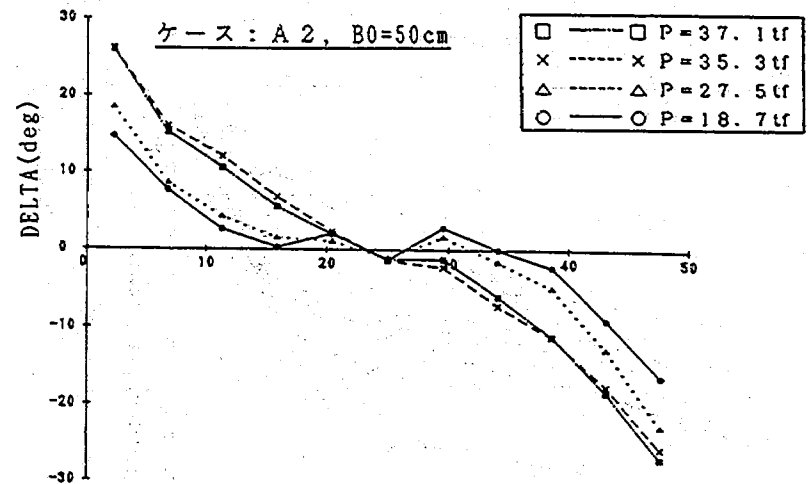
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布

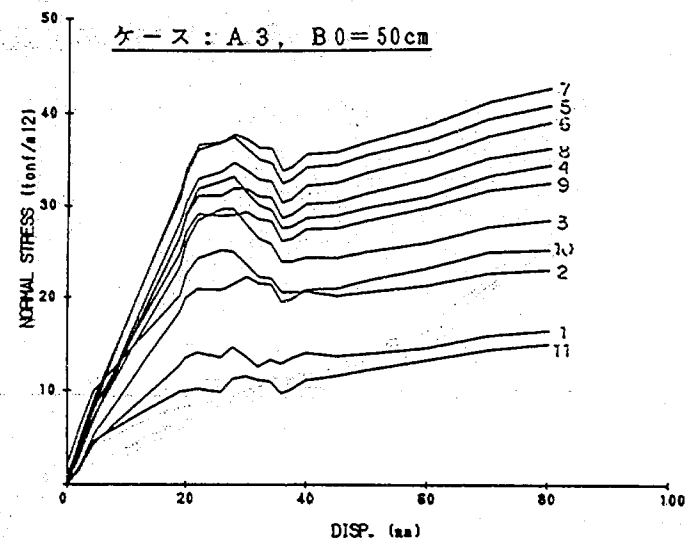
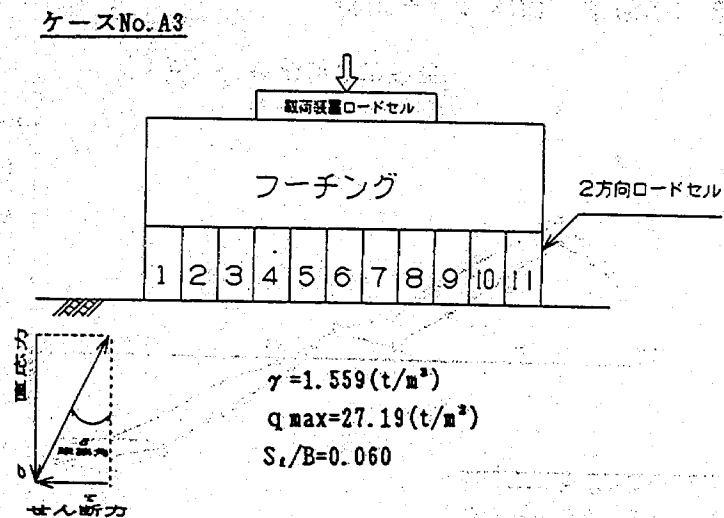


(c) せん断応力分布

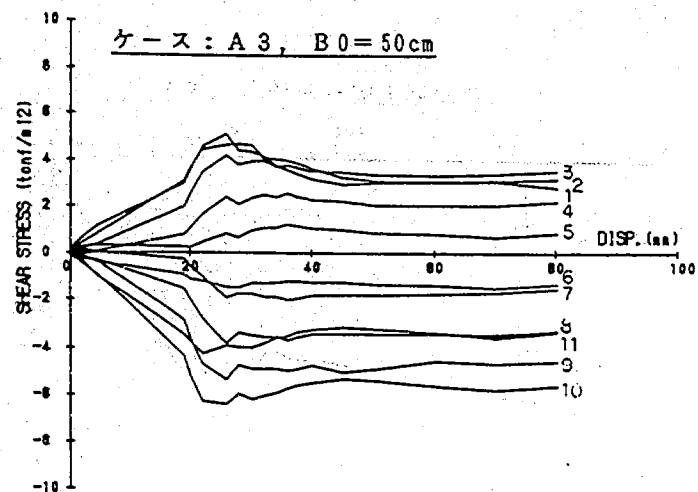


(d) 摩擦角分布

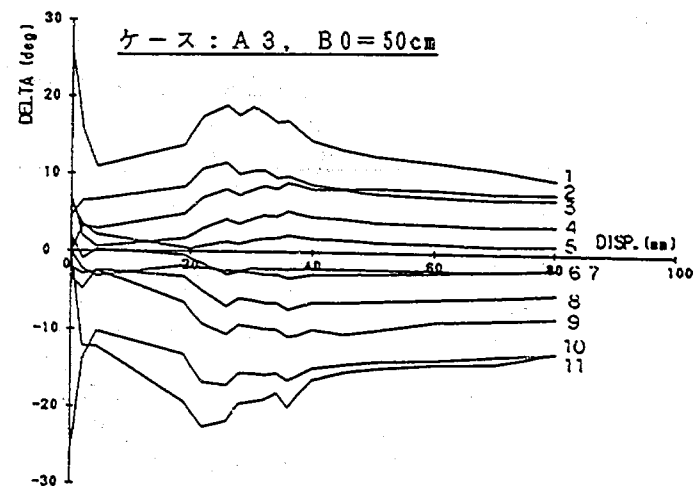
付図-4.2.2(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A2)



(b) 直応力～沈下量曲線

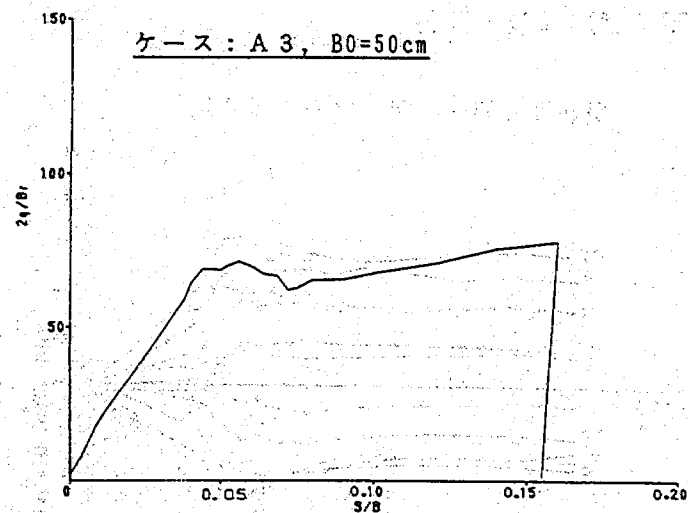


(c) せん断応力～沈下量曲線

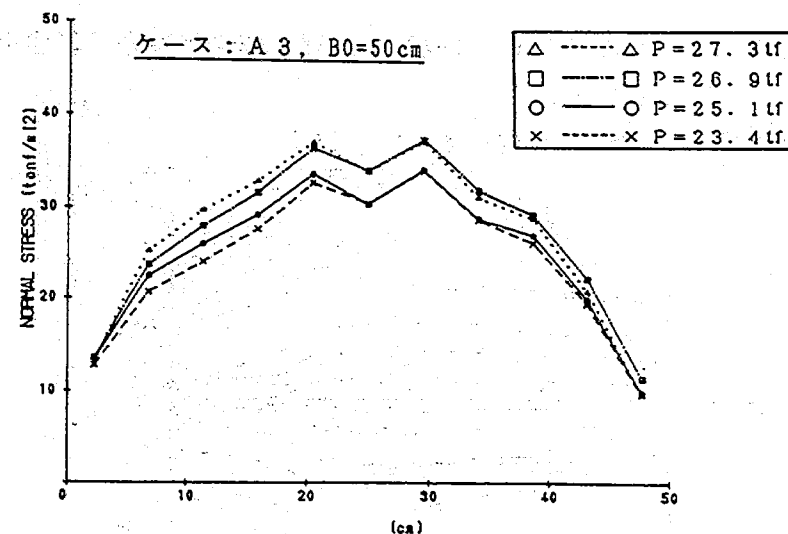


(d) 摩擦角～沈下量曲線

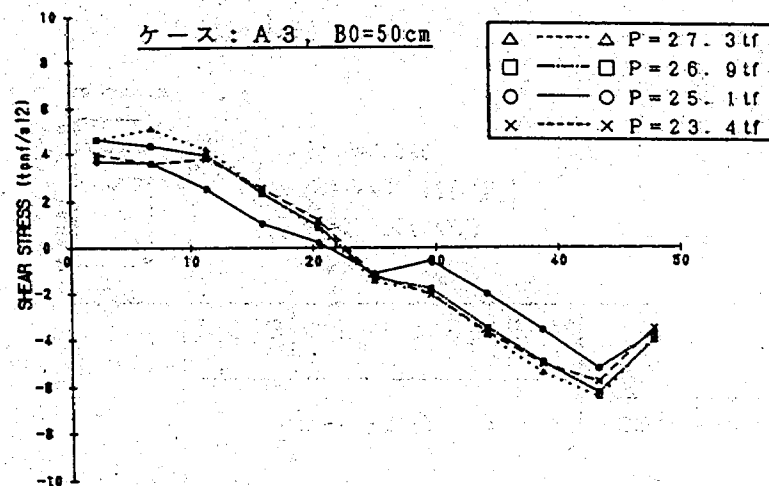
付図-4.2.3(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A3)



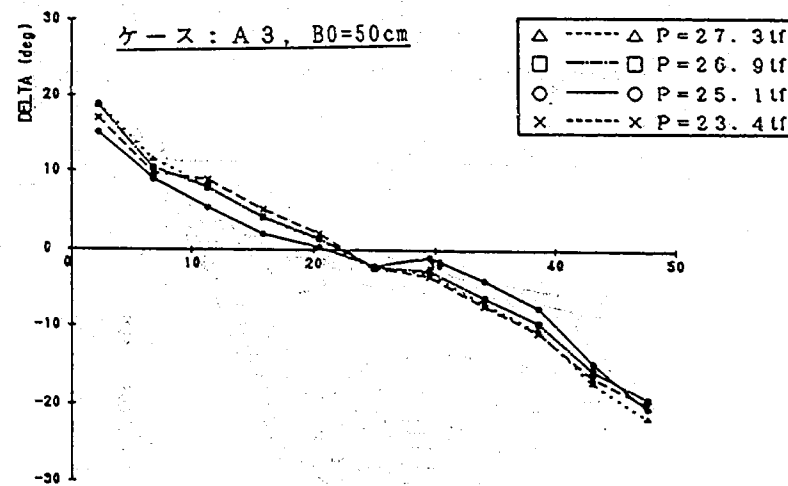
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



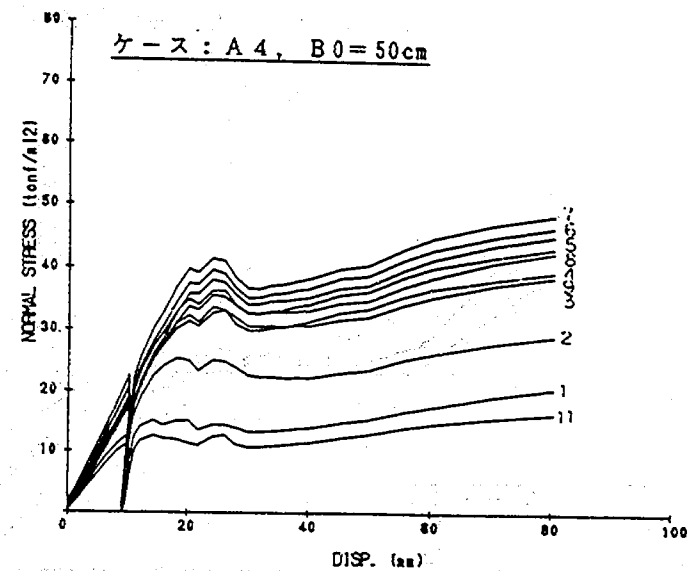
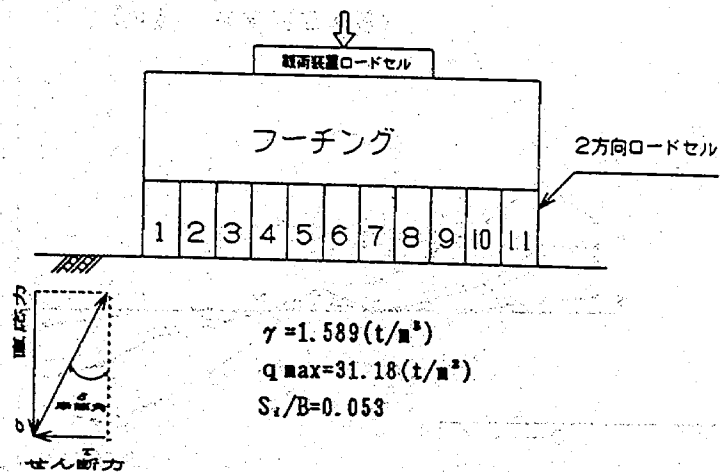
(c) せん断応力分布



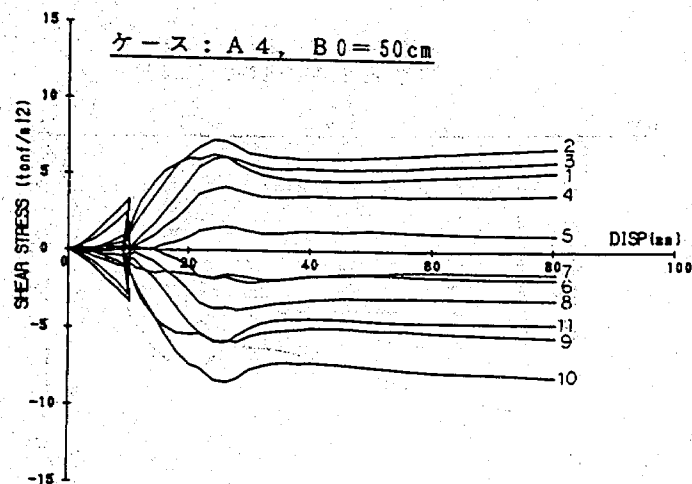
(d) 摩擦角分布

付図-4.2.3(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A3)

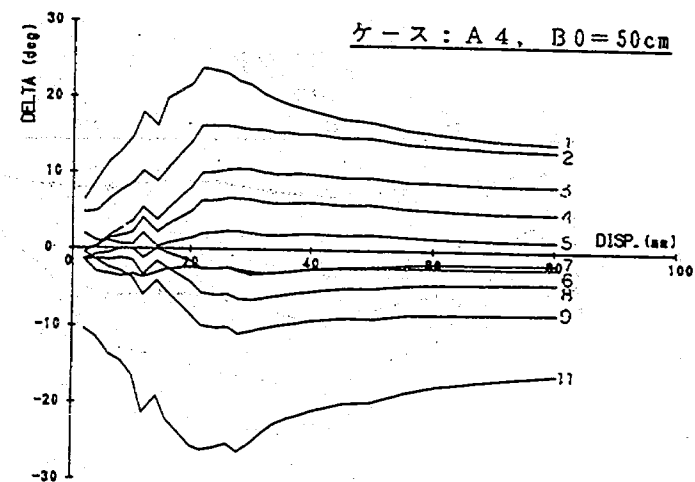
ケースNo. A4



(b) 直応力～沈下量曲線

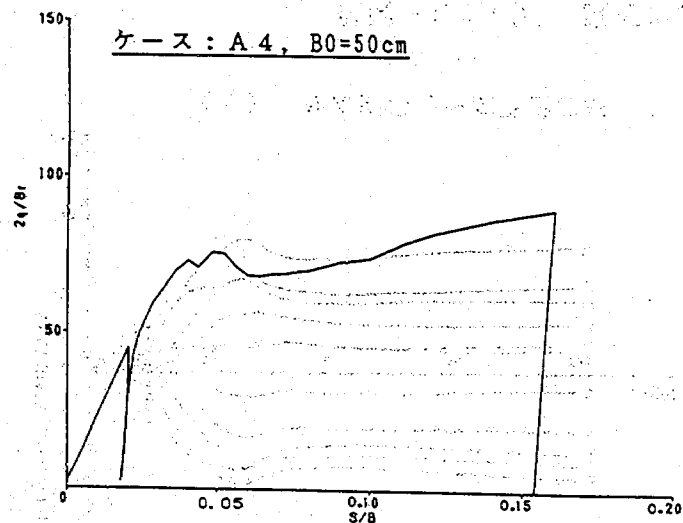


(c) せん断応力～沈下量曲線

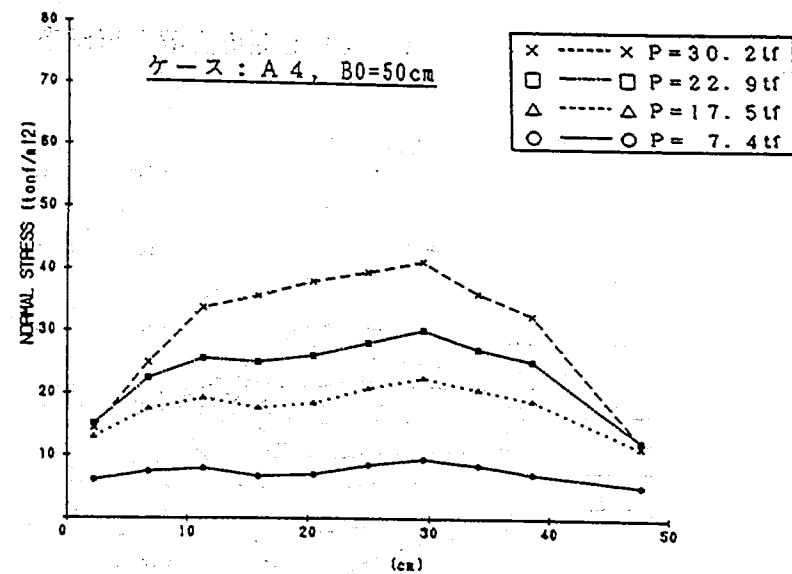


(d) 摩擦角～沈下量曲線

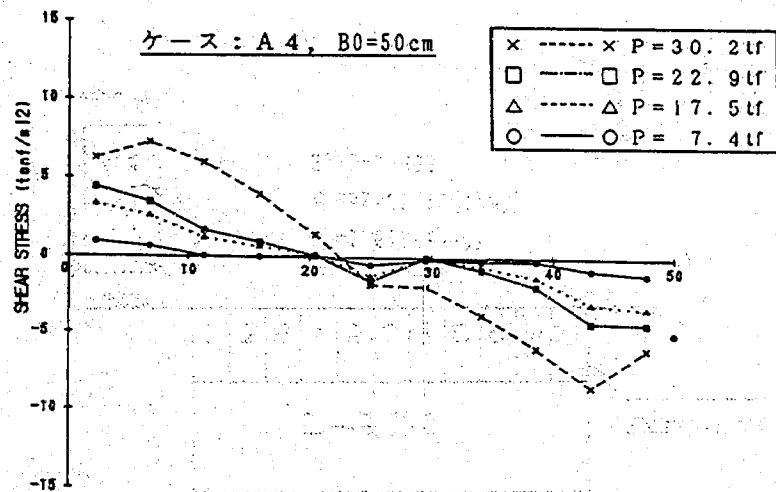
付図-4.2.4(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A4)



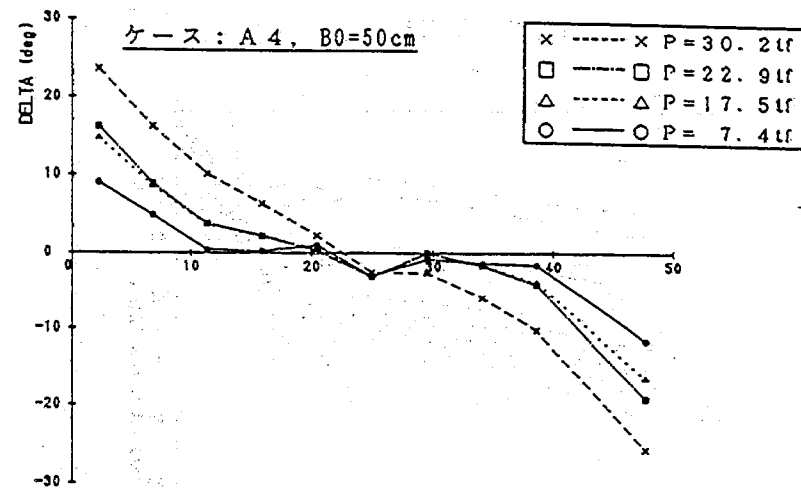
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



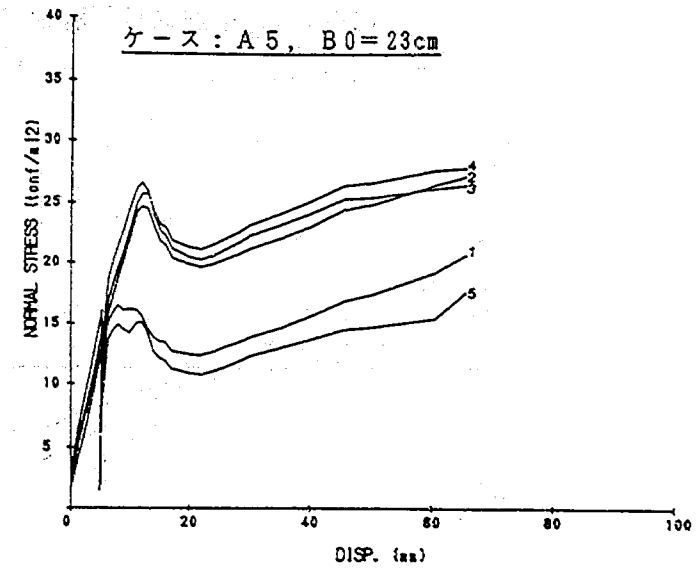
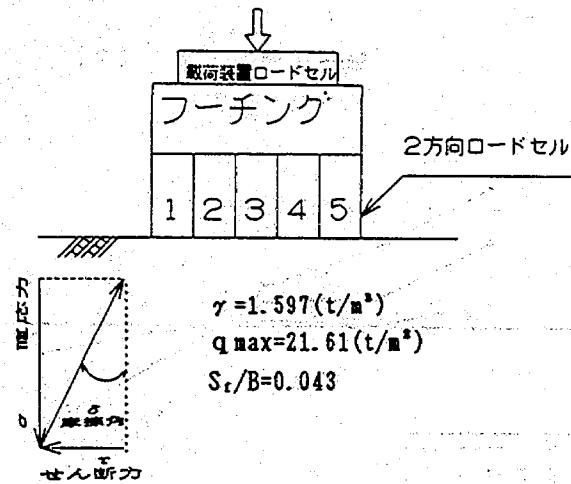
(c) せん断応力分布



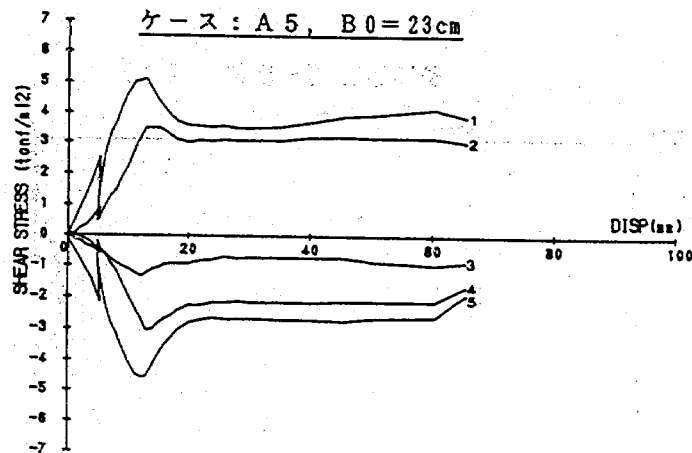
(d) 摩擦角分布

付図-4.2.4(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A4)

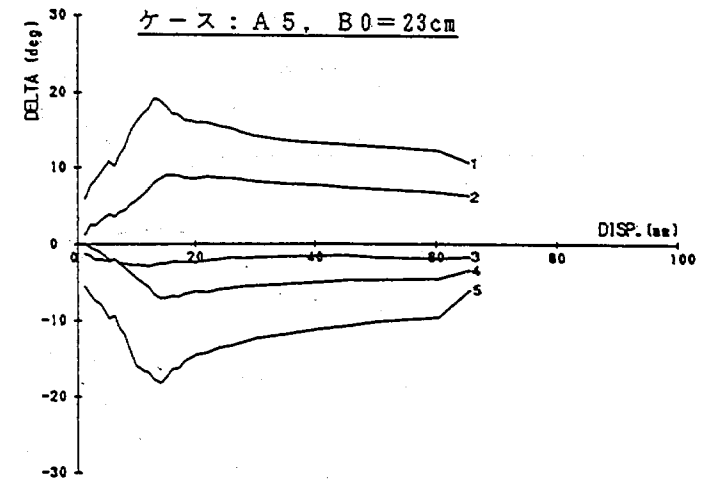
ケースNo. A5



(b) 直応力～沈下量曲線

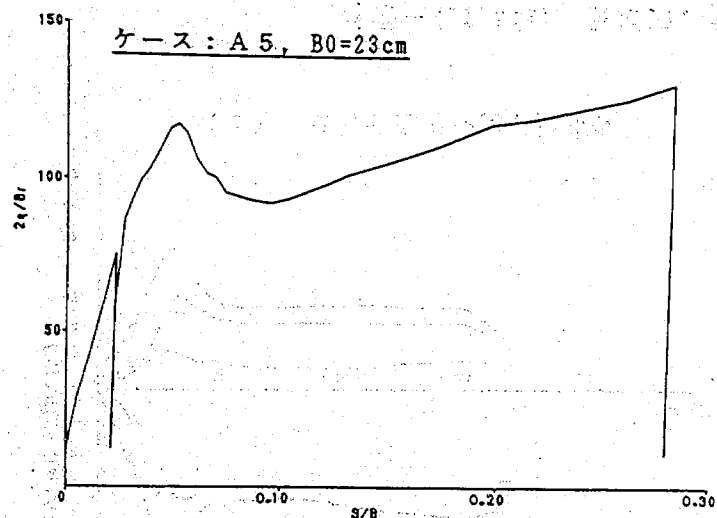


(c) せん断応力～沈下量曲線

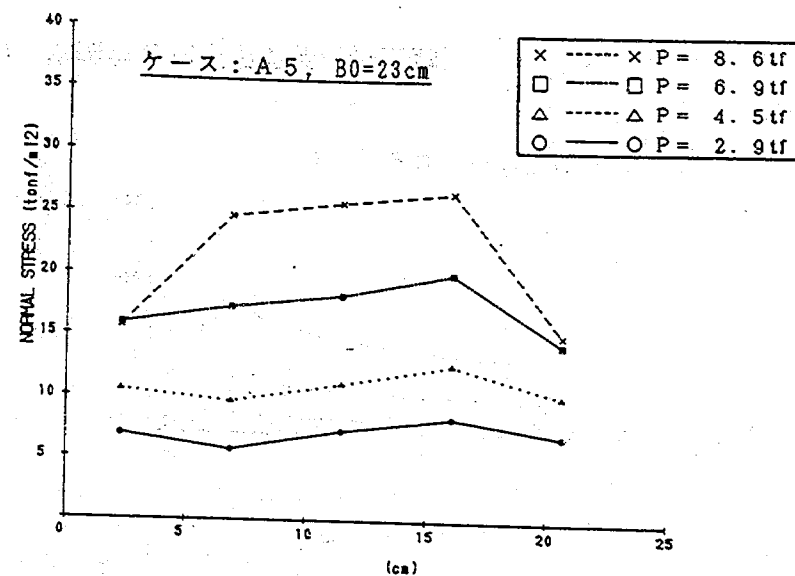


(d) 摩擦角～沈下量曲線

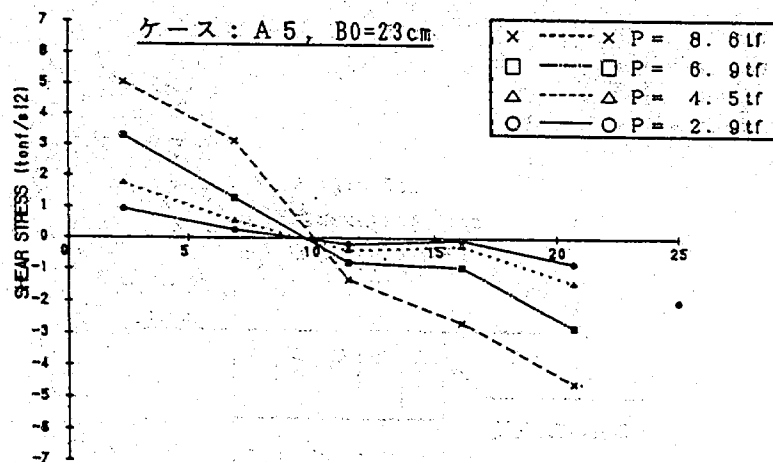
付図-4.2.5(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A5)



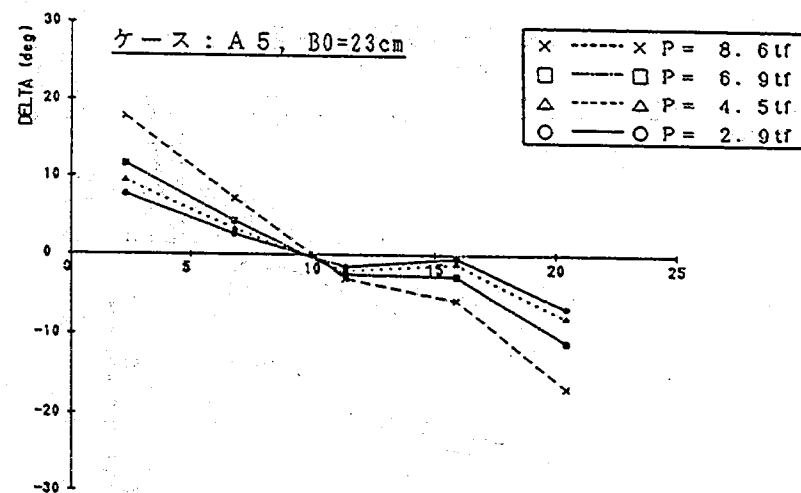
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



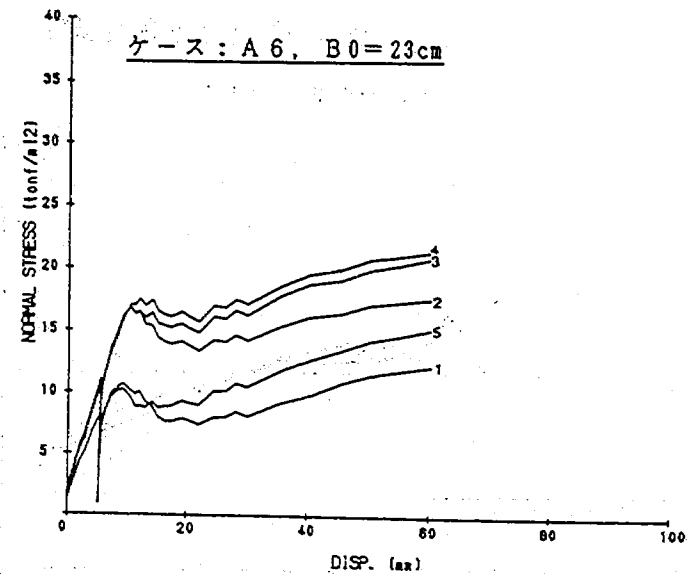
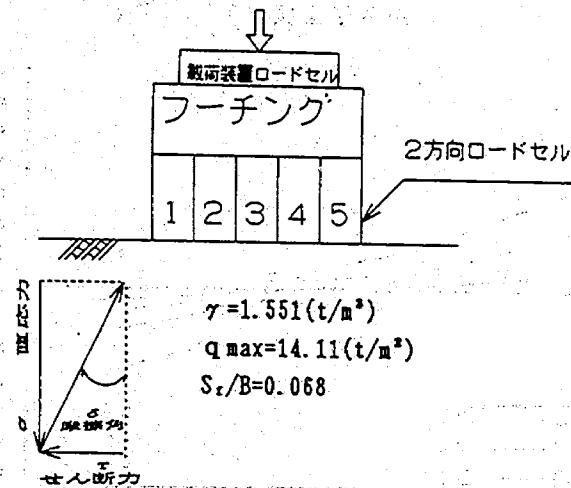
(c) せん断応力分布



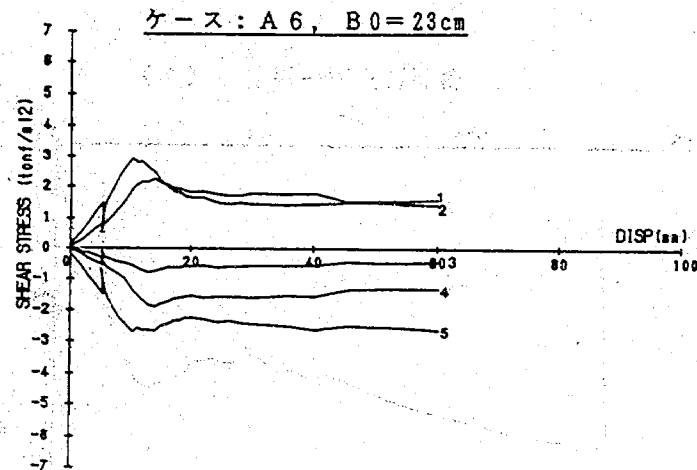
(d) 摩擦角分布

付図-4.2.5(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A5)

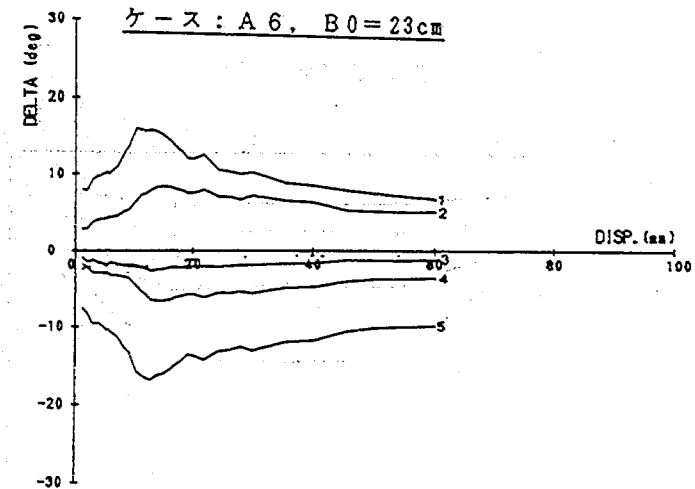
ケースNo. A6



(b) 直応力～沈下量曲線

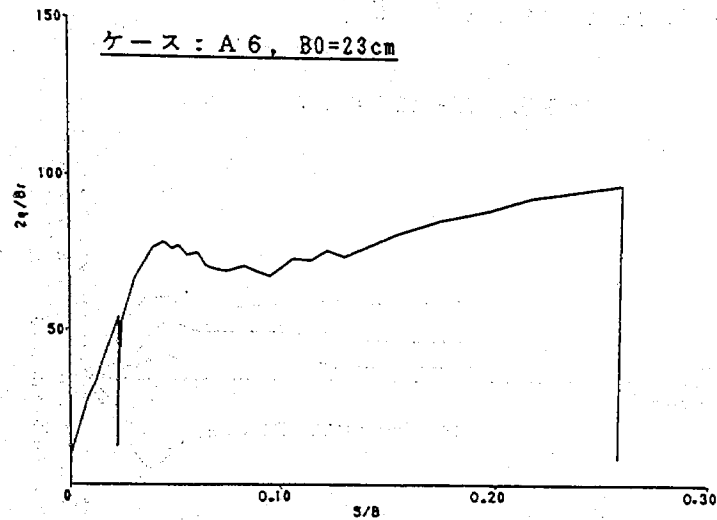


(c) せん断応力～沈下量曲線

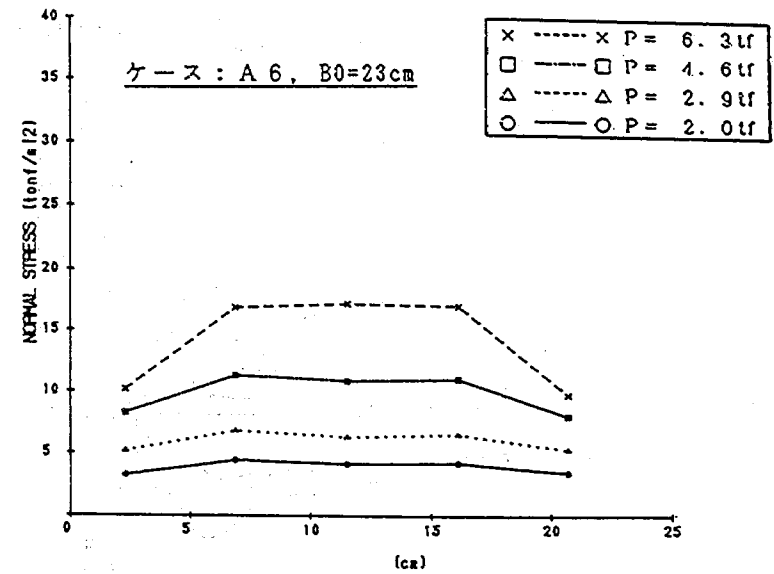


(d) 摩擦角～沈下量曲線

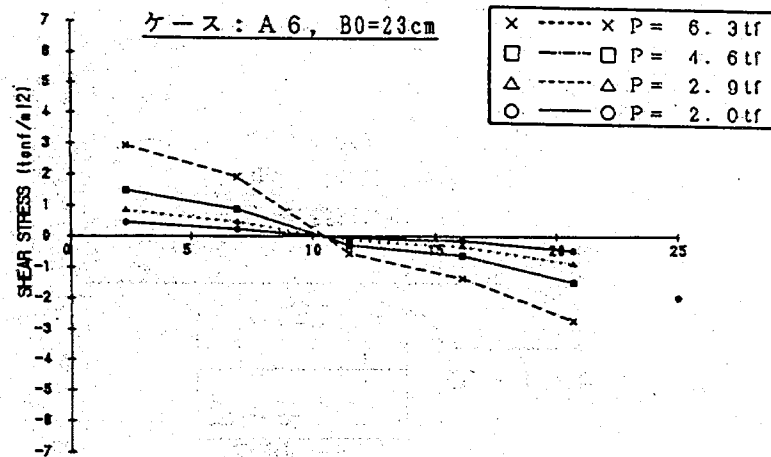
付図-4.2.6(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:A6)



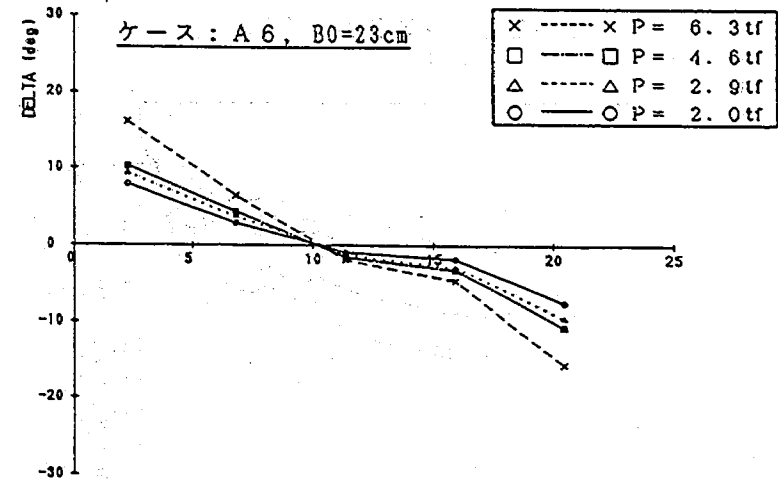
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



(c) せん断応力分布

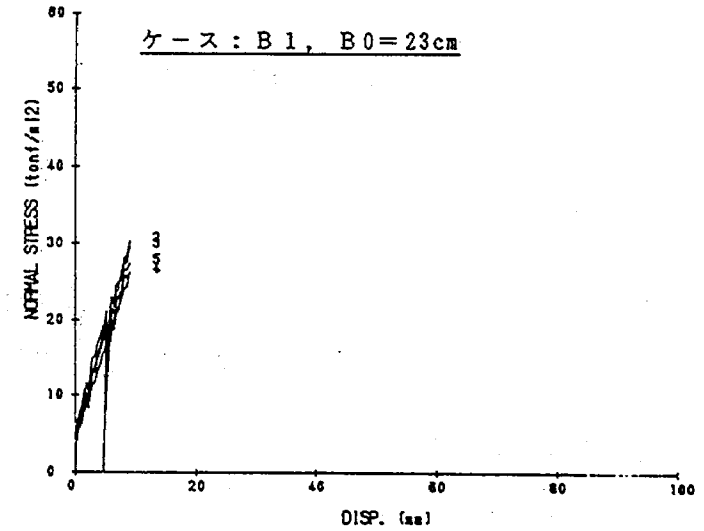
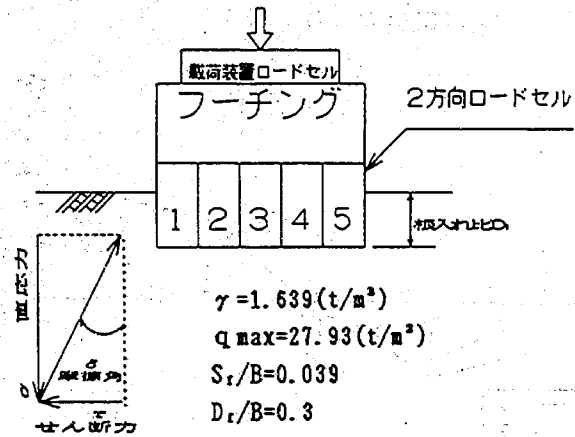


(d) 摩擦角分布

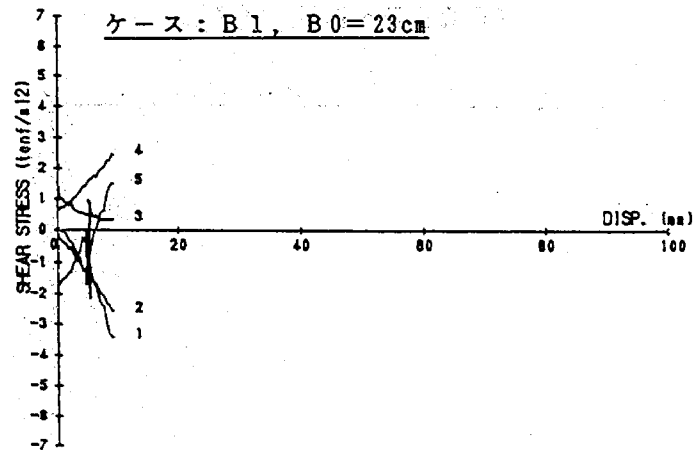
付図-4.2.6(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:A6)

4.3 根入れのある剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係

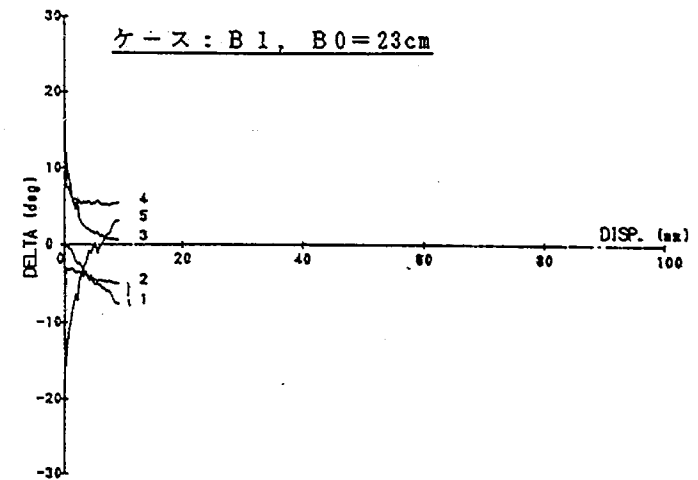
ケースNo. B1



(b) 直応力～沈下量曲線

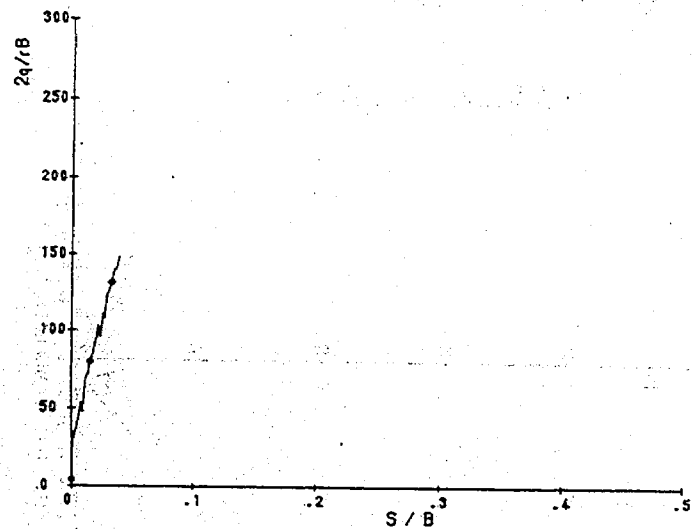


(c) せん断応力～沈下量曲線

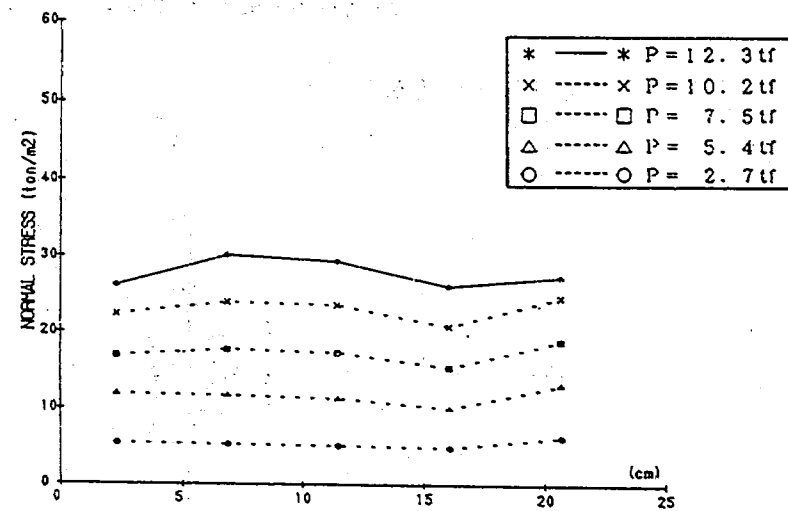


(d) 摩擦角～沈下量曲線

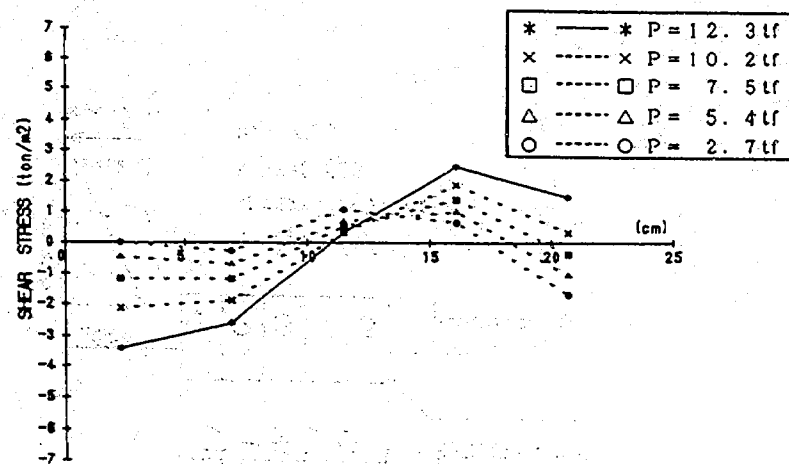
付図-4.3.1(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B1)



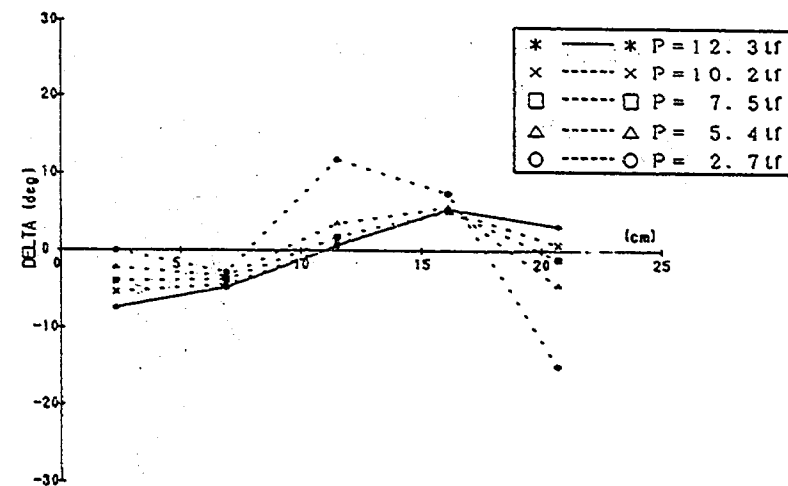
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



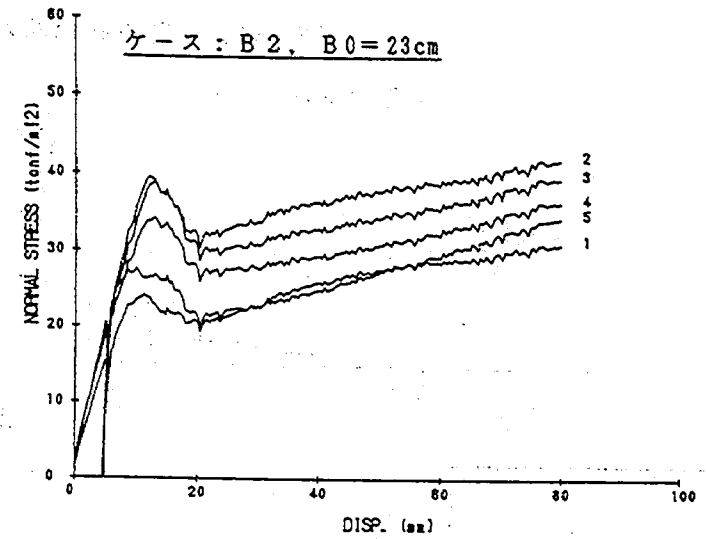
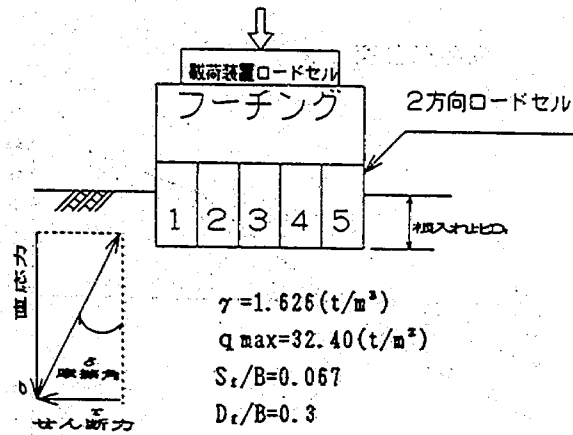
(c) せん断応力分布



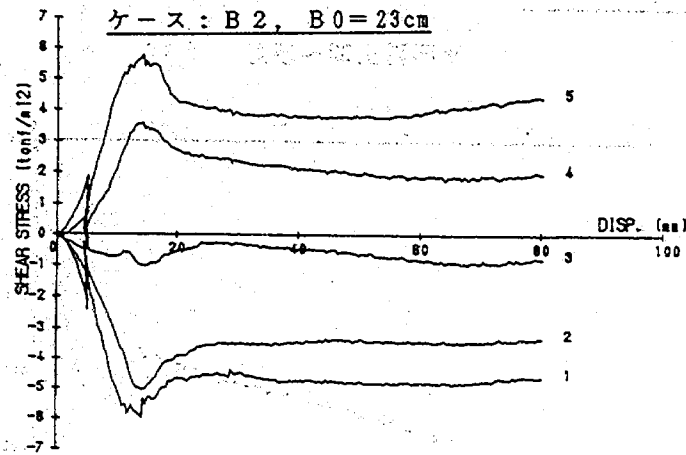
(d) 摩擦角度分布

付図-4.3.1(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:B1)

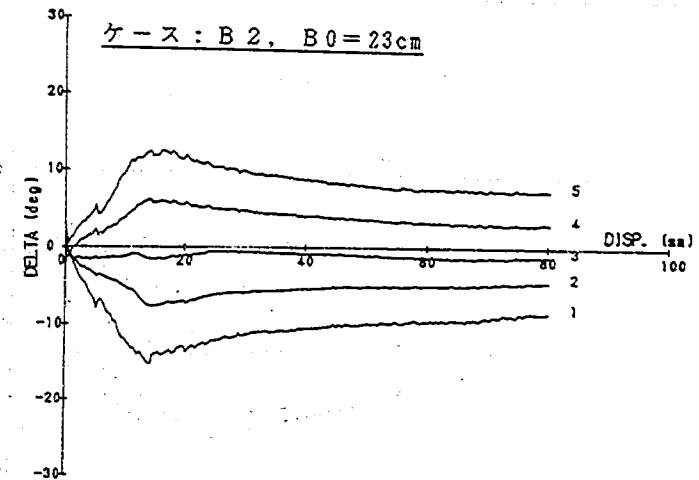
ケースNo. B2



(b) 直応力～沈下量曲線

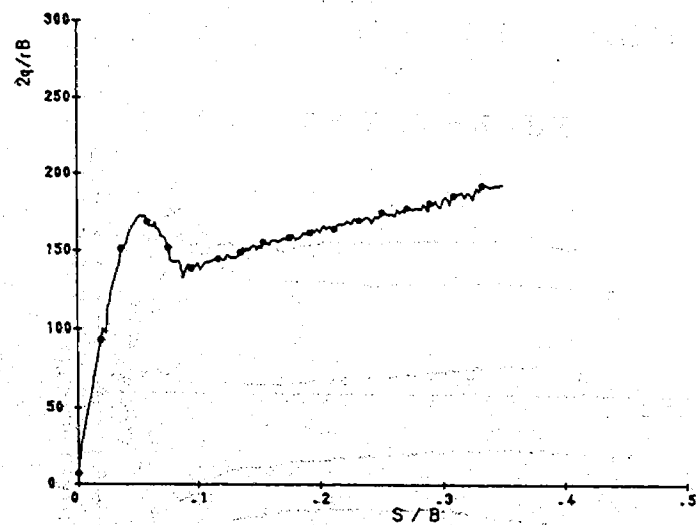


(c) せん断応力～沈下量曲線

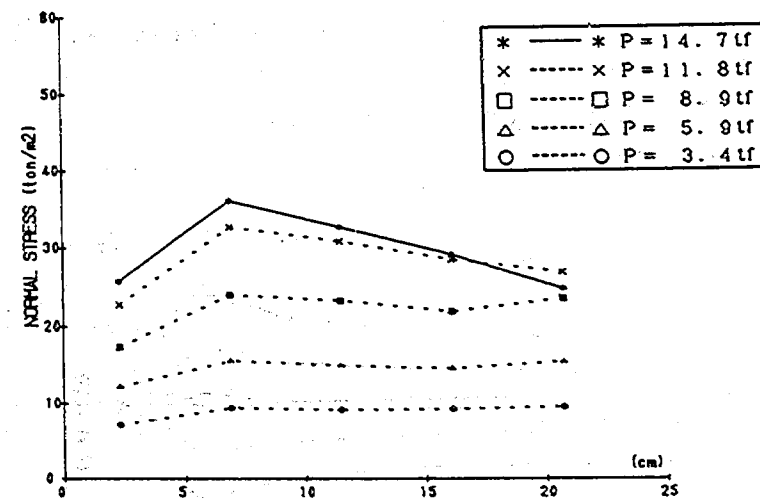


(d) 摩擦角～沈下量曲線

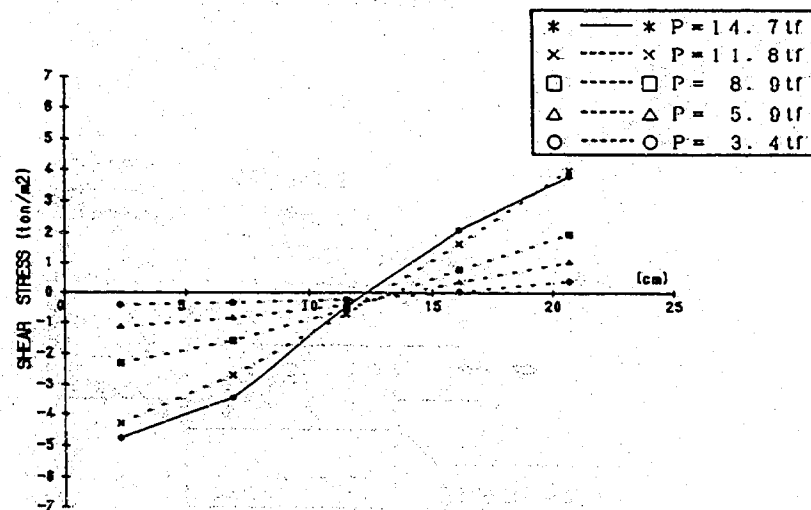
付図-4.3.2(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B2)



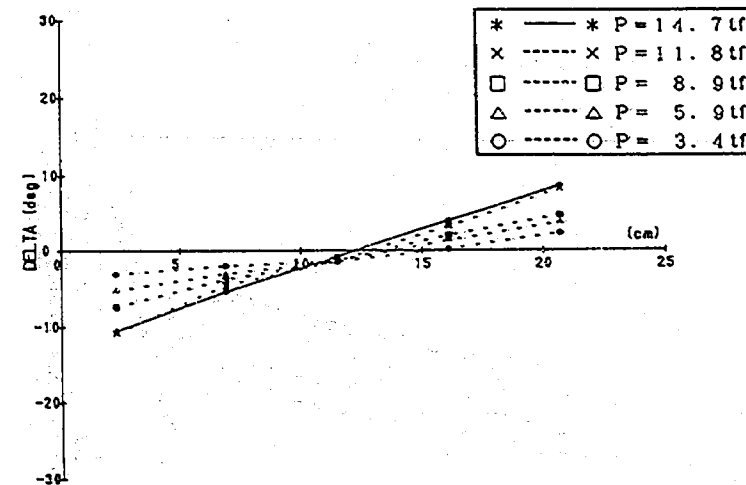
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



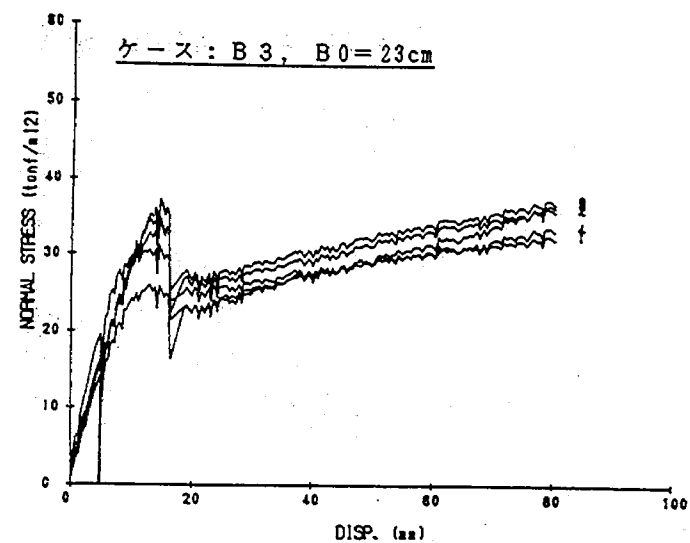
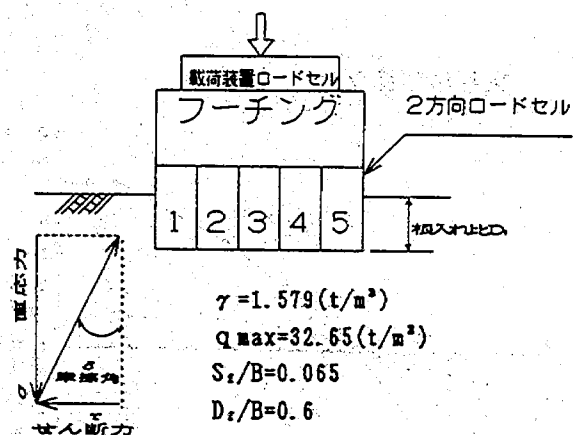
(c) せん断応力分布



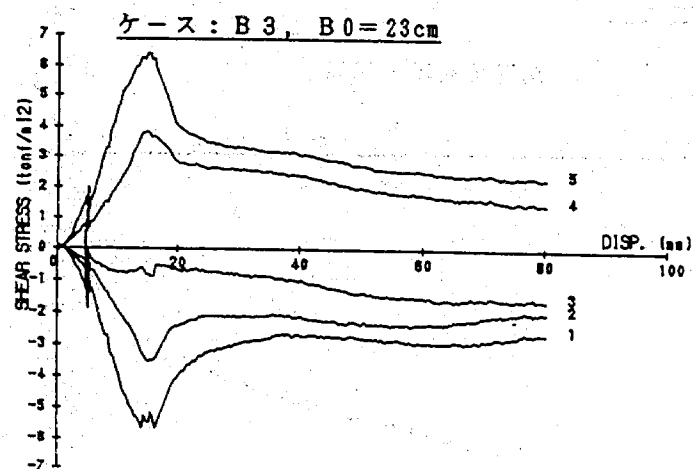
(d) 摩擦角度分布

付図-4.3.2(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケ-λ:B2)

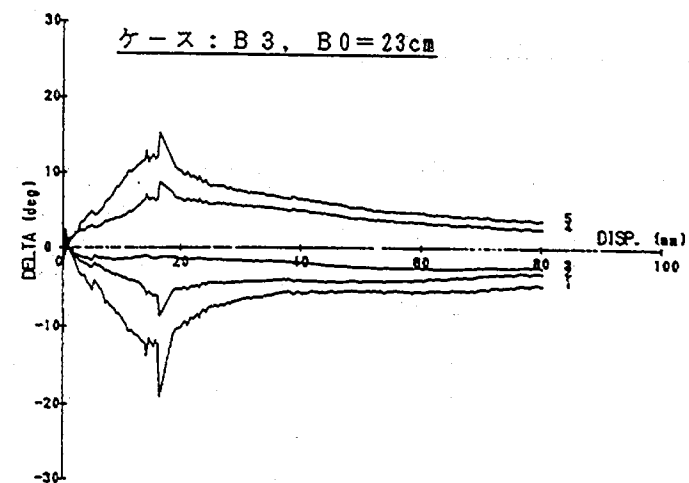
ケースNo. B3



(b) 直応力～沈下量曲線

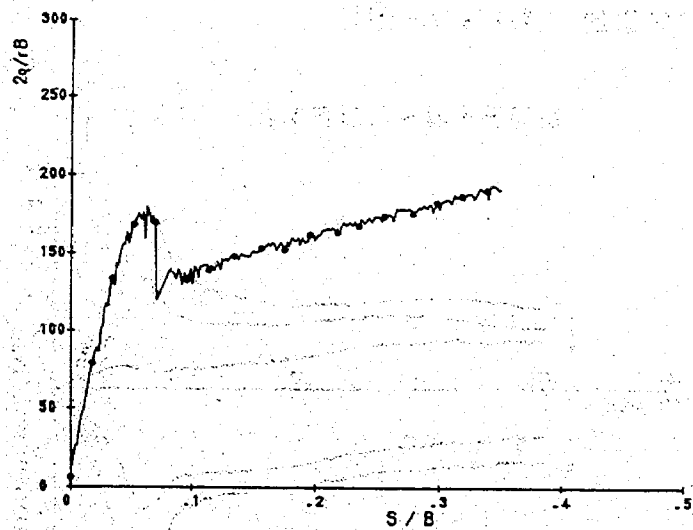


(c) せん断応力～沈下量曲線

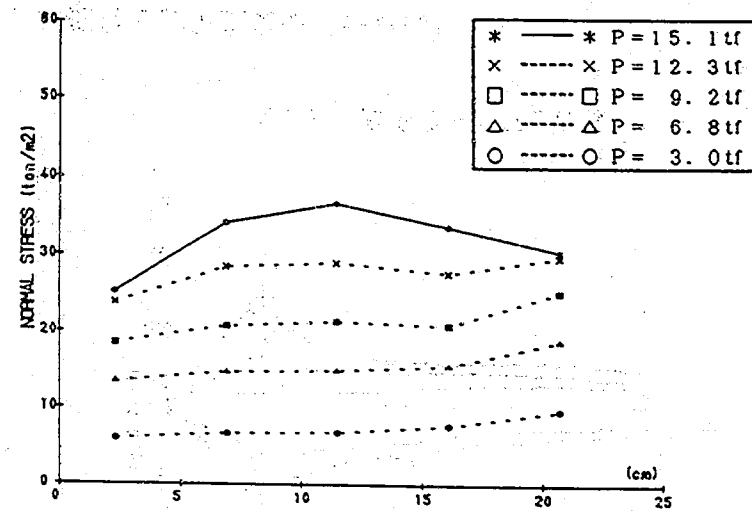


(d) 摩擦角~沈下量曲線

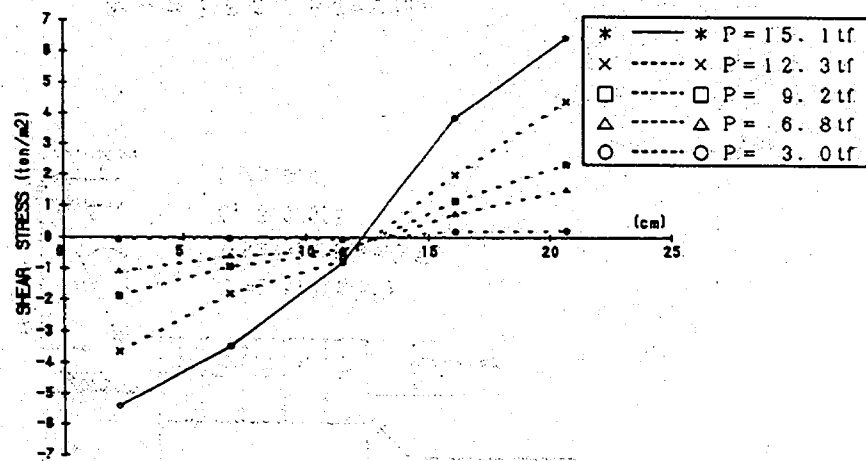
付図-4.3.3(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケ-7:B3)



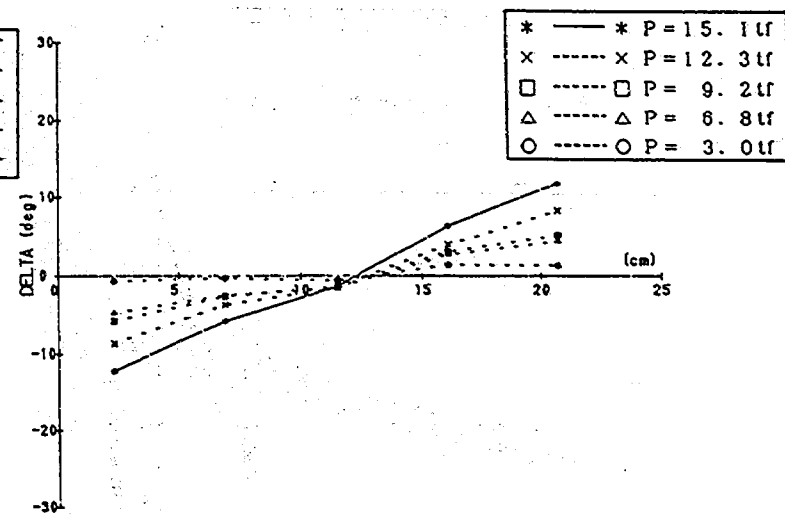
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



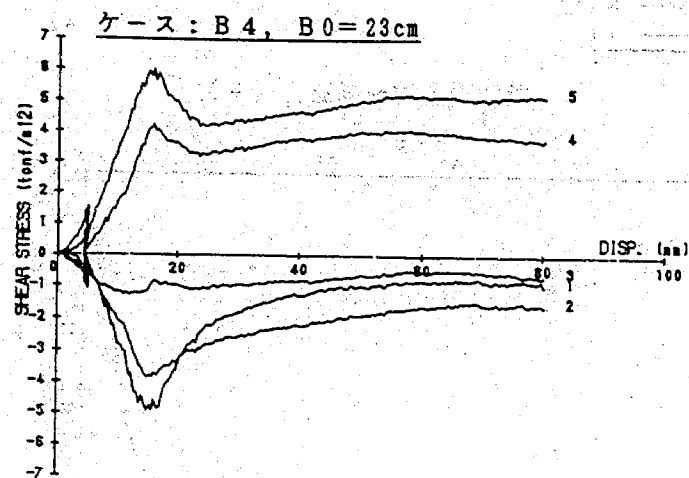
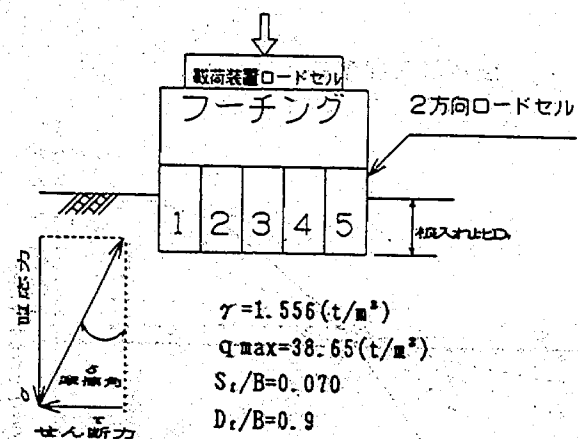
(c) せん断応力分布



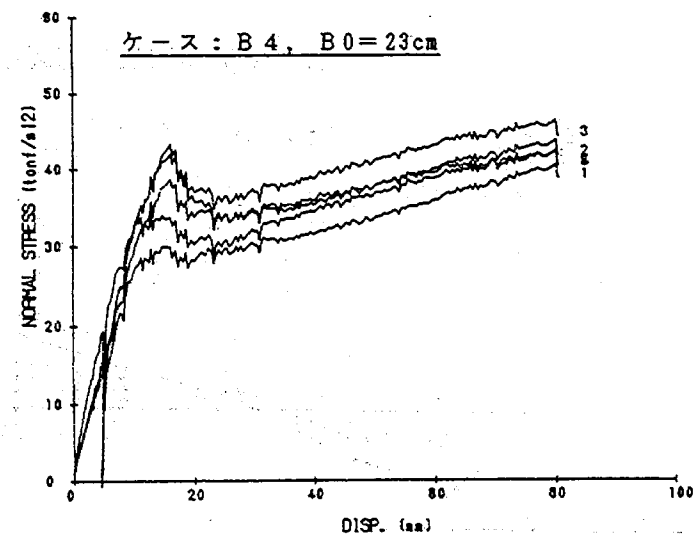
(d) 摩擦角度分布

付図-4.3.3(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケースB3)

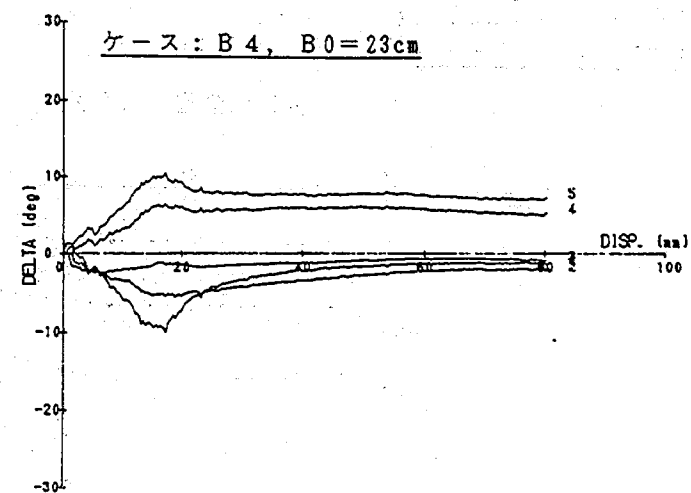
ケースNo. B4



(c) せん断応力～沈下量曲線

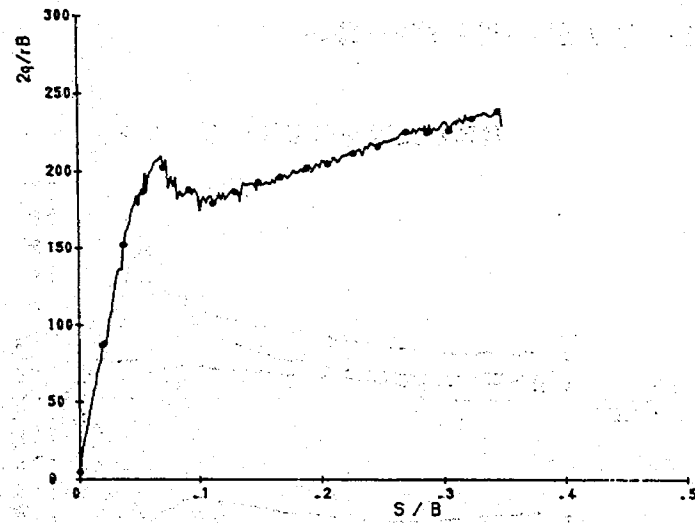


(b) 直応力～沈下量曲線

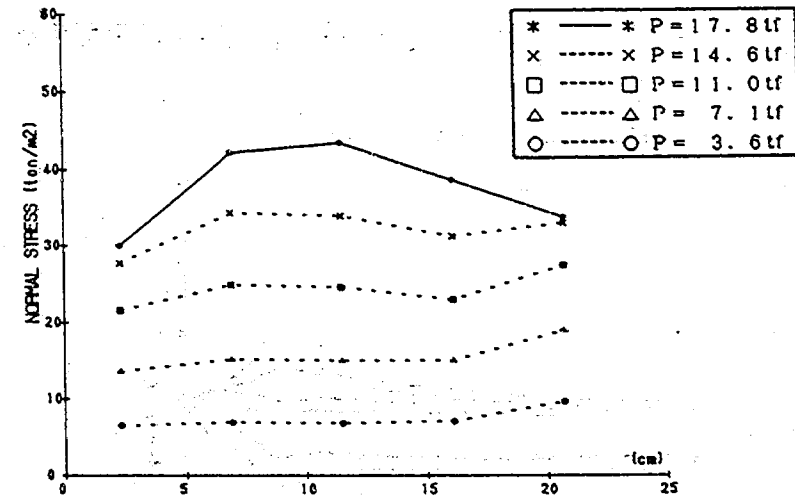


(d) 摩擦角～沈下量曲線

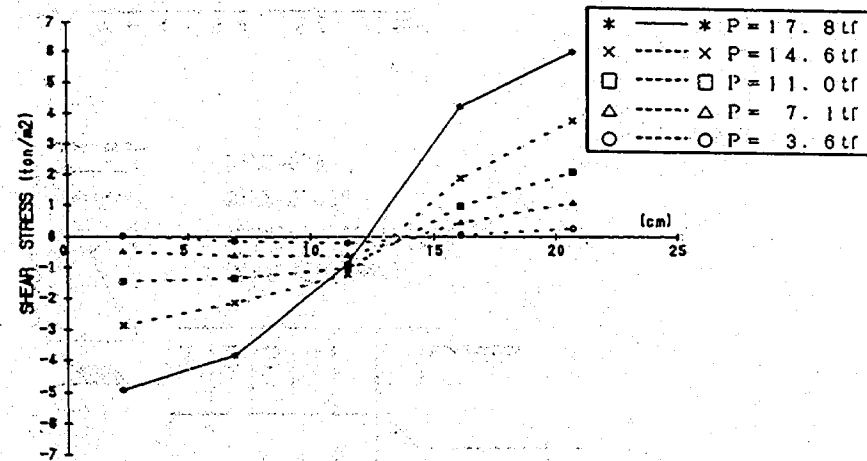
付図-4.3.4(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B4)



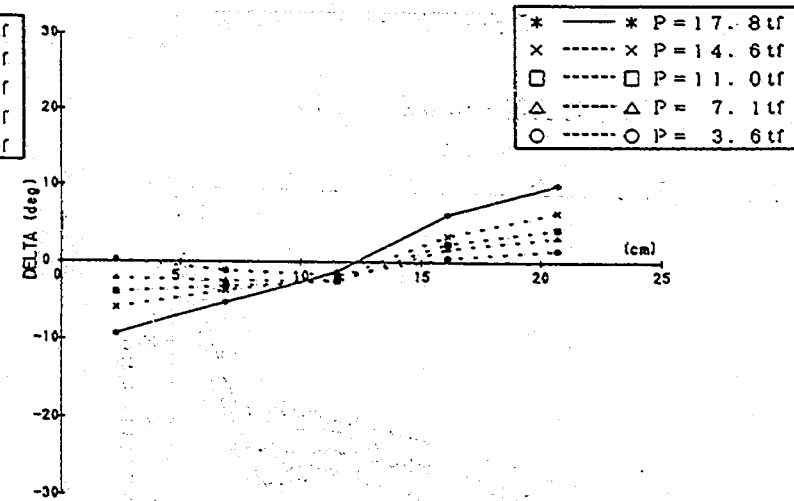
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



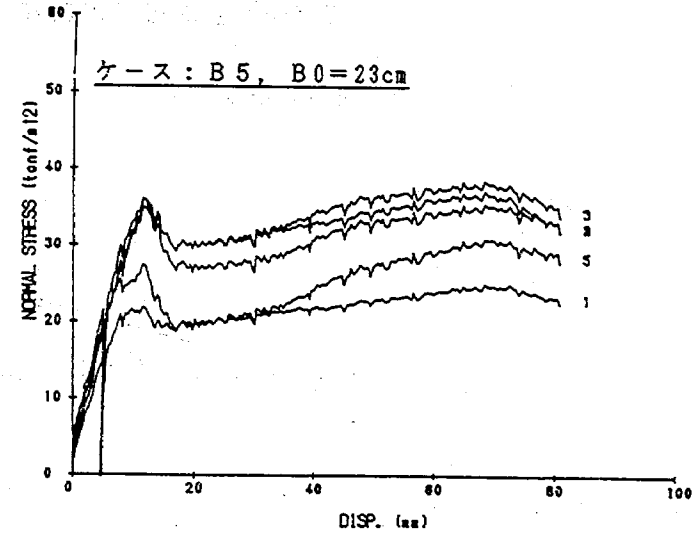
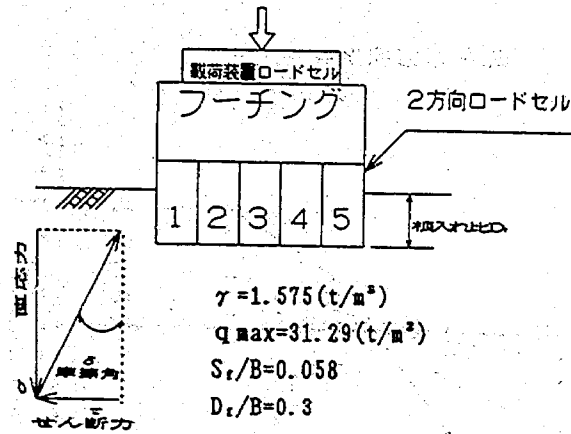
(c) せん断応力分布



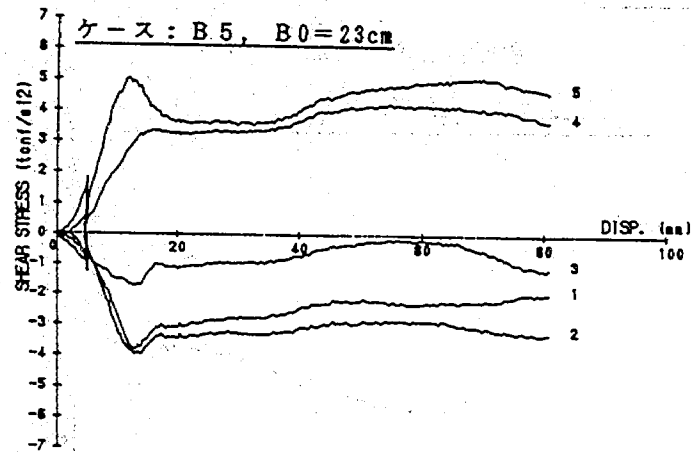
(d) 摩擦角度分布

付図-4.3.4(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケースB4)

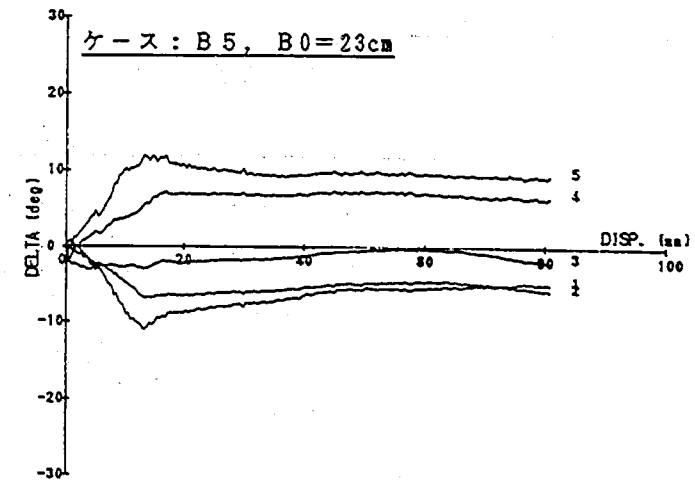
ケースNo. B5



(b) 直応力～沈下量曲線

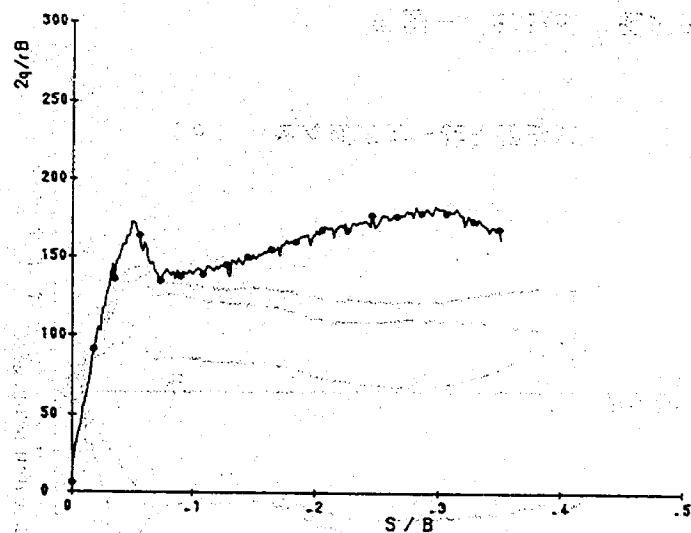


(c) せん断応力～沈下量曲線

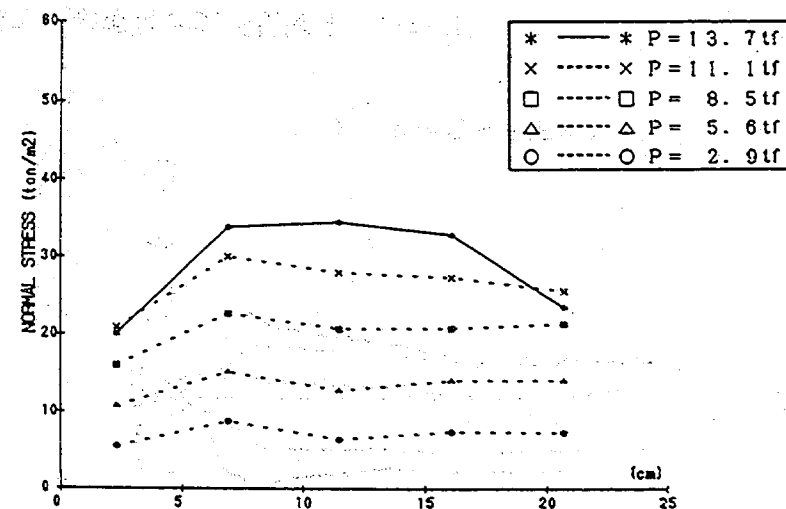


(d) 摩擦角～沈下量曲線

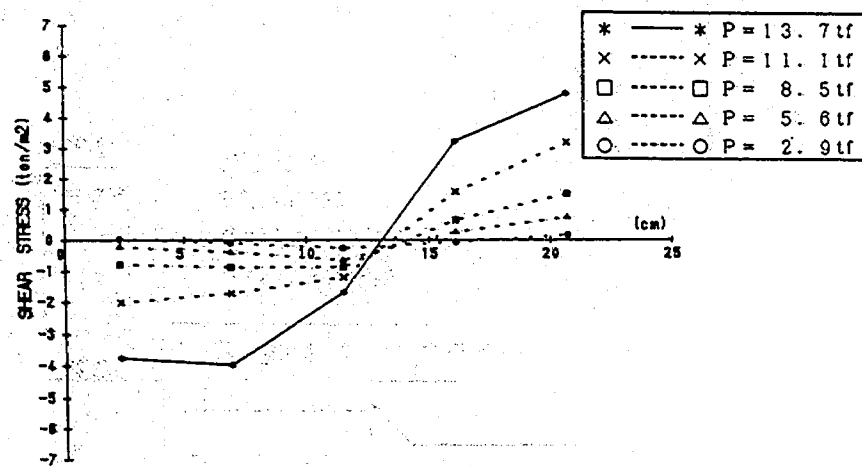
付図-4.3.5(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B5)



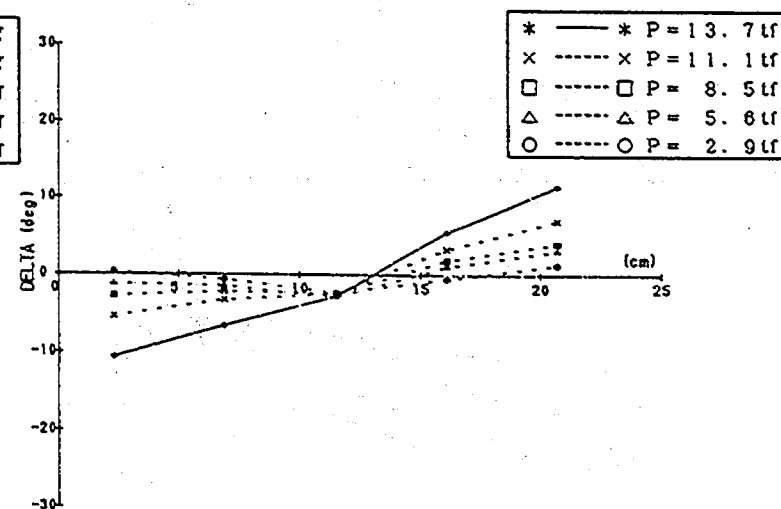
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布

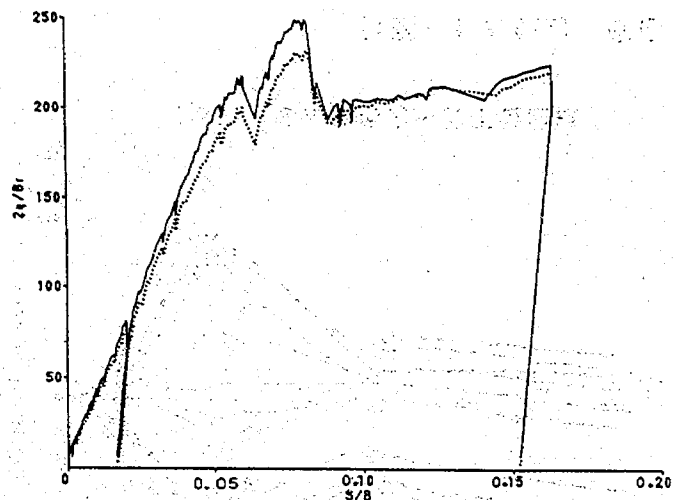


(c) せん断応力分布

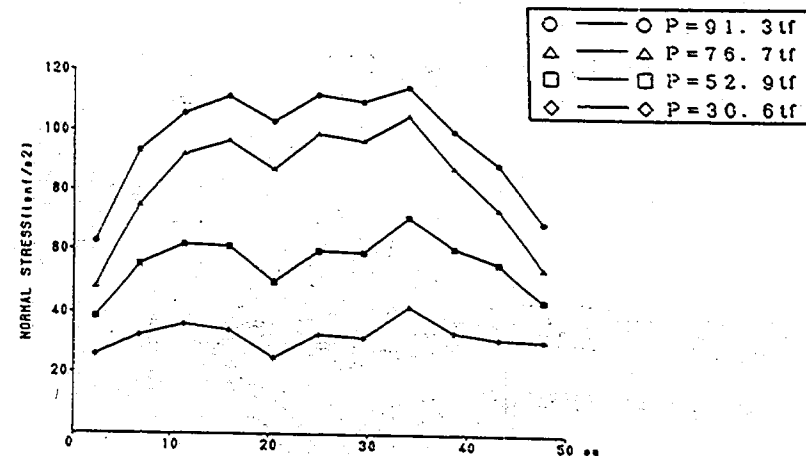


(d) 摩擦角度分布

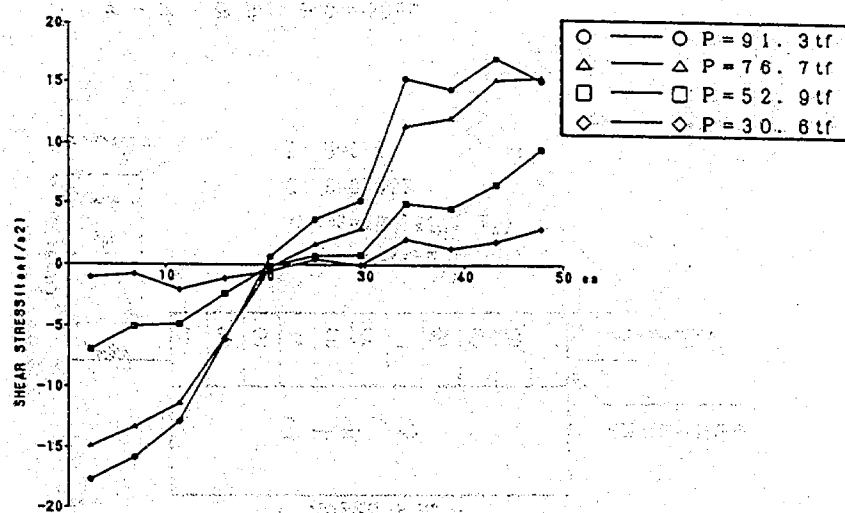
付図-4.3.5(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:B5)



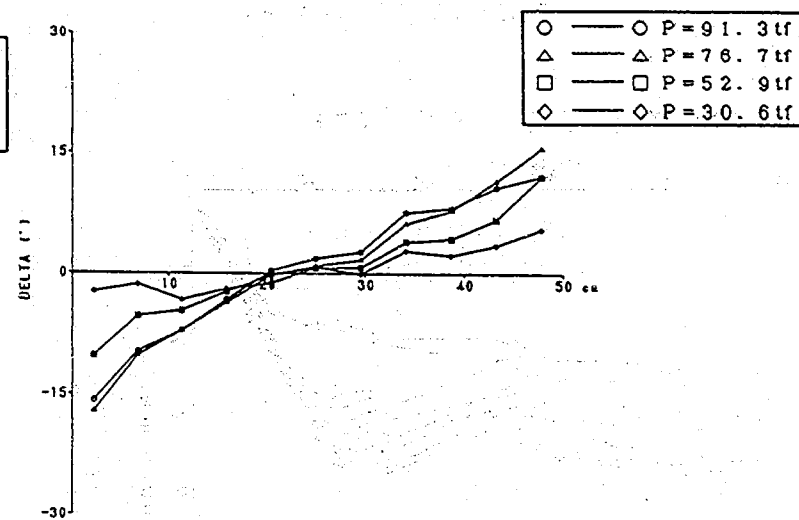
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



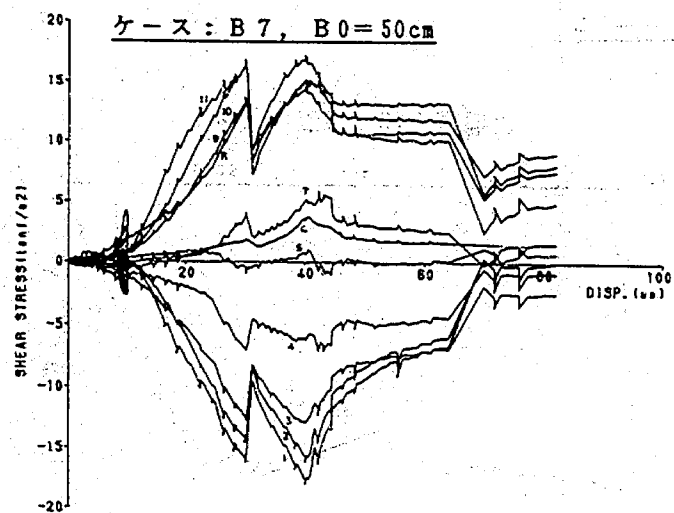
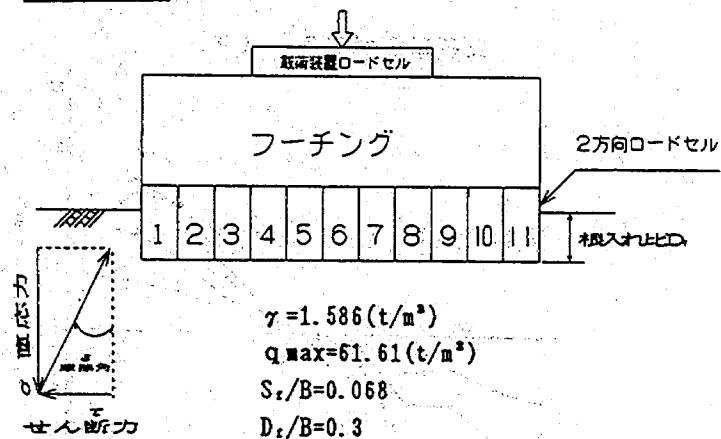
(c) せん断応力分布



(d) 摩擦角度分布

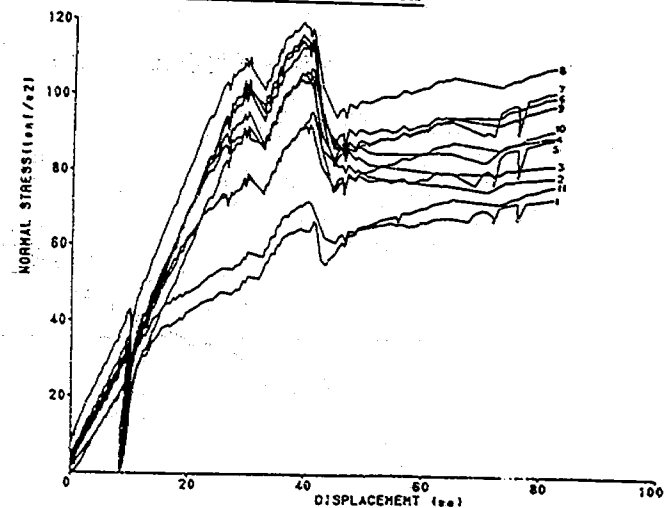
付図-4.3.6(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:B6)

ケースNo. B7

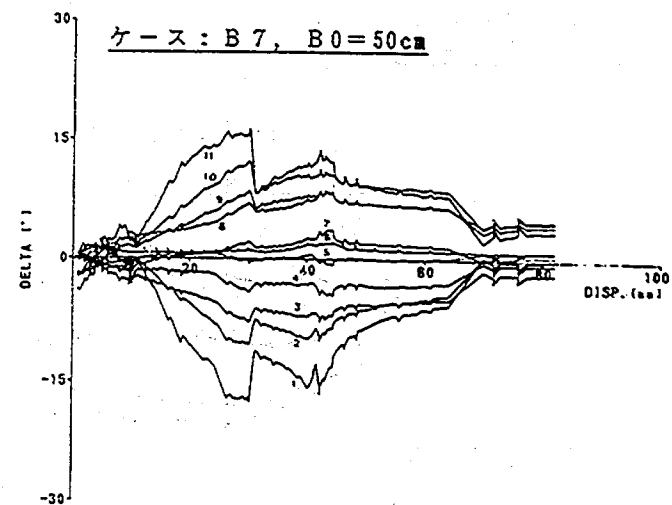


(c) せん断応力～沈下量曲線

ケース: B7, B0 = 50cm

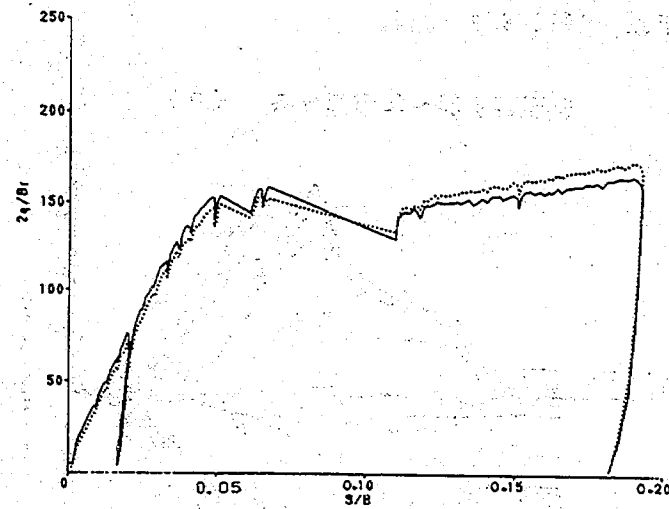


(b) 直応力～沈下量曲線

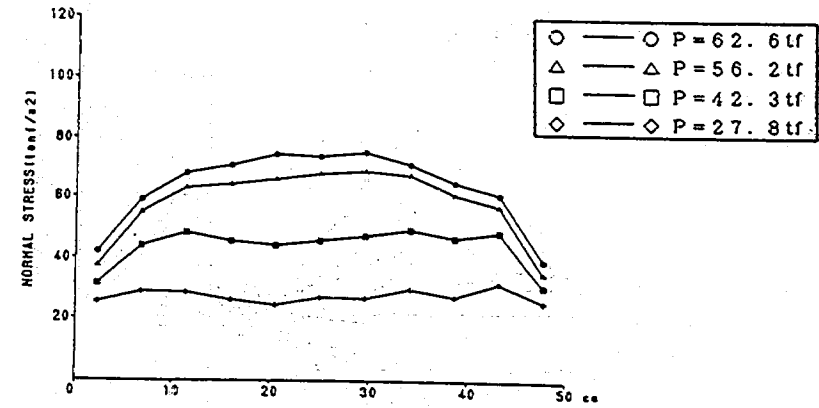


(d) 摩擦角~沈下量曲線

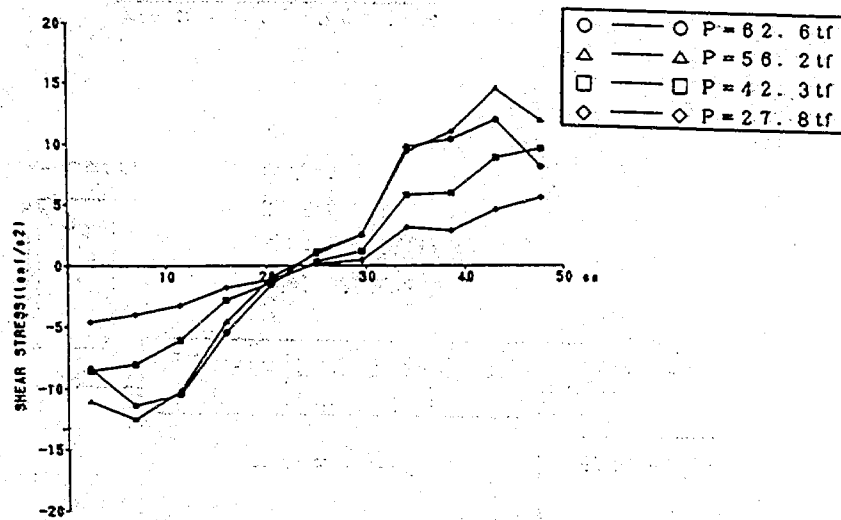
付図-4.3.7(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B7)



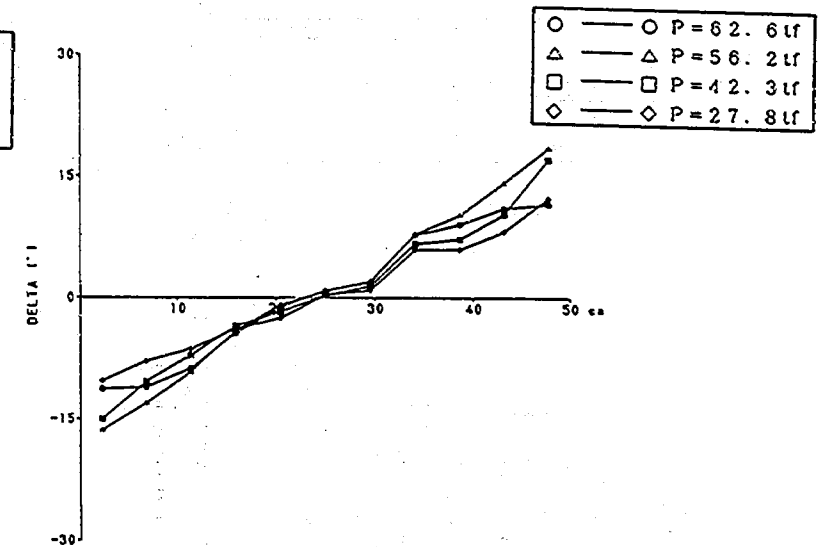
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



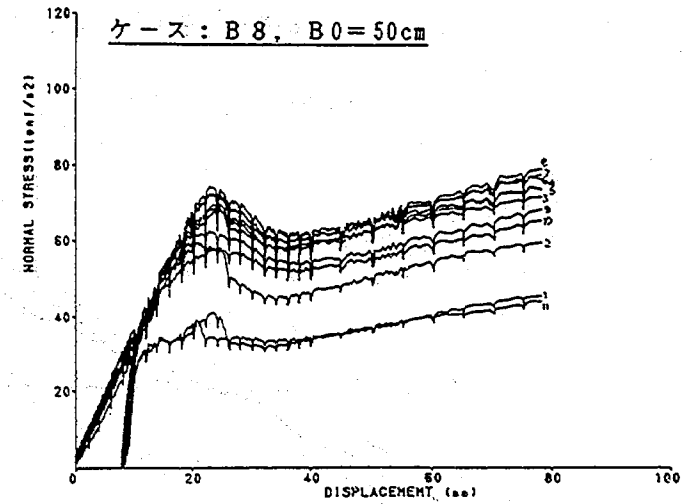
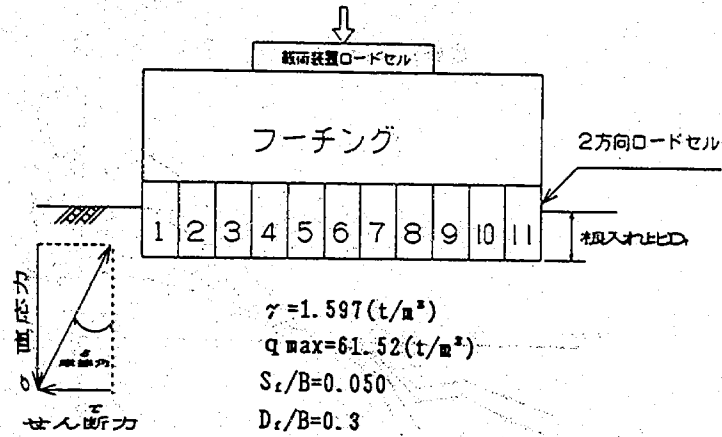
(c) せん断応力分布



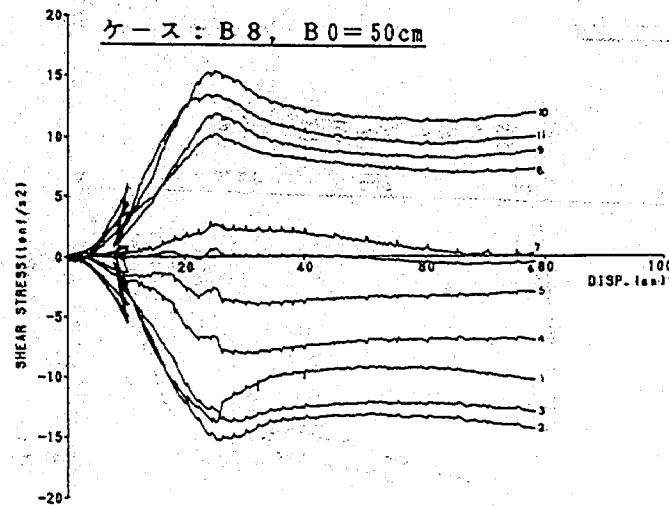
(d) 摩擦角度分布

付図-4.3.7(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:B7)

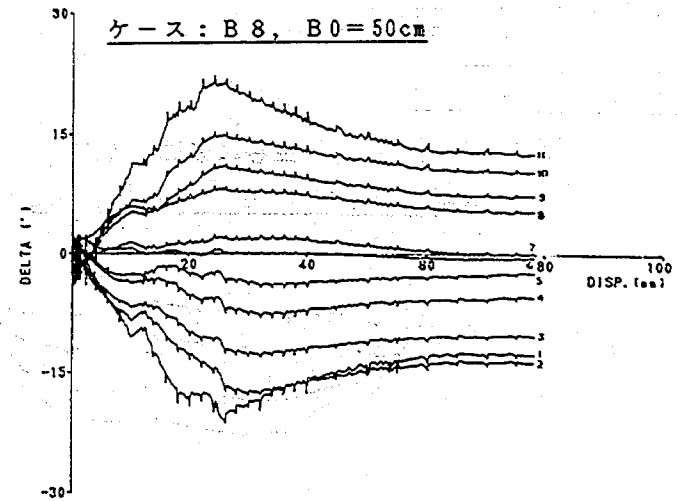
ケースNo. B8



(b) 直応力～沈下量曲線

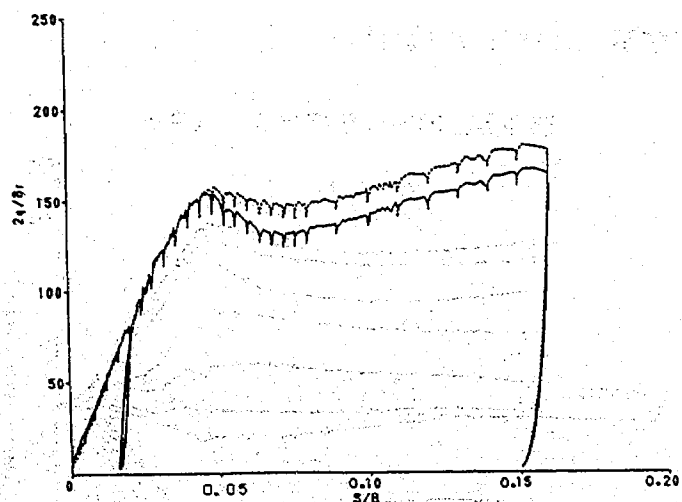


(c) せん断応力～沈下量曲線

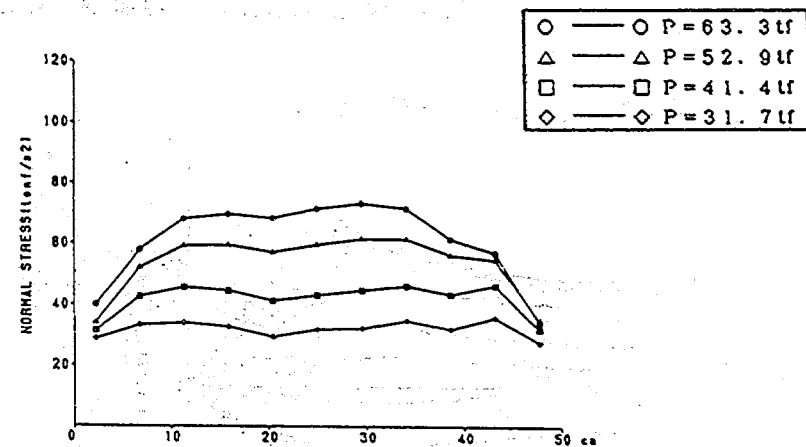


(d) 摩擦角～沈下量曲線

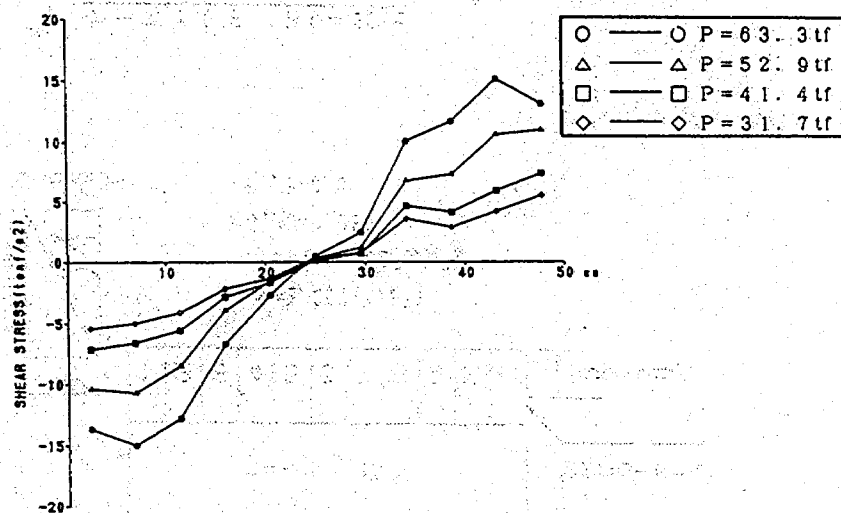
付図-4.3.8(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:B8)



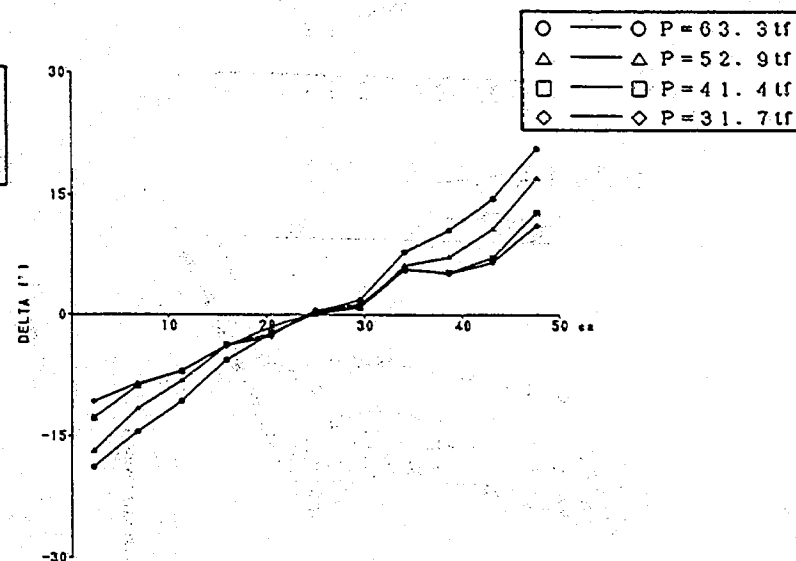
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



(c) せん断応力分布

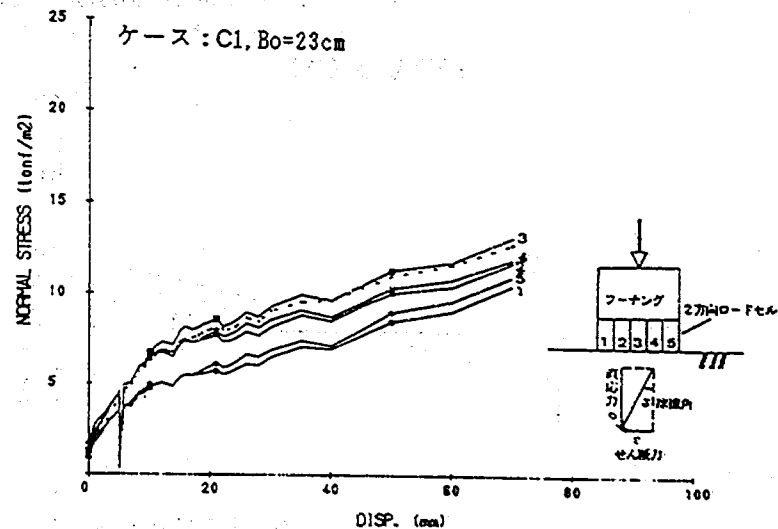
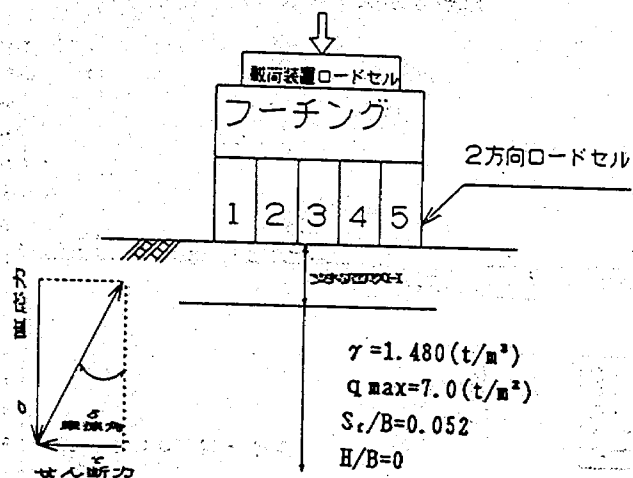


(d) 摩擦角度分布

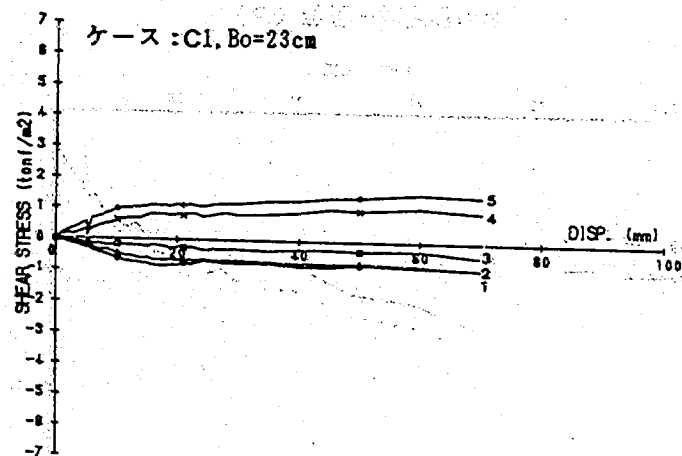
付図-4.3.8(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:B8)

4. 4 薄い支持地盤上の剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係

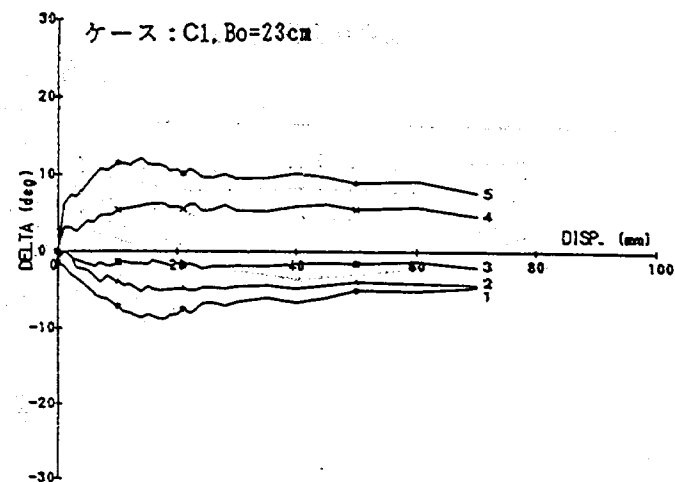
ケースNo. C1



(b) 直応力～沈下量曲線

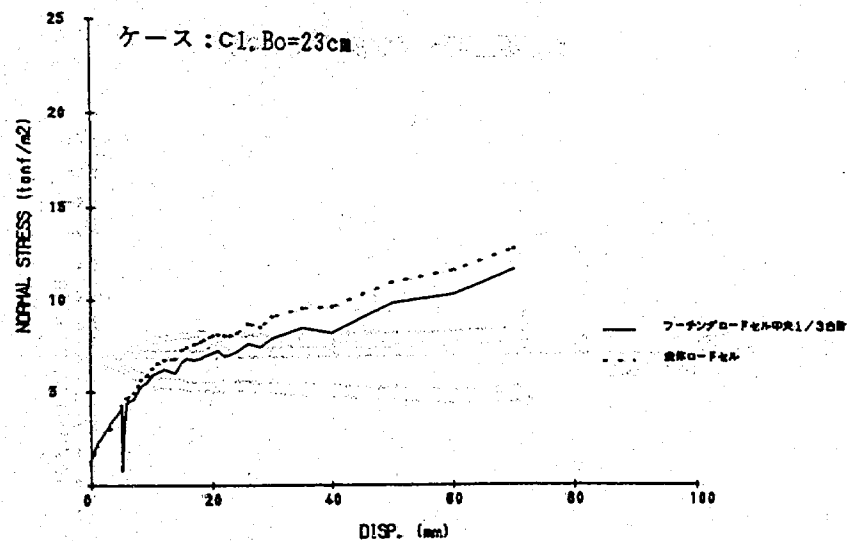


(c) せん断応力～沈下量曲線

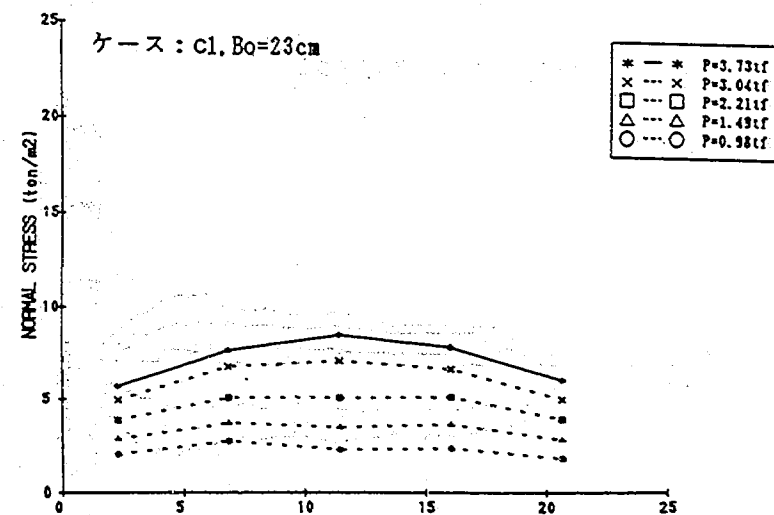


(d) 摩擦角～沈下量曲線

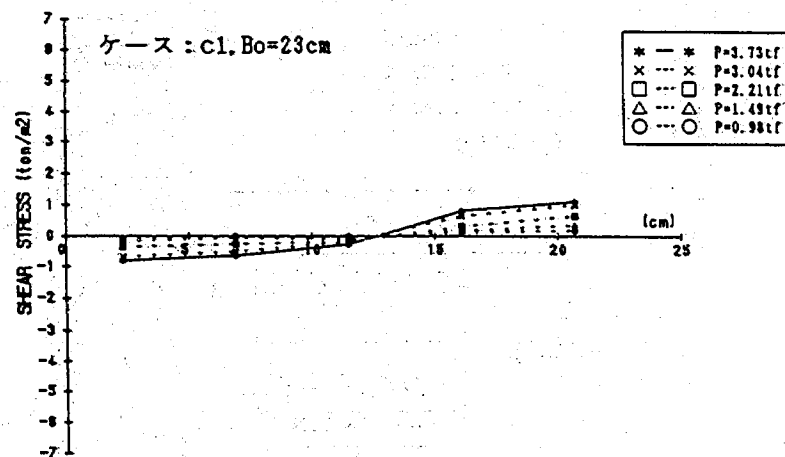
付図-4.4.1(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:C1)



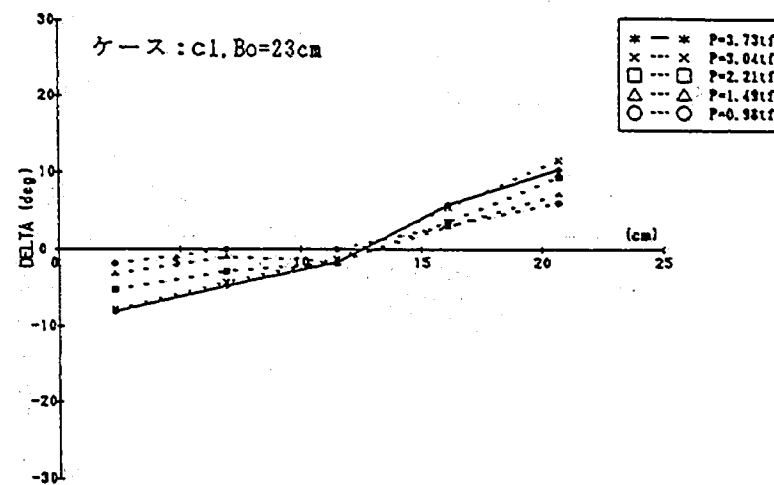
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



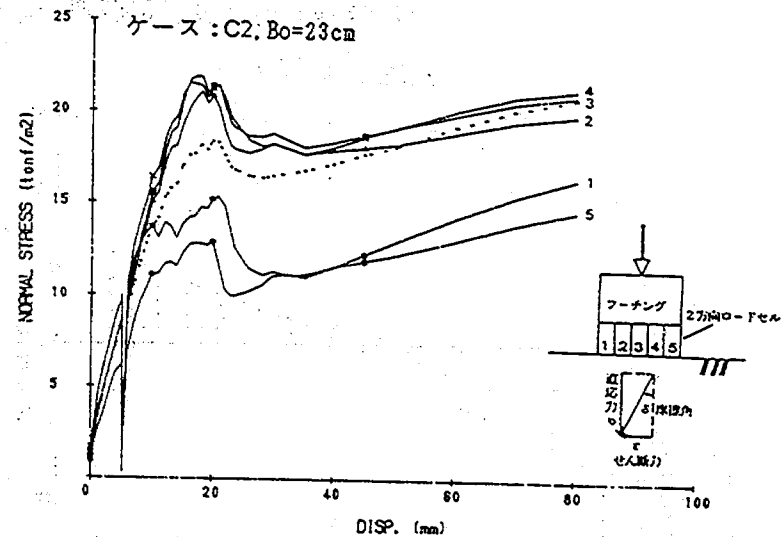
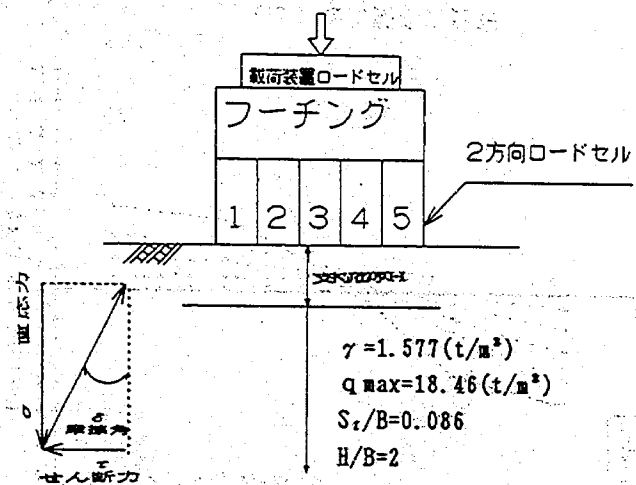
(c) せん断応力分布



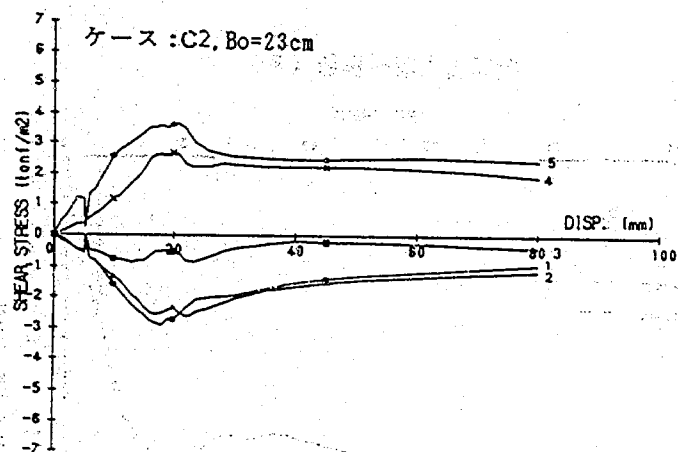
(d) 摩擦角分布

付図-4.4.1(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:C1)

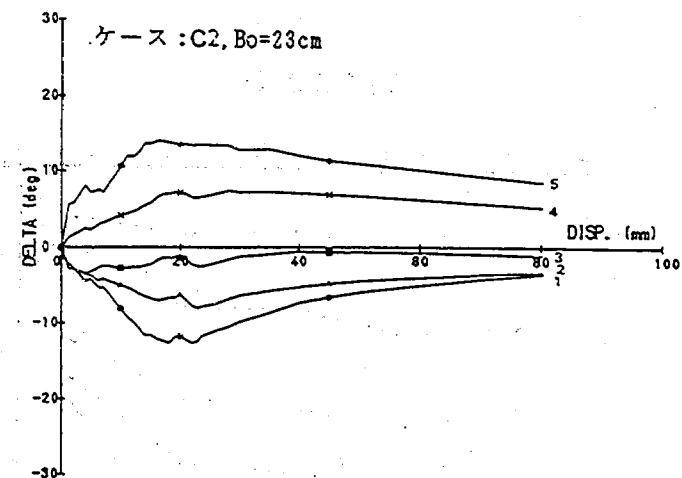
ケースNo. C2



(b) 直応力～沈下量曲線

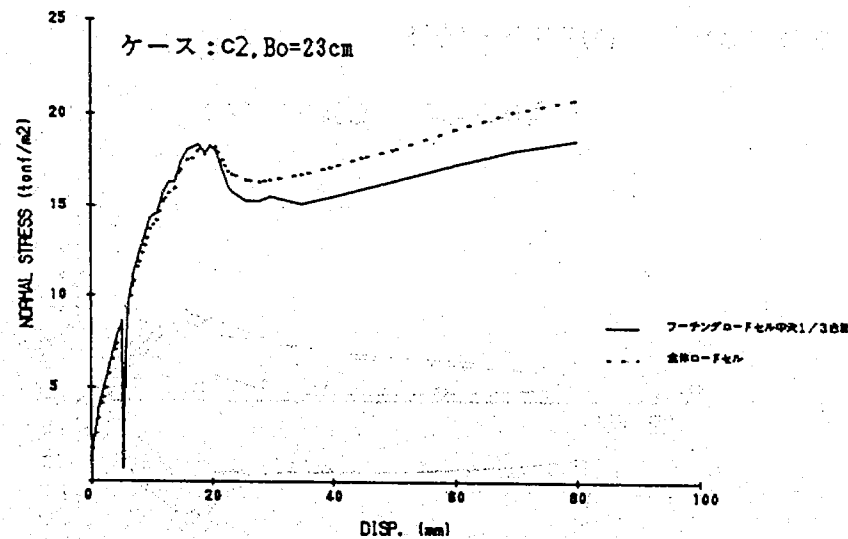


(c) せん断応力～沈下量曲線

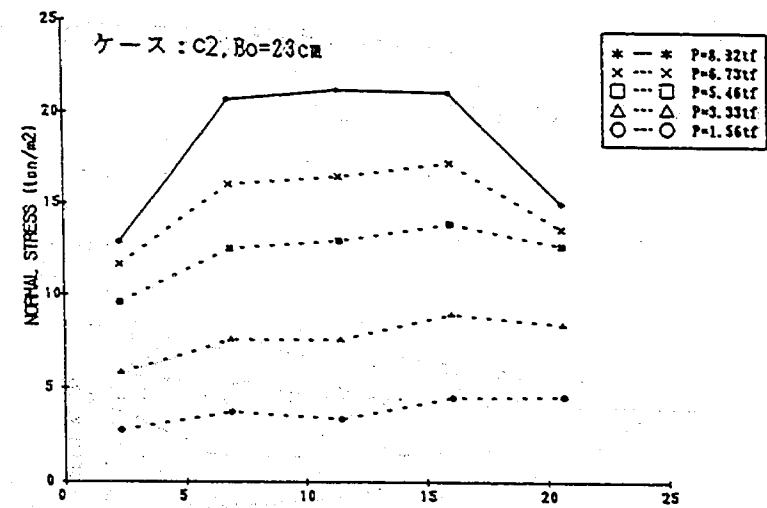


(d) 摩擦角～沈下量曲線

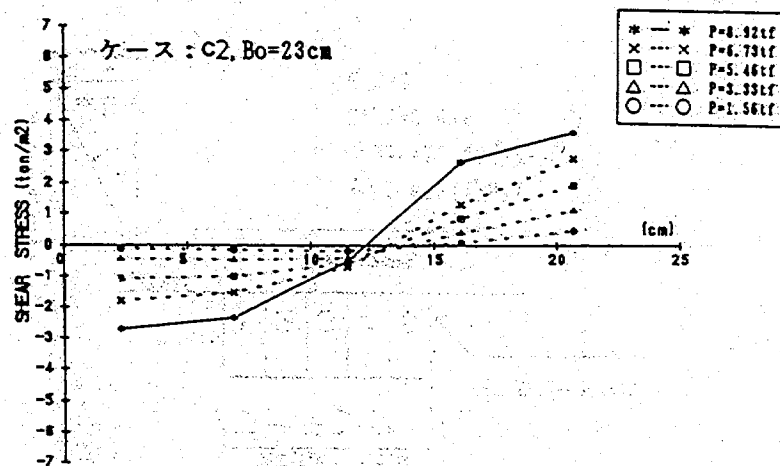
付図-4.4.2(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:C2)



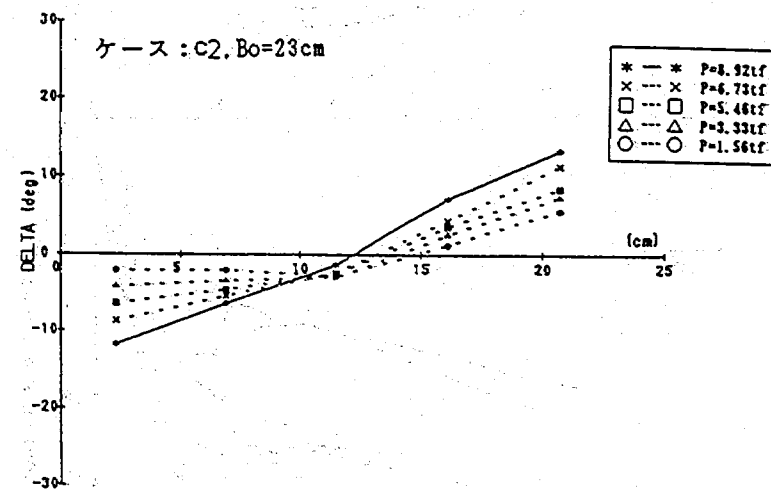
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



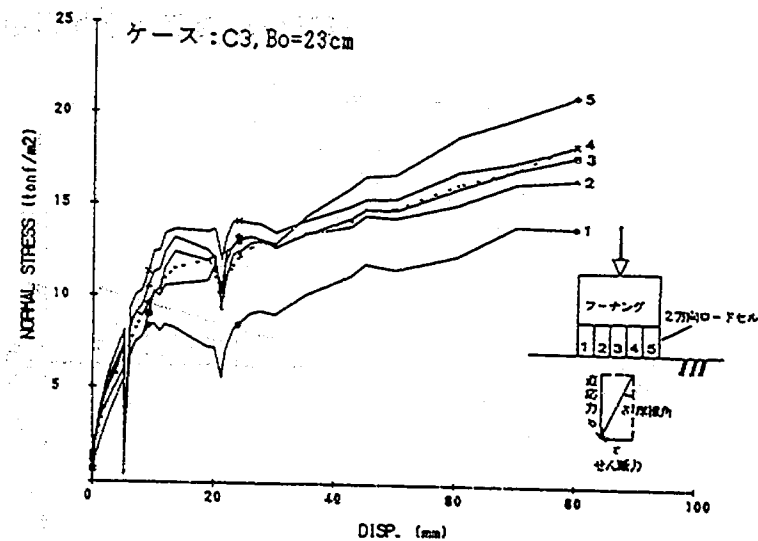
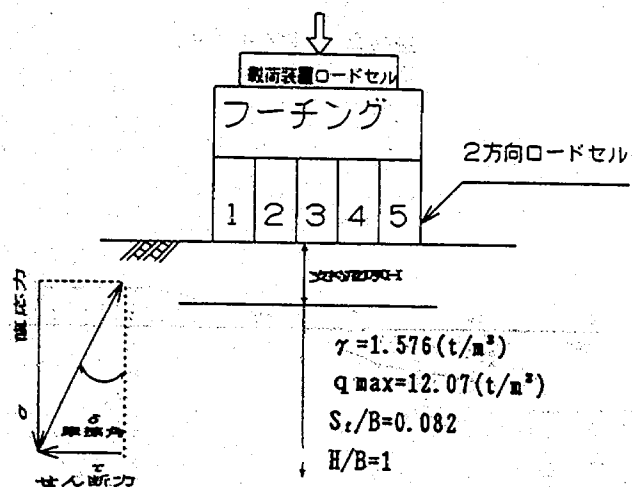
(c) せん断応力分布



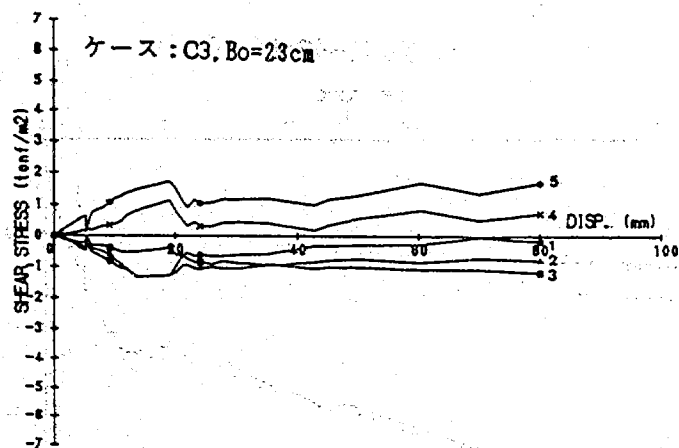
(d) 摩擦角分布

付図-4.4.2(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:C2)

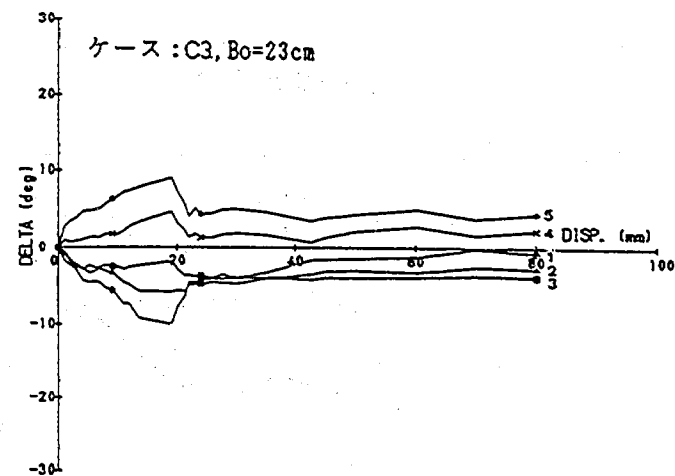
ケースNo. C3



(b) 直応力～沈下量曲線

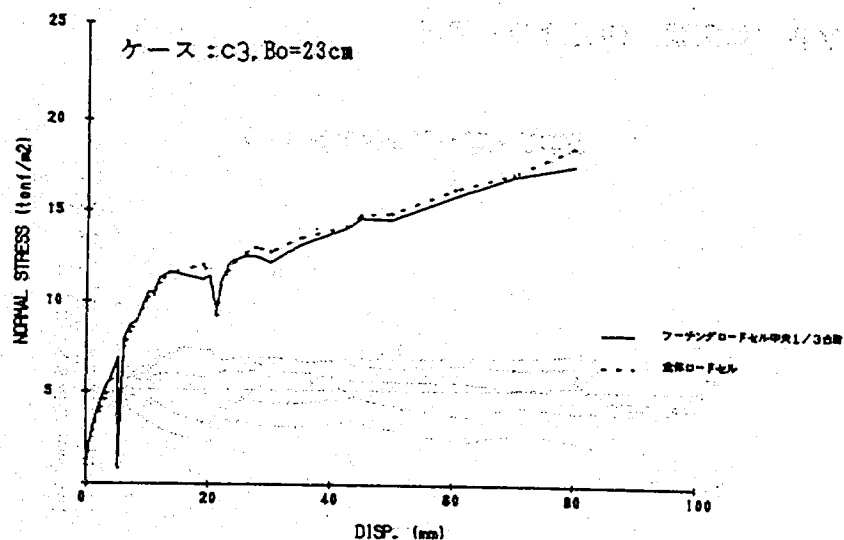


(c) せん断応力～沈下量曲線

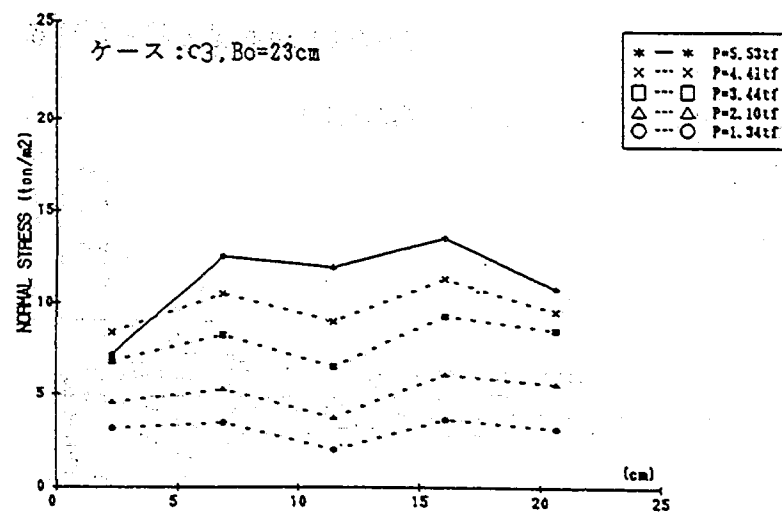


(d) 摩擦角～沈下量曲線

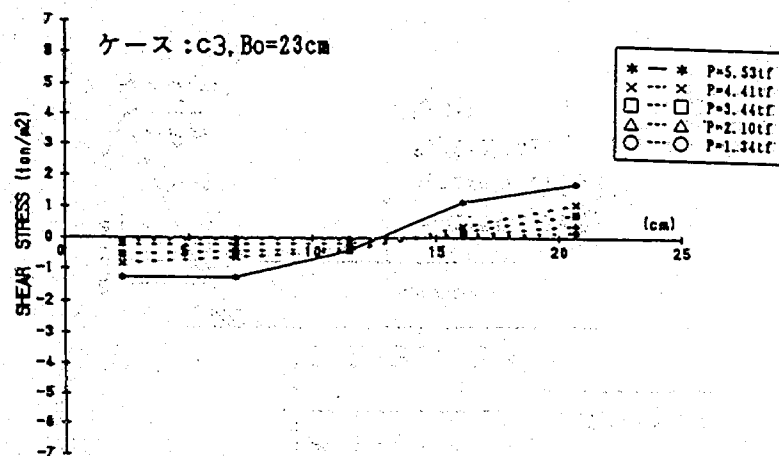
付図-4.4.3(a) 直応力, せん断応力, 摩擦角と沈下量関係 (ケース:C3)



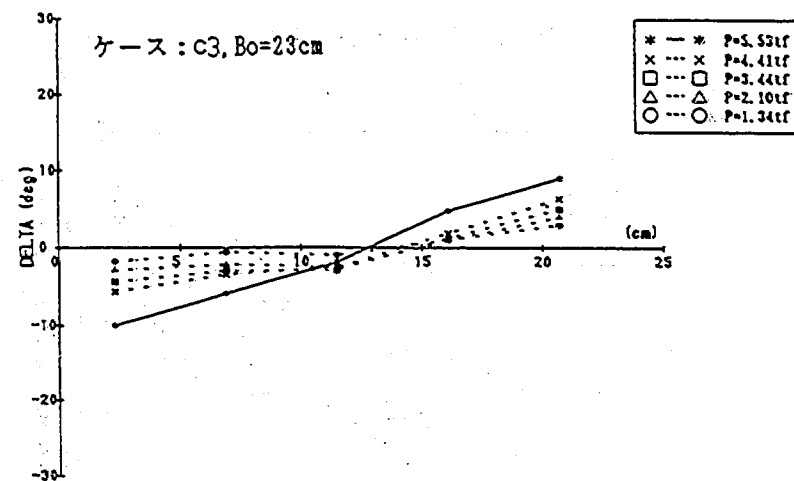
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



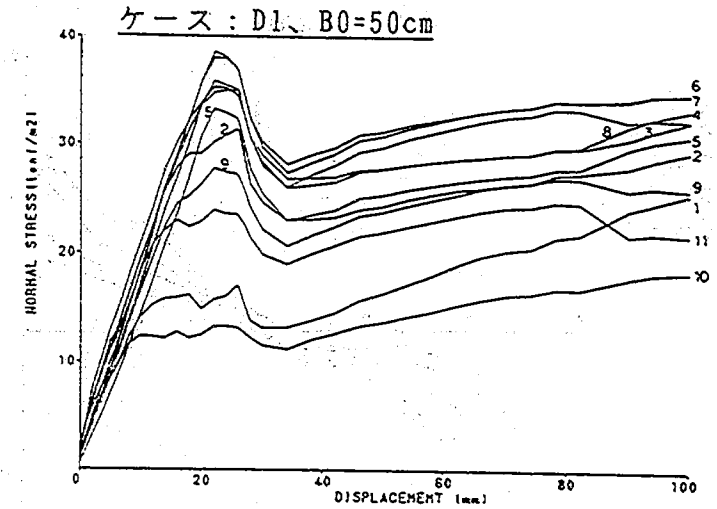
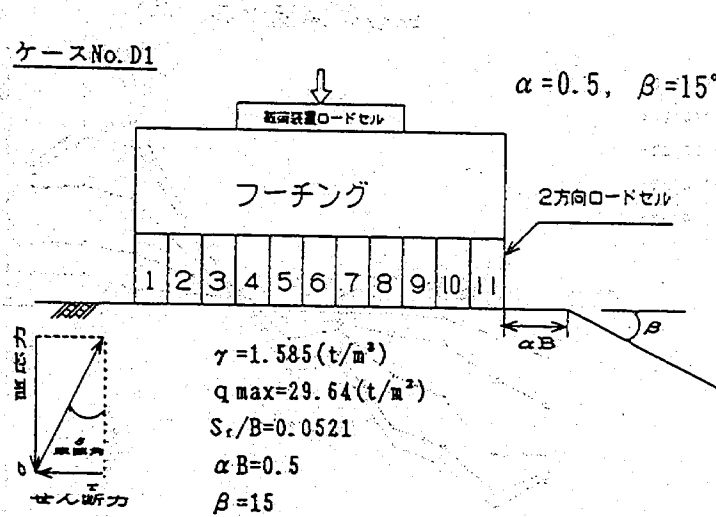
(c) せん断応力分布



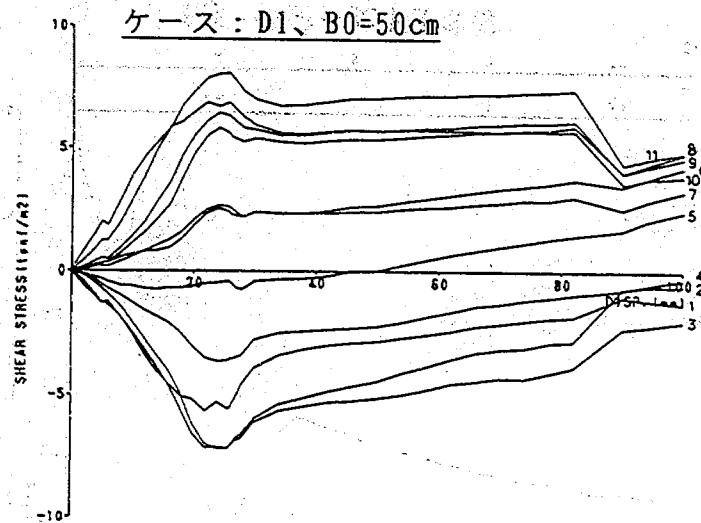
(d) 摩擦角分布

付図-4.4.3(b) 直応力、せん断応力、摩擦角分布関係 (ケース:c3)

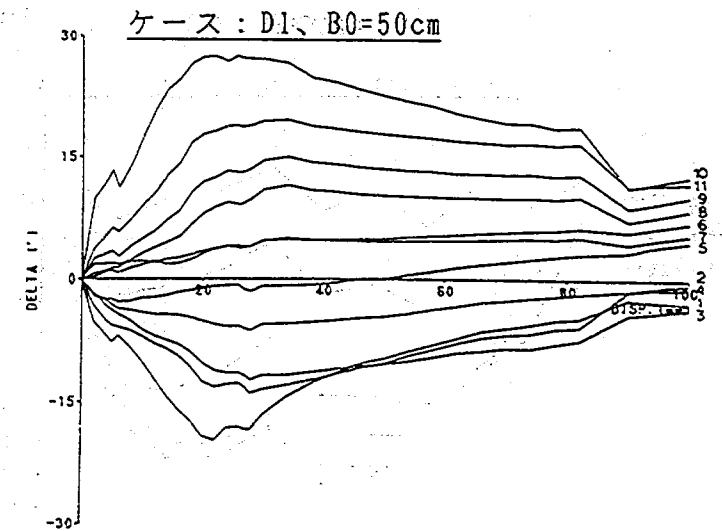
4.5 傾斜地盤上の剛体基礎の荷重沈下および荷重分布関係



(b) 直応力～沈下量曲線

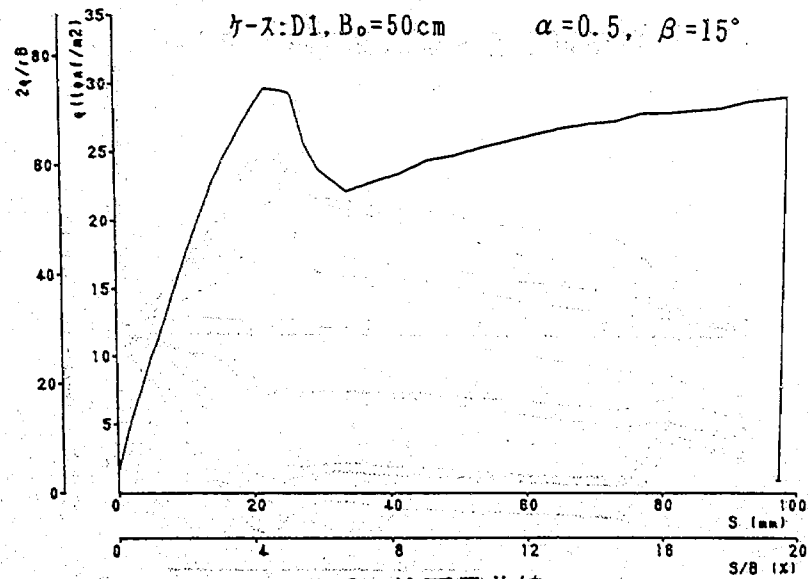


(c) せん断応力～沈下量曲線

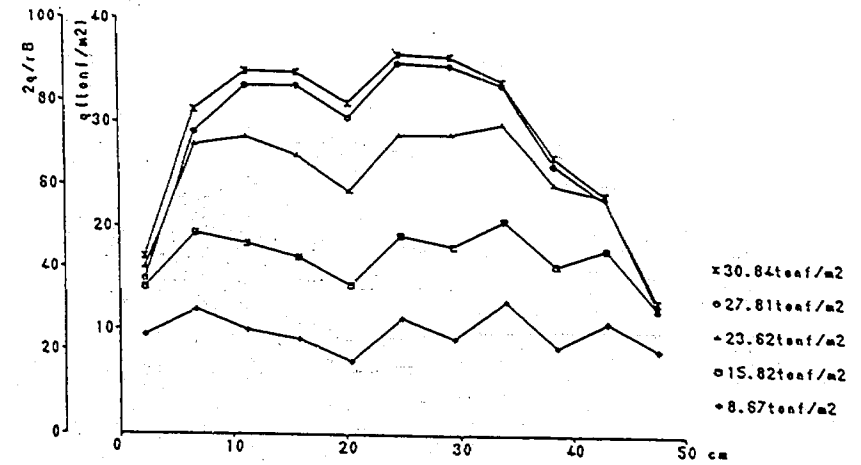


(d) 摩擦角～沈下量曲線

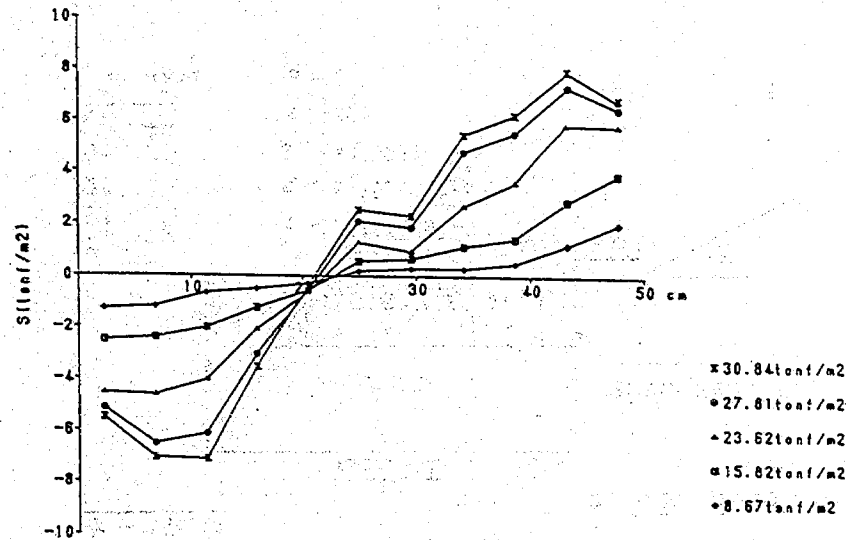
付図-4.5.1(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D1)



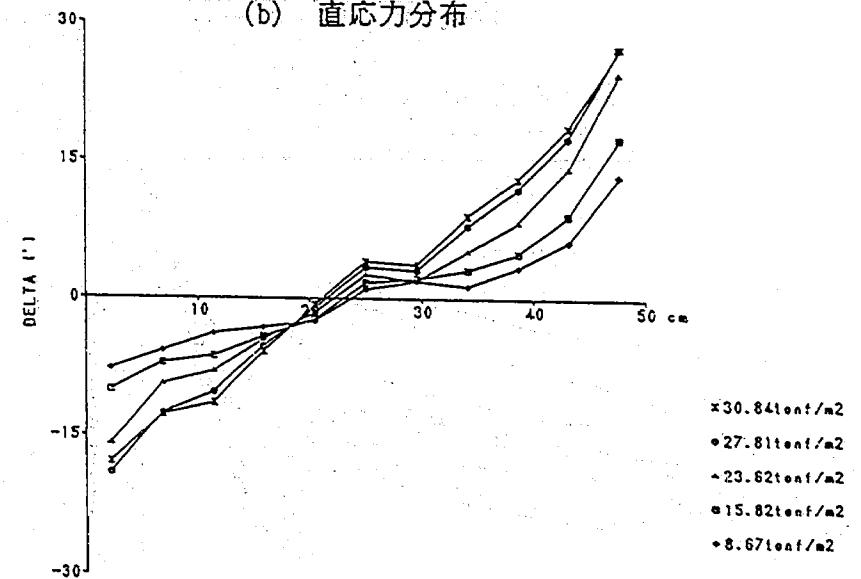
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



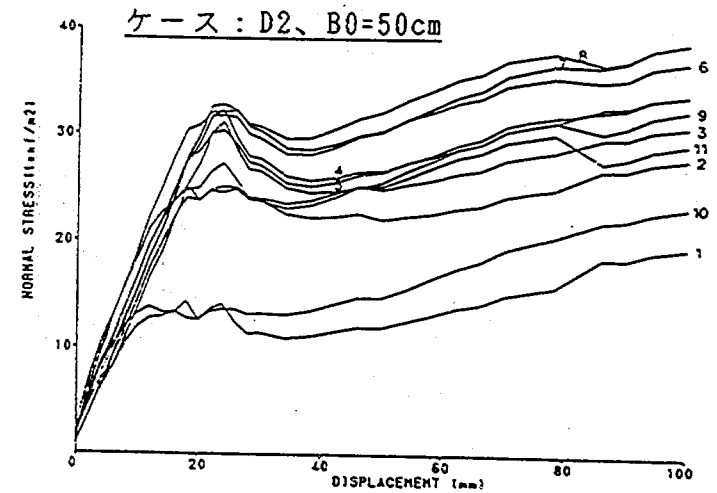
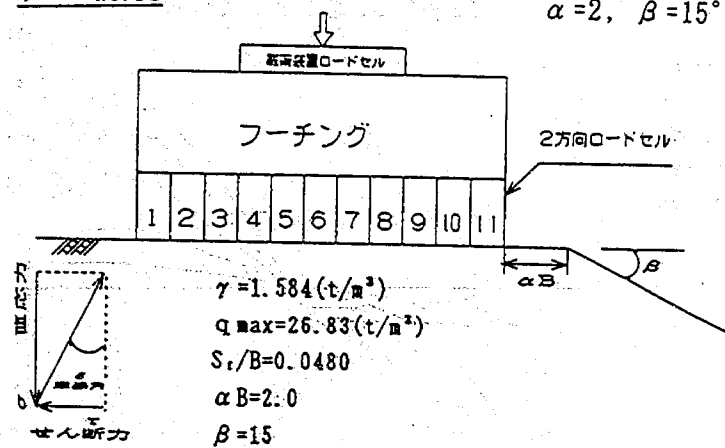
(c) せん断応力分布



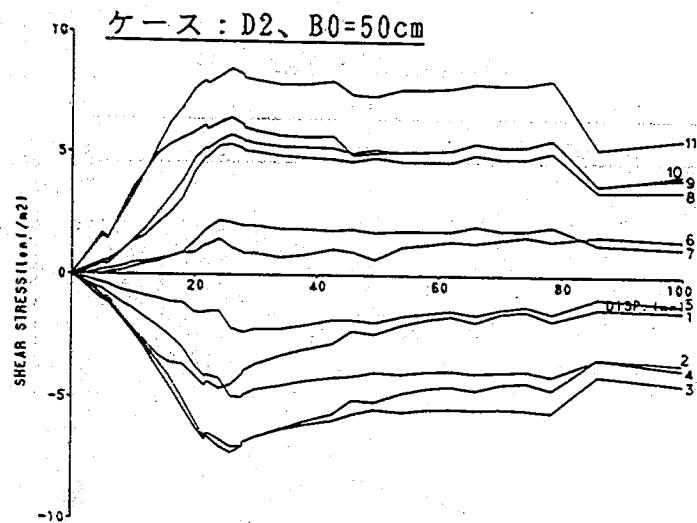
(d) 摩擦角分布

付図-4.5.1(b) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D1)

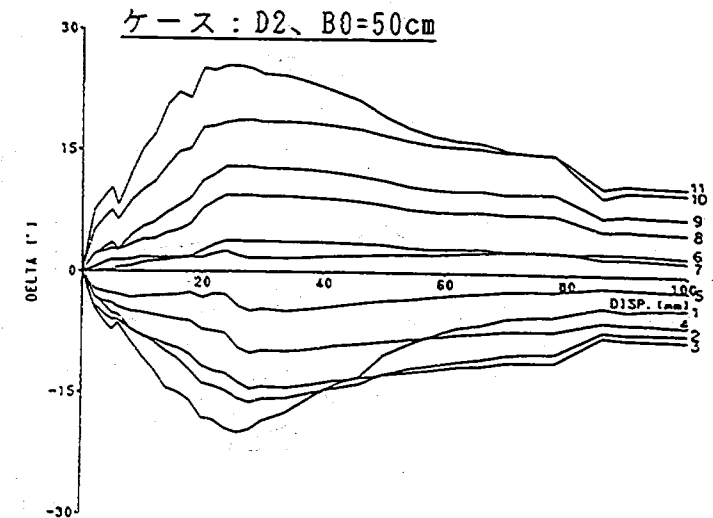
ケースNo. D2



(b) 直応力～沈下量曲線

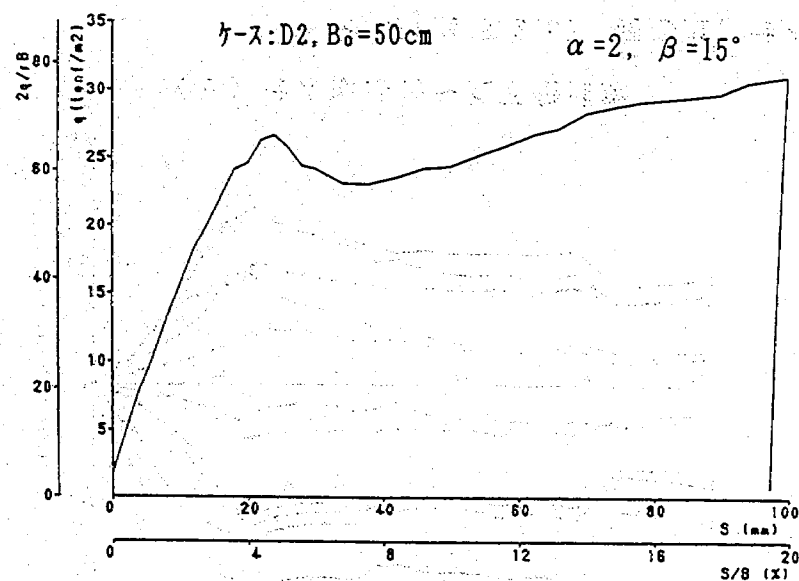


(c) せん断力～沈下量曲線

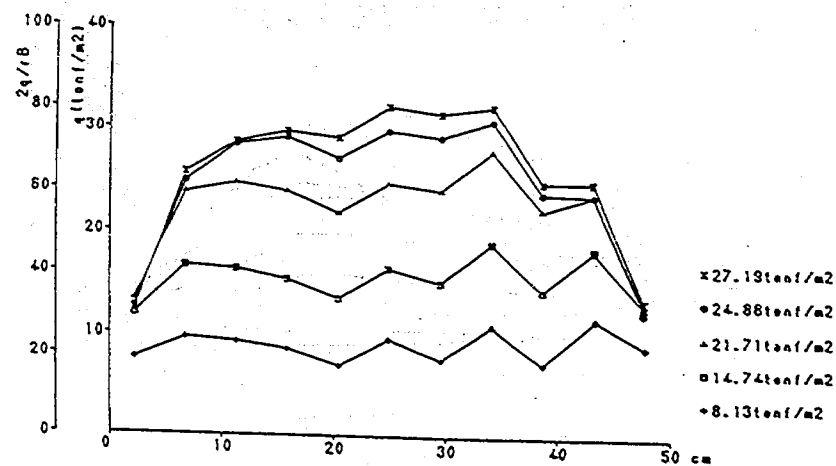


(d) 摩擦角～沈下量曲線

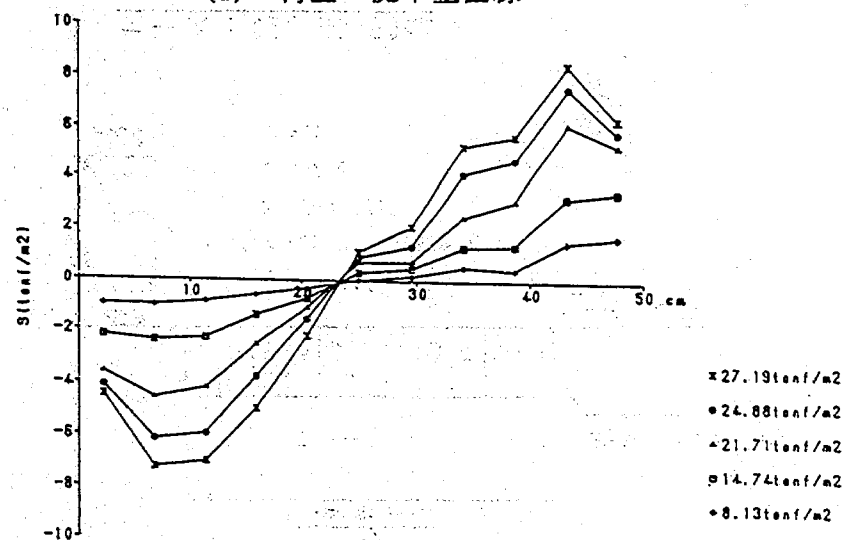
付図-4.5.2(a) 直応力、せん断力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D2)



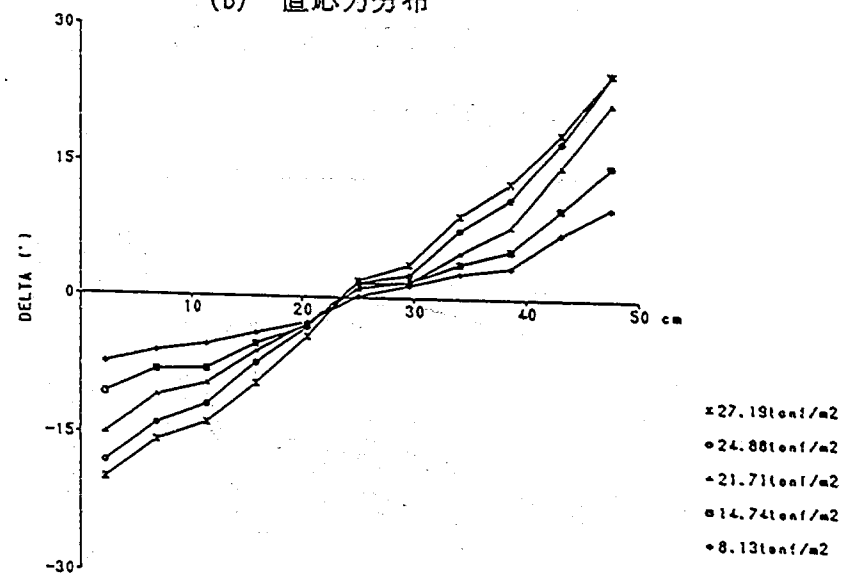
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



(c) せん断応力分布

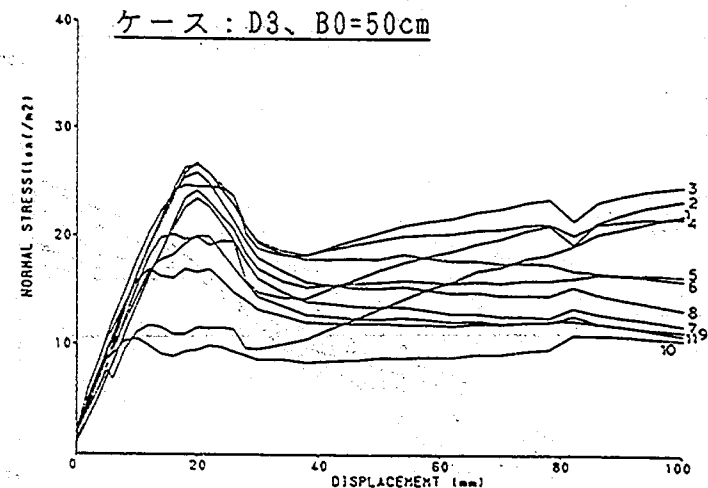
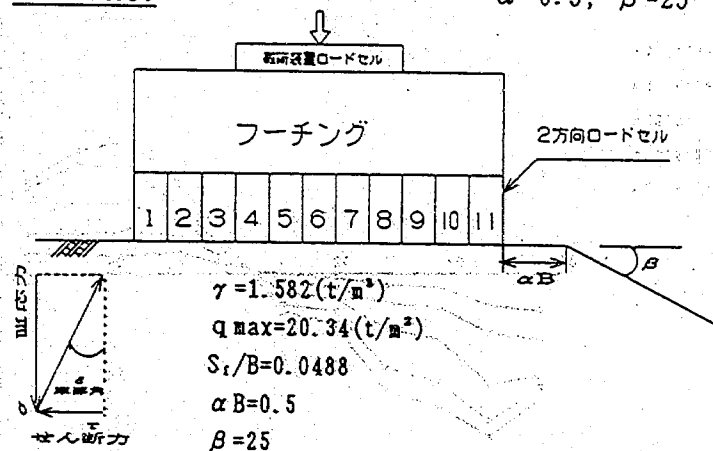


(d) 摩擦角分布

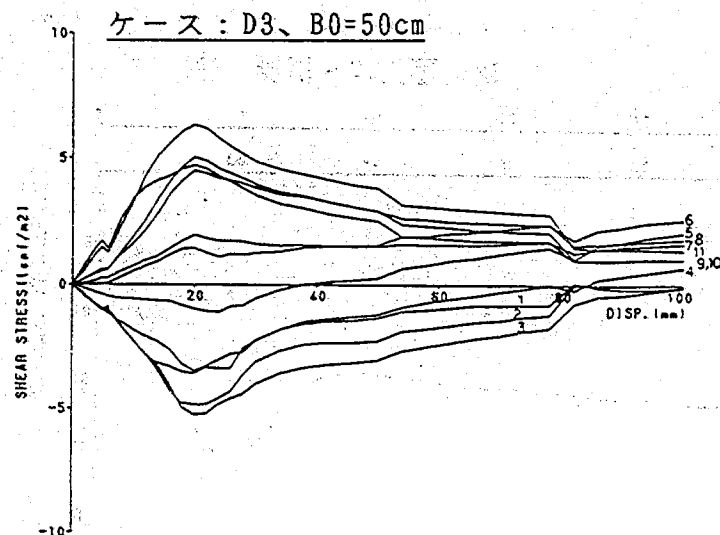
付図-4.5.2(b) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D2)

ケースNo. D3

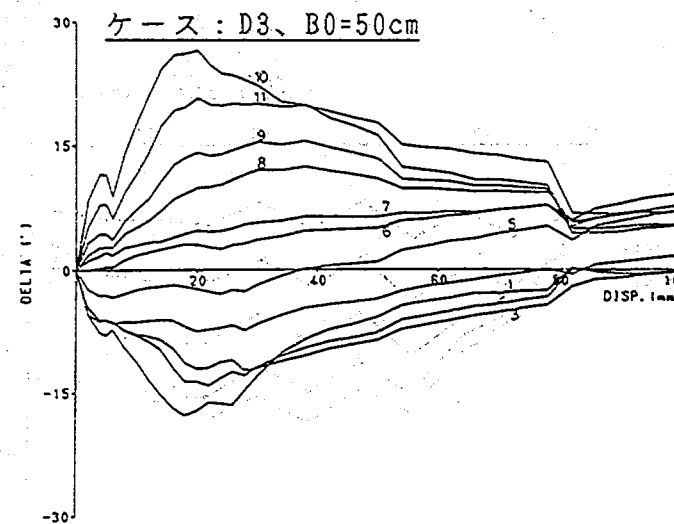
$\alpha = 0.5, \beta = 25^\circ$



(b) 直応力～沈下量曲線

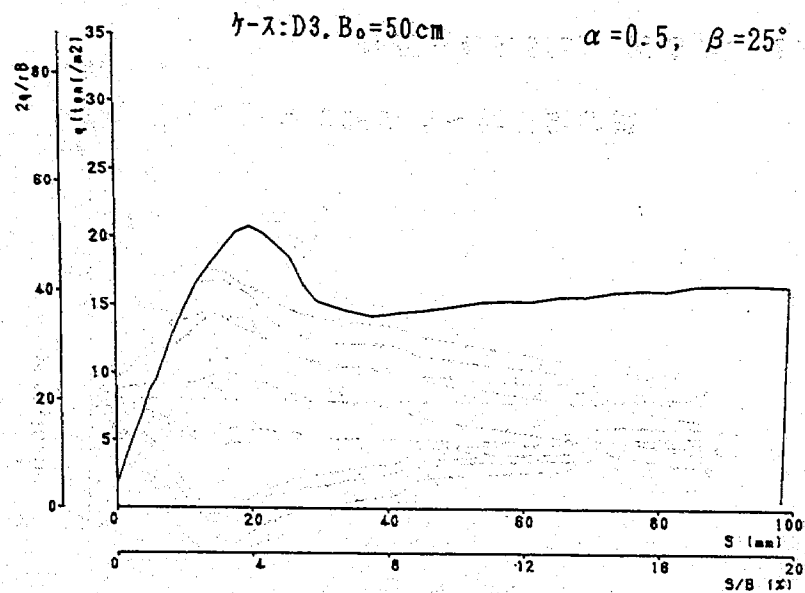


(c) せん断応力～沈下量曲線

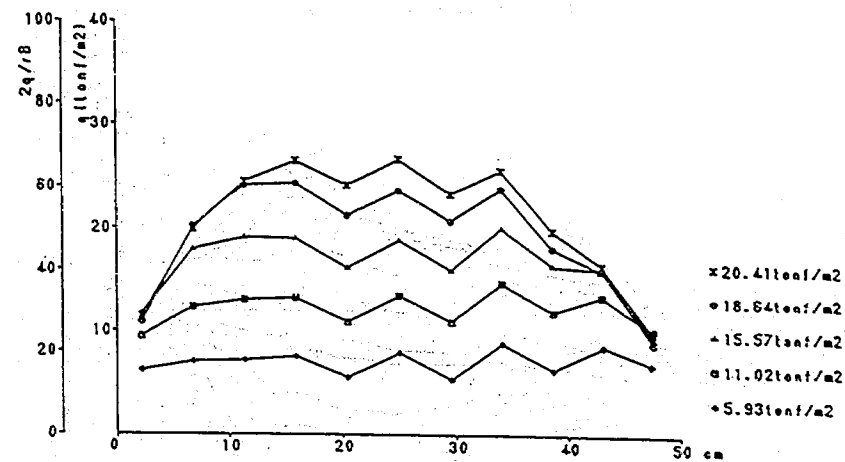


(d) 摩擦角～沈下量曲線

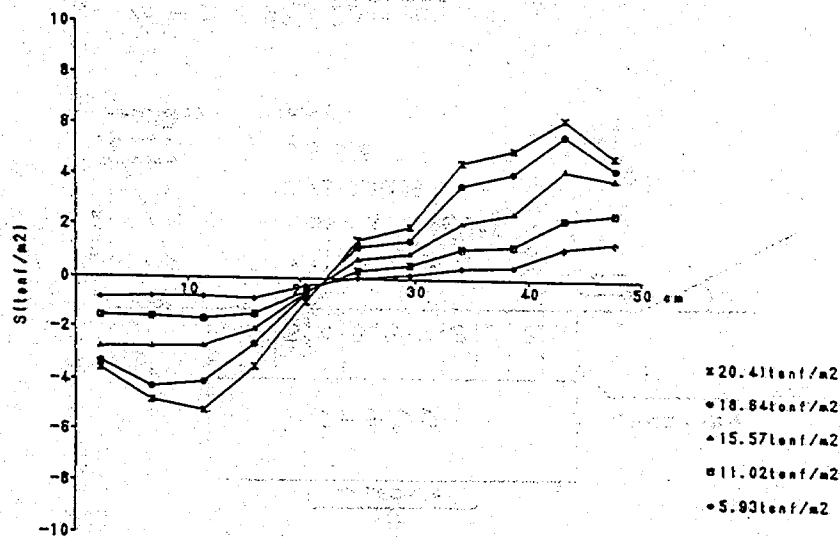
付図-4.5.3(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D3)



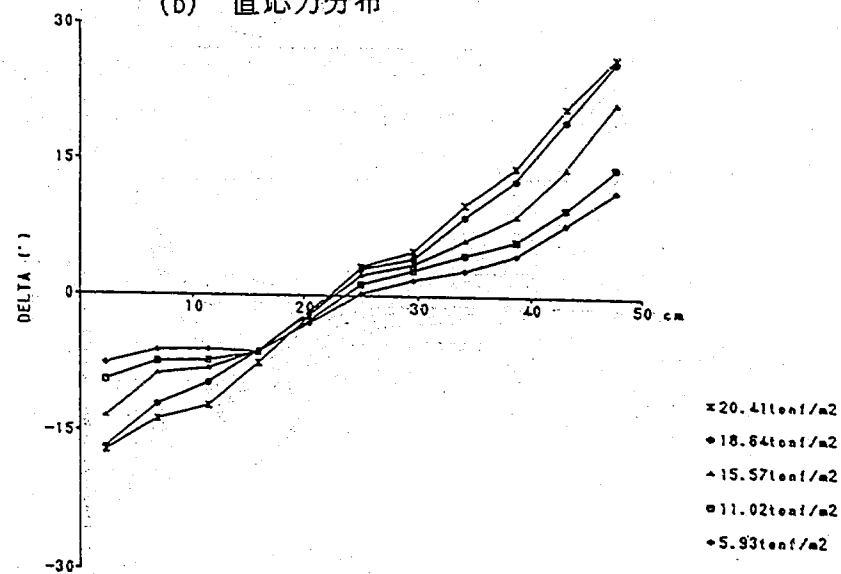
(a) 荷重～沈下量曲線



(b) 直応力分布



(c) せん断応力分布

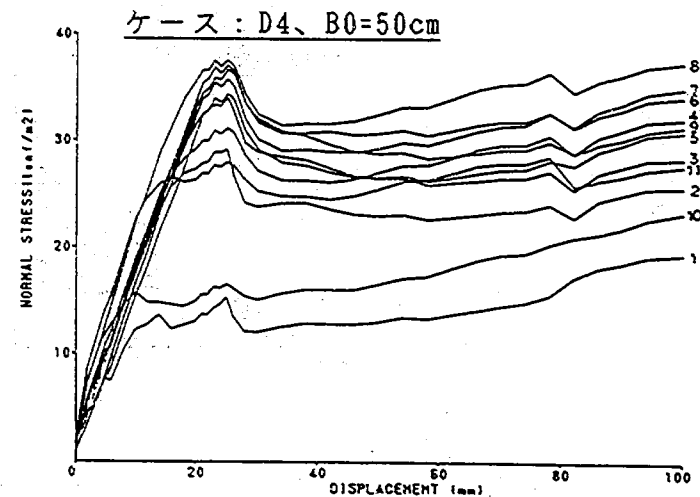
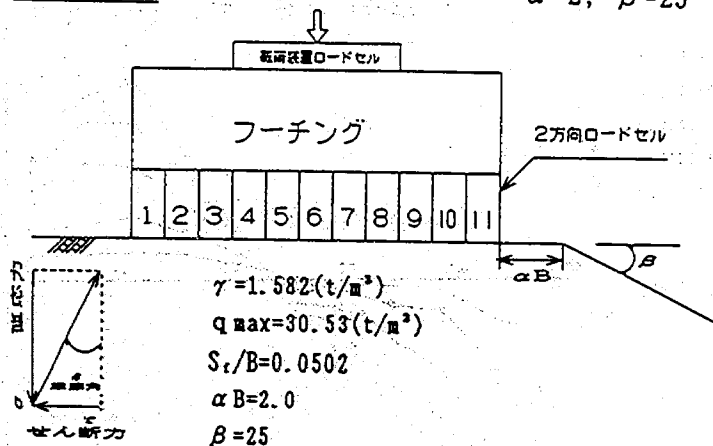


(d) 摩擦角分布

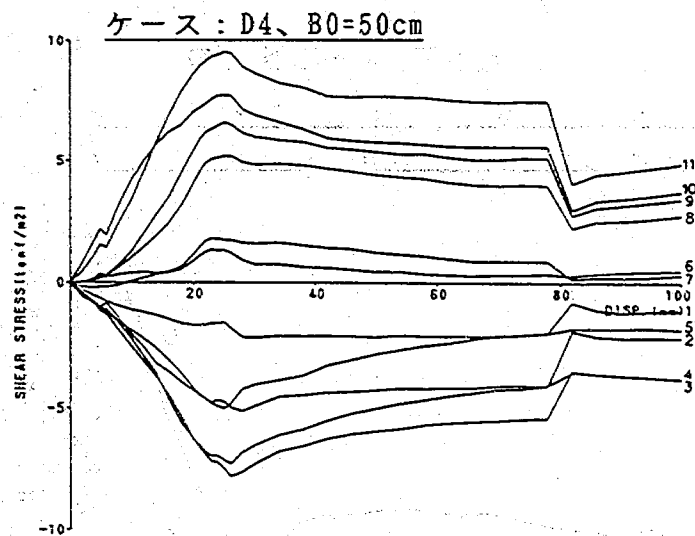
付図-4.5.3(b) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D3)

ケースNo..D4

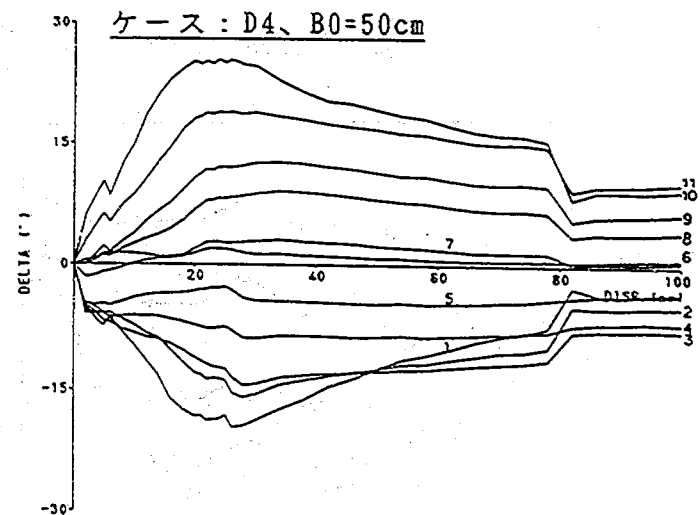
$\alpha=2, \beta=25^\circ$



(b) 直応力～沈下量曲線

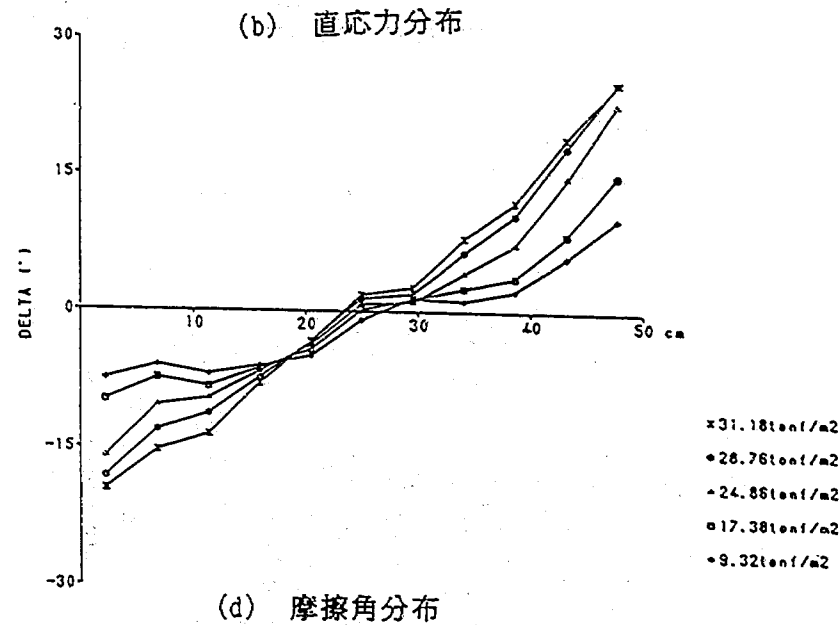
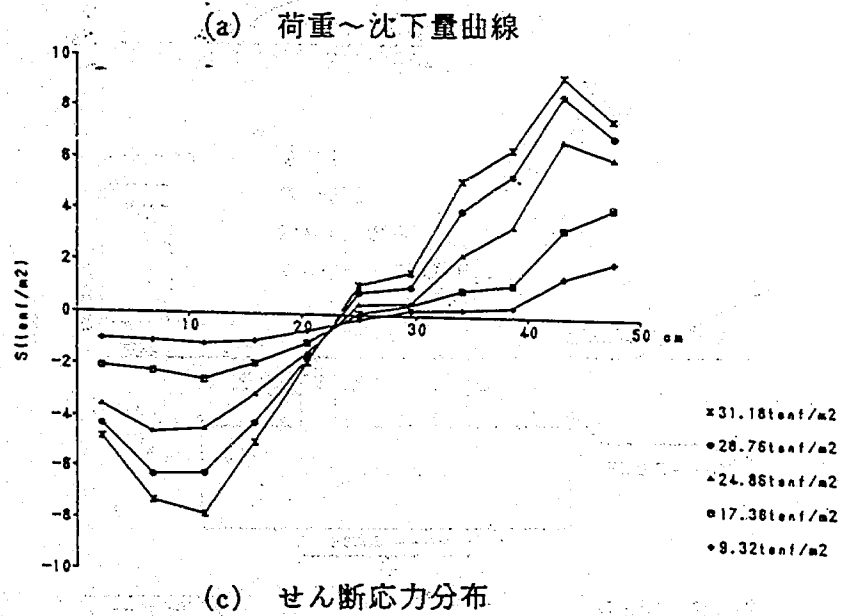
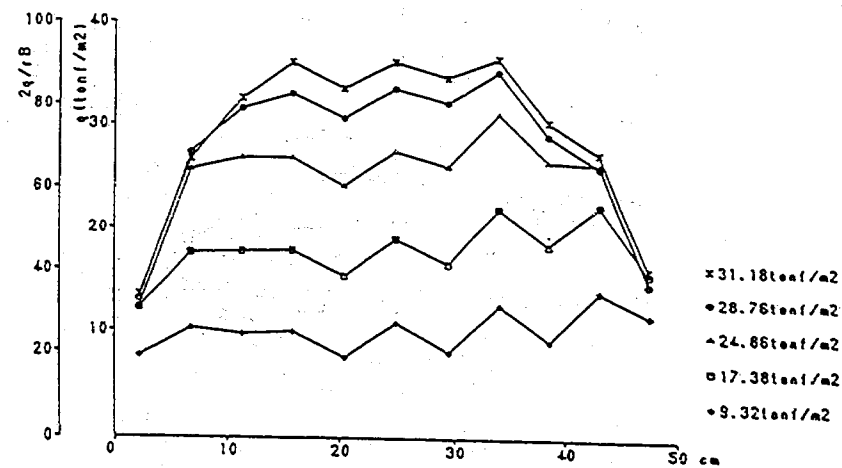
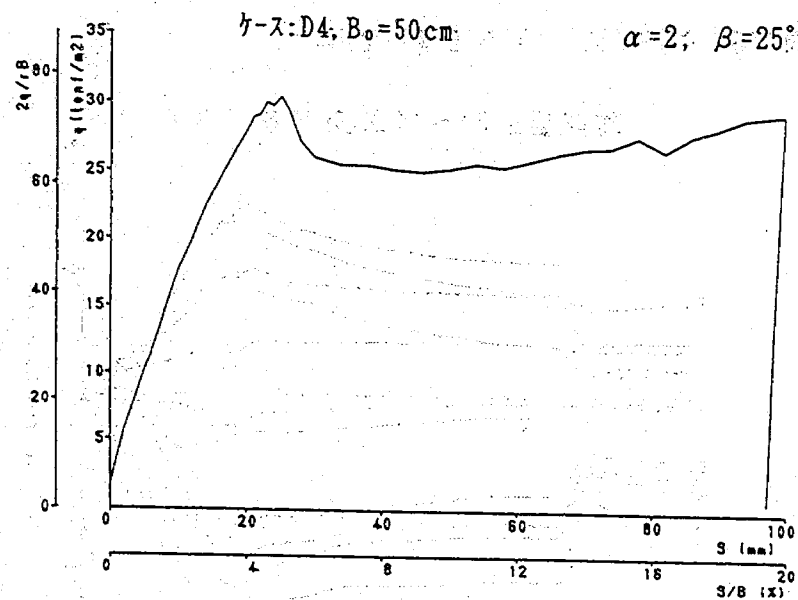


(c) せん断応力～沈下量曲線



(d) 摩擦角～沈下量曲線

付図-4.5.4(a) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D4)



付図-4.5.4(b) 直応力、せん断応力、摩擦角と沈下量関係 (ケース:D4)

剛体基礎の支持力に関する
実験的研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3087号
平成4年3月 (1992)

岡原美知夫, 高木 章次, 木村 嘉富,
森 浩樹, 浅井 健一, 渡会 正晃,
井上 昭生, 龍田 昌毅

要 旨 近年, 直接基礎など浅い剛体基礎の支持力に関して, 信頼性の高い
模型実験および要素試験の結果からいくつかの支持力理論に対する問題
点が指摘されるようになってきている。また一方, 山岳地など傾斜地盤上
や薄い支持層上などでの浅い剛体基礎に関する確立された設計法はない。
本研究は, 大型2次元実験および遠心模型実験を行うことにより, これ
ら支持力に関する問題点を把握するとともにその支持力機構について検討
をし, 合理的な設計法確立のための基礎資料としてまとめたものである。

キーワード: 浅い基礎, 異方性, 鉛直荷重, 応力分布, 傾斜地盤, 傾斜荷重,
残留応力, 支持力, 進行性破壊, 寸法効果, 内部摩擦角,
平面ひずみ

郵便はがき

41円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市旭一番地
建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室
御中

No. 143

No. 143

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 3087 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3087号