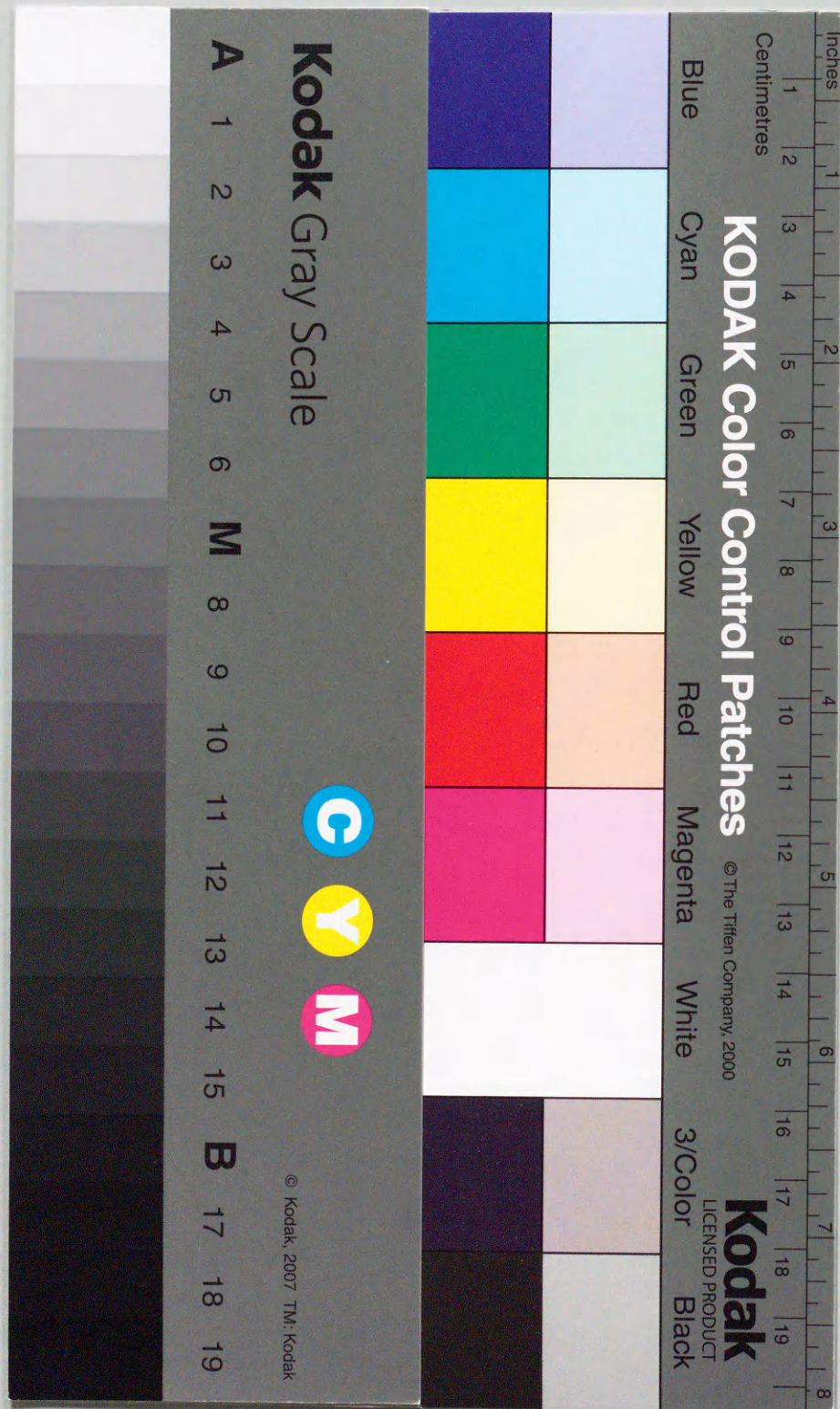


砂地盤における枠基礎の鉛直支持力機構
に関する研究

平成4年3月

伊 藤 淳 志



①

砂地盤における杵基礎の鉛直支持力機構
に関する研究

平成4年3月

伊 藤 淳 志

目 次

第1章 序 論

1.1 概 説	1
1.2 既往の研究	3
1.3 本研究の目的と範囲	7
1.3.1 研究の目的	7
1.3.2 研究の範囲	7
1.4 本論文の内容	9
1.5 本論文で使用する記号	10
参考文献	12

第2章 枠内土の挙動特性に関する実験

2.1 概 説	16
2.2 実験の概要	17
2.2.1 実験装置	17
2.2.2 実験地盤	19
2.2.3 載荷方法	20
2.2.4 実験種類	21
2.3 実験の結果	22
2.3.1 荷重～沈下量関係	22
2.3.2 砂柱の下端抵抗	22
2.3.3 砂柱の応力分布	26
2.4 砂柱の圧縮特性の検討	34
2.4.1 沈下量および軸方向力の分布	34
2.4.2 鉛直応力～鉛直ひずみ関係	36
2.4.3 摩擦応力～相対変位関係	38
2.5 結 語	41
参考文献	41

第3章 模型樁基礎の鉛直載荷実験

3.1 概説	43
3.2 実験の概要	44
3.2.1 実験土槽	44
3.2.2 実験地盤	45
3.2.3 模型樁	48
3.2.4 載荷方法	50
3.2.5 実験種類	50
3.3 実験の結果	52
3.3.1 荷重～沈下量関係	52
3.3.2 内樁および外樁の軸方向力分布	55
3.3.3 樁内土の沈下量分布	58
3.4 支持力特性の検討	60
3.4.1 樁および樁内土の先端抵抗特性	60
3.4.2 樁内土の応力・変形特性	67
3.5 結語	73
参考文献	74

第4章 鉛直支持力機構に関する理論解の誘導および補足試験

4.1 概説	75
4.2 基本的仮定	76
4.3 理論式の誘導	78
4.4 地盤の静止土圧係数の検討	83
4.4.1 試験の概要	83
4.4.2 試験の結果	86
4.4.3 処女荷重時の静止土圧係数	90
4.5 樁と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係の検討	93
4.5.1 砂～アルミニウム板間の摩擦試験	93
4.5.2 摩擦応力～相対変位関係	96
4.6 数値計算の結果	98

4.7 結語	102
参考文献	102

第5章 樁基礎の荷重～沈下機構

5.1 概説	105
5.2 樁内土の挙動特性に関するモデル解析	106
5.2.1 解析モデル	106
5.2.2 解析の方法	106
5.2.3 解析の結果	108
5.3 荷重～沈下機構	112
5.3.1 分離型の場合	113
5.3.2 一体型の場合	114
5.3.3 樁のみに荷重が作用した場合	114
5.4 結語	117
参考文献	117

第6章 結論

本研究に関連して発表した論文	123
謝辞	125

第1章 序 論

1. 1 概 説

鉛直荷重をうけた基礎フーチング直下の地盤は、圧縮変形をおこすとともに、せん断変形による土粒子の横方向移動を生じ、すべり線が発生して最終的には破壊するに至る。したがって、基礎フーチング直下の土の側方移動を拘束する枠を設けることによって、地盤の鉛直支持力は増大すると考えてよい。この考え方に基づいた基礎を、筆者は「枠基礎 (Framed Foundation)」と呼んでいる (図-1.1参照)。

枠基礎と同様の考え方はかなり以前よりあったと言われており、明治12年ごろJ. Conderが、築地の開拓使物産売捌所の不同沈下対策として、建物下部周囲に松の角杭を密に打設する工法を用いた例がある¹⁾。この建物は現存していないが、建築後40年以上も不同沈下することがなかったと報告されている。また、昭和26年に池田宮彦は、空洞浮函という名称で、建物の外壁をスカート状に垂れ下げる工法を特許出願している²⁾。さらに、昭和33年内藤多仲は、新潟市役所庁舎の建物周囲に、鉄筋コンクリート製の矢板をめぐらす工法 (井戸側地業)

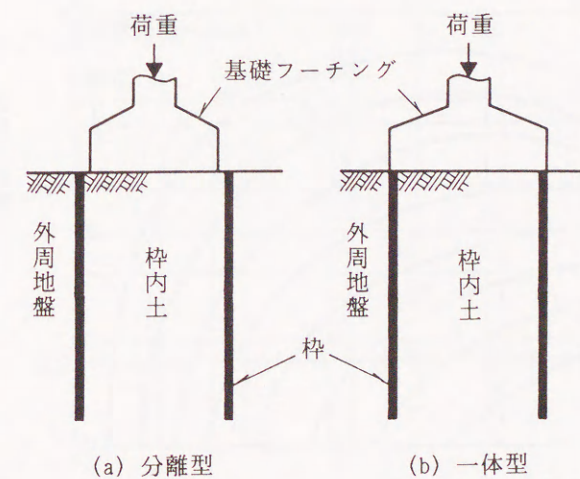


図-1.1 枠基礎の型式

を採用した³⁾。この工法は、建物の耐震性の向上を図ったものであり、鉛直支持力を増加させる考え方とは多少異なるが、昭和39年の新潟地震の際、地盤の液状化に対して有効であったと報告されている。これらの例はいずれも、建物全体規模で下部地盤の側方移動の拘束を図ったものであり、過去の経験によって施工あるいは考案されたものであった。

樁基礎の支持力機構に関する実験的・理論的検討が行われたのは、戦後からと考えられる。しかし、近年の基礎構造の分野では、支持杭が主流をなし、この種の基礎に関する研究は比較的少なかった。最近になって、埋立地などの軟弱地盤における建設に当たって、支持杭による建物の浮上りなどの障害から、支持杭に頼らない基礎工法が見直されるようになり⁴⁾、樁基礎に関する研究もいくつか報告されるようになった。しかし、その支持力機構については不明確な点が多く残されており、設計手法も確立されていないのが現状である。

本研究は、樁による地盤の拘束範囲を建物の基礎フーチングの直下に限定し、かつ樁の形状を円筒状のものに限って、樁基礎の鉛直支持力機構を検討したものである。

1. 2 既往の研究

樁基礎に関して、実験および理論の両面から研究を行ったものとしては、南による一連の研究^{5)~7)}が最初と考えられる。南は室内および現場において数多くの載荷実験を行い、支持力の増加に影響するのは、面積比（基礎の面積に対する樁の包囲面積の比）と長さ比（基礎の直径に対する樁の長さの比）であるとして、両者の関係で支持力増加係数図（BCIC図、図-1.2）を提案した。ここに、支持力増加係数（Bearing Capacity Increase Coefficient）とは、一定面積の直接基礎の支持力に対する樁基礎の支持力の比であって、ある一定の沈下量を基準として算出される。南はこのBCIC図を用いれば、樁基礎の設計が確実であるとしている。また、根入れのある直接基礎に関するTerzaghiの支持力式⁸⁾を基本として、樁外周面の摩擦抵抗をも考慮した支持力の理論式を示した。

その後我国においては、建物の高層化に伴い、基礎構造の分野では支持杭が主流となって、樁基礎に関する研究はしばらくとだえていた。海外においても、関係論文は数少なく、以下の3件に見られる程度である。

Kuzmanovićら⁹⁾は、樁と樁内土との摩擦抵抗の極限状態を想定した支持力式

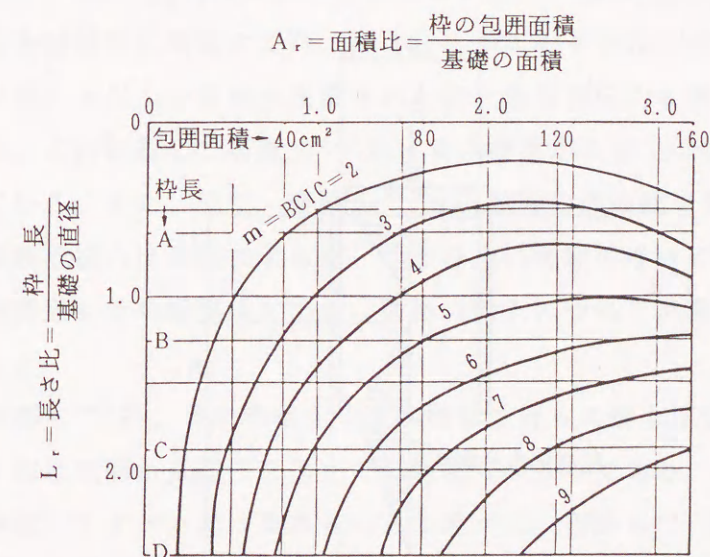


図-1.2 支持力増加係数図の一例⁷⁾

および土の体積圧縮係数を導入した沈下量の算定式を提案した。さらに、模型実験によって、樁基礎は載荷の初期に樁内土が圧縮され、それ以後は基礎、樁および樁内土が一体となって沈下することを確認した。

Narahariら¹⁰⁾は、平面形状が正方形および長方形の樁基礎を対象として、室内および現場実験を行い、支持力の増加効果を確認したが、実験結果の報告にとどまっている。

Bromsら¹¹⁾は、樁内土の鉛直応力は、摩擦応力の極限値を考えたサイロ効果¹²⁾と同様の式で与えられるとし、その分布は図-1.3のごとく直線的に変化すると仮定した。また、樁内土の圧縮量および先端地盤の沈下量を、Kuzmanovićら⁹⁾と同様に、土の体積圧縮係数を用いて示した。さらに、模型実験の結果より、樁内土の圧縮量は小さく、基礎、樁および樁内土はほぼ一体となって沈下し、沈下量の大部分は樁先端下部地盤の圧縮によるため、支持力的には根入れのある基礎と同等であると結論づけた。

最近になって我国でも、埋立地での支持杭による建物の浮上り現象やネガティブフリクションによる不同沈下などの障害から、支持杭に頼らない基礎工法の有効性が指摘されるようになり、樁基礎に関する研究も報告されるようになった。

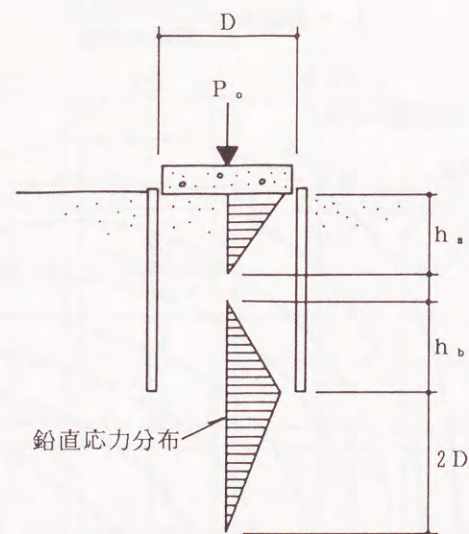


図-1.3 Bromsらの応力分布の仮定¹¹⁾

山肩らは、砂地盤^{13)、14)}および粘性土地盤¹⁵⁾における模型実験によって、荷重～沈下量関係の検討を行い、樁基礎の支持力は南⁷⁾と同様の算定式で評価できることを示した¹⁶⁾。

古藤田らは、模型実験¹⁷⁾や光弾性実験¹⁸⁾によって、静的な支持力の検討を行うとともに、実地盤においてプロトタイプの樁基礎の載荷実験¹⁹⁾を行い、実大の樁基礎も模型実験と同様の荷重～沈下性状を示すことを確認した。また、振動実験^{20)、21)}によって、地盤の液状化を想定した耐震性能の検討も行っている。

これら最近の研究は、いずれも室内および現場での実験結果の報告を主体としたものであり、樁基礎の定性的な特性はある程度分かって来たものの、その支持力機構の解明までには至っていない。

樁基礎の支持力機構に関しては、樁内土の挙動特性を解明することが特に重要と考えられる。そこで、樁基礎とは異なるが、開端鋼管杭の先端支持力機構を解明するため、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮実験あるいは押上げ実験を行った既往の研究が参考になろう。ここで、それらについても概略を紹介しておく。

原・岸田ら²²⁾は、管内砂の押上げ実験によって、極限抵抗力は砂柱の長さ径比により指数関数的に増加するが、長さ径比が4以下では砂が圧縮されないうちに押抜かれ、4以上では多少圧縮された後、極限抵抗力に達しすべりだすことを述べた。これに対して石堂ら²³⁾は、長さ径比が7以上で抵抗が大きくなると報告している。また、岸田・有原ら²⁴⁾は、数種の径の鋼管を用いた押上げ実験から、極限抵抗力は管径によらず、長さ径比の増加に伴って増大するが、砂柱の単位面積当たりの極限抵抗力は、管径の増大につれて急激に減少することを確認した。

岸田・伊勢本²⁵⁾は、砂中の鉛玉のX線撮影を行った押上げ実験によって、圧縮変形の9割は底面から径の2倍までの範囲でおこっており、それ以上の管内砂は平行移動してすべるだけであることを述べた。菅野ら²⁶⁾は、底面から径の2倍の範囲に大きな側圧が働いており、押上げ荷重の90%がこの部分の摩擦力として伝達されるとした。松浦ら^{27)、28)}は、管内砂の圧縮および押上げ実験において、感圧紙を用いた応力測定を行い、加圧力および砂の相対密度が大きい

ほど、深さ方向の応力分布が急激に減少すること、変形分布は応力分布に比べて収斂が遅いこと、サイロ効果の理論式で砂柱の応力分布をよく表現できることなどを示した。

1. 3 本研究の目的と範囲

1. 3. 1 研究の目的

前節までで述べたように、土の側方移動を拘束する枠を設置することによって、地盤の鉛直支持力を増大させるという概念は以前からあったものの、その支持力機構を解明するための研究は、ほとんど行われていなかったのが現状である。支持力の算定式についても、直接基礎に関するTerzaghiの支持力式や、摩擦抵抗の極限值を考えた応力の釣合い式から誘導されたものがあるだけで、荷重～沈下特性については、模型載荷実験の結果が示されている程度であった。

そこで筆者は、枠基礎の鉛直支持力機構を解明することを目的として、研究を行うこととした。本研究は、基礎的な実験を中心として、以下に示す方針に従って進める。

- ① まず、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮試験によって、枠内土の応力・変形特性および枠と枠内土との摩擦特性を調べる。
- ② 次に、模型枠基礎の鉛直載荷実験によって、荷重～沈下特性および枠内土の挙動特性を検討する。
- ③ そして、以上の実験によって分かった支持力特性を考慮して、鉛直支持力機構の理論解を誘導する。
- ④ さらに、模型実験を対象とした数値計算によって、理論解の妥当性の検討を行う。
- ⑤ 最後に、実験および解析結果をもとに、枠基礎の荷重～沈下機構に関する総括的な考察を行う。

1. 3. 2 研究の範囲

本論文で研究対象とする範囲は、以下のごとくである。

- ① 地盤としては、均一な砂地盤のみを考える。
- ② 枠による地盤の拘束は、基礎フーチング単位とする。また、枠は地盤中に既に設置されているものとし、枠の施工による地盤への影響は考えない。

③ 荷重は基礎フーチングを介して地盤に伝達されるものとし、枠基礎の型式として、以下の2種類を対象とする。

i) 分離型枠基礎(図-1.1(a)) : 基礎フーチングと枠とが分離しており、荷重が枠内土のみに作用する。

ii) 一体型枠基礎(図-1.1(b)) : 基礎フーチング直下に枠が設置されており、荷重が枠と枠内土とに同時に作用する。

④ 枠は円筒形であって、枠内土の水平応力に対してはフープテンションで十分に抵抗し、破壊しないものとする。

⑤ 枠基礎単体の鉛直支持力のみを考える。

1. 4 本論文の内容

本論文は、前節で述べたことを目的として行った一連の実験を中心に、6章から構成されている。以下にその内容の概略を示す。

第1章では、枠基礎の歴史的経緯を述べ、既往の実験的・理論的研究を紹介した。これによって、これまで枠基礎の支持力機構に関する研究は比較的少なく、不明確な点の多いことを示した。そして、本研究の目的を明確にし、対象とする範囲を示した。

第2章では、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮試験について述べる。これによって、側方拘束された砂柱の応力分布や沈下量分布などを検討し、枠内土の応力～変形特性を明らかにする。

第3章では、模型枠基礎の載荷実験について述べる。これによって、枠基礎の各抵抗要素の特性を検討し、荷重～沈下機構を解明する。特に、枠内土の挙動特性がこれにどのように寄与するかを明らかにする。

第4章では、実験によって分かった支持力特性を考慮した枠基礎の鉛直支持力機構の理論解を示す。さらに、載荷実験を対象とした数値計算を行うことによって、理論解の妥当性を検証する。また、枠と地盤との間の摩擦抵抗を評価するための補足試験について述べ、地盤の静止土圧係数および摩擦応力～相対変位特性を検討する。

第5章では、前章で提示した理論解析法を適用して、模型載荷実験および砂柱の圧縮実験における枠内土の挙動に注目したモデル解析を行う。これによって、載荷型式の違いによる枠内土の挙動特性を検討する。そして、枠基礎の荷重～沈下機構の総括的な考察を行う。

第6章では、本研究の成果を総括し、今後の課題を示す。

1. 5 本論文で使用する記号

A	: 枠の断面積 (cm^2)
A _s	: 枠内土の断面積 (cm^2)
a, b	: 実験式での係数
C	: $f_i \sim \Delta S$ 関係式の補正係数
c	: 三軸圧縮試験による地盤の粘着力 (kgf/cm^2)
D	: 枠の内径 (cm)
D ₁₀	: 砂の有効径 (mm)
D ₅₀	: 砂の平均粒径 (mm)
D _r	: 地盤の相対密度 (%)
D _{rc}	: 圧密後の相対密度 (%)
E	: 枠の弾性係数 (kgf/cm^2)
E _s	: 枠内土の弾性係数 (kgf/cm^2)
e	: 地盤の間隙比
e _{max}	: 地盤の最大間隙比
e _{min}	: 地盤の最小間隙比
f _i	: 枠と枠内土との間の摩擦応力 (kgf/cm^2)
f _o	: 枠と外周地盤との間の摩擦応力 (kgf/cm^2)
G _s	: 土粒子の比重
H	: 枠先端からの高さ (cm)
h	: 理論解での区間長さ (cm)
j	: 理論解での節点番号または区間番号
K	: 土圧係数
K _o	: 静止土圧係数
k	: 枠先端のばね常数 (kgf/cm^3)
k _s	: 枠内土先端のばね常数 (kgf/cm^3)
L	: 枠の根入れ長さ (cm)
L/D	: 砂柱長さ径比または枠根入れ長さ内径比
L _o	: 枠内土の軸方向力が0となる距離 (cm)

l	: 理論解での節点番号
n	: 理論解での区間数
P _o	: 載荷荷重 (kgf)
P _{o15}	: 沈下量15mm時の載荷荷重 (kgf)
P _{o60}	: 沈下量60mm時の載荷荷重 (kgf)
p _o	: 載荷荷重度 (kgf/cm^2)
p _p	: 枠先端での単位面積当りの抵抗 (kgf/cm^2)
p _{pu}	: 枠先端抵抗の極限值 (kgf/cm^2)
p _{sp}	: 枠内土先端での単位面積当りの抵抗 (kgf/cm^2)
p _{spu}	: 枠内土先端抵抗の極限值 (kgf/cm^2)
q _c	: コーン貫入抵抗 (kgf/cm^2)
R	: 枠の軸方向力 (kgf)
R _i	: 模型内枠の軸方向力 (kgf)
R _{if}	: 枠内面の摩擦抵抗 (kgf)
R _{max}	: 枠の表面粗さ (最大高さ) (μm)
R _o	: 模型外枠の軸方向力 (kgf)
R _{of}	: 枠の外周面摩擦抵抗 (kgf)
R _p	: 枠の先端抵抗 (kgf)
R _s	: 枠内土の軸方向力 (kgf)
R _{sp}	: 枠内土の先端抵抗 (kgf)
S	: 枠の沈下量 (mm, cm)
S _o	: 基礎フーチングまたは載荷板の沈下量 (mm)
S _f	: 枠上端の沈下量 (mm)
S _p	: 枠先端の沈下量 (mm, cm)
S _r	: 地盤の飽和度 (%)
S _s	: 枠内土の沈下量 (mm)
S _{so}	: 枠内土表面の沈下量 (mm)
t	: 枠の肉厚 (mm)
U _e	: 均等係数
w	: 地盤の含水比 (%)

Z	: 地表面からの深さ (cm)
Z_i	: 圧縮前の砂柱上端からの深さ (cm)
α	: 載荷荷重に対する枠の荷重分担率
β_i	: 枠内面の摩擦ばね常数 (kgf/cm ³)
β_o	: 枠外面の摩擦ばね常数 (kgf/cm ³)
γ	: 地盤の単位体積重量 (gf/cm ³)
γ_{max}	: 地盤の最大単位体積重量 (gf/cm ³)
γ_{min}	: 地盤の最小単位体積重量 (gf/cm ³)
ΔS	: 枠と枠内土との相対変位 (mm, cm)
δ_s	: 摩擦試験における相対変位 (mm, cm)
ε_v	: 枠内土の鉛直ひずみ
μ	: 摩擦係数
ρ	: 地盤の密度 (g/cm ³)
σ	: 垂直応力 (kgf/cm ²)
σ_s	: 三軸圧縮試験における拘束圧 (kgf/cm ²)
σ_h	: 枠内土の水平応力 (kgf/cm ²)
σ_n	: 摩擦試験における拘束圧 (kgf/cm ²)
σ_v	: 枠内土の鉛直応力 (kgf/cm ²)
τ	: 三軸圧縮試験におけるせん断応力 (kgf/cm ²)
τ_s	: 摩擦試験における摩擦応力 (kgf/cm ²)
ϕ'	: 三軸圧縮試験による地盤の内部摩擦角 (度)
ϕ_i	: 枠の内周長さ (cm)
ϕ_o	: 枠の外周長さ (cm)

参考文献

- 1) 豊島光夫：絵で見る基礎専科（上），建設資材研究会，pp. 249～251，昭和50年4月
- 2) 池田宮彦：空洞浮函を基礎とせる構築物，特許庁特許公報，昭27-4684，

昭和27年11月

- 3) 内藤多伸：建築と人生，鹿島研究所出版会，pp. 176～187，昭和41年4月
- 4) 土質工学会：支持杭に頼らない基礎工法，第32回土質工学シンポジウム発表論文集，昭和62年11月
- 5) 南 和夫：中空筒を用いて沈下を抑制する基礎構造 第1報 新基礎構造の構想，日本建築学会論文報告集，第37号，pp. 52～57，昭和23年2月
- 6) 南 和夫：中空筒基礎構造 第2報 鉛直荷重を受ける場合の実験報告，日本建築学会論文報告集，第38号，pp. 80～86，昭和24年4月
- 7) 南 和夫：筒基礎の研究，日本建築学会論文報告集，第39号，pp. 1～17，昭和24年11月
- 8) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 118-143, 1943
- 9) Kuzmanović, B.O. and Balla, A. : Spread footings on "reinforced" soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 3, pp. 318-326, 1970. 8
- 10) Narahari, D.R. and Rao, B.G. : Skirted-Soil-Plug Foundations, Proc. 6th Asian Reg. Conf. on SMFE, Vol. 1, pp. 319-322, 1979. 7
- 11) Broms, B.B., Ivmark, G. and Mattson, A. : Tubular Elements as Foundation for Structures, Proc. 10th ICSMFE, Vol. 2, pp. 61-66, 1981. 6
- 12) Tschebotarioff, G.P. : Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill, pp. 388-389, 1973
- 13) 山肩邦男，中江新太郎，筒井通剛，伊藤淳志：枠で拘束した地盤の鉛直支持力（その1 模型実験），第18回土質工学研究発表会，pp. 957～960，昭和58年6月
- 14) 山肩邦男，中江新太郎，清水俊久，筒井通剛，林 芳尚：枠で拘束した地盤の鉛直支持力（その2 支持力と沈下性状），第19回土質工学研究発表会，pp. 1079～1080，昭和59年6月
- 15) 山肩邦男，中江新太郎，清水俊久，筒井通剛，平野二郎：枠で拘束した地盤の鉛直支持力（その4 粘性土地盤における実験），第20回土質工

学研究発表会, pp. 1161~1162, 昭和60年6月

- 16) 山肩邦男, 中江新太郎, 清水俊久, 筒井通剛: 枠基礎の鉛直支持力に関する研究(その3 支持力算定式), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp. 1021~1022, 昭和60年10月
- 17) 古藤田喜久雄, 川辺一洋, 青木雄二郎, 沼上 清: 囲い基礎の模型鉛直載荷実験(その1), 第20回土質工学研究発表会, pp. 1157~1160, 昭和60年6月
- 18) 田中輝明, 安藤信好, 沼上 清, 横店秀利, 田房義彦: 筒基礎応力に関する光弾性実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp. 1289~1290, 昭和61年8月
- 19) 青木雄二郎, 柴崎富士夫, 辰野正顕, 沼上 清, 矢島淳二: 筒基礎のプロトタイプ模型載荷実験(その1), 第23回土質工学研究発表会, pp. 1535~1536, 昭和63年6月
- 20) 古藤田喜久雄, 青木雄二郎, 沼上 清, 矢島淳二: 筒基礎の耐震性能に関する研究(その1: 乾燥砂による模型実験), 第22回土質工学研究発表会, pp. 1243~1244, 昭和62年6月
- 21) 古藤田喜久雄, 中川 淳, 青木雄二郎, 沼上 清, 矢島淳二: 筒基礎の耐震性能に関する研究(その3: セン断土槽を用いた模型振動実験), 第23回土質工学研究発表会, pp. 1541~1542, 昭和63年6月
- 22) 原 悟視, 岸田英明, 鈴木文雄: 開端杭内部に詰った乾燥砂の挙動, 第8回土質工学研究発表会, pp. 487~490, 昭和48年6月
- 23) 石堂 稔, 山内豊聰: 開端杭先端の管内土の抵抗について, 九大工学集報, 第47巻, 第3号, pp. 242~248, 昭和49年6月
- 24) 岸田英明, 有原高志, 原 悟視: 開端グイの内部に詰った砂の挙動, 第9回土質工学研究発表会, pp. 549~552, 昭和49年6月
- 25) 岸田英明, 伊勢本昇昭: 開端ぐい内部に詰った砂の挙動がくい体に及ぼす影響, 第11回土質工学研究発表会, pp. 657~660, 昭和51年6月
- 26) 菅野孝夫, 山川純雄, 尾西正之, 三浦英徳: 太径鋼管杭の先端閉塞効果, 住友金属, Vol. 30, No. 1, pp. 52~61, 昭和53年1月
- 27) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その3 長い管内の変形分布,

日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 2169~2170, 昭和57年10月

- 28) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その5 長い管内の圧力分布, 第18回土質工学研究発表会, pp. 1175~1178, 昭和58年6月

第2章 杵内土の挙動特性に関する実験

2.1 概説

杵基礎の支持力に関連する要素は、杵、杵内土および外周地盤の3つに大別できる。したがって、杵基礎の支持力機構を解明するためには、これらの各要素および要素相互間の挙動に関する以下の特性について検討する必要がある。

- ① 杵内土の圧縮特性
- ② 杵の応力・変形特性
- ③ 杵と杵内土地盤および外周地盤との間の摩擦特性
- ④ 杵先端および杵内土先端の支持力特性

などである。そこでまず、杵内土の圧縮特性および杵と杵内土地盤との間の摩擦特性を検討することを目的として、鋼管内に一樣な砂地盤を作製し、平板で載荷する実験を行った。本章では、この実験の概要および結果について述べる。

鋼管内部に砂を詰め載荷を行う実験については、1.2節で述べたごとく、開端鋼管杭の先端支持力機構を解明するための試みとして、これまでに数多くの研究が報告されている^{1)~8)}。本章では、これら既往の研究との比較検討をも含めて、実験結果に関する考察を行う。

2.2 実験の概要

2.2.1 実験装置

本実験で用いた実験装置を図-2.1に示す。この装置を200tf容量の万能試験機にかけて、載荷試験を実施した。

鋼管としては、内径 $D=206.4\text{mm}$ 、肉厚 $t=5.0\text{mm}$ 、長さ 204.4mm （いずれも実測値）の電縫鋼管を6本用意し、同径・同厚のベース管（長さ 225mm ）の上に順次積重ねて、砂柱の長さ L を変化させることができたようにした。実験開始前に測定した鋼管内面の表面粗さは最大高さ $R_{\text{max}} \approx 19\mu\text{m}$ （基準長さ 2.5mm ）であった。鋼管外周面には、軸方向ならびに円周方向のひずみを測定するため、図

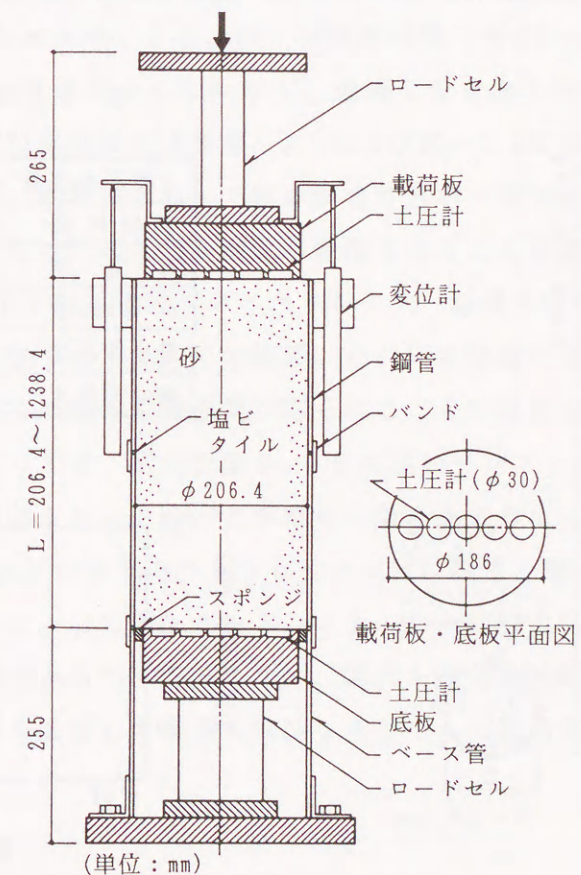
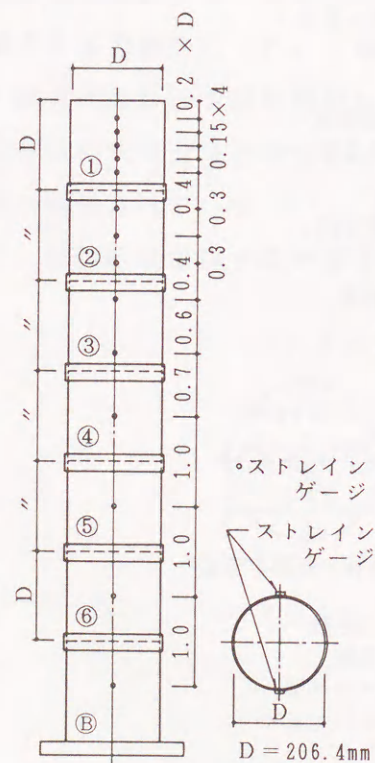


図-2.1 実験装置

—2.2に示す位置に2軸のストレインゲージを合計28枚貼付けた。なおダミーゲージとしては、別個の鋼管に貼付けたものを用意した。

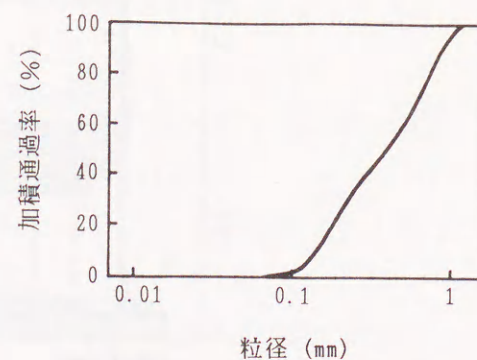
鋼管の応力とひずみとの関係は、鋼管のみの軸方向加力検定試験によって求めることとした。しかし検定試験の結果、ひずみの測定値にかなりのばらつきが認められた。この原因として、鋼管と鋼管との接触面での応力伝達状態が不均一であること、および鋼管製作時の残留応力⁹⁾があることが考えられた。残留応力については、鋼管に載荷・除荷を繰返すことによって取除いた。接触面に関しては、鋼管と鋼管との間に介在物を挟むこととし、石膏、ゴム板、アクリル板、塩ビタイルなどの数種の材料を用いて、検定試験を行った。その結果として、応力伝達状態および耐久性の点で最も良好な、半硬質石綿入り塩ビタイル（厚さ2mm）を採用することとした。これをリング状に整形し、図—2.1のごとく各鋼管間に敷込んだ。したがって、鋼管1段分の砂柱長さは、内径と等



図—2.2 ストレインゲージ位置

表—2.1 淀川砂の諸元

土粒子の比重 G_s	2.64
平均粒径 D_{50}	0.40 mm
有効径 D_{10}	0.14 mm
均等係数 U_c	3.58
最小間隙比 e_{min}	0.602
最大間隙比 e_{max}	1.024



図—2.3 粒径加積曲線

しい206.4mmとなる。

載荷板および底板は直径186mm、厚さ65mmで、土圧計（直径30mm、容量150および70kgf/cm²）を各々5個配置してある（図—2.1参照）。底板は容量20tfのロードセルを介して設置されており、砂柱下端のみの抵抗を測定することができる。なお、底板と鋼管との隙間には、砂の流出を防ぐためにスポンジを巻付けた。載荷荷重は、載荷板上に設置した50tf容量のロードセルによって確認した。また、載荷板の沈下量は、鋼管上端を基準として測定することとし、図示したように2個の変位計（容量100mm）を採用した。

2.2.2 実験地盤

鋼管内に詰める砂としては、淀川砂を採用した。まず淀川砂の細粒分（74μm以下）を取除くため水洗いした。次いで気乾状態（含水比 $w=0.20\%$ ）に乾燥させたものを1.2mm目のフルイにかけて、通過したものを使用することとした。砂の諸元および粒径加積曲線を表—2.1および図—2.3に示す。

本実験を行う場合、鋼管内において砂の詰まり方が一様であること、毎回の実験においてできるだけ均等な相対密度の地盤を得ることが重要な条件となる。そこで、図—2.4に示す地盤作製のサンドレイナー装置を製作し、本実験に先立って種々の検定試験を行った。その結果、これらの装置により、平均値に対し±最大5%の精度で所定の相対密度が得られることが検証された。

地盤の作製にあたっては、相対密度 $D_r=8\%$ 用のサンドレイナーは、鋼管内部に挿入し、地盤表面とロートの口とが常に一致するようにして引上げることとした。 $D_r=49$ および94%用のサンドレイナーは、鋼管上端に設置して、砂を落下させることとした。この際、サンドレイナーからの砂の落下高さの違いが密度に及ぼす影響をできるだけ取除くため、鋼管1段分の地盤を作製した後、その上1段分の鋼管を設置して地盤を作製するといった手順を順次繰返すこととした。

2. 3 実験の結果

本節では、実験結果のうち載荷板沈下量、砂柱下端抵抗および鋼管のひずみより算出した砂柱の応力分布などに関して報告する。なお、土圧計による砂柱上下端の接地圧分布については、測定値のばらつきが大きく、特筆すべき傾向が見いだせなかったため、報告からは除外する。

2. 3. 1 荷重～沈下量関係

載荷荷重 P_0 と載荷板沈下量 S_0 との関係を、相対密度別に図-2.5に示した。ただし、 $D_r=94\%$ の $L/D=5$ の場合については、計器不良のためか良いデータが得られなかったので、除いてある。同図より、増荷時の $P_0 \sim S_0$ 曲線は、 $D_r=8$ および 49% の場合全域を通じて下に凸型の形状を示しており、荷重の増加に伴って砂柱の剛性が増大しているのに対して、 $D_r=94\%$ では $P_0=4$ tf 以上においてはほぼ直線状となっていること、同一荷重での S_0 は、砂柱の長さが増すほど、また相対密度が小さいほど増加していること、大部分の沈下が $5D$ 以浅の深さで生じていることなどが分かる。なお、全実験において、 $P_0=0 \sim 4$ tf 間で S_0 の変化量が大きくなっているが、これは載荷板を砂柱上端に設置した際、その接触面がなじんでいなかったためと考えられる。

図-2.6は、最大荷重 ($P_0=32$ tf) 時における $L/D=6$ の S_0 を基準として、各 L/D での S_0 の割合を示したものである。同図より、砂柱の圧縮量の割合は砂柱上部ほど大きく、深さとともに急速に減少する様子が確認できる。この傾向は、相対密度が大きいほど顕著である。

2. 3. 2 砂柱の下端抵抗

砂柱下端抵抗 $R_{\text{底}}$ と載荷荷重 P_0 との関係を、図-2.7に示した。増荷時には、曲線がやや下に凸ではあるものの、ほぼ直線的とみなされるのに対して、減荷時のグラフは上に凸型の曲線となった。同図より、 L/D が4以上の砂柱下端には荷重がほとんど伝達していないことが分かる。

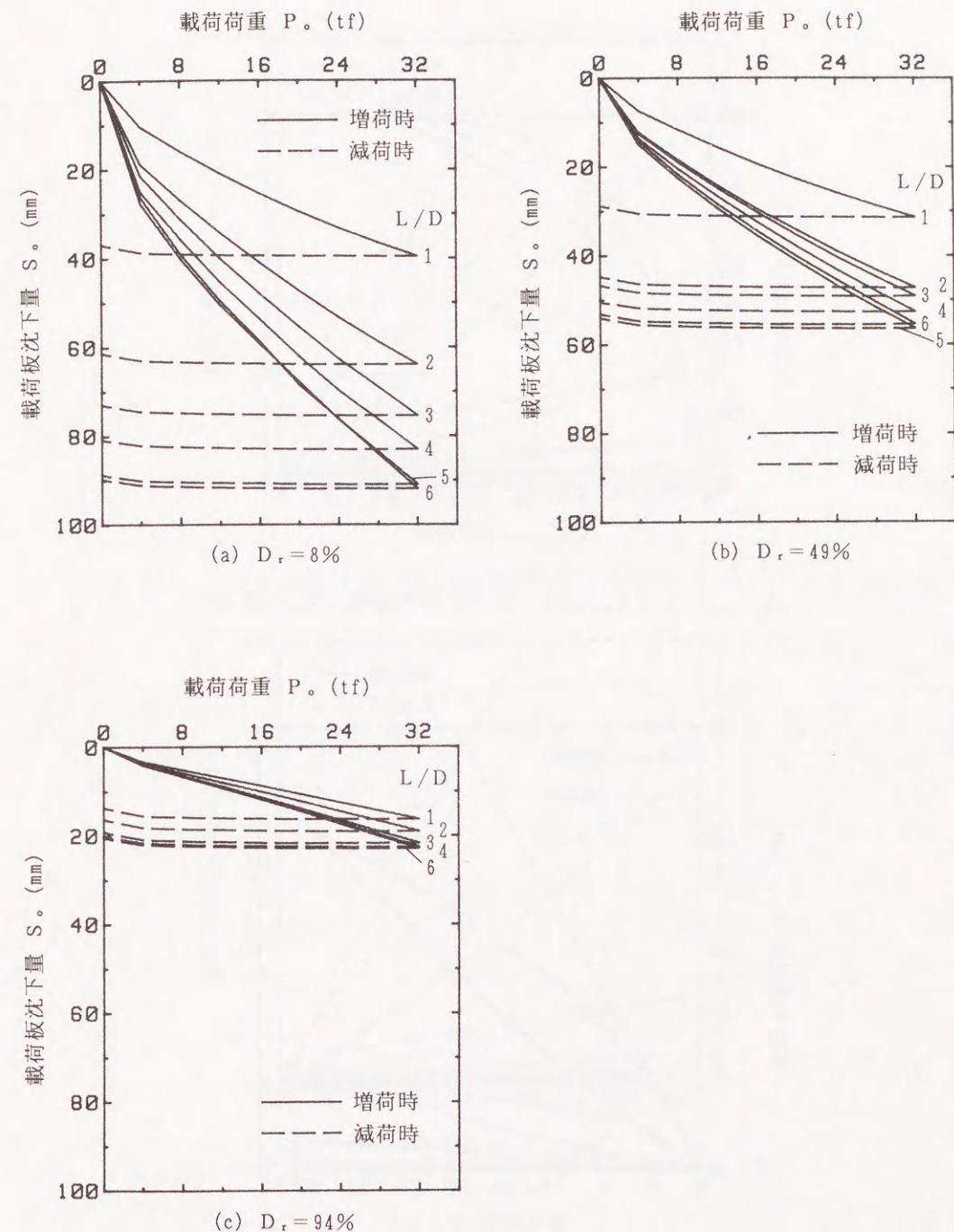


図-2.5 載荷荷重 P_0 ～載荷板沈下量 S_0 関係図

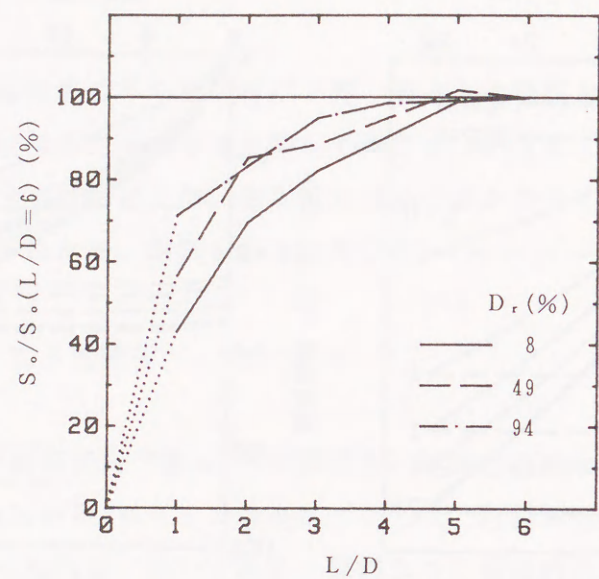
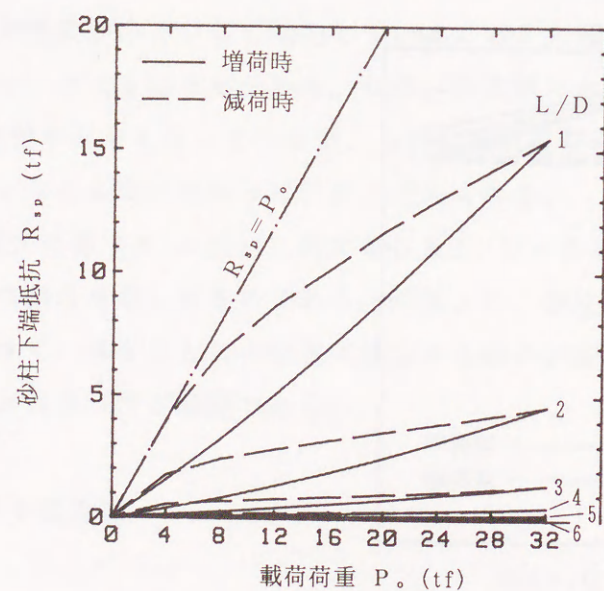
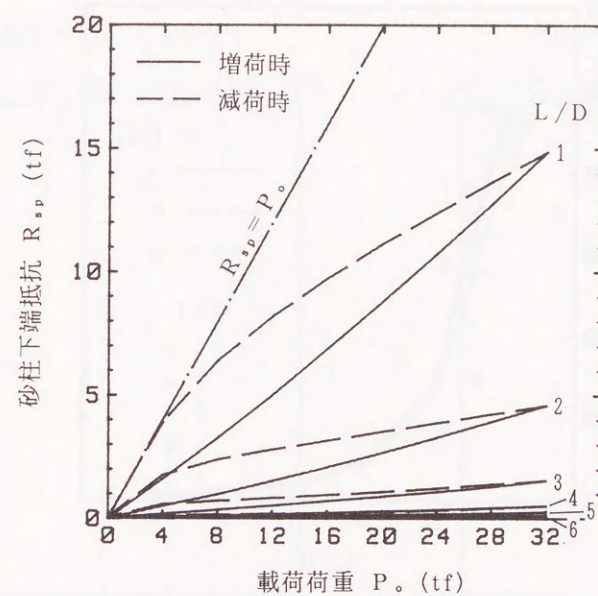


図-2.6 $S_o/S_o(L/D=6) \sim L/D$ 関係図 ($P_o = 32 \text{ tf}$)

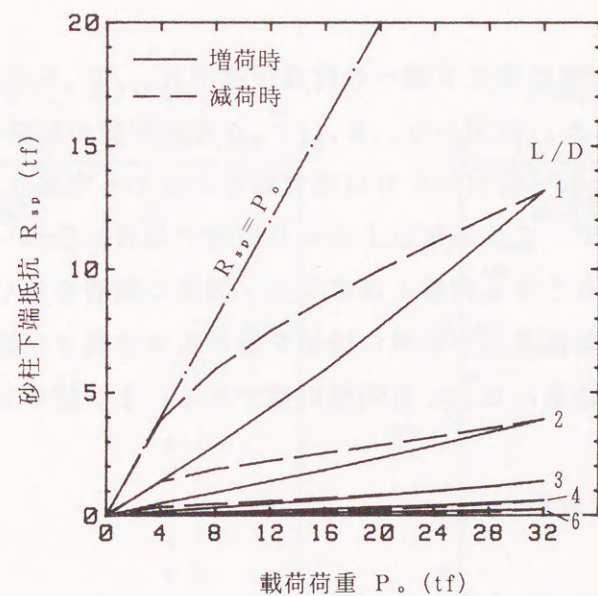


(a) $D_r = 8\%$

図-2.7 砂柱下端抵抗 $R_{sp} \sim$ 載荷荷重 P_o 関係図



(b) $D_r = 49\%$



(c) $D_r = 94\%$

図-2.7 砂柱下端抵抗 $R_{sp} \sim$ 載荷荷重 P_o 関係図

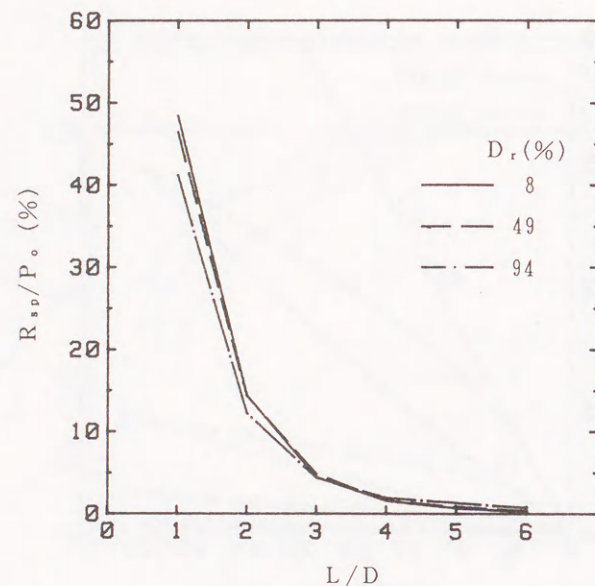
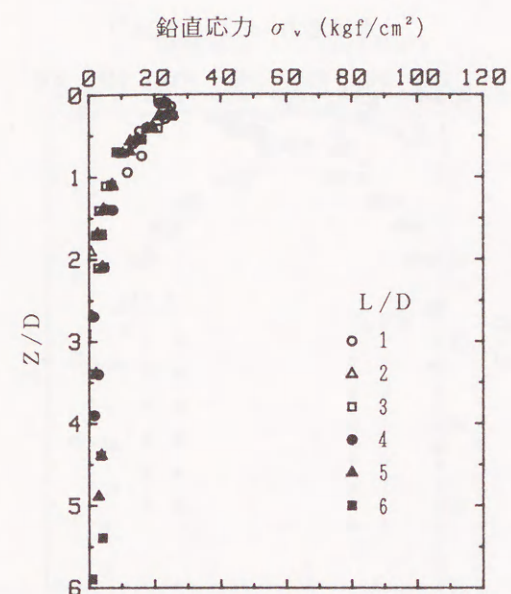


図-2.8 $R_{sp}/P_o \sim L/D$ 関係図 ($P_o = 32\text{tf}$)

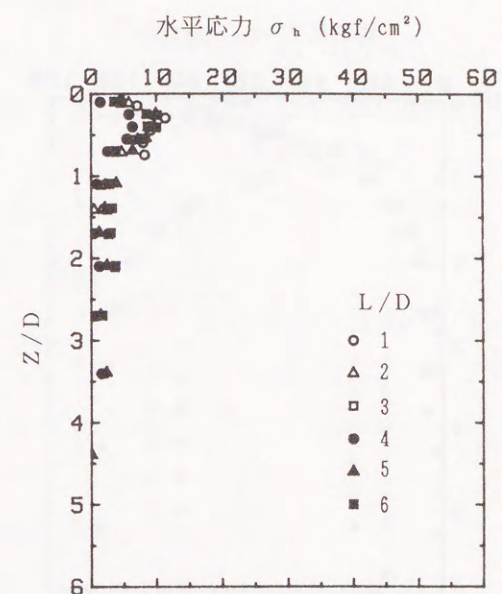
そこで、 $P_o = 32\text{tf}$ 時の砂柱下端への荷重伝達率 R_{sp}/P_o を求め、 L/D との関係で図-2.8に示した。同図から、 R_{sp}/P_o は相対密度の影響をほとんど受けていないこと、 P_o の50~60%が1D以浅で鋼管に伝わっており、さらに P_o の95%以上が3D以浅で、また98%以上が4D以浅で鋼管に伝わってしまっていることが分かる。原ら¹⁾は本実験とほぼ同径・同厚の鋼管を用いた砂柱の押し上げ試験において、極限抵抗力が急激に増加を始める砂柱長さ径比を $L/D = 4$ としているが、本実験結果においても同様の値であることが認められる。

2.3.3 砂柱の応力分布

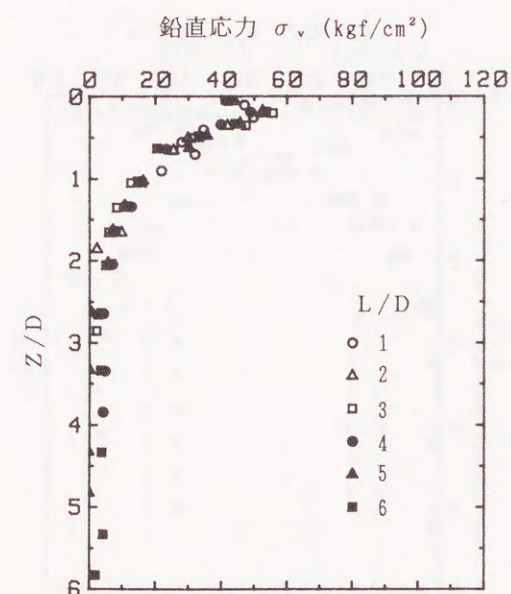
鋼管のひずみ測定値(軸方向および円周方向)より、鋼管の軸方向および円周方向の応力を求め、これらの値より各ストレインゲージ深さでの砂柱の平均鉛直応力 σ_v および管壁に作用する土圧 σ_h を算定した。算定にあたっては、あらかじめ行った鋼管のみの軸方向加力検定試験結果による弾性係数およびポアソン比を採用した。ただし、ストレインゲージの貼付け方や鋼管肉厚の微妙な変化などの影響があるので、ゲージ位置ごとにおける値を使用した。 σ_v および



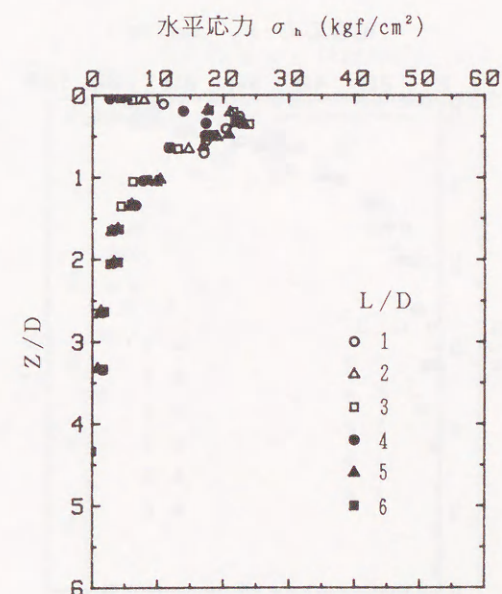
(a) 鉛直応力 σ_v 分布 ($P_o = 8\text{tf}$)



(b) 水平応力 σ_h 分布 ($P_o = 8\text{tf}$)

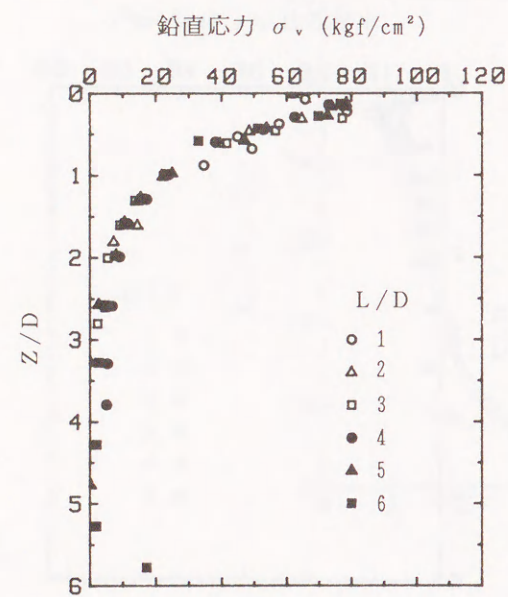


(c) 鉛直応力 σ_v 分布 ($P_o = 16\text{tf}$)

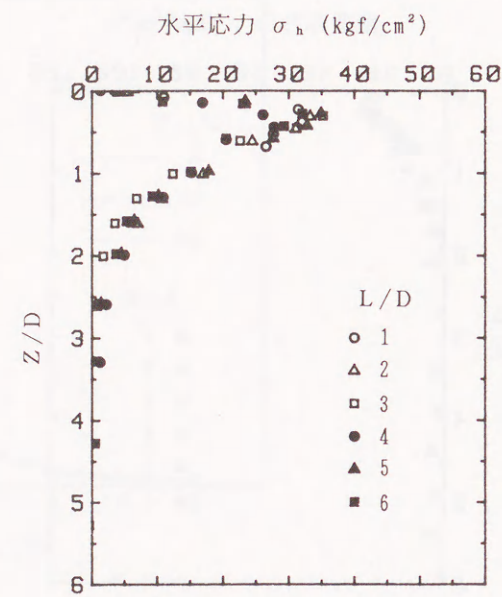


(d) 水平応力 σ_h 分布 ($P_o = 16\text{tf}$)

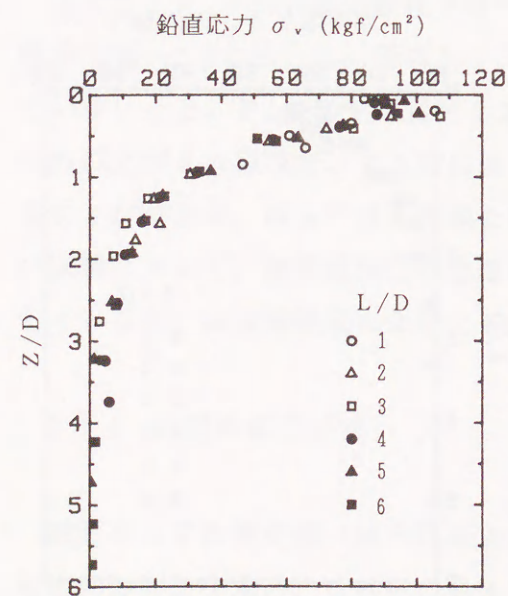
図-2.9 応力 $\sim Z/D$ 関係図 ($D_r = 49\%$)



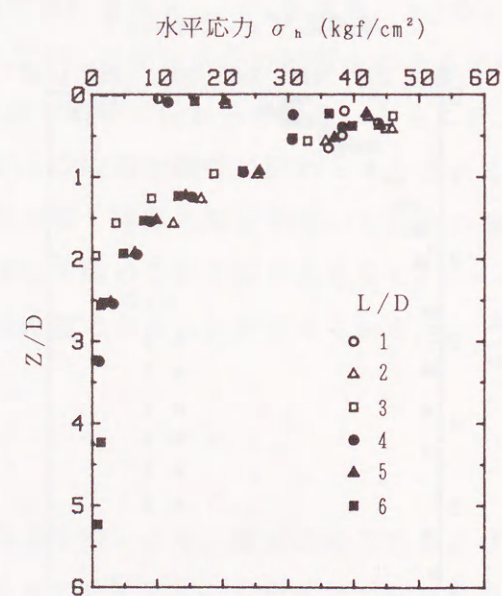
(e) 鉛直応力 σ_v 分布 ($P_o = 24\text{tf}$)



(f) 水平応力 σ_h 分布 ($P_o = 24\text{tf}$)

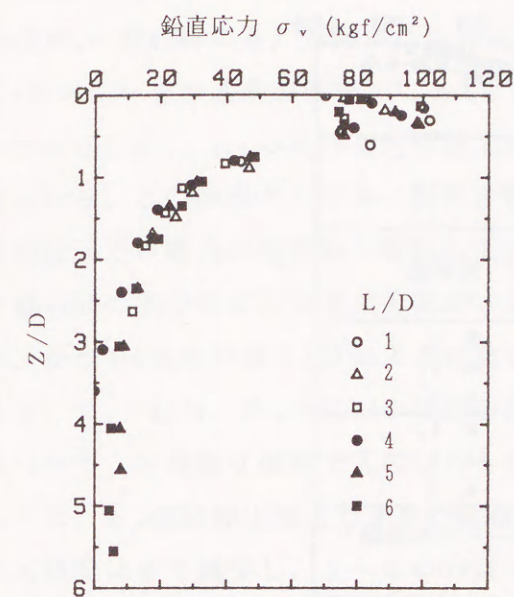


(g) 鉛直応力 σ_v 分布 ($P_o = 32\text{tf}$)

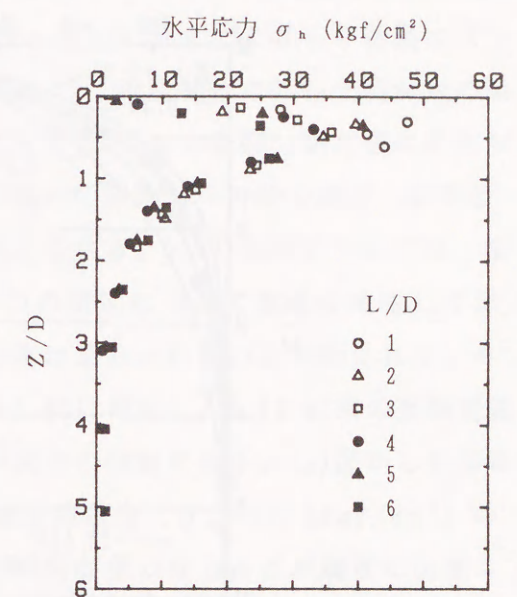


(h) 水平応力 σ_h 分布 ($P_o = 32\text{tf}$)

図-2.9 応力 $\sim Z/D$ 関係図 ($D_r = 49\%$)

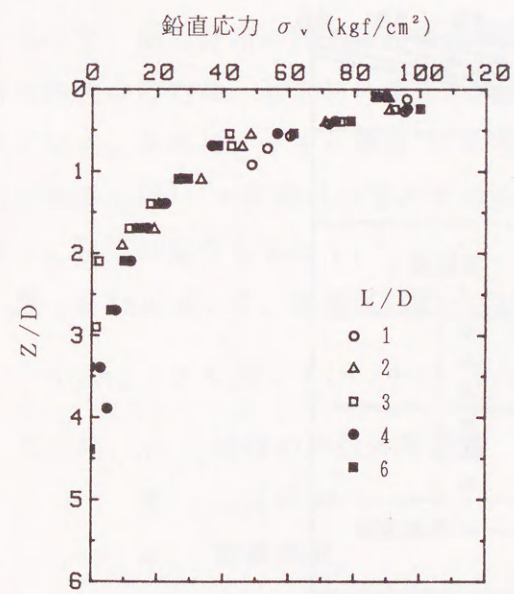


(a) 鉛直応力 σ_v 分布

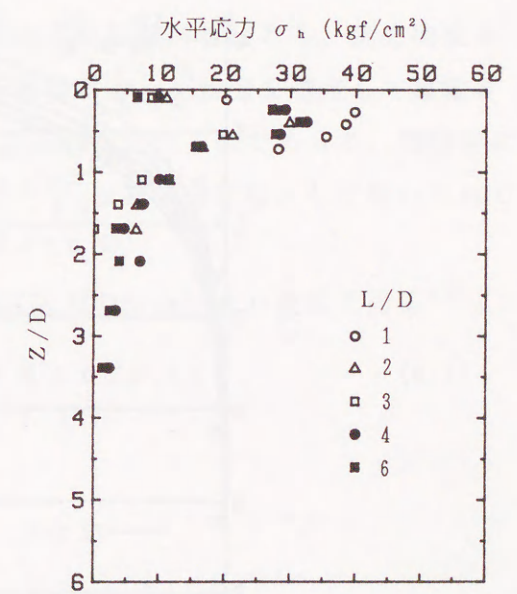


(b) 水平応力 σ_h 分布

図-2.10 応力 $\sim Z/D$ 関係図 ($D_r = 8\%$, $P_o = 32\text{tf}$)

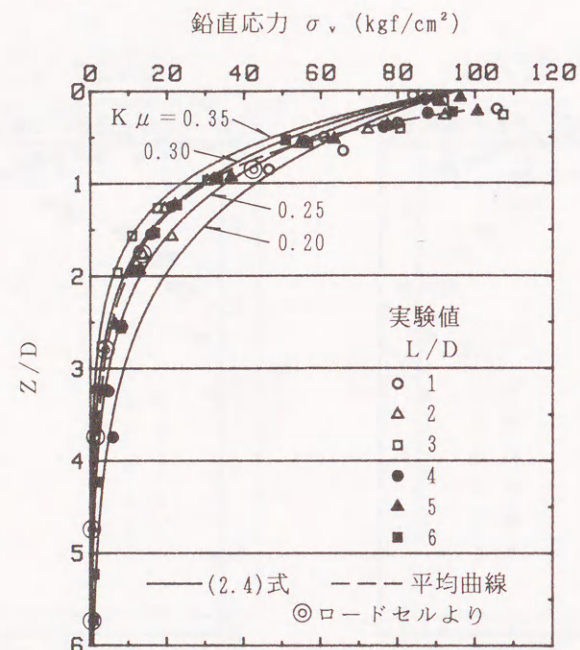


(a) 鉛直応力 σ_v 分布

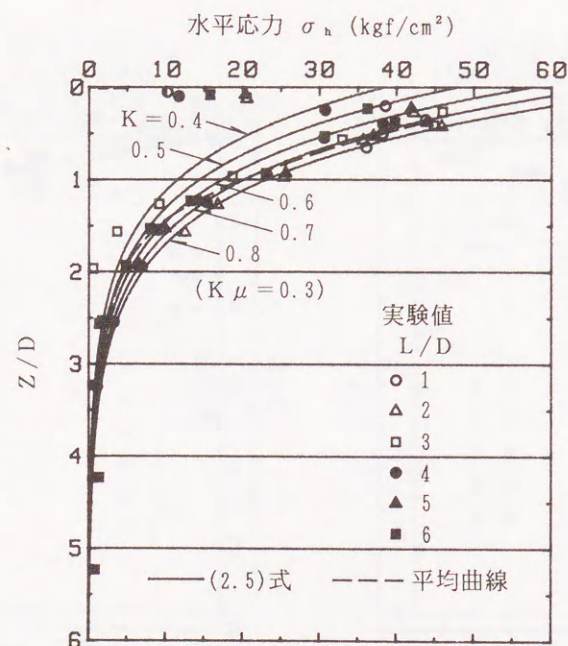


(b) 水平応力 σ_h 分布

図-2.11 応力 $\sim Z/D$ 関係図 ($D_r = 94\%$, $P_o = 32\text{tf}$)



(a) 砂柱の鉛直応力 σ_v 分布



(b) 管壁に作用する土圧 σ_h 分布

図-2.12 応力～Z/D関係図 ($D_r=49\%$, $P_o=32tf$)

σ_h の算定結果として、 $D_r=49\%$ の場合を図-2.9に、 $D_r=8$ および 94% の場合 ($P_o=32tf$ のみ) を図-2.10および図-2.11に示す。これらの各図には、 $L/D=1\sim6$ の結果を併記してある。ただし、 Z は圧縮後の砂柱上端からの深さである。 σ_v 、 σ_h の両分布共砂柱上端よりほぼ $0.3D$ の範囲で測定値に乱れが見られる。この原因としては、鋼管と載荷板との隙間からの砂の逃げ、載荷板端部近辺での応力の局所的な乱れなどが考えられる。 $0.3D$ 以深については、測定値の間に多少のばらつきはあるが、 Z/D の増加につれて急速に減衰しており、かつ D_r あるいは L/D による有意な相違は認められないと判断された。そこで、 $D_r=49\%$ 、 $P_o=32tf$ の場合を図-2.12に再記し、 $0.3D$ 以深の全測定値について、平均的な曲線で近似したものが図中の破線である。(a)図から分かるように、 σ_v は砂柱上端より $2D$ の範囲で載荷荷重度 ($p_o=95.6\text{ kgf/cm}^2$) の 10% 程度にまで減少し、 $3\sim4D$ の深さで載荷荷重のほとんどが鋼管に伝達されていると見てよい。この現象は図-2.8とほとんど一致しており、鋼管のひずみ測定値から砂柱の σ_v および σ_h を算定しても、十分な精度があるものと考えてよからう。

ここで、応力分布に関する従来の算定法との比較検討を試みる。側方拘束された砂柱の応力は、近似的に摩擦抵抗が極限值に達した状態を想定して算定されている。これは、サイロ効果¹⁰⁾の考え方を適用したものであって、埋設管に作用する土圧¹¹⁾や開端杭の管内土の抵抗^{3), 12)}などの算定法として用いられてきた。以下に紹介しておく。

図-2.13において、微小区間 dz での鉛直応力の釣合いより次式を得る¹³⁾。

$$\sigma_v A_s + \gamma A_s dz = (\sigma_v + d\sigma_v) A_s + K \mu \sigma_v \phi_i dz \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここに、 γ : 砂柱の単位体積重量

K : 土圧係数

μ : 摩擦係数

A_s : 砂柱の断面積 ($= \pi D^2/4$)

ϕ_i : 鋼管の内周長さ ($= \pi D$)

(2.1)式を整理して、

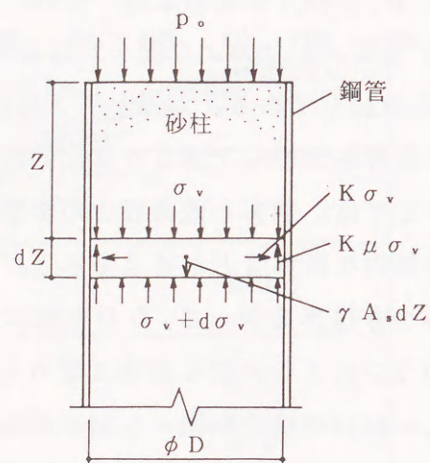


図-2.13 砂柱の応力の釣り合い

$$dz = \frac{D}{\gamma D - 4 K \mu \sigma_v} d\sigma_v \quad (2.2)$$

$z = 0$ で $\sigma_v = p_0$ なる境界条件を考慮して、(2.2)式を解くと、

$$z = \frac{D}{4 K \mu} \ln \left(\frac{\gamma D - 4 K \mu p_0}{\gamma D - 4 K \mu \sigma_v} \right) \quad (2.3)$$

したがって、

$$\sigma_v = \frac{\gamma D}{4 K \mu} (1 - e^{-4 K \mu z / D}) + p_0 e^{-4 K \mu z / D} \quad (2.4)$$

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (2.5)$$

(2.4)式の右辺第1項は、砂の自重による応力であって、地盤を作製した時点
を初期値と設定した本実験では0と見なしうる。 σ_v の分布について(2.4)式を
適用し、 $K\mu$ 値を変化させて図示したのが図-2.12(a)中の実線である。1 D以
深では $K\mu = 0.3$ の場合の理論値と実験値とがほぼ一致しているが、それ以浅で
は実験値の方が大きい。次に、 $K\mu = 0.3$ とおき、 K を変化させて(2.5)式によ
る σ_h の分布を示したのが(b)図中の実線である。実験値は Z/D が大きくなるに
従って理論値の K が小さい曲線へと移行していることが分かる。

松浦ら⁸⁾は、感圧紙による応力測定の結果より、 $K\mu$ を一定として(2.4)式に

より砂柱の応力分布をよく表現できると報告している。筆者らの実験では、鋼
管のひずみ測定値より砂柱の応力を算定しているという相違があるが、上述し
たように、1 D以浅においては $K\mu$ を一定とした(2.4)式の表現では適切でない
という結果となった。砂柱が上部より圧縮されるため、鉛直応力や相対密度が
荷重の大きさや深さによって変化するという現象が推察されるのであって、
 $K\mu$ を一定値として取扱うことには問題があると考ええる。また、摩擦応力の極
限状態を想定した(2.4)式は、便宜的なものであって、本来摩擦応力は鋼管と砂
柱間の相対変位との関係で考慮する必要があるだろう。

2. 4 砂柱の圧縮特性の検討

2. 4. 1 沈下量および軸方向力の分布

側方拘束された砂柱の鉛直応力～ひずみ関係、および鋼管との間の摩擦応力～相対変位関係を評価するためには、砂柱の沈下量および軸方向力の分布が必要である。軸方向力については、2. 3. 3項で述べたごとく、鋼管のひずみ測定値より算出できるが、多少のばらつきがある。また各ストレインゲージ位置での砂柱の沈下量は不明である。そこで、荷重、載荷板沈下量および砂柱下端抵抗の測定結果より、砂柱の沈下量 S_s および軸方向力 R_s の分布を以下のような方法で推定することを試みた。

圧縮試験の各荷重段階において、 $L/D = n$ ($n = 1 \sim 6$) のときの砂柱上端の沈下量を $S_s(n)$ 、下端抵抗を $R_{sp}(n)$ とし、 $L/D = 6$ の砂柱の各深さでの沈下量と軸方向力とを図-2. 14のように想定する。例えば、深さ $2D$ における沈下量は、 $L/D = 2$ の試験時の上端沈下量 $S_s(2)$ を $S_s(6)$ から差引いたものと等しいと仮定し、また深さ $2D$ での軸方向力は $L/D = 2$ の試験時の下端抵抗 $R_{sp}(2)$ に等しいと仮定する。実験結果を同図のように適用して求めた沈下量 S_s 、軸方向力 R_s および各区間の軸方向力差として求めた摩擦抵抗 R_{fr} と Z_i/D (Z_i : 圧縮前の砂柱上端からの深さ) との関係をも、 $D_r = 49\%$ の場合の増荷時について示したのが図-2. 15である。ここで、 R_{fr} は各区間中央深さにプロットしてある。同図において、2. 3節で述べた沈下量および軸方向力の深さに伴う収束の様子が顕著に認められる。

図-2. 14に基づくこのような算定法の妥当性を検討するため、 $P_o = 32\text{tf}$ 時の R_s から求めた砂柱各深さ(圧縮後)での平均鉛直応力を、前出の図-2. 12(a)中に二重丸でプロットした。鋼管のひずみよりの算定値とよい一致を示していることから、上記の算定方法は妥当なものと考えられ、図-2. 15を採用してよいものと判断した。

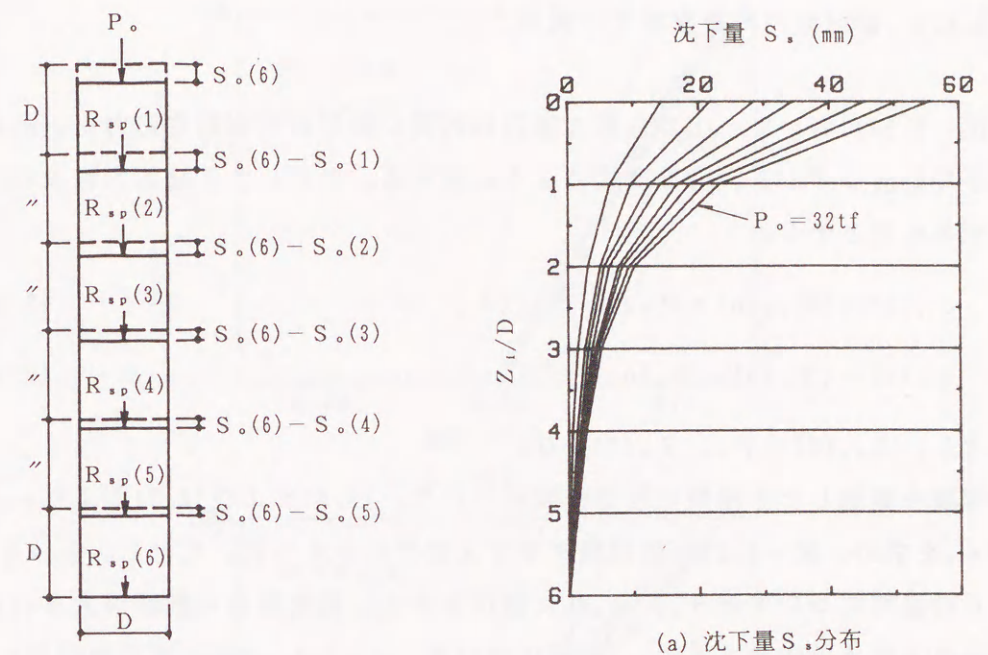


図-2. 14 沈下量および軸方向力の仮定

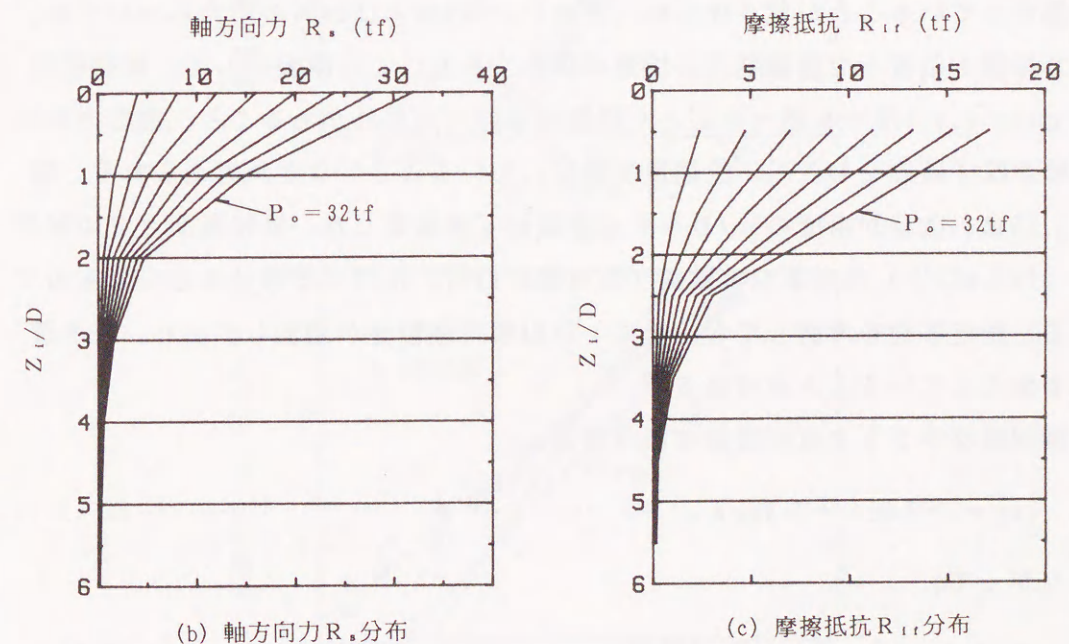


図-2. 15 S_s , R_s , $R_{fr} \sim Z_i/D$ 関係図 ($D_r = 49\%$)

2.4.2 鉛直応力～鉛直ひずみ関係

図-2.14において、上から第 n 番目の区間の砂柱の平均鉛直応力 $\sigma_v(n)$ および平均鉛直ひずみ $\varepsilon_v(n)$ は次式のように表せる。ただし、圧縮応力および圧縮ひずみを正とする。

$$\sigma_v(n) = \{R_{sp}(n) + R_{sp}(n-1)\} / 2A_s \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\varepsilon_v(n) = \{S_o(n) - S_o(n-1)\} / D \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

ただし、 $R_{sp}(0) = P_o$, $S_o(0) = 0$ 。

実験を実施した3種類の相対密度について、(2.6)および(2.7)式より σ_v および ε_v を求め、図-2.16の両対数グラフ上にプロットした。ただし、 $n=5$ および6の区間については S_o , R_{sp} 共に値が小さく、測定誤差の影響が大きいと考えられるため除外してある。同図において、 σ_v と ε_v とはほぼ直線関係にあることが分かる。ただし、 $D_r=8\%$ の場合、1D以浅と1D以深とでは多少勾配が異なっていることが見うけられ、また $D_r=49$ および 94% の場合については、1D以浅と以深とで直線関係に相違が認められる。この原因として、載荷板近傍では、2.3.3項でも述べたごとく局所的な応力の乱れがあること、高応力のため砂が粒子破碎をおこし、圧縮量が増加していること⁷⁾などが考えられる。図-2.17は、各相対密度の $L/D=6$ の実験終了後測定した、砂柱各深さでの細粒分 ($74\mu m$ 以下) 含有率の実験前 (含有率 0.61%) に対する増分を示したものである。測定誤差を考慮しても、特に1D以浅で細粒分が増加しており、粒子破碎をおこしていることが分かる。

両対数グラフ上で直線関係にある場合、

$$\log \sigma_v = \log a + b \log \varepsilon_v \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

したがって、

$$\sigma_v = a \varepsilon_v^b \quad (a, b \text{ は係数}) \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

図-2.16中の実線および破線は、1D以浅と以深とについて(2.8)式で最小二乗近似した直線であり、回帰式を併記した。ただし、 $D_r=8\%$ については砂柱

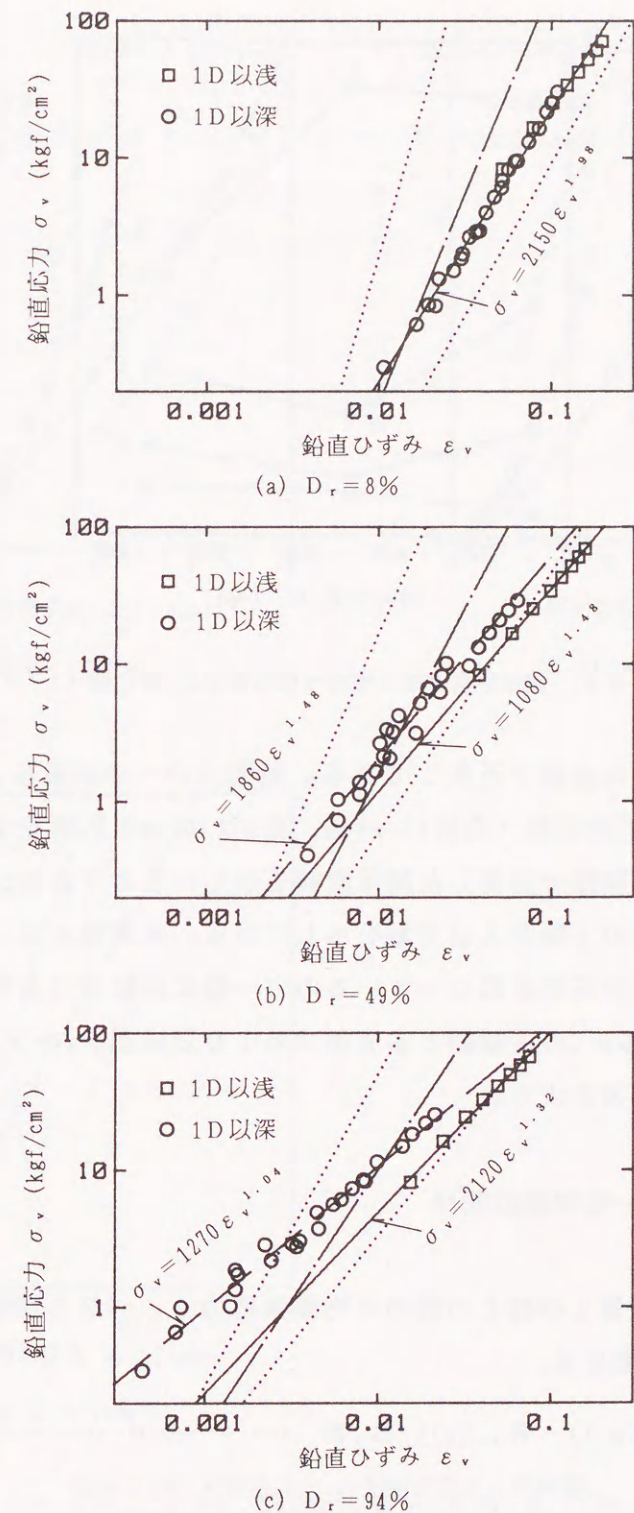


図-2.16 鉛直応力 σ_v ～ひずみ ε_v 関係図

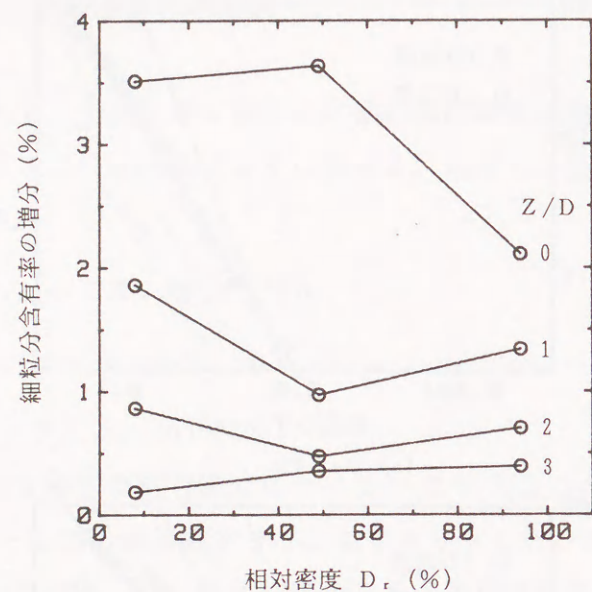


図-2.17 細粒分含有率の増分～相対密度 D_r 関係図 ($L/D=6$)

全区間を通じて1つの直線で近似してある。同図中の一点鎖線は、Schultzeら¹⁴⁾が種々の砂の圧縮試験（内径11.28cm，高さ4.50cmの容器を使用）結果より、初期間隙比との関係で提案した関係直線を示したものであり、また点線は、対応する相対密度での上限および下限を示している。本実験とは、使用した装置あるいは砂の粒度分布等が異なっているので一概に比較はできないが、Schultzeらの提案による σ_v の下限線と本実験での1D以浅の $\sigma_v \sim \varepsilon_v$ 関係とが比較的近似していると言えよう。

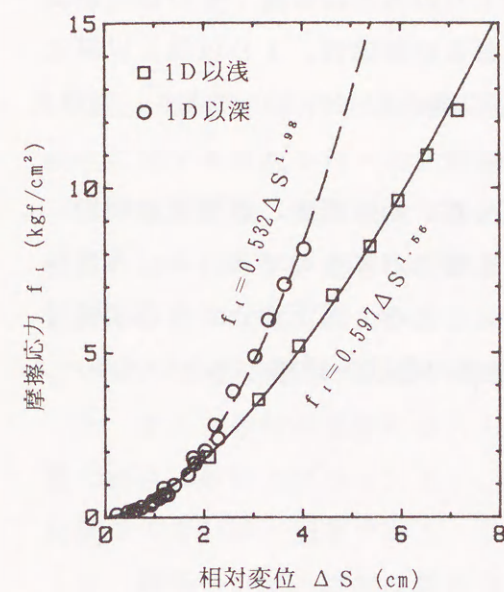
2.4.3 摩擦応力～相対変位関係

図-2.14より、鋼管と砂柱との間の平均摩擦応力 $f_t(n)$ および平均相対変位 $\Delta S(n)$ は、次式で表せる。

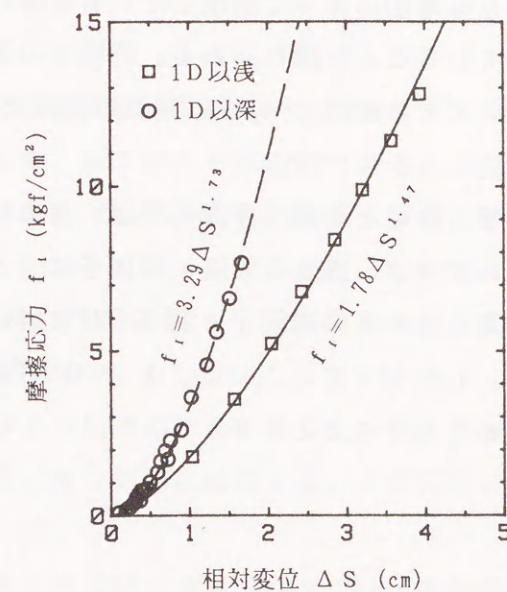
$$f_t(n) = \{R_{sp}(n-1) - R_{sp}(n)\} / \phi_t D \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\Delta S(n) = \{2S_o(6) - S_o(n-1) - S_o(n)\} / 2 \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

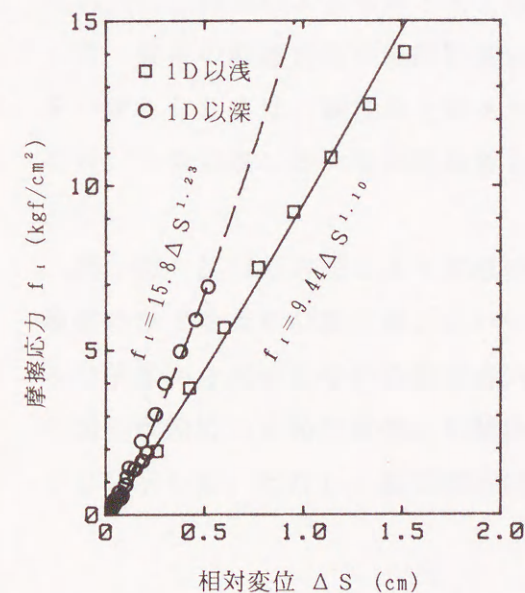
(2.10)および(2.11)式より求めた f_t と ΔS との値を図-2.18に示した。 f_t



(a) $D_r=8\%$



(b) $D_r=49\%$



(c) $D_r=94\%$

図-2.18 摩擦応力 f_t ～相対変位 ΔS 関係図

は ΔS の増加に伴って漸増しているものの、1 D以浅と以深とでその傾向が異なっていることが認められる。同図中の実線および破線は、1 D以浅と以深とについてそれぞれ(2.9)式と同様の曲線で最小二乗近似したものであり、回帰式を併記した。

鋼管と砂柱との間の摩擦応力は、砂の粒度分布、相対密度、鋼管面の粗度、荷重の大きさ、深さなど多くの因子によって影響されるものであって、本実験の結果をこれらの諸因子と関連づけて評価することは、目下のところ不可能である。したがってここでは、 $f_t \sim \Delta S$ 関係曲線の形状を認識したというレベルに止めておくこととする。

2. 5 結 語

以上、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮試験結果について報告し、その圧縮特性に関する検討を行った。結論として、以下のことが指摘できる。

① 載荷荷重、載荷板沈下量および砂柱下端抵抗の計測結果によると、載荷荷重の50~60%が、鋼管内径Dと等しい深さで鋼管に伝わっており、4 D以深の砂柱には軸方向力がほとんど伝達されていないことが分かった。また、この傾向は相対密度の影響をほとんど受けていない。

② また、砂柱の圧縮のほとんどが5 D以浅の深さで生じていた。その圧縮量の割合は砂柱上部ほど大きく、深さと共に急速に減衰する。この傾向は相対密度が大きいほど顕著である。

③ 鋼管のひずみ測定結果から算定した砂柱の平均鉛直応力 σ_v の分布からも、①で述べた現象が裏書きされた。また、圧縮後の砂柱上端から約0.3 Dまでの間の σ_v は、約0.3 D以深とは異った様相を呈しており、載荷板直下の局所的な応力の乱れ等によるものと考えられた。

④ 従来の摩擦抵抗が極限状態にあると想定した理論式—(2.4)式—で、 $K\mu$ を一定とした値は、砂柱の上端より1 D以深の σ_v の状態はかなり説明できるものの、1 D以浅においては実験値との間に差異が生じ、適切でないことが分かった。

⑤ 図-2.14の方法によって求めた砂柱の沈下量および軸方向力の分布は、鋼管のひずみよりの算定値とよい一致を示し、妥当なものと判断された。これらの分布から求めた砂柱の鉛直応力とひずみとの関係、ならびに砂柱と鋼管との間の摩擦応力と相対変位との関係は、いずれも指数関数によって表現できることを示した。ただし、載荷面近傍とそれ以深とでは、傾向に違いが見られた。

参考文献

- 1) 原 悟視, 岸田英明, 鈴木文雄: 開端杭内部に詰った乾燥砂の挙動, 第8回土質工学研究発表会, pp. 487~490, 昭和48年6月

- 2) 岸田英明, 有原高志, 原 悟視: 開端グイの内部に詰った砂の挙動, 第9回土質工学研究発表会, pp. 549~552, 昭和49年6月
- 3) 石堂 稔, 山内豊聰: 開端杭先端の管内土の抵抗について, 九大工学集報, 第47巻, 第3号, pp. 242~248, 昭和49年6月
- 4) 菅野孝夫, 山川純雄, 尾西正之, 三浦英徳: 太径鋼管杭の先端閉塞効果, 住友金属, Vol. 30, No. 1, pp. 52~61, 昭和53年1月
- 5) 榎 明潔, 西山雅佳, 伊藤勝久, 峰岡完治: 中空管内部に詰まった砂の挙動, 第13回土質工学研究発表会, pp. 897~900, 昭和53年6月
- 6) 岸田英明, 守田 進: 低拘束圧下における管内砂の挙動, 第17回土質工学研究発表会, pp. 2181~2184, 昭和57年6月
- 7) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その3 長い管内の変形分布, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 2169~2170, 昭和57年10月
- 8) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その5 長い管内の圧力分布, 第18回土質工学研究発表会, pp. 1175~1178, 昭和58年6月
- 9) 白鳥英亮: 材料の力学, 朝倉書店, pp. 15~17, 昭和48年11月
- 10) Tschebotarioff, G. P. : Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill, pp. 388-389, 1973
- 11) Spangler, M. G. : Culverts and Conduits (Chapter 11, Foundation Engineering ed. by Leonards, G. A., McGraw-Hill, pp. 965-999, 1962)
- 12) 山原 浩: 鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構(その1), 日本建築学会論文報告集, 第96号, pp. 28~35, 昭和39年3月
- 13) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 66-76, 1943
- 14) Schultze, E. and Moussa, A. : Factors affecting the Compressibility of Sand, Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 335-340, 1961. 7

第3章 模型樁基礎の鉛直載荷実験

3. 1 概 説

樁基礎の荷重～沈下機構に関しては、1.2節で述べたごとく、Kuzmanovićら¹⁾やBromsら²⁾の報告があり、土の体積圧縮係数を導入した沈下量の算定式が提案されている。しかし、いずれも樁と樁内土地盤との間の摩擦抵抗が極限值に達した状態を想定しており、樁内土および樁内土先端下部地盤の鉛直応力が、深さに伴って直線的に変化すると仮定していること、樁の根入れ長さの違いによる樁内土の応力分布性状の変化については言及していないことなど、検討の余地が多分にある。

そこで、樁基礎の荷重～沈下機構を検討し、樁内土の挙動特性がこれにどのように寄与するかを解明することを目的として、模型樁基礎の鉛直載荷実験を実施した。実験は、一様な湿潤砂地盤を作製することのできる実験土槽を用い、樁と樁内土および樁と外周地盤との間の摩擦抵抗を分離して測定するため、二重管構造の樁組を採用した。本章では、これらの実験結果について報告し、特に樁内土の挙動に注目して、実験結果に関する検討を行う。

3. 2 実験の概要

3.2.1 実験土槽

本実験で使用した実験装置を図-3.1に示す。実験土槽は、内径 $\phi 1480\text{mm}$ 、高さ 1800mm の円筒形の鋼製容器（肉厚 16mm ）であって、土槽内の砂を一旦ボーリングさせた後、自然排水して締固めることによって、毎回ほぼ均等な密度をもつ湿潤砂地盤を作製するための装置である。この土槽は、山肩・富永ら^{3), 4)}が模型群杭の水平加力試験を行うために製作したものを、さらに高い密度の地盤

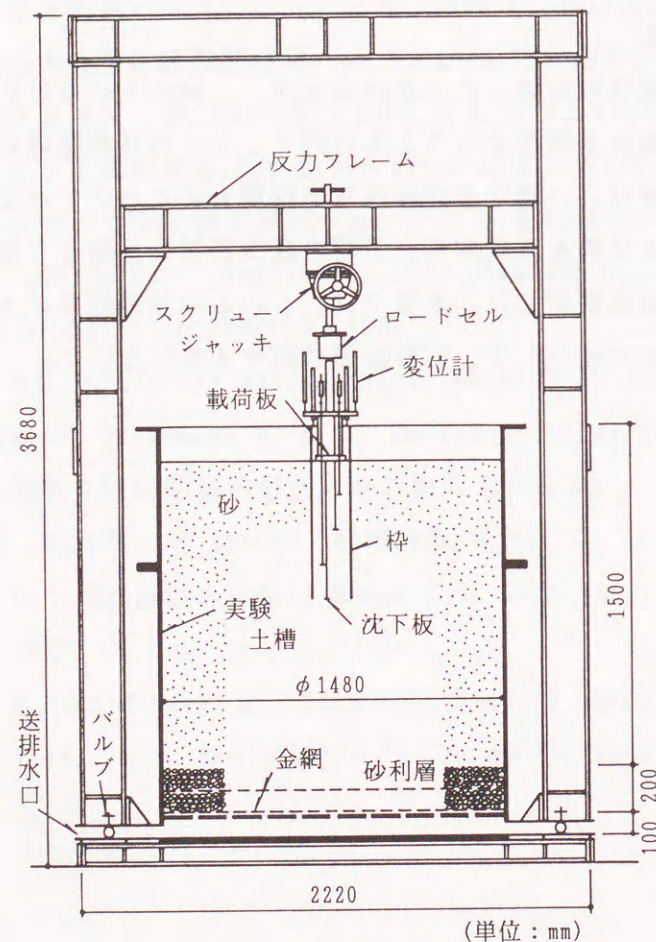


図-3.1 実験装置

が作製できるように、改造したものである。下部の二重底の上板には、送水および排水用に、 $\phi 16\text{mm}$ の孔が 106mm ピッチに計129ヶ所開けられている。また二重底の周囲には、送水口4ヶ所、排水口8ヶ所（うち4ヶ所は送水口と兼用）を等間隔に設けてある。なお、送・排水時に、土槽内壁面と地盤との間に水みちが生じるのを防止するため、壁面に砂を接着剤で貼付けて、フリクションを生じやすくしてある。

地盤の作製および模型棒の設置は、以下の方法による。まず、土槽底部に金網および砂利を図-3.1のごとく2層（各層厚約 10cm ）に設置し、砂（ 1.2mm 目のフルイを通過した淀川砂）を投入して、約 130cm 厚の砂層を作っておく。次に、下部の送水口から圧力水を送水し、土槽内の砂をボーリングさせた状態で模型棒を土槽平面の中心位置に建込む。この際、模型棒は治具を介してスクリージャッキのロッドに固定しておく。その後送水を止め、排水口から一定の時間自然排水する。なお、排水開始と同時に模型棒の固定治具を取外し、棒を自立させる。

今回の実験では、排水開始から荷重開始までの排水時間を3時間と定めた。富永⁵⁾は、同じ実験土槽を用いて、排水時間とコーンペネトロメーターの貫入抵抗値との関係を調査した結果として、抵抗値は初期の30分間で急速に上昇し、60分経過後からゆるやかな上昇率となり、180分後にほぼ一定となって安定状態に至ると報告している。したがって本実験では、地盤の密度を高めるため、排水孔および排水口を増設したことによって、安定状態に至るまでの排水時間が短縮されるであろうことをも考慮して、3時間と定めた。

3.2.2 実験地盤

前述の方法により作製した実験地盤の性状を調査するため、予備実験としての地盤を作製し、各種の土質試験を実施した。図-3.2は、地盤の地表面（約 2mm 以浅）、地表面より15, 30, 45, 60および 75cm の各深さから採取した砂の粒度試験結果を示したものである。地表面に沈積する約 2mm 厚さの層を除けば、以深は粒度分布にほとんど差は見られない。そこで、 2mm 以深について諸数値の平均値を求め、表-3.1に示しておいた。表-3.2は、図-3.3に示す5ヶ所の

表-3.1 淀川砂の諸元

土粒子の比重 G_s	2.68
平均粒径 D_{50}	0.62 mm
有効径 D_{10}	0.33 mm
均等係数 U_e	2.12
最小間隙比 e_{min}	0.629
最大間隙比 e_{max}	1.043

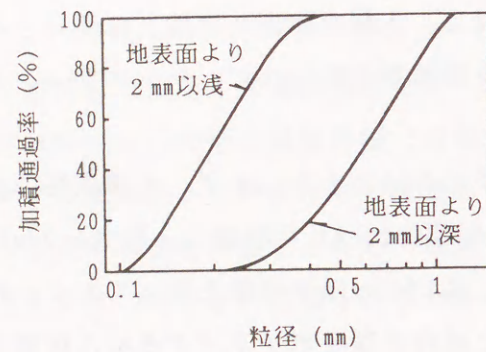


図-3.2 粒径加積曲線

表-3.2 実験地盤の諸元

単位体積重量 γ	1.475 gf/cm ³
相対密度 D_r	35 %
間隙比 e	0.899
含水比 w	4.57 %
飽和度 S_r	13.7 %

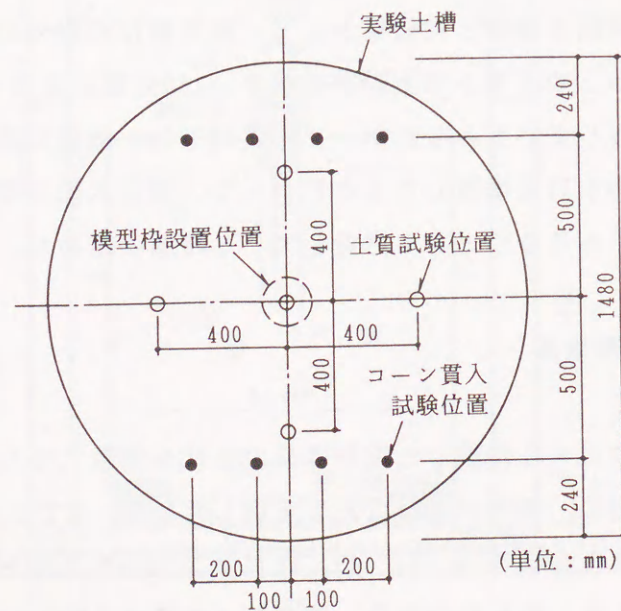


図-3.3 土質試験およびコーン貫入試験位置

平面位置で、それぞれ地表面から10, 20, 30および40cmの深さから採取した試料の土質試験結果(平均値)を示したものである。試料の採取法は、次のごとくである。地盤のボーリング時に、内径70mm、肉厚2mm、長さ140mmの塩ビパイプ(上・下端共開放)を所定の位置に鉄筋($\phi 5$ mm)で吊しておき、地盤作製後これを掘出すという方法を採用した。採取深さを40cm以浅としたのは、試料を乱さずに採取できる深さが限られていたためである。いずれの値も、平面位置および深さによって多少のばらつきはあったものの、概ね一定の値を示していたことから、ほぼ一様な地盤が作製されていると考える。

また、各実験終了後にコーンペネトロメーターの貫入試験を実施した。測定は、載荷実験の影響がほとんどないと考えられる図-3.3に示す8ヶ所の平面位置において、深さ方向に10cmピッチで行った。測定値の全実験での平均値および分布範囲を図-3.4に示す。同図より、貫入抵抗 q_c は深さに伴って増大していることが分かる。ただし、同一深さでのばらつきは比較的小さいことから、毎回ほぼ均等な地盤が作製されていると見てよからう。

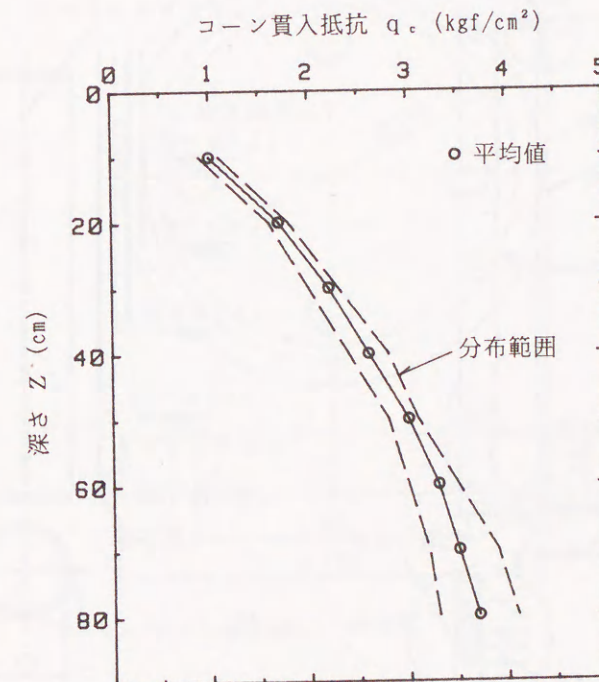


図-3.4 コーン貫入抵抗 q_c ～深さ Z 関係図

3.2.3 模型杵

模型杵は、図-3.5に示すように、内杵および外杵からなる内径 $D=150\text{mm}$ 、外径 162mm 、長さ 750mm のアルミニウム製二重管（各厚さ 0.8mm ）である。杵上端には荷重が杵に均一に伝達されるよう、アクリル板（厚さ 1mm ）を介してステンレス製上端リングを取付けてある。また外杵下端には、幅 6mm のアルミニウム製先端リングを取付けてあり、同リングと内杵下端との間は空隙を残してパテづめとしてある。なお、実験開始前に測定したアルミニウム管の内外両面の表面粗さは $R_{\text{max}} \approx 2.0\mu\text{m}$ （基準長さ 0.8mm ）であった。内杵外面および外杵内

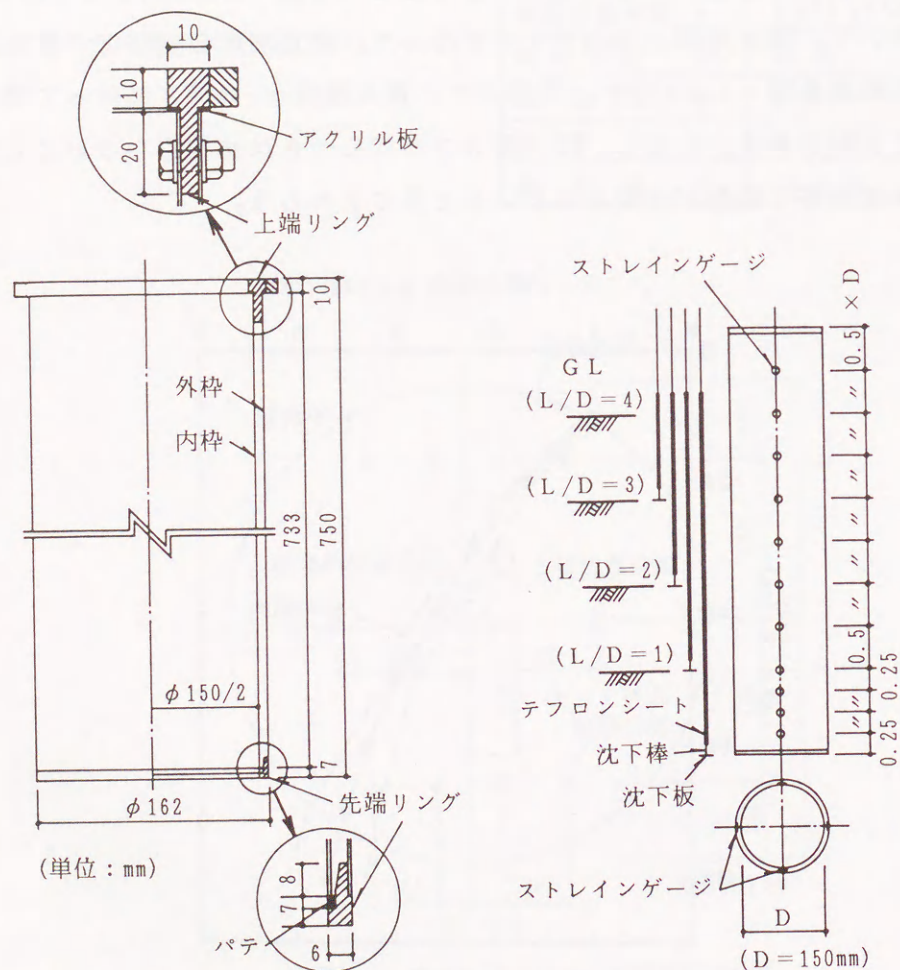


図-3.5 模型杵

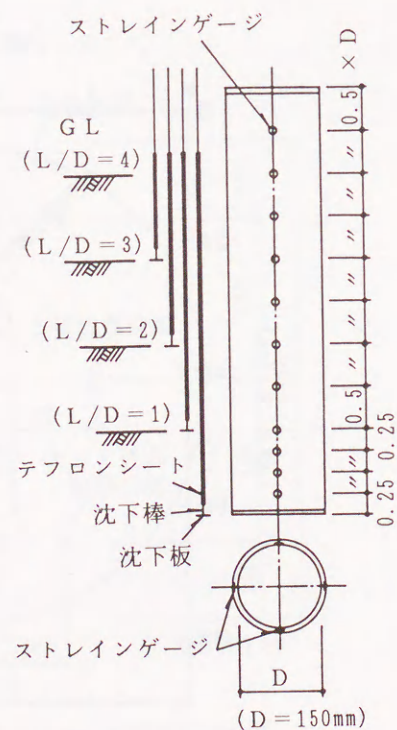


図-3.6 ストレインゲージ位置および沈下板設置深さ

面には、杵に生じる軸方向および円周方向のひずみを測定するため、図-3.6に示す位置に2軸のストレインゲージを合計44ヶ所貼付けた。なおダミーゲージとしては、別個のアルミニウム管に貼付けたものを用意し、地盤作製時に杵とともにこの管を地盤に建込んだ。建込み位置は、载荷実験の影響が最も少ない土槽壁面の近傍とした。

杵内土の沈下量を測定するため、杵内土の図-3.6に示す深さに、直径 30mm 、厚さ 3mm のアルミニウム製沈下板を設置した。なお、沈下棒（ $\phi 5\text{mm}$ 、アルミニウム製）のフリクションをカットするため、文献^{6), 7)}を参考として、沈下棒にはシリコングリスを挟んでテフロンシート（厚さ 0.2mm ）を二重に巻付けてある。杵内土表面に载荷するための载荷板（図-3.7参照）は、沈下棒を通すための穴（ $\phi 12\text{mm}$ 、4ヶ所）が開けられた直径 130mm 、厚さ 19mm の鋼製円板である。

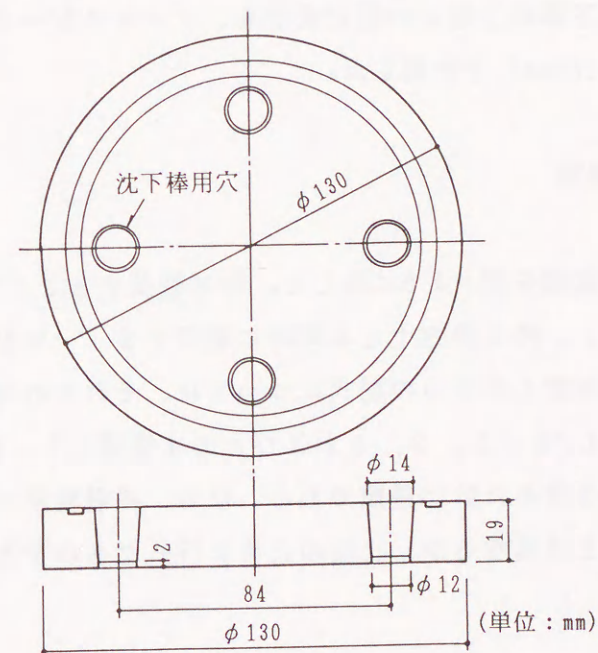


図-3.7 载荷板

3.2.4 載荷方法

載荷実験は荷重制御による急速1サイクル方式とした。載荷は、図-3.1に示すごとくスクリュージャッキで行い、荷重はスクリュージャッキのロッドと載荷板との間に設置したロードセル（容量2tf）によって測定した。荷重階は等増分荷重による8段階以上となるよう想定し、載荷板の最大沈下量が60mm以上に達するまで、順次荷重階を積重ねた。荷重保持時間は増荷時5分、減荷時2分とし、1段階あたりの荷重増減時間は、原則として増荷時30秒、減荷時15秒とした。各荷重階においては、載荷直後、載荷後30秒、1分、2分および5分経過時の5回（減荷時は2分までの4回）にわたって、荷重、載荷板沈下量、枠沈下量、沈下板沈下量および枠のひずみ量の計測を行った。なお、載荷板および枠の沈下量は、土槽天端に渡した基準梁（L-65×65×6）を基準として、各々2個の変位計（容量100mm）で、また沈下板の沈下量については、枠の上端を基準として沈下棒の上端との相対変位を、ダイヤルゲージ（容量20mm）または変位計（容量100mm）で計測した。

3.2.5 実験種類

実験種類の模式図を図-3.8に示した。枠に載荷することなく枠内土のみに載荷する「分離型」、枠と枠内土とに同時に載荷する「一体型」および枠のみに載荷する「枠載荷型」の3つの型式については、それぞれ枠根入れ長さLの内径Dに対する比 $L/D = 1, 2, 3$ および4の4種類とし、載荷板のみによる載荷（平板載荷）を含めた計13種類である。なお、枠載荷型は本研究で対象とする枠基礎の型式とは異なるが、比較のために行ったものである。

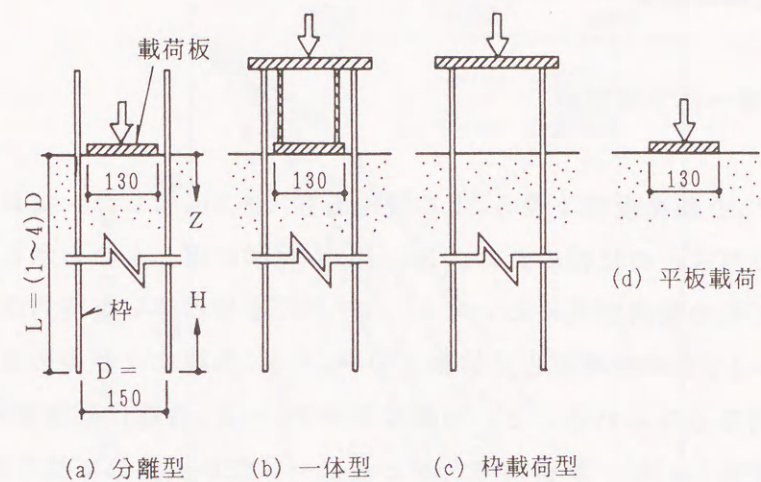


図-3.8 載荷型式模式図（単位：mm）

3. 3 実験の結果

3.3.1 荷重～沈下量関係

載荷荷重 P_o と載荷板沈下量 S_o との関係を図-3.9に示した。なお、一体型については他の型式との比較のため、(a), (b)の両図に同じものを示してある。同図より、いずれの載荷型式においても、 L/D の増加に伴い支持力が増大していること、同一 L/D の分離型と一体型との $P_o \sim S_o$ 曲線には多少の差があるが、大局的には同等とみられること、枠載荷型の $P_o \sim S_o$ 曲線は低荷重域において一体型とほぼ等しいが、荷重の増大とともに一体型から離れて沈下が増大すること、かつ L/D が大きいほど枠載荷型と一体型の曲線が近づいてくる傾向があることなどが分かる。

載荷型式および L/D の違いによる支持力の大きさを比較するため、 $S_o = 15$ mm ($0.1D$) および $S_o = 60$ mm ($0.4D$) における荷重 P_{o15} および P_{o60} を、 P_o

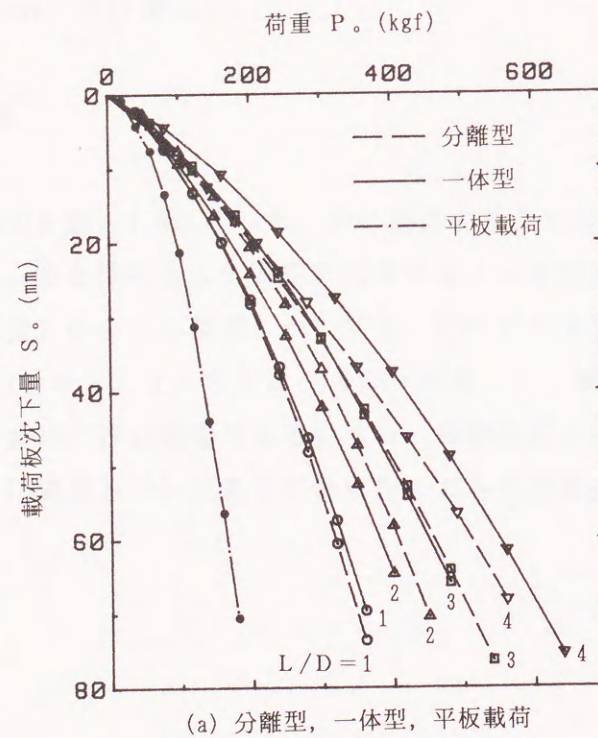


図-3.9 荷重 P_o ～載荷板沈下量 S_o 関係図

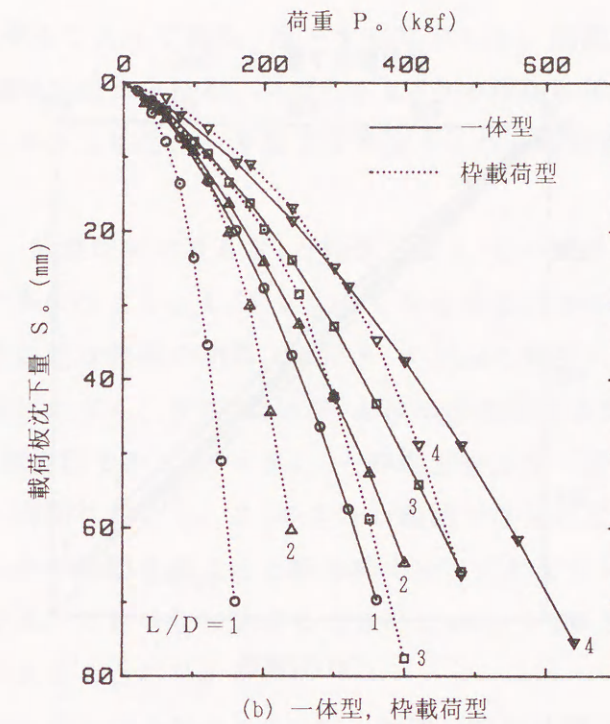


図-3.9 荷重 P_o ～載荷板沈下量 S_o 関係図

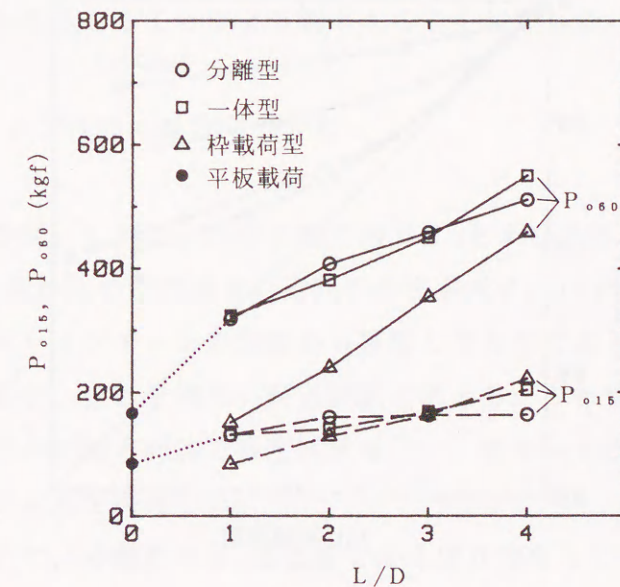
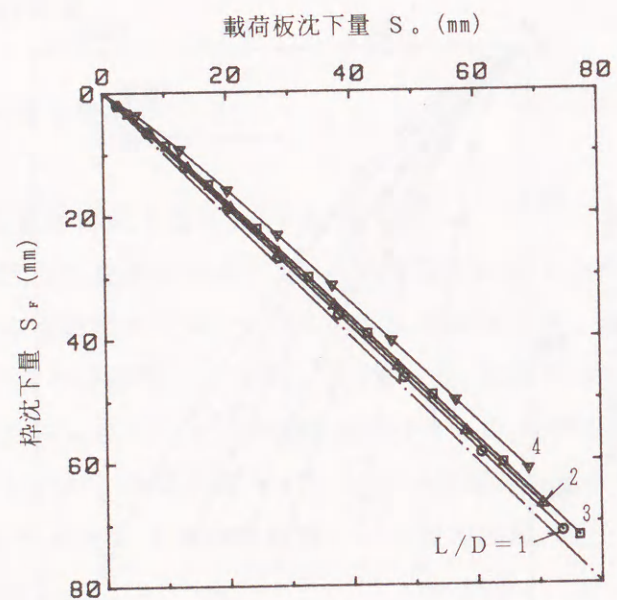
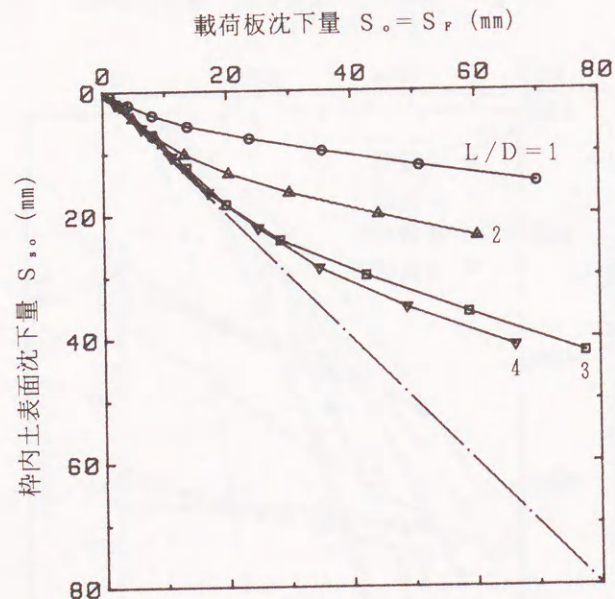


図-3.10 P_{o15} , $P_{o60} \sim L/D$ 関係図



(a) 分離型



(b) 棒載荷型

図-3.11 載荷板沈下量 S_o ~ 棒沈下量 S_f ~ 棒内土表面沈下量 S_s 関係図

~ S_o 曲線から内挿法によって求め、図-3.10に示した。同図からも、図-3.9について述べた傾向が認められる。ただし、 L/D の増加に伴う支持力の増大傾向は、分離型では多少上に凸、一体型では多少下に凸、棒載荷型はほぼ直線的であるといえる。

図-3.11(a)は、分離型における S_o と棒沈下量 S_f との関係を示したものである。 S_f は S_o より多少小さく、 L/D が大きくなるほど両者の差が増える傾向がある。しかし、その差は載荷の初期（ほぼ $S_o < 20$ mm の範囲）で増加した後は、増加の割合は比較的小さく、また S_o と S_f とはほぼ直線関係を示している。図-3.11(b)は、棒載荷型での $S_o (= S_f)$ と棒内土表面沈下量 S_s との関係を示したものである。同図において、 S_o の小さい範囲では棒内土表面が棒とともに沈下しているが、その範囲を越えると棒は棒内土とずれを生じ、 S_o と S_s との差は次第に増加する。ずれを生じ始めるときの S_o は、 L/D が大きいものほど大きくなる傾向のあることが分かる。

前出の図-3.9(b)における同一 L/D の一体型と棒載荷型の曲線が離れ出す S_o の値についても、図-3.11(b)と同様の傾向がみられ、かつ量的にも近似している。両型式の外周の摩擦抵抗特性を同等と考えると、棒載荷型の支持力は、棒が棒内土とずれを生じることにより低下することが分かる。

3.3.2 内棒および外棒の軸方向力分布

図-3.12および図-3.13に、内棒の軸方向力 R_i および外棒の軸方向力 R_o の Z/D (Z : 地表面からの初期深さ) 方向の分布を示す。いずれも二重管構造の棒に貼付けたストレインゲージの記録から算定したものであって、分布に多少の乱れが見られるが、止むを得ない測定誤差と考える。なお算定にあたっては、内棒および外棒のみの軸方向加力検定試験を行い、各ゲージ位置における弾性係数およびポアソン比を採用した。

図-3.12において、分離型の R_i は上端ではほぼ0であって、中央深さにおいて最大値を示し、先端で0となる弓形の形状を示している。根入れ長さの上半分では、棒内土から棒へ下向きの摩擦力が、逆に下半分では上向きの摩擦力が作用していることが分かる。一体型および棒載荷型では、上端のひずみ測定値

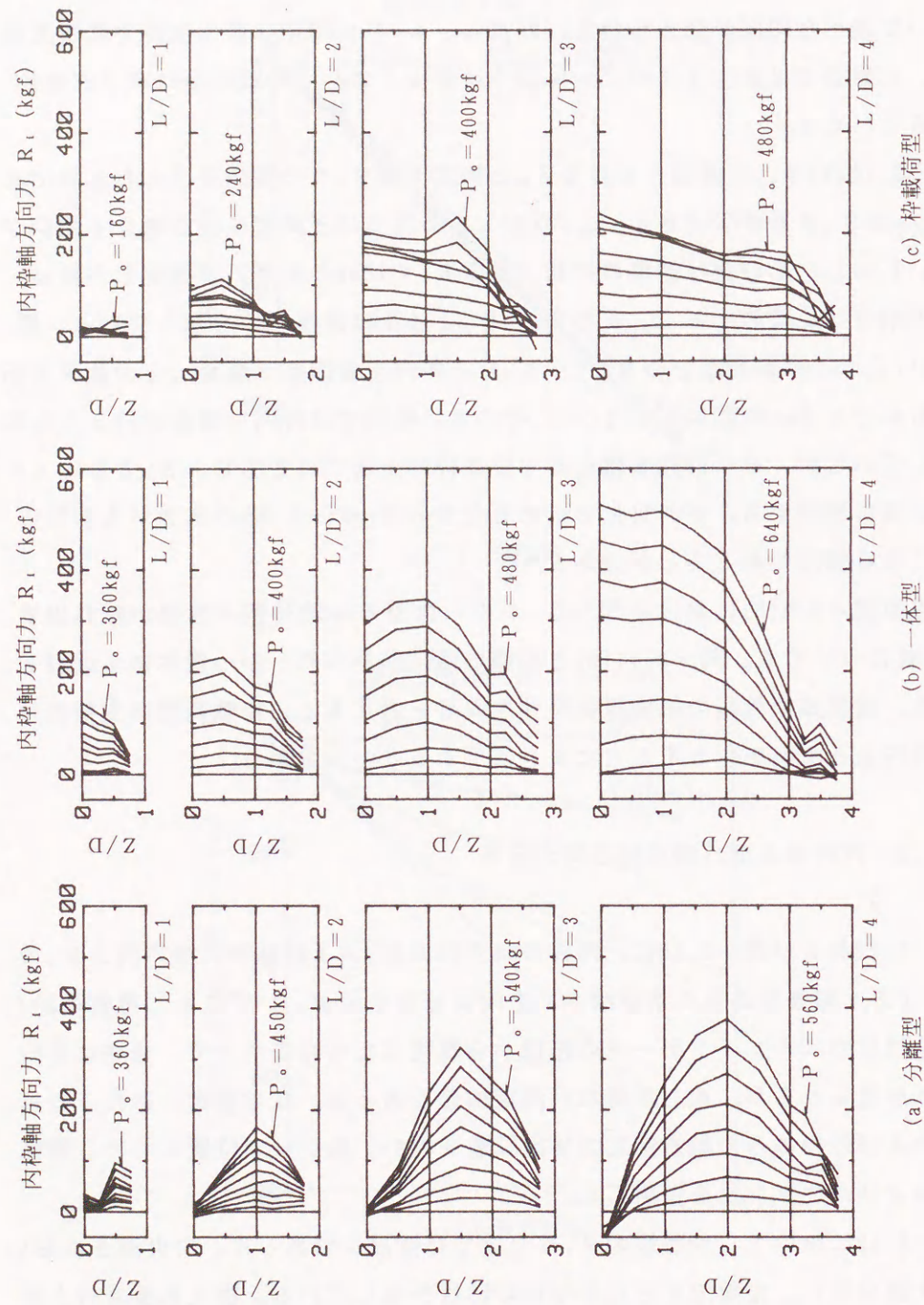


図-3.12 内軸方向力 $R_i \sim Z/D$ 関係図

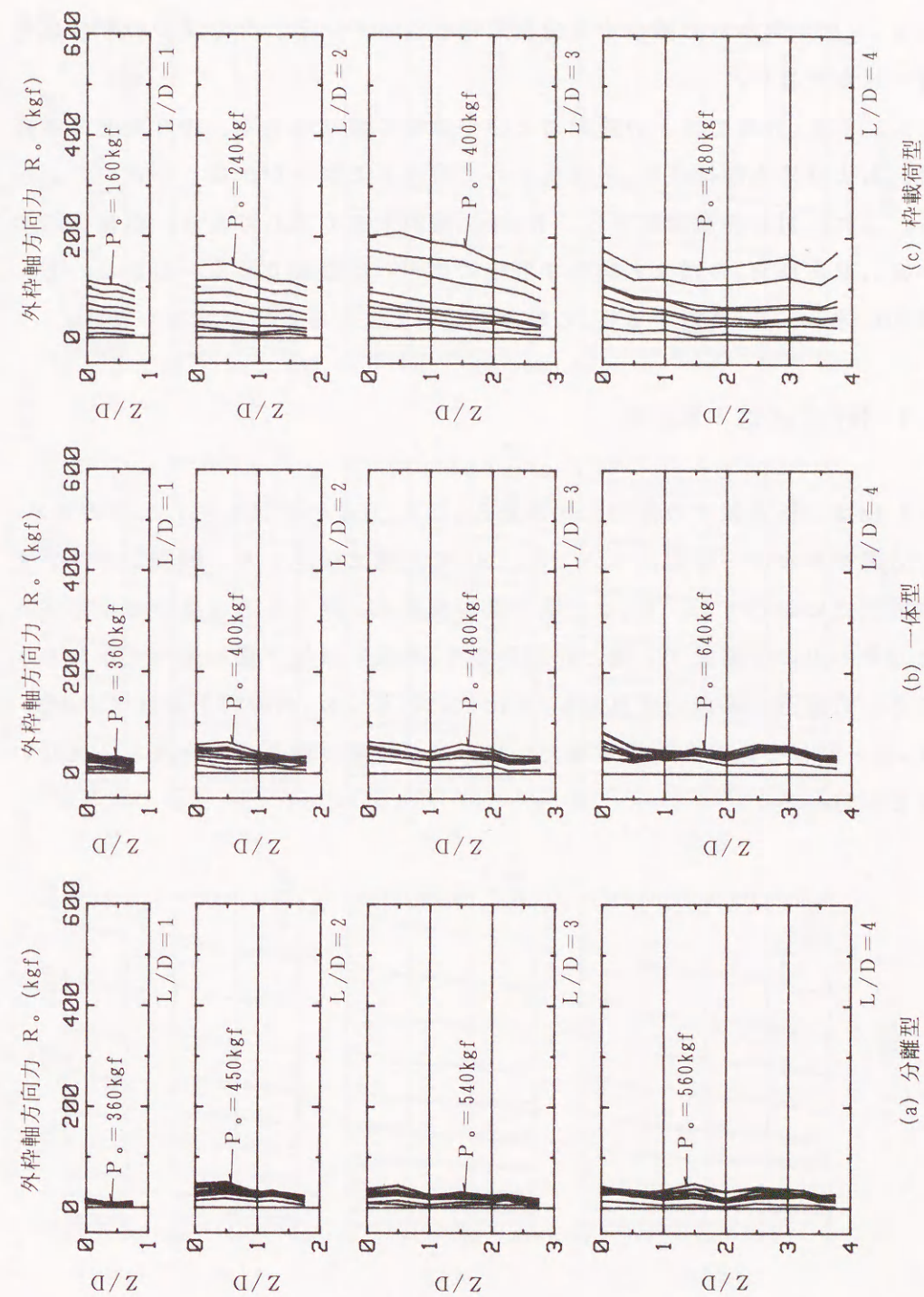


図-3.13 外軸方向力 $R_o \sim Z/D$ 関係図

の乱れのため、 R_1 が多少減少しているものもあるが、概ね R_1 は上方で大きく、先端の $R_1=0$ に向かって減少する分布形状となっている。その減少の割合は先端に近いほど大きい。

図-3.13の R 分布では、分離型および一体型の値は小さく、枠外周面の摩擦抵抗 R_{or} および枠先端抵抗 R_p が抵抗として寄与する割合がかなり小さいことが分かる。これに対し枠載荷型では、 R は比較的大きく現れており、荷重の増加に伴う R_{or} および R_p の増大も他の2型式に比べれば顕著である。しかし、 L/D の増加に伴い、 P_o に対する R の割合が減少してくる傾向が認められる。

3.3.3 枠内土の沈下量分布

図-3.14は、各実験での枠内土沈下量 S_z と Z/D との関係を示したものであって、分離型および一体型については、 S_p を点線で併記した。同図より、いずれの載荷型式においても、 S_z は上端で最も大きく、深くなるに従い減少していること、枠内土の圧縮量（上端と先端との S_z の差）は沈下量に比べてかなり小さいこと、分離型の場合いずれの L/D においても、 S_z が枠内土のほぼ中央深さで S_p と一致しており、荷重が増大してもその位置に顕著な変化はみられないことなどが分かる。

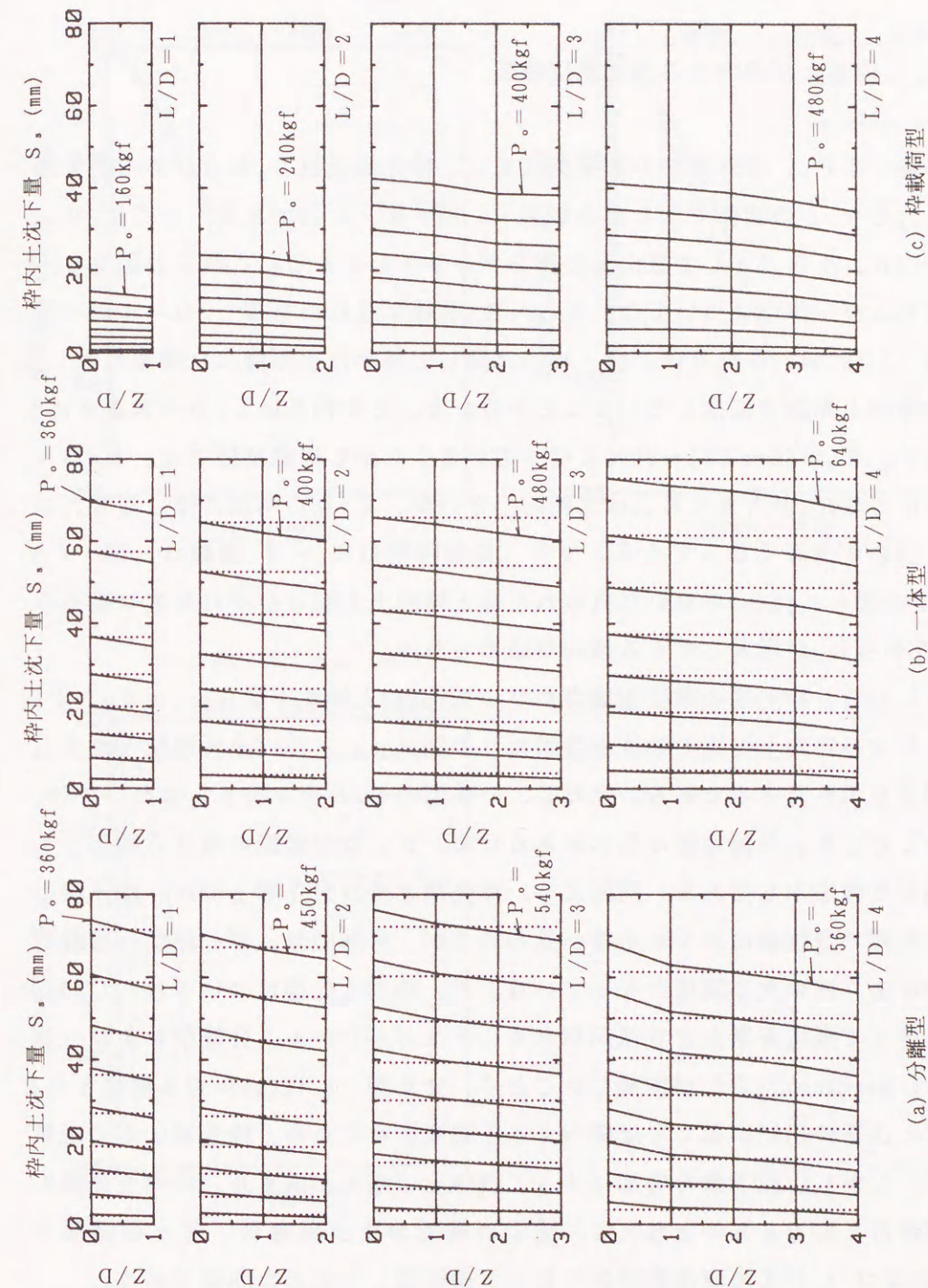


図-3.14 枠内土沈下量 S_z と Z/D 関係図（点線は枠沈下量 S_p ）

3. 4 支持力特性の検討

3. 4. 1 枠および枠内土の先端抵抗特性

各実験での P_o 、枠外周面の摩擦抵抗 R_{of} 、枠先端抵抗 R_p および枠内土先端抵抗 R_{sp} を S_o との関係で示したのが図-3.15～図-3.18である。ここに、 R_{sp} は $P_o - (R_{of} + R_p)$ として算出した値をプロットしてある。これらの図より、分離型および一体型については、 $R_{of} \sim S_o$ 曲線に乱れのある $L/D = 4$ の一体型（図-3.18(b)）を除けば、図-3.13に関して述べたと同様に、荷重に対し大部分が枠内土先端で抵抗していることが分かる。その割合は L/D の大きさにかかわらず、 $S_o = 60\text{mm}$ で 85～95% となっている。しかし枠載荷型では、 $L/D = 1$ においては R_p が大きく R_{sp} は比較的小さいが、 L/D の増加に伴って R_{sp} の占める割合が大きくなっていく。また、枠載荷型の $R_p \sim S_o$ 曲線は、図-3.9 (b) および図-3.11(b) において見られた枠と枠内土表面とがずれを生じ始める S_o 付近から R_p が増大してくる傾向が認められる。

図-3.19は、枠先端の単位面積当たりの抵抗 p_p と枠沈下量 S_p ($= S_F$) との関係、および枠内土先端の単位面積当たりの抵抗 p_{sp} と枠内土先端沈下量 S_{sp} との関係を示したものである。ただし、一体型の $L/D = 4$ の p_{sp} については、前述のごとく R_{of} の測定値に乱れがあるため、 R_{of} は分離型の場合と同等として算出した値を示してある。同図より、枠先端と枠内土先端とでは、沈下量の大きい範囲で抵抗値にかなりの差が見られるが、分離型および一体型と枠載荷型とでは全く逆の大小関係となっていること、枠内土先端については、 L/D の増加に伴って抵抗が増大する傾向があることなどが分かる。分離型および一体型では、Kuzmanovićら¹⁾が指摘したごとく、また図-3.11(a)からも推察されるように、沈下の初期においては枠内土は圧縮変形するため、枠先端に応力が集中する。しかし、沈下量の増加に伴って枠内土の剛性が高まり、枠内土先端に応力が移行してくるものと考えられる。図中の破線および実線は、各々の関係を(3.1)および(3.2)式的双曲線関数で最小二乗近似して求めた曲線である。

$$p_p = \frac{S_p}{a S_p + b} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

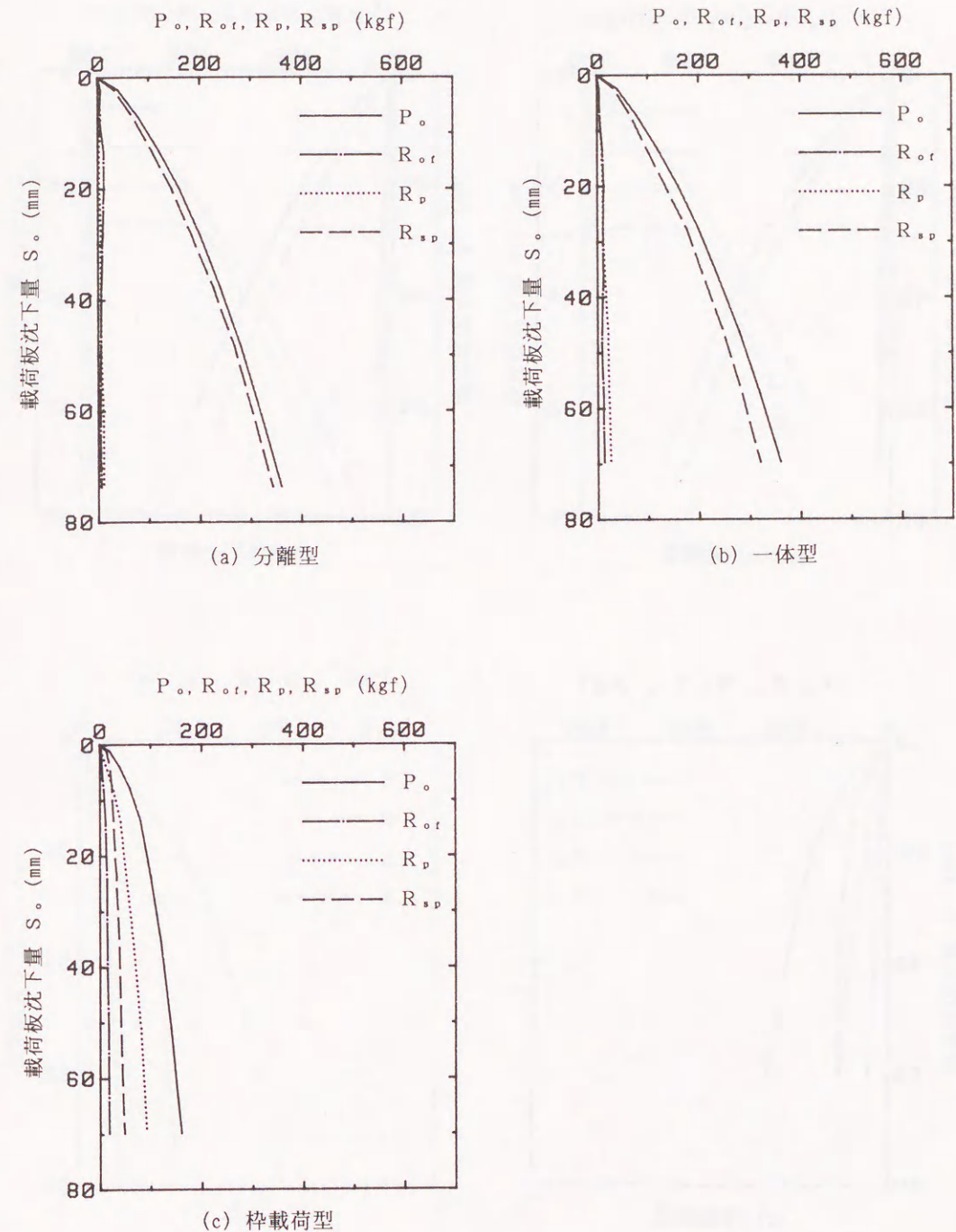
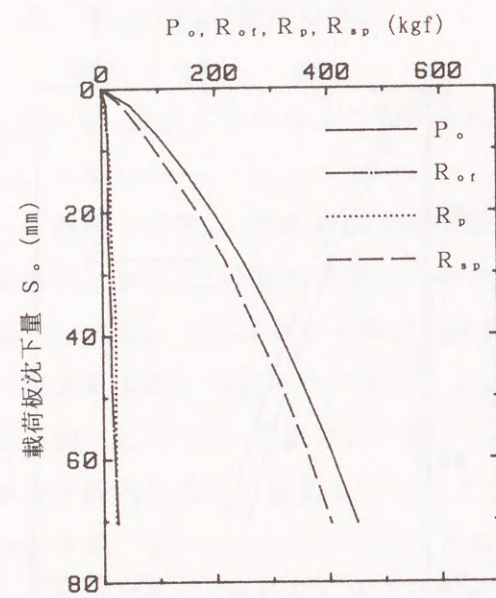
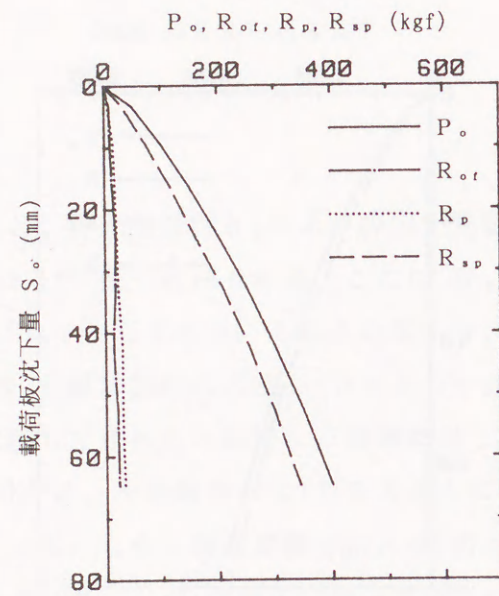


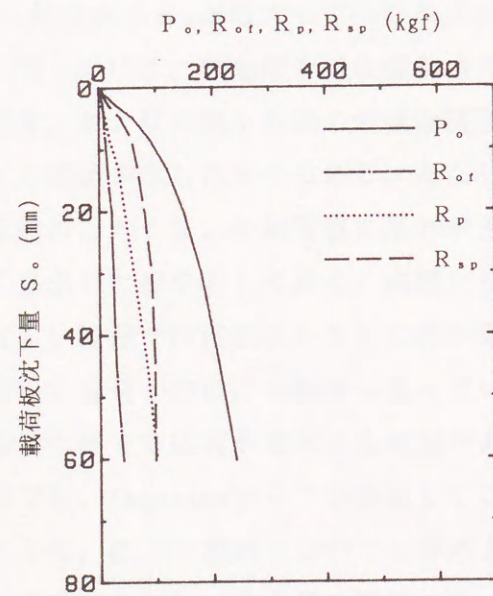
図-3.15 荷重、各抵抗～載荷板沈下量 S_o 関係図 ($L/D = 1$)



(a) 分離型

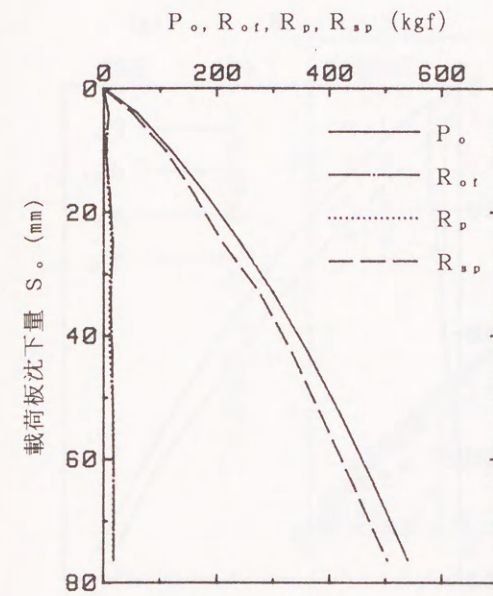


(b) 一体型

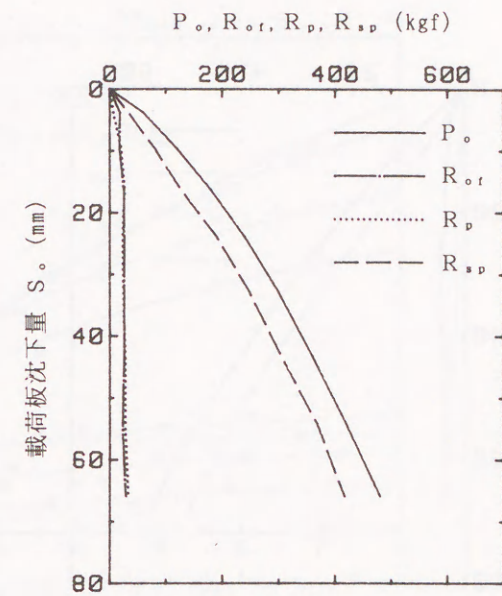


(c) 枠載荷型

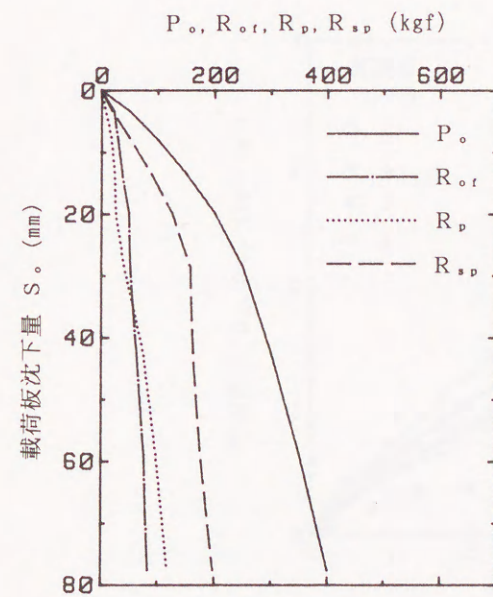
図-3.16 荷重, 各抵抗~載荷板沈下量 S 。関係図 ($L/D=2$)



(a) 分離型

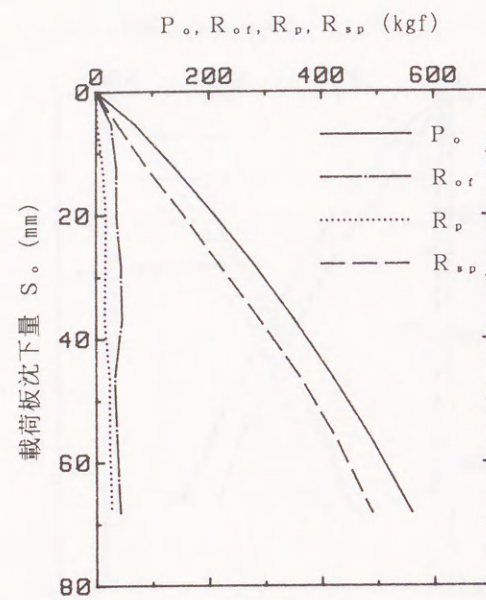


(b) 一体型

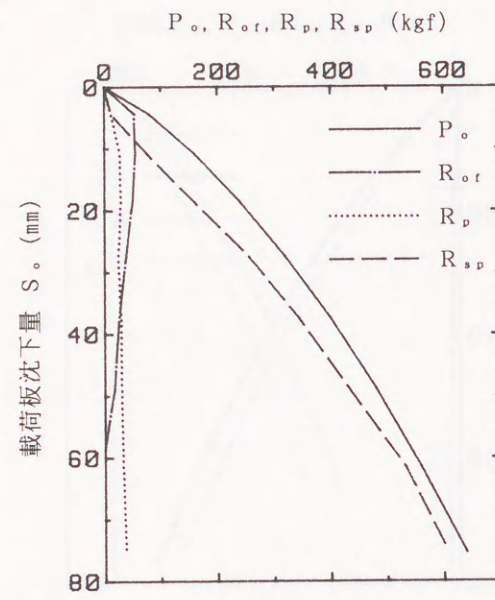


(c) 枠載荷型

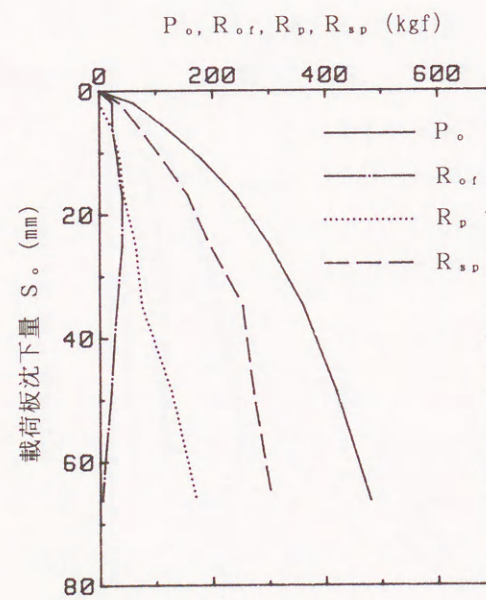
図-3.17 荷重, 各抵抗~載荷板沈下量 S 。関係図 ($L/D=3$)



(a) 分離型

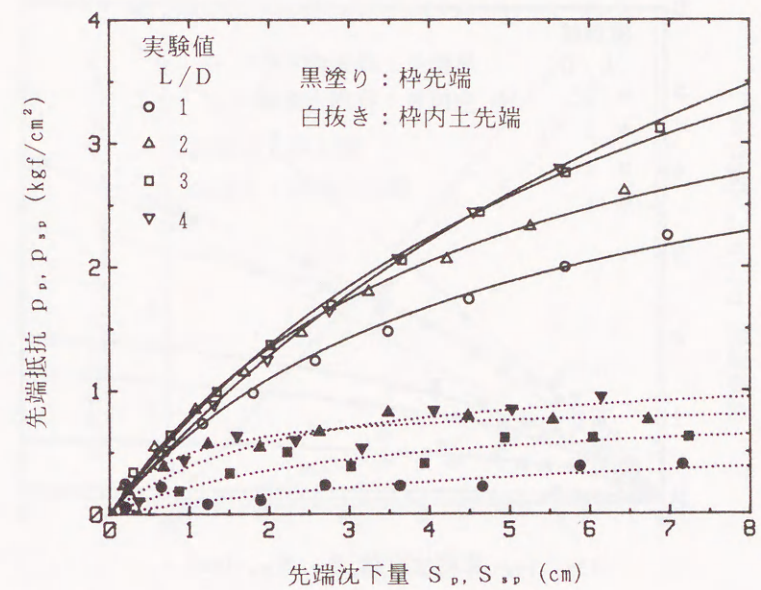


(b) 一体型

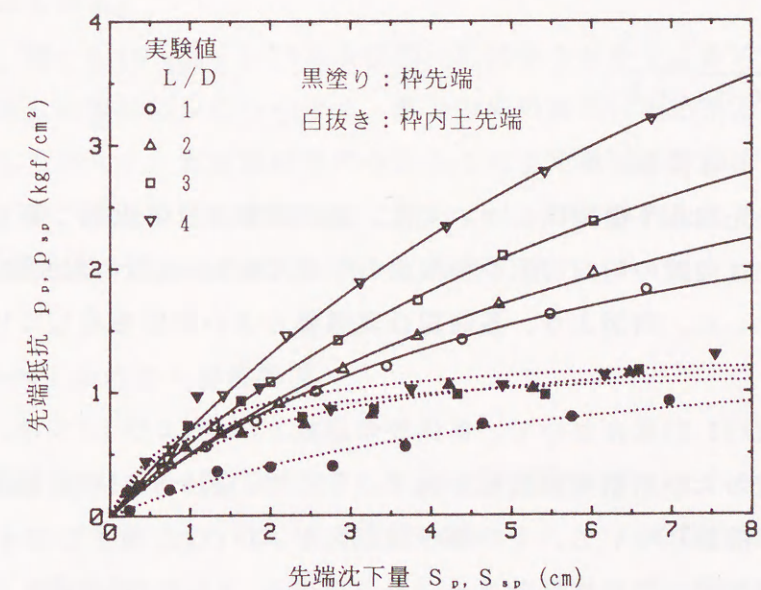


(c) 棒载荷型

図-3.18 荷重, 各抵抗~载荷板沈下量 S_o 関係図 ($L/D=4$)



(a) 分離型



(b) 一体型

図-3.19 棒および棒内土の先端抵抗 p_p, p_{sp} ~先端沈下量 S_p, S_{sp} 関係図

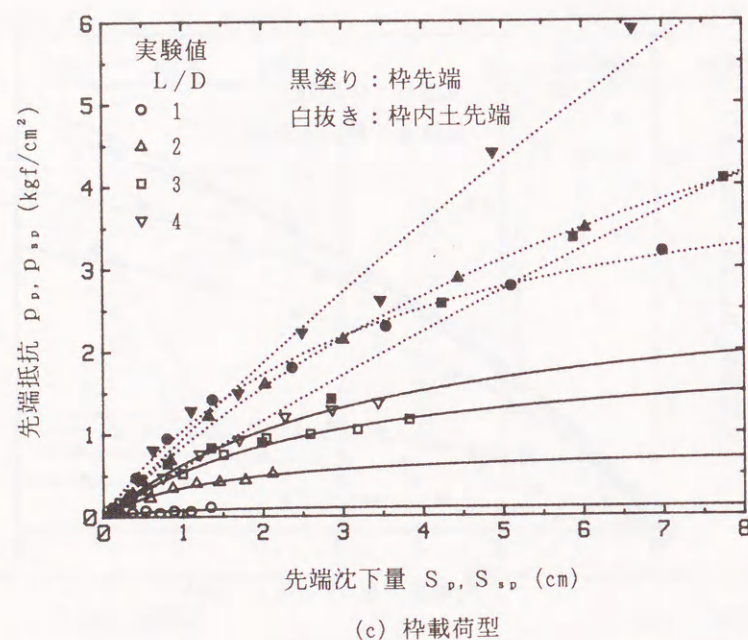


図-3.19 杵および杵内土の先端抵抗 p_p , p_{pu} ～ 先端沈下量 S_p , S_{pu} 関係図

$$p_{pu} = \frac{S_{pu}}{a S_p + b} \quad \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、 a , b は係数。

先端抵抗～先端沈下量関係については、高次関数による近似⁸⁾等も考えられるが、ここでは曲線の初期勾配や極限値の明確なKondner型の双曲線関数⁹⁾を採用することとした。同図より、各曲線は実験値とよい対応を示していることが分かる。

(3.1)および(3.2)式において、各係数の逆数 $1/a$ および $1/b$ は、それぞれ曲線の極限値および初期接線勾配を表す。そこで、図-3.19の分離型および一体型の各近似曲線について、その極限値 p_{pu} および $p_{pu} (= 1/a)$ を求め、実験時の杵先端深さでの地盤のコーン貫入抵抗 q_c (3.2.2項参照) との関係を図-3.20に示した。図中の破線および実線は、杵先端と杵内土先端とに分けて最小二乗近似して求めた直線であって、回帰式を併記しておいた。杵先端の p_{pu} については、ある程度のばらつきがあるが、杵内土先端の p_{pu} に関しては、 q_c との間にかなりよい相関関係 (相関係数: 0.969, 標準偏差: 0.471kgf

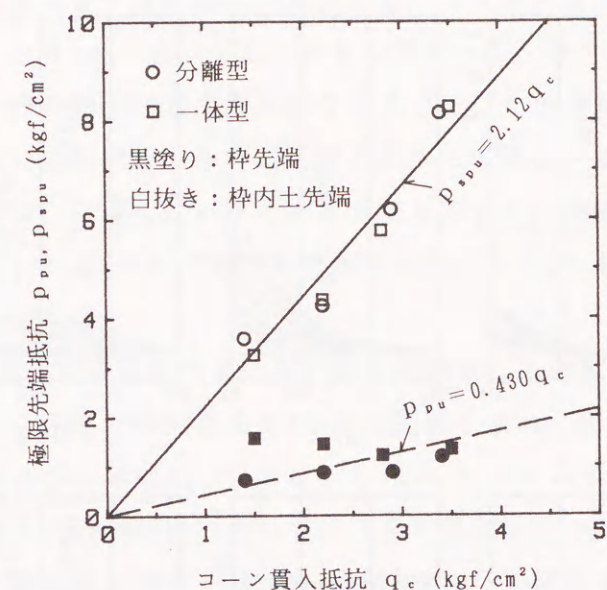


図-3.20 極限先端抵抗 p_{pu} , p_{puu} ～ コーン貫入抵抗 q_c 関係図

/cm²) が認められる。

ところで、図-3.15～図-3.18および図-3.13から分かるように、杵外周面の摩擦抵抗 R_{or} は量的にかなり小さく、深さ方向の分布は測定誤差による乱れが大きい。したがって、本実験結果のみからこれを定量的に評価するのは困難である。そこで、杵外周面の摩擦抵抗に関しては、杵と杵内土との摩擦をも含めて、第4章において改めて検討を行うこととする。

3.4.2 杵内土の応力・変形特性

図-3.21は、杵内土の軸方向力 R_z と Z/D との関係を示したものであって、 R_z は $Z/D = 0$ の位置において、分離型では $R_z = P_o$ 、一体型では $R_z = P_o - (R_i + R_o)$ 、杵載荷型では $R_z = 0$ とし、各深さでの R_i の差を積分することにより算出した。同図中の点線は、最大荷重時の P_o の大きさを表しており、これと最大荷重時の実線の R_z との差が杵の軸方向力 ($R_i + R_o$) に相当している。同図において、分離型の R_z は上端および先端で大きく、中央深さにおいて最小値を示すようなほぼ上下対称型の分布形状であって、荷重の増加に伴い P_o とこ

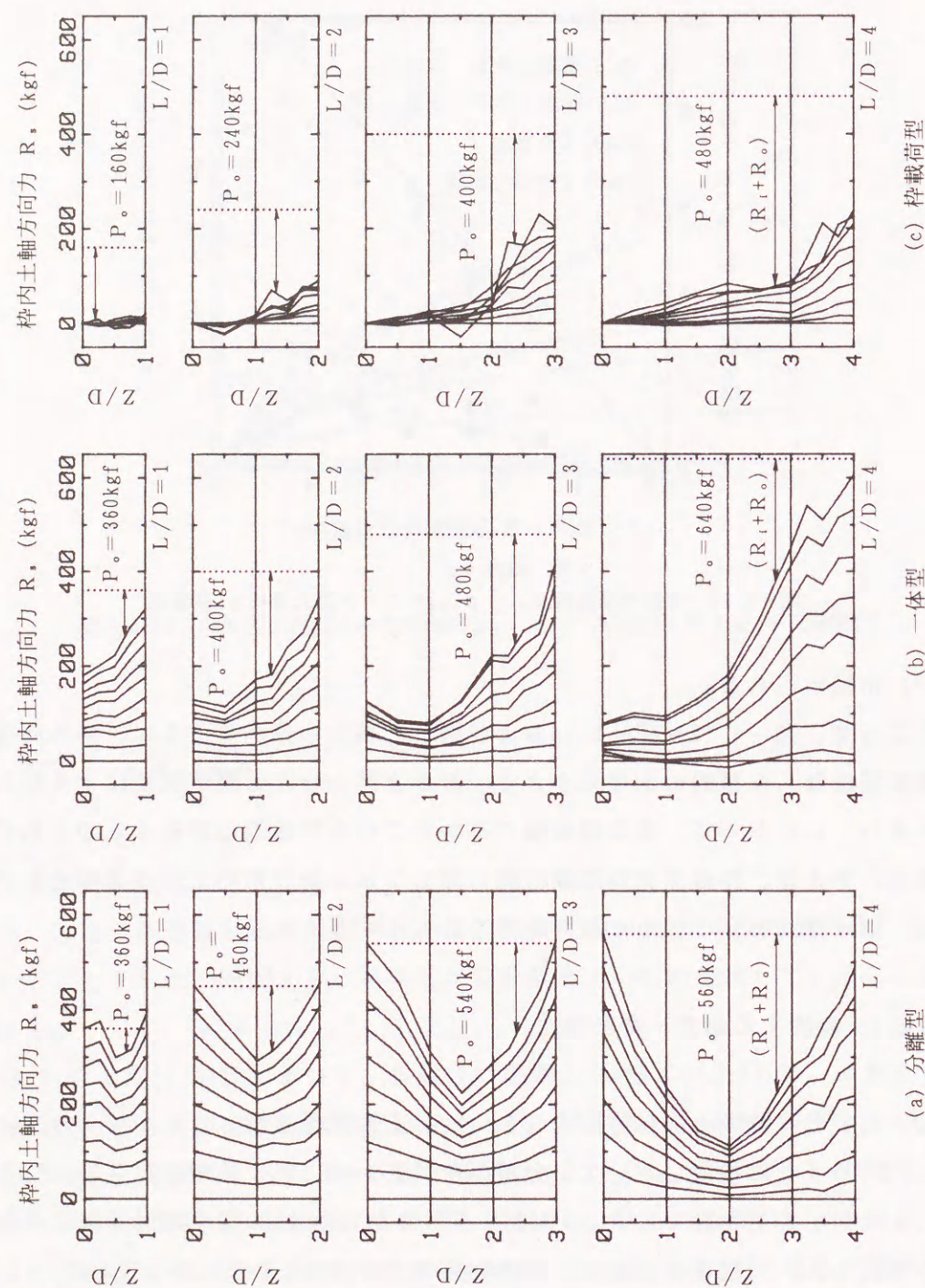
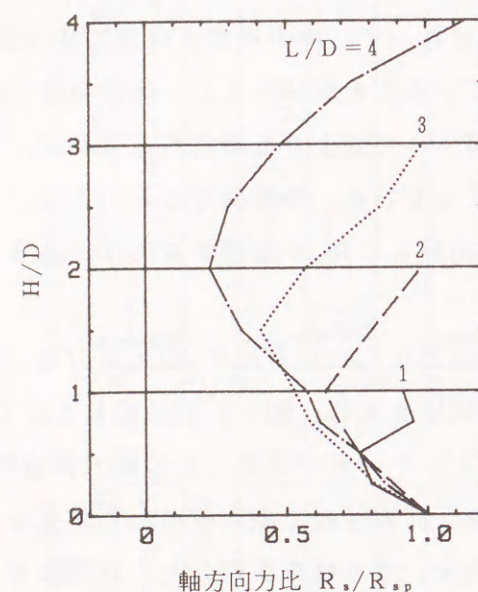


図-3.21 棒内土軸方向力 $R_z \sim Z/D$ 関係図

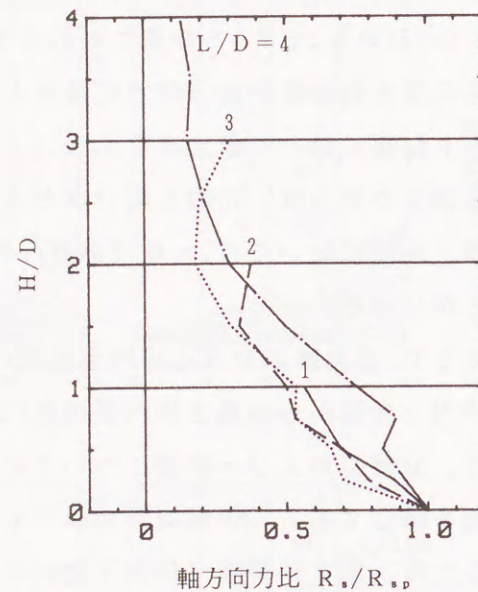
の最小値との差は大きくなる傾向が見られる。このような R_z の分布形状は、図-3.14(a)の S_z と S_r との差に対応するものであって、棒中央深さ付近で棒内土から伝達された棒の軸方向力が最大となっていることが分かる。一体型の R_z は棒内土先端において最大値を示し、上方に向かって減少する傾向が見られる。その減少の割合は、先端に近いほど大きくなっている。棒載荷型においては、棒内土表面において $R_z = 0$ であり、先端に向かって R_z が漸増する形状であることが分かる。

そこで、各実験における棒内土先端の軸方向力 R_{z0} に対する R_z の比 R_z/R_{z0} と棒内土先端からの高さ棒内径比 H/D との関係を求め、図-3.22に示した。ここに、分離型および一体型については、 $L/D = 1 \sim 4$ の実験ごとの最大荷重時の値を示してある。棒載荷型については、最大荷重付近で測定値に乱れが見られるため、第6荷重階（棒沈下量30~40mm程度）での値を採用した。同図において、分離型の R_z/R_{z0} は、 L/D にかかわらず先端からそれぞれの中央高さまではほぼ同様の割合で減少し、その最小値は、 L/D の増加に伴って小さくなっている。一体型では、 $L/D = 1 \sim 3$ については、ひずみ測定値の乱れのため、上端で多少増大しているが、先端から上方に向かって、分離型の場合とほぼ同様の割合で減少する傾向が見られる。 $L/D = 4$ の場合は、他に比べ多少大きな値となっているものの、上方に向って減少し、上端では約13%の値を示した。これらに対し、棒載荷型の R_z/R_{z0} は、いずれの L/D においても、棒内土表面において0に収斂するが、 L/D の増加に伴って、一体型の分布形状に似通ってくる傾向が認められる。

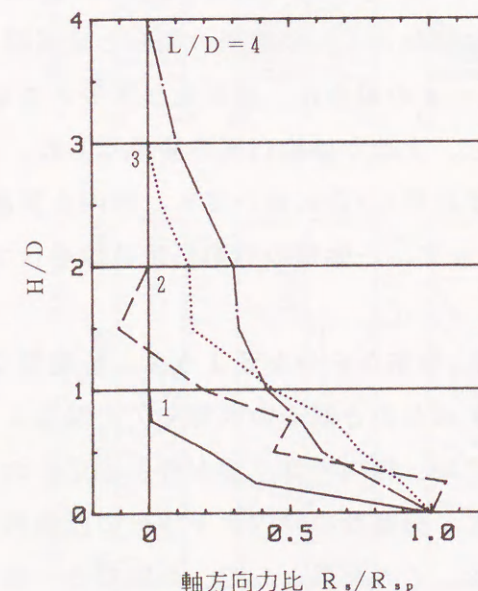
棒内土のみに着目した場合、図-3.14の S_z 分布から分かるように、分離型では棒内土はほぼ中央深さにおいて棒と固定されたのと同等の状態で、上端および先端より圧縮される。これに対し一体型では、棒内土は上端が棒と固定された状態で先端より押上げられる。したがって、分離型の棒内土下半分の圧縮状態は、 $1/2$ の L/D の一体型と同等と見られる。この結果として、分離型と一体型とでは、 R_z/R_{z0} の先端からの減衰状態に同様の傾向が現れたものと考えられる。また、分離型の上半分と下半分とでは、剛板載荷と弾性的な押上げとの違いはあるが、ほぼ同等の圧縮特性を示すと考えてよかろう。棒載荷型の場合は、一体型と同様、棒内土は先端より押上げられる。ただし、上端が開放され



(a) 分離型



(b) 一体型



(c) 棒載荷型

図-3.22 軸方向力比 R_v/R_{vp} ~ H/D 関係図

た状態であり、棒内土は棒との間に相対変位が生じやすい。しかし、根入れ長さが長くなれば、棒内土の閉塞効果により、相対変位・軸方向力ともに一体型と同様の分布形状に近づいてくると考えられる。

次に、棒内土の応力とひずみとの関係を検討するため、図-3.14の沈下量分布および図-3.21の軸方向力分布を滑らかな曲線で近似し、 $0.5D$ ごとの区間での平均鉛直応力 σ_v および平均鉛直ひずみ ε_v を算出した。両者の関係を両対数紙上に示したのが図-3.23である。ただし、軸方向力・沈下量ともに値が小さく、計算誤差の大きい第1荷重階および載荷板近傍の局所的な応力の乱れが大きい最上部の $0.5D$ の区間(2.3.3項参照)については除外してある。同図のごとく、実験値にはかなりのばらつきが見られる。しかし、分離型と一体型とはほぼ同様の関係があるとみてよからう。そこで、両型式の実験値について、第2章の(2.8)式で最小二乗近似して求めた直線を実線で示した。また、同図にはSchultzeら¹⁰⁾が砂の圧縮試験の結果より、初期間隙比との関係で提案した関係

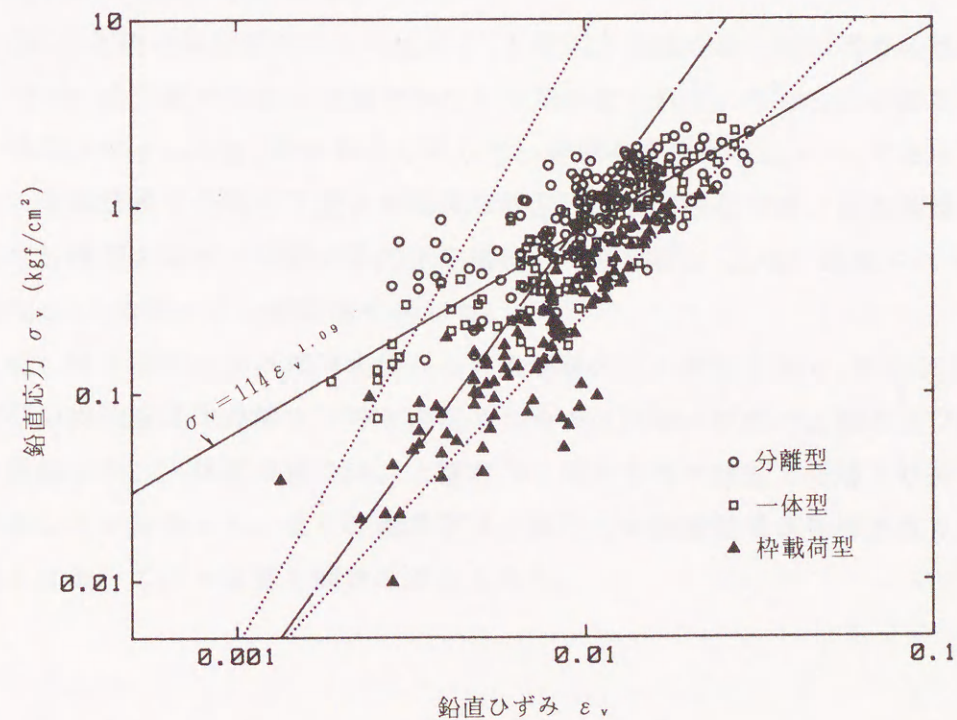


図-3.23 棒内土の鉛直応力 σ_v ~ 鉛直ひずみ ε_v 関係図

直線（一点鎖線）および対応する相対密度での上限線と下限線（点線）とを併記しておいた。筆者の実験値は概ねSchultzeらの提案する範囲に含まれるが、分離型および一体型については直線の勾配には違いが見られる。これに対して、杵載荷型の実験値は、Schultzeらの下限線とほぼ一致していることが分かる。杵載荷型では、全体に杵内土の応力が小さいため、測定誤差の影響も含まれるが、杵内土上端が開放されているため、上端が載荷板で拘束された分離型および一体型とは応力の発生状態に違いのあることが考えられる。

3. 5 結 語

以上、模型杵基礎の鉛直載荷実験結果について報告し、特に杵内土の挙動に注目した検討を行った。結論として、以下のことが指摘できる。

① 3種類の載荷型式（分離型、一体型および杵載荷型）のいずれも、杵根入れ長さ内径比 L/D の増加に伴い支持力は増大する。この際、同一 L/D の分離型と一体型との荷重 $P_s \sim$ 載荷板沈下量 S 。関係には、有意な差は認められなかった。また杵載荷型は、 S_s の小さい範囲では一体型の $P_s \sim S_s$ 。曲線とほぼ等しいが、杵と杵内土表面とがずれを生じる S_s 。以後において、支持力が低下した。そのときの S_s は、 L/D の増加に伴って大きくなっていた。

② 杵のひずみ計測結果によると、分離型と一体型とは、杵外周面の摩擦抵抗 $R_{s,r}$ および杵先端肉厚部の抵抗 $R_{s,p}$ の影響は小さく、杵内土先端の抵抗 $R_{s,p}$ が支配的であった。これに対し杵載荷型では、 L/D が小さく杵と杵内土表面とがずれを生じる場合は $R_{s,r}$ および $R_{s,p}$ が比較的大きいが、 L/D の増加に伴い、 P_s に対する両抵抗の割合は減少していた。

③ 杵先端の単位面積当りの抵抗 $p_{s,p}$ と杵内土先端の単位面積当りの抵抗 $p_{s,p}$ とでは、沈下量の大きい範囲でかなりの差が見られた。ただし、分離型および一体型では $p_{s,p} > p_{s,p}$ であるのに対して、杵載荷型では $p_{s,p} < p_{s,p}$ であった。また、先端抵抗と先端沈下量との関係は双曲線関数で表現でき、近似曲線より求めた分離型および一体型の杵内土先端抵抗の極限值 $p_{s,p}$ は、地盤のコーン貫入抵抗 q_c との間によい相関性を示した。

④ 杵と杵内土との相対変位 ΔS および杵内土の軸方向力 R_s の分布より、分離型の杵内土は中央深さで杵と固定されたのと同等の状態で上端および先端より圧縮され、一体型の場合は、上端が杵と固定された状態で先端より押し上げられることが分かった。また杵載荷型は、杵内土の閉塞効果が発揮される根入れ長さにおいて、一体型と同等と考えられた。

参考文献

- 1) Kuzmanović, B.O. and Balla, Ā. : Spread footings on "reinforced" soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.3, pp.318-326, 1970.8
- 2) Broms, B.B., Ivmark, G. and Mattson, A. : Tubular Elements as Foundation for Structures, Proc. 10th ICSMFE, Vol.2, pp.61-66, 1981.6
- 3) 山肩邦男, 富永晃司, 小椋仁志 : 砂地盤における模型群ぐいの水平加力試験について (その1 : 実験概要とその結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1595~1596, 昭和49年10月
- 4) 富永晃司, 山肩邦男 : 砂地盤中の模型群ぐいに関する水平載荷試験結果と理論的考察, 日本建築学会論文報告集, 第326号, pp.68~77, 昭和58年4月
- 5) 富永晃司 : 一様な定数をもつ弾塑性地盤に設置された群杭の水平抵抗問題に関する研究, 東京工業大学学位論文, pp.112~124, 昭和58年6月
- 6) 生原 修, 龍岡文夫 : 砂の模型支持力実験における側壁面条件の影響, 第19回土質工学研究発表会, pp.967~970, 昭和59年6月
- 7) 山肩邦男, 伊藤淳志, 下平祐司, 南坂貴彦 : 鋼管で側方拘束された砂地盤における標準貫入試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp.899~900, 昭和60年10月
- 8) 山肩邦男, 伊藤淳志, 山田 毅, 田中 健 : 場所打ちコンクリート杭の極限先端荷重および先端荷重~先端沈下量特性に関する統計的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第423号, pp.137~146, 平成3年5月
- 9) Kondner, R.L. : Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils, Jour. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115-143, 1963.2
- 10) Schultze, E. and Moussa, A. : Factors affecting the Compressibility of Sand, Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.335-340, 1961.7

第4章 鉛直支持力機構に関する理論解の誘導 および補足試験

4.1 概説

第2章および第3章の実験によって分かった支持力特性を考慮して、枠基礎の鉛直支持力機構の理論解を誘導する。

枠基礎の支持力に関する理論的研究としては、1.2節で述べたごとく、これまで南¹⁾、Kuzmanovićら²⁾、Bromsら³⁾の報告がある。しかし、これらはいずれも、極限状態での応力の釣合いを考えた支持力式や土の体積圧縮係数を導入した沈下量の算定式を示したものであって、荷重の増加過程における、地盤の応力~変形特性や枠と地盤との間の摩擦応力~相対変位特性などは考慮されていなかった。

そこで、これらの特性を考慮して、荷重~沈下量関係を適切に表現できる理論解析法を提示することとした。解析法は、枠および地盤に対して区分法を適用し、差分方程式を誘導する方式によるものであって、杭基礎に関する文献⁴⁾の手法を枠基礎の場合に応用したものである。

本章では、まず理論式の誘導過程を示し、次いで第3章の模型実験を対象とした数値計算によって、本理論解の妥当性の検討を行う。なお、理論解析上必要となる地盤の静止土圧係数および枠と地盤との間の摩擦応力~相対変位関係に関しては、第2章および第3章の実験からは、明確な特性が得られていない。そこで、補足試験によってこれらの特性を検討したので、その結果も合わせて報告する。

4. 2 基本的仮定

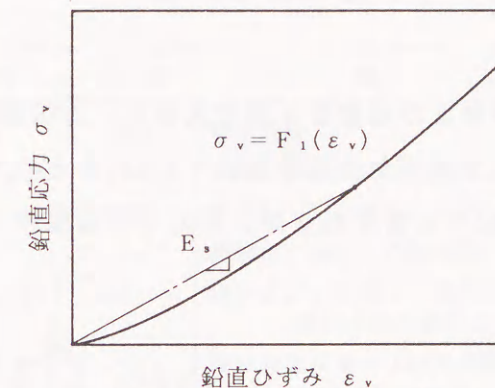
理論式の誘導にあたり、支持力に関連する要素（樁、樁内土および外周地盤）の特性および要素相互間の特性として、以下の仮定をおくこととした。

i) 樁は完全弾性体とする。

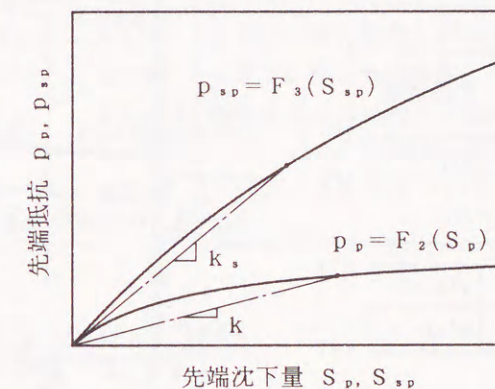
ii) 樁内土の鉛直応力 σ_v と鉛直ひずみ ε_v とは、図-4.1(a)のごとく非線形関係を示すものとする。この際、 σ_v は同一深さにおいては等分布とし、土圧係数 K は一定と仮定する。側方拘束された砂柱の圧縮特性に関する第2章の実験やSchultzeら⁵⁾の実験結果によれば、 σ_v と ε_v とは両対数紙上ではほぼ直線関係を示し、 σ_v の増加に伴って土の剛性は増大する。したがって、この特性を表現できるように同図の曲線関係を仮定した。また、樁と地盤との摩擦抵抗の評価に必要な土圧係数 K については、樁は水平方向に変位しないものとして、静止状態（静止土圧係数 K_0 ）を仮定した。この場合、荷重の増加過程においては、 K_0 はほぼ一定値と見なしてよからう^{6), 7)}。

iii) 樁先端および樁内土先端に非線形のばねを想定し、これらの抵抗 p_0 および p_{sp} がそれぞれの沈下量 S_p および S_{sp} との間に示す関係を、図-4.1(b)のごとく仮定する。第3章の実験結果にも見られたように、樁先端と樁内土先端とは、それらの剛性、断面形状、中心からの距離等によって、抵抗と沈下量との関係は異なる^{8), 9)}。したがって、各々独立した非線形ばねを考えた。なお、樁先端肉厚部が薄く、その抵抗を無視できる場合は、これを0とする。

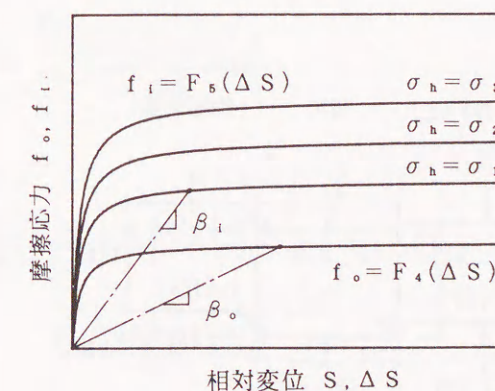
iv) 樁と外周地盤および樁と樁内土との間には摩擦抵抗が作用するものとし、これらの摩擦応力を f 。および f_i とする。 f_0 と樁の沈下量 S との関係および f_i と樁～樁内土間の相対変位 ΔS との関係として、図-4.1(c)のごとく非線形関係を仮定する。一般に、摩擦応力は地盤の応力の大きさによって、その最大値が規定される。したがって、 $f_0 \sim S$ 関係については、 f_0 の最大値を地表面からの深さに1次比例するものと考えて、曲線形状を仮定した。しかし、樁と樁内土との抵抗については、荷重の増加に伴って樁内土の応力が増大するため、 $f_i \sim \Delta S$ 関係は一義的には定まらない。そこで、本理論では各荷重段階において、樁内土の水平応力 $\sigma_h (=K_0 \cdot \sigma_v)$ に対応した $f_i \sim \Delta S$ 関係曲線が成立つものと仮定することとした。



(a) 樁内土の鉛直応力～鉛直ひずみ関係



(b) 樁および樁内土の先端抵抗～先端沈下量関係



(c) 樁と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係

図-4.1 基本的仮定

4. 3 理論式の誘導

図-4.2(a)のごとく桷および地盤を n 層に区分し、各区间での釣合い方程式を誘導する。なお、ここで使用する記号を表-4.1にまとめて示しておく。同表は、全体として1.5節の記号に含まれるが、差分方程式用に一部をより細分化し

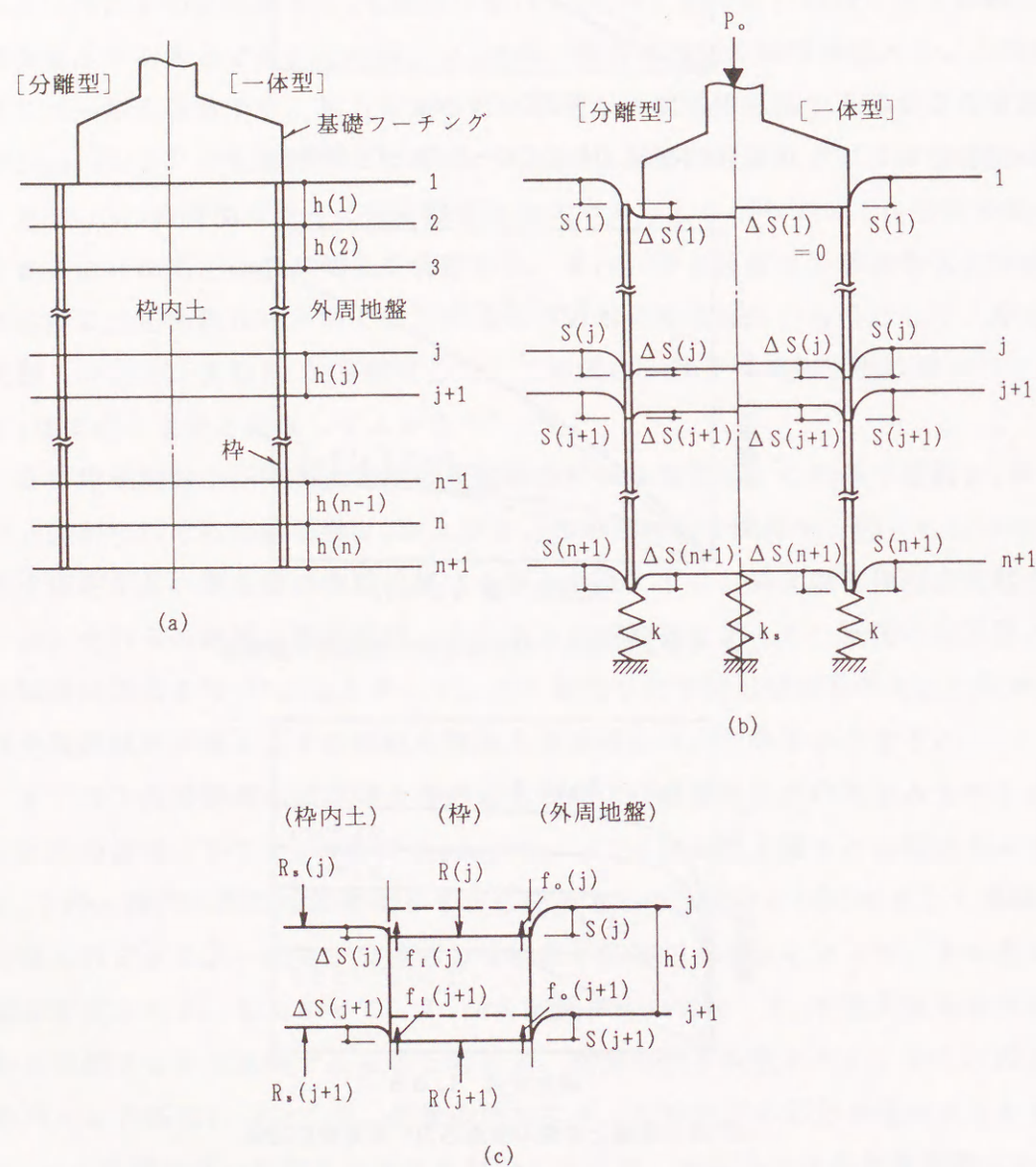


図-4.2 解析モデル

表-4.1 記号一覧

記号	単位	説明
P_0	kgf	載荷荷重
$R(j), R_s(j)$	kgf	j 点での桷および桷内土の軸方向力
α	0	$R(1)/P_0$ ($0 \leq \alpha \leq 1$)
A, A_s	cm^2	桷および桷内土の断面積
$E, E_s(j)$	kgf/cm^2	桷および j 区間での桷内土の弾性係数 (桷内土は非線形, 図-4.1(a))
ϕ_i, ϕ_o	cm	桷の内周長さおよび外周長さ
$h(j)$	cm	j 区間の区間長さ
$S(j)$	cm	j 点での桷の沈下量
$\Delta S(j)$	cm	j 点での桷と桷内土との相対変位
$f_i(j)$	kgf/cm^2	j 点での桷と桷内土との間の摩擦応力
$f_o(j)$	kgf/cm^2	j 点での桷と外周地盤との間の摩擦応力
k, k_s	kgf/cm^3	桷先端および桷内土先端のばね常数 (非線形, 図-4.1(b))
$\beta_i(j), \beta_o(j)$	kgf/cm^3	$f_i(j)/\Delta S(j), f_o(j)/S(j)$ (図-4.1(c))

た表現に改めたものとなっている。

まず、桷の j 区間について以下の式が成立つ (図-4.2(b), (c)参照)。ただし、圧縮力および沈下量を正とする。

$$-\frac{S(j+1) - S(j)}{h(j)} = \frac{R(j+1) + R(j)}{2AE} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ただし、

$$R(j) = R(1) - \sum_{i=1}^{j-1} \left\{ \frac{f_i(1+1) + f_i(1)}{2} \phi_i + \frac{f_o(1+1) + f_o(1)}{2} \phi_o \right\} h(1) \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 $h(1)$ の変化は無視するものとした。また、

$$\left. \begin{array}{l} \text{分離型の場合 : } R(1)=0 \\ \text{一体型の場合 : } R(1)=\alpha P_0 \quad (0 \leq \alpha \leq 1) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.3)$$

(4.2)式を(4.1)式に代入すると次式となる。

$$\begin{aligned} - \frac{S(j+1)-S(j)}{h(j)} &= \frac{1}{2AE} \left[2R(1) - \sum_{i=1}^{j-1} \{f_i(l+1)+f_i(l)\} \phi_{ih}(l) \right. \\ &\quad - \sum_{i=1}^{j-1} \{f_o(l+1)+f_o(l)\} \phi_{oh}(l) - \frac{f_i(j+1)+f_i(j)}{2} \phi_{ih}(j) \\ &\quad \left. - \frac{f_o(j+1)+f_o(j)}{2} \phi_{oh}(j) \right] \dots\dots (4.4) \end{aligned}$$

ただし、 $j=1$ の場合は、

$$\begin{aligned} - \frac{S(2)-S(1)}{h(1)} &= \frac{1}{2AE} \left\{ 2R(1) - \frac{f_i(2)+f_i(1)}{2} \phi_{ih}(1) \right. \\ &\quad \left. - \frac{f_o(2)+f_o(1)}{2} \phi_{oh}(1) \right\} \dots\dots\dots (4.5) \end{aligned}$$

棒先端における非線形のばねを考えると、 $R(n+1)=AkS(n+1)$ なる境界条件より次式が成立つ。

$$\begin{aligned} AkS(n+1) &= R(1) - \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{f_i(l+1)+f_i(l)}{2} \phi_{ih}(l) \right. \\ &\quad \left. + \frac{f_o(l+1)+f_o(l)}{2} \phi_{oh}(l) \right\} h(l) \dots\dots\dots (4.6) \end{aligned}$$

次に、棒内土についても同様に、

$$- \frac{\{S(j+1)-\Delta S(j+1)\}-\{S(j)-\Delta S(j)\}}{h(j)} = \frac{R_s(j+1)+R_s(j)}{2A_sE_s(j)} \dots (4.7)$$

ただし、

$$R_s(j) = R_s(1) + \sum_{i=1}^{j-1} \frac{f_i(l+1)+f_i(l)}{2} \phi_{ih}(l) \dots\dots\dots (4.8)$$

ここに、

$$\left. \begin{array}{l} \text{分離型の場合 : } R_s(1)=P_0 \\ \text{一体型の場合 : } R_s(1)=(1-\alpha)P_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.9)$$

(4.8)式を(4.7)式に代入すると次式となる。

$$\begin{aligned} - \frac{\{S(j+1)-\Delta S(j+1)\}-\{S(j)-\Delta S(j)\}}{h(j)} &= \frac{1}{2A_sE_s(j)} \left[2R_s(1) \right. \\ &\quad \left. + \sum_{i=1}^{j-1} \{f_i(l+1)+f_i(l)\} \phi_{ih}(l) + \frac{f_i(j+1)+f_i(j)}{2} \phi_{ih}(j) \right] \dots (4.10) \end{aligned}$$

ただし、 $j=1$ の場合は、

$$\begin{aligned} - \frac{\{S(2)-\Delta S(2)\}-\{S(1)-\Delta S(1)\}}{h(1)} &= \frac{1}{2A_sE_s(1)} \left\{ 2R_s(1) + \frac{f_i(2)+f_i(1)}{2} \phi_{ih}(1) \right\} \dots\dots\dots (4.11) \end{aligned}$$

棒内土先端における境界条件 $R_s(n+1)=A_s k_s \{S(n+1)-\Delta S(n+1)\}$ より次式が成立つ。

$$\begin{aligned} A_s k_s \{S(n+1)-\Delta S(n+1)\} &= R_s(1) \\ &\quad + \sum_{i=1}^n \frac{f_i(l+1)+f_i(l)}{2} \phi_{ih}(l) \dots\dots\dots (4.12) \end{aligned}$$

ここで、摩擦応力と相対変位あるいは沈下量との間には以下の関係がある。

$$\left. \begin{array}{l} f_i(j) = \beta_i(j) \Delta S(j) \\ f_o(j) = \beta_o(j) S(j) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.13)$$

ただし、一体型の場合、 $\Delta S(1)=0$ 。したがって、 $f_i(1)=0$ 。

以上より、分離型の場合、 $S(j)$ および $\Delta S(j)$ ($j=1 \sim n+1$) の $(2n+2)$ 個の未知数に対して、 $(2n+2)$ 個の連立方程式が成立つ。また、一体型の場合、 $S(j)$ ($j=1 \sim n+1$)、 $\Delta S(j)$ ($j=2 \sim n+1$) および α の $(2n+2)$ 個の未知数に対して、 $(2n+2)$ 個の連立方程式が成立つ。解法としては、基本的仮定で述べたごとく棒内土の鉛直応力とひずみとの関係、摩擦応力と相対変位との関係および先端抵抗と先端沈下量との関係が非線形であるため、以下の手順により

解を求める。

i) $E_s(j)$ 、 $\beta_1(j)$ 、 $\beta_0(j)$ 、 k および k_s に初期値（例えば、関係曲線上の単位の変位に対応した点と原点とを結んだ直線の勾配）を与えて連立方程式を解き、 $S(j)$ および $\Delta S(j)$ を求め、このときの j 点での各応力を計算する。

ii) すべての j 区間での棒内土の鉛直応力～ひずみ関係、すべての j 点での摩擦応力～相対変位関係および先端抵抗～先端沈下量関係が、仮定した曲線関係を満足していれば求める解である。

iii) 上記の関係中、1 つでも満足しない j 区間または j 点があれば、その計算段階でのひずみまたは沈下量に対応した関係曲線上の勾配を新たな常数として再計算を行う。この方法を繰返し行い、最終的に ii) の関係がすべて満足された状態が得られれば、これが求める解である。

4. 4 地盤の静止土圧係数の検討

前節で述べた理論解の妥当性を検証するため、第3章の模型実験のうち $L/D = 4$ の分離型および一体型を対象として、数値計算を行うこととした。この目的のため、計算に当っては、実験結果に基づく諸常数を採用する。ただし、棒と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係については、実験からは明確な特性が得られていない。そこで、2種類の補足試験を行うことによって、摩擦抵抗を評価することとした。

摩擦応力は、砂の粒度分布、相対密度、棒の表面粗度、棒に垂直に作用する応力の大きさ、棒と地盤との相対変位などの多くの因子によって影響を受ける。このうち、棒に作用する応力 σ_h は、地盤の鉛直応力 σ_v が求まれば、 $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$ によって算定できる。この場合、4.2節の基本的仮定 ii) で述べたごとく、棒は水平方向に変位しないものとして、 K 値は静止状態を仮定してもよからう。そこでまず、静止土圧係数 K に関して検討を行うこととした。

K を評価する方法としては、 K 。三軸圧縮試験による方法¹⁰⁾や土槽内の水平土圧を測定する方法^{6), 11), 12)}などが挙げられる。このうち K 。三軸圧縮試験は、供試体の側方変位を生じないようにするための操作が必要であり、精度的な問題がある。これに対して、土槽内の砂を圧縮して水平土圧を計測する方法は直接的であり、特に棒内土の挙動を再現するものとして有効な手段と考える。そこで、今回はこの方法を採用することとし、壁面に土圧計を取り付けた八角形断面の土槽を用いて、砂柱の圧縮試験を行った。以下に、この試験の概要および結果について述べる。

4.4.1 試験の概要

使用した試験装置を図-4.3に示す。この装置を30tf容量の万能試験機に設置し、載荷試験を実施した。土槽は鋼製で、内接円直径200mm、肉厚10mmの正八角形断面のものである。砂柱中央高さでの水平応力を測定するため、土圧計（直径5cm、容量5kgf/cm²）を土槽の壁面の上端から200mmの位置に4個設置した。載荷板および底板は、内接円直径180mm、厚さ22mmのステンレス製の正八角形板

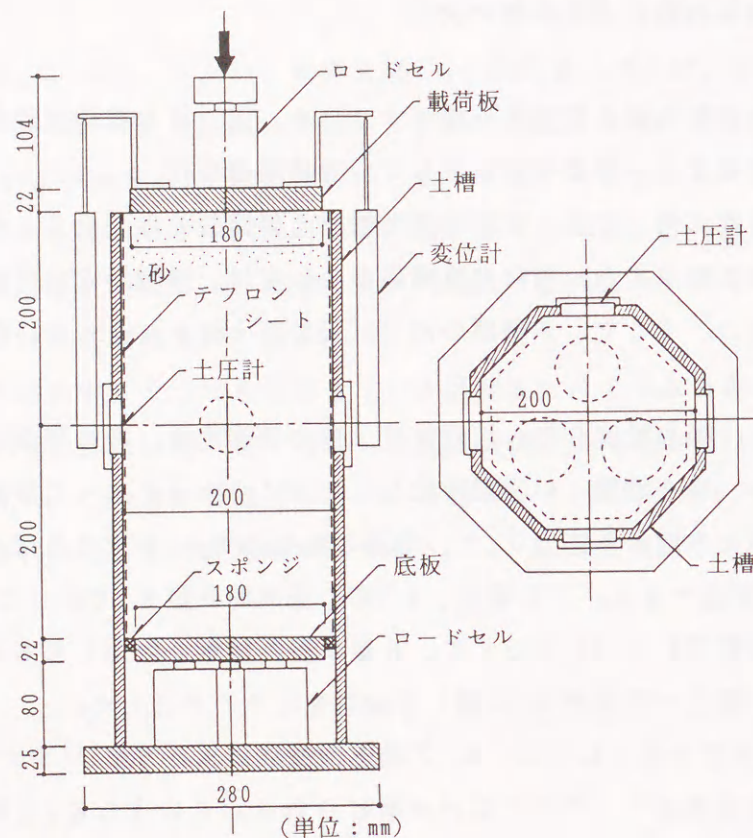


図-4.3 試験装置

である。載荷荷重はロードセル（容量5tf）で確認することとし、底板に伝わる下端抵抗は3個のロードセル（容量2tf×3）によって測定した。なお、底板の側面には、砂の流出を防ぐためスポンジを巻付けてある。

土槽に詰める砂としては、第3章の実験で使用した淀川砂を、気乾状態に乾燥（含水比 $w=0.22\%$ ）させたものを採用した。この砂の諸元および粒径加積曲線は、表-3.1および図-3.2（地表面より2mm以深のもの）を参照されたい。地盤の作製にあたっては、第2章の図-2.4と類似のサンドレイナー装置を製作し、検定試験を行った結果として、相対密度 $D_r=17, 36, 48$ および 94% の4種類の地盤を作製することを目標とした。

載荷試験は、荷重制御による繰返し載荷とし、繰返し数は6～7とした。最大荷重度は 10kgf/cm^2 （載荷荷重3300kgf）で、荷重ピッチは増荷・減荷ともに

1kgf/cm^2 とした。荷重保持時間は、増荷・減荷ともに1分とし、荷重増減時間は、増荷時30秒、減荷時15秒とした。各荷重階においては、載荷直後、載荷後15秒、30秒および1分経過時に、載荷荷重、載荷板沈下量、下端抵抗および土圧の各項目について計測を行った。なお、載荷板沈下量の測定には、図-4.3のごとく2個の変位計（容量100mm）を用いた。

試験は、上記の各相対密度について2回ずつ行い、さらに $D_r=36\%$ については、含水比の影響を検討するため、 $w=4.04\%$ とした湿潤地盤について1回試験を行った。この含水比は、模型実験での地盤の含水比（ $w=4.57\%$ ）を想定したものであるが、結果として多少小さい値となっている。なお含水比の調製は、あらかじめサンドレイナーで作製した気乾状態の砂柱上端にスポンジを載せ、これに徐々に注水して地盤に浸透させる方法を採用した。

静止土圧係数 K_0 を求めるためには、できるだけ精度よく鉛直応力 σ_v および水平応力 σ_h を測定する必要がある。今回の試験においては、土圧計位置での砂柱の σ_v を直接測定することが不可能であるため、載荷荷重 P_0 と下端抵抗 R_0 との平均値を砂柱断面積で除した値を σ_v とすることとした。この場合、摩擦抵抗を低減する方策として、土槽内面にテフロンシート（厚さ0.2mm）をシリコングリスを介して2重に貼付した¹³⁾。しかし、土圧計やその周辺部にも同様に2重のテフロンシートを貼付した場合、土圧計が過小な値を示すことが分かった。

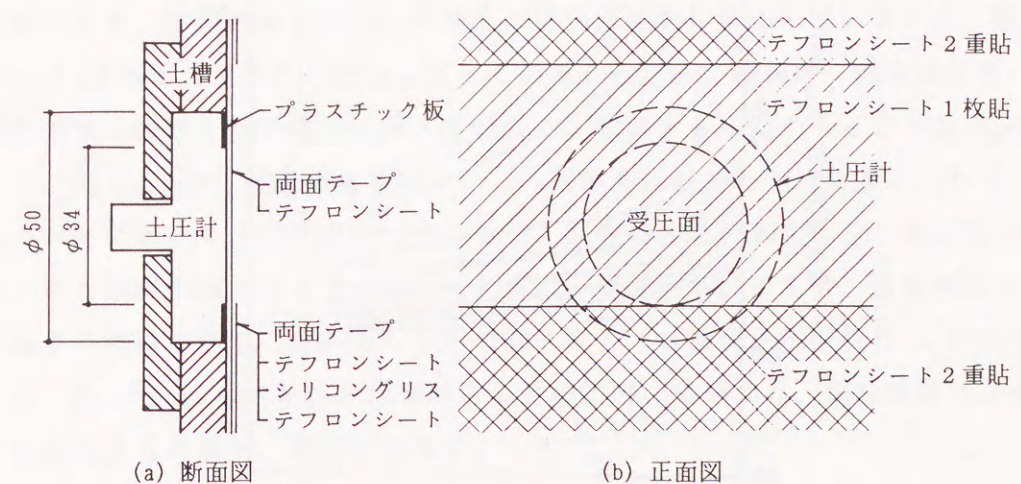


図-4.4 土圧計近辺詳細図

そこで、テフロンシートの貼付け方に関する種々の検討試験を行った結果、図-4.4に示すように、土圧計近辺のテフロンシートを土槽全周面にわたって1枚とした場合、良好な測定値が得られることが分かったので、この方法を採用した。同図におけるプラスチック板は、土圧計の外周部分の段差を埋めるために貼付したものである。

4.4.2 試験の結果

試験結果の一例として、 $D_r=48\%$ の場合の $P_o \sim$ 載荷板沈下量 S_o 関係を図-4.5に、 $P_o \sim R_{so}$ 関係を図-4.6に示す。図-4.5より、増荷時の $P_o \sim S_o$ 曲線は、下に凸の形状となっていること、繰返し数が増えるに従い、沈下量が収束する傾向が見られることなどが分かる。図-4.6において、増荷時の P_o と R_{so} とはほぼ直線関係にあって、 P_o に対する R_{so} の割合は約80%となっている。この割合は、他の D_r についてもほぼ同様の値を示していた。なお図は省略する

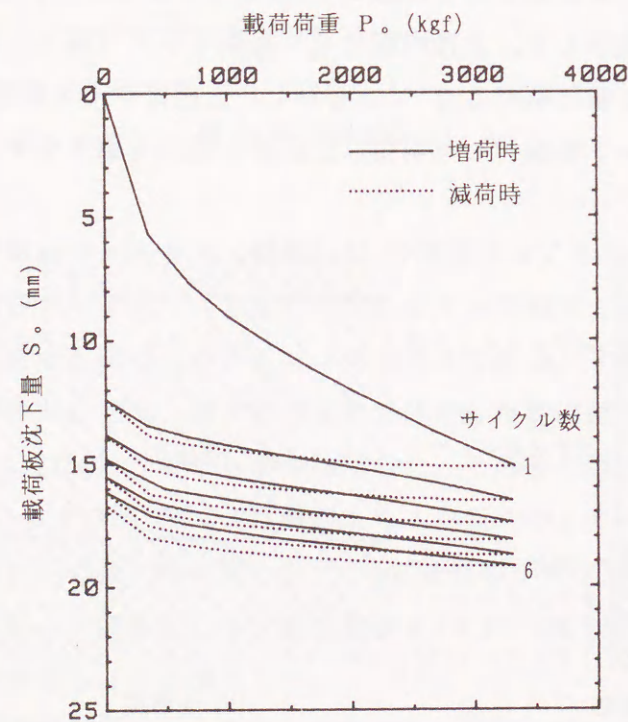


図-4.5 載荷荷重 $P_o \sim$ 載荷板沈下量 S_o 関係図 ($D_r=48\%$)

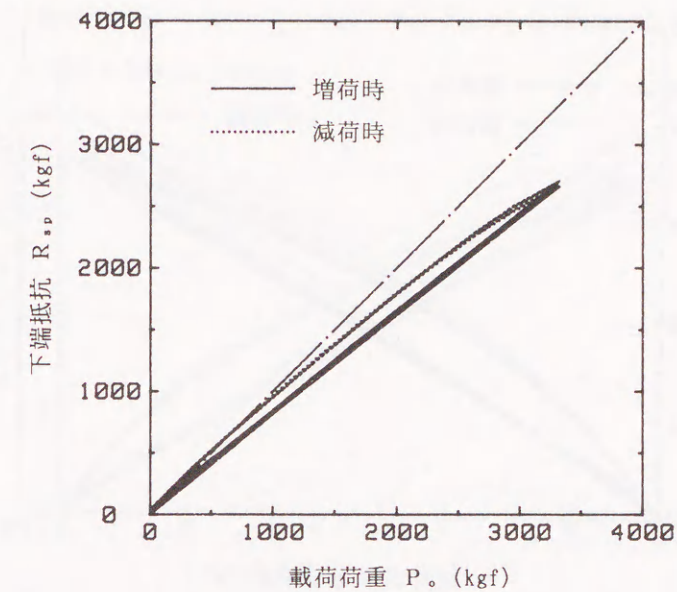
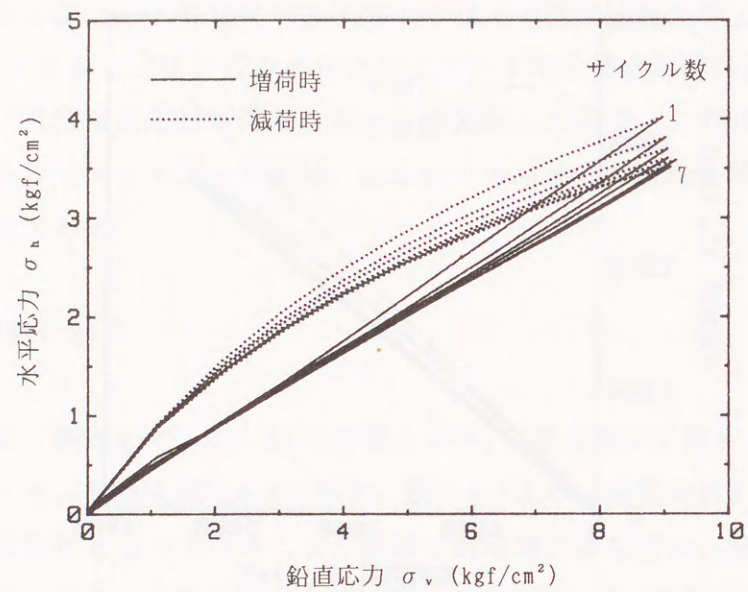
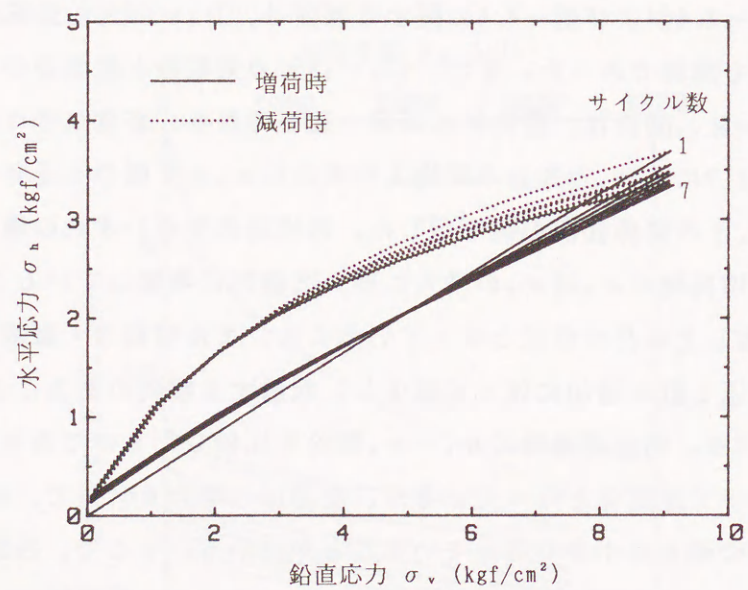


図-4.6 載荷荷重 $P_o \sim$ 下端抵抗 R_{so} 関係図 ($D_r=48\%$)

が、以上の図-4.5および図-4.6に関する傾向は、 $D_r=36\%$ の気乾砂および湿潤砂についても同様であった。また、 $D_r=36\%$ の気乾砂と湿潤砂の $P_o \sim S_o$ 関係および $P_o \sim R_{so}$ 関係は、量的にもほぼ一致しており、有意な差は認められなかった。図-4.7に、 P_o と R_{so} の平均より求めた σ_v と4個の土圧計の平均値として求めた σ_h との関係曲線の例を示した。各相対密度のいずれの繰返し荷重階においても、増荷時の σ_h は σ_v の増大に伴い直線的に増加していること、減荷時の σ_h は残留し上に凸の形状となっていること、また増荷時・減荷時とも、曲線の傾きは繰返し数の増加に伴って減少し、収束する傾向のあることなどが分かる。図-4.8は、処女荷重時の $\sigma_v \sim \sigma_h$ 関係を比較したものである。 D_r が17%と36%において逆関係となっているが、湿潤砂の場合も含めて、ほぼ D_r の大きいほど曲線の傾きは小さくなっていることが分かる。そこで、各試験ごとに実験値を直線で最小二乗近似し、その傾きをもって静止土圧係数 K_o と定めた。なお、 $D_r=36\%$ の気乾砂と湿潤砂との差の原因については、測定誤差によるものとも考えられるが、定かではない。

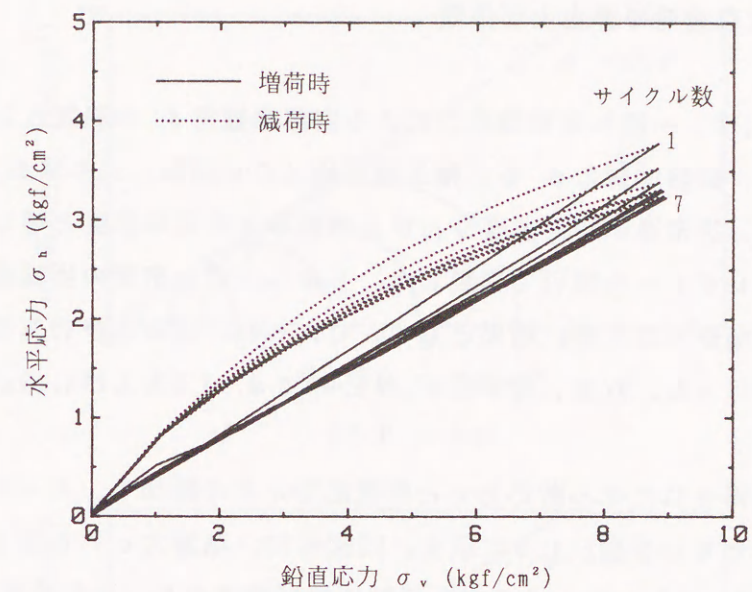


(a) $D_r = 17\%$



(b) $D_r = 94\%$

図-4.7 鉛直応力 σ_v ～水平応力 σ_h 関係図



(c) $D_r = 36\%$ (湿潤)

図-4.7 鉛直応力 σ_v ～水平応力 σ_h 関係図

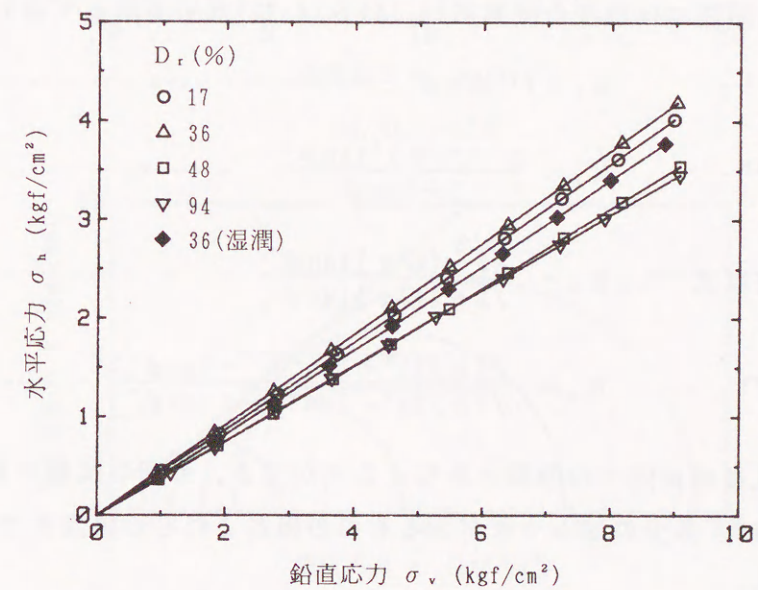


図-4.8 鉛直応力 σ_v ～水平応力 σ_h 関係比較図

4.4.3 処女荷重時の静止土圧係数

砂地盤の K_0 は、一般には有効応力による内部摩擦角 ϕ' の関数として表現される。そこで、試験地盤の ϕ' を三軸圧縮試験（CD試験）より求めることとした。供試体は、圧密後の相対密度 D_{rc} が土槽試験での相対密度と等しくなるように、サンドレイナーを用いて作製した。しかし、緩い密度の供試体は作製することができなかったため、結果として、 $D_{rc}=34, 47$ および95%の3種類について試験を行った。なお、拘束圧 σ_3 は1.0, 2.0, 3.0および4.0 kgf/cm²の4通りとした。

試験の結果得られたせん断応力 τ と垂直応力 σ との関係を、モールの応力円を使って表したものを図-4.9に示す。同図には、粘着力 $c=0$ として求めた ϕ' の値を併記しておいた。ここで、三軸圧縮試験での D_{rc} と土槽試験での D_r との間には差があるため、図-4.10に示す ϕ' と D_{rc} との関係より得られた近似曲線より土槽試験での ϕ' を求めた。この際、土槽試験での D_r は、各試験ごとに砂柱の全重量を測定して算出した値を採用した。 ϕ' と K_0 との関係を図-4.11に示す。同図には既往の提案値(4.14)~(4.17)式をも示しておいた。

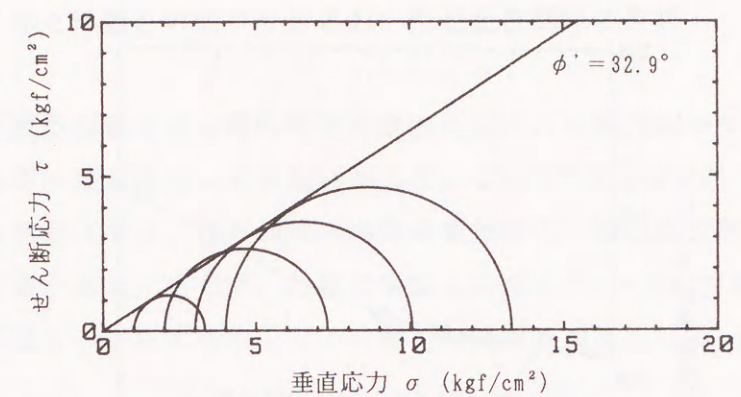
$$\text{Jaky式}^{14)} : K_0 = 1 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

$$\text{山口式}^{15)} : K_0 = \frac{1 - (2/\pi)^2 \tan \phi'}{1 + \tan \phi'} \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

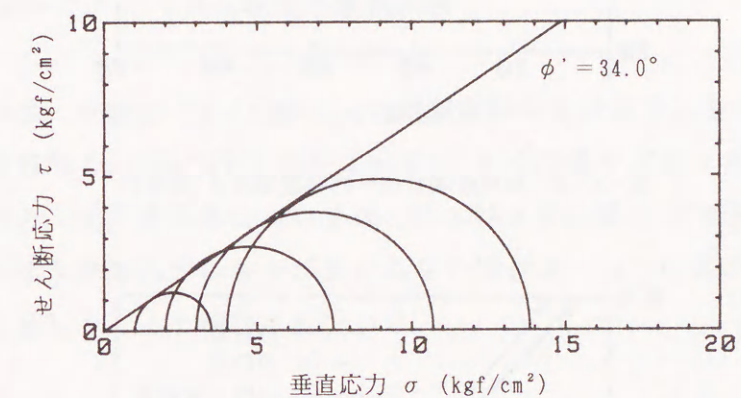
$$\text{山内・安原式}^{16)} : K_0 = \frac{\sqrt{2} - (2/\pi) \tan \phi'}{\sqrt{2} + (4/\pi) \tan \phi'} \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

$$\text{落合式}^{17)} : K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

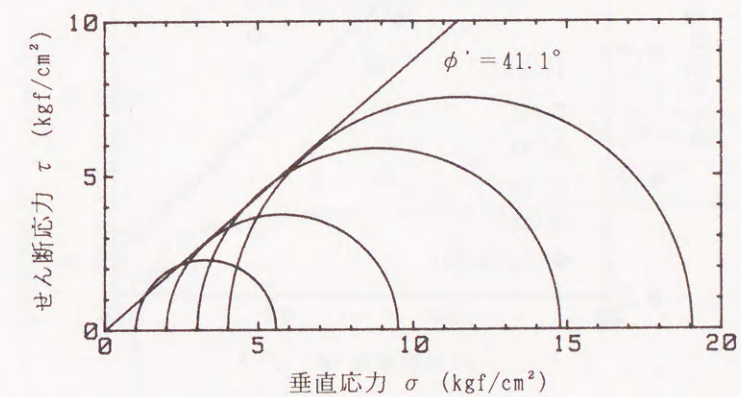
4つの提案式はほぼ同一の曲線とみなすことができ、今回の試験における処女荷重時の K_0 は、多少のばらつきがあるものの概ねこれらの提案式で表現できると考えられる。



(a) $D_{rc}=34\%$



(b) $D_{rc}=47\%$



(c) $D_{rc}=95\%$

図-4.9 三軸圧縮試験結果（モールの応力円）

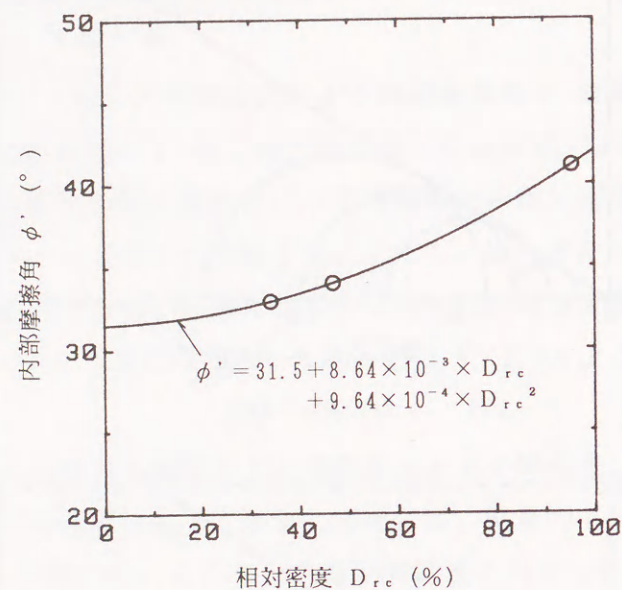


図-4.10 相対密度 D_{rc} ~ 内部摩擦角 ϕ' 関係図

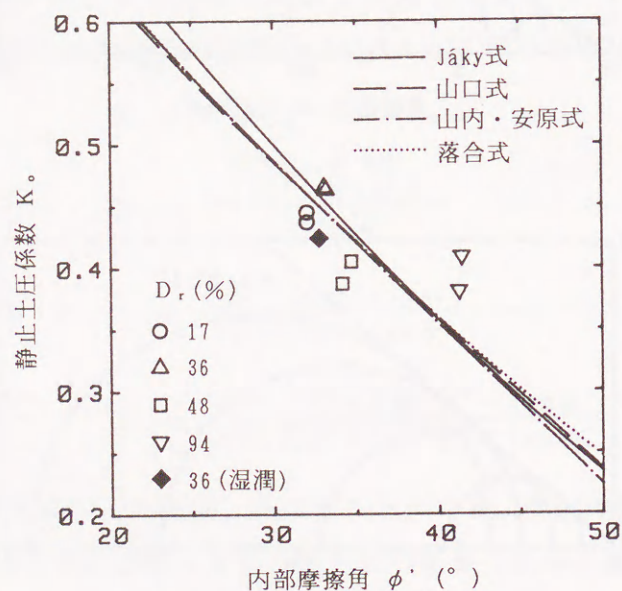


図-4.11 内部摩擦角 ϕ' ~ 静止土圧係数 K_0 関係図

4.5 棒と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係の検討

第3章の模型実験では、棒外周面の摩擦抵抗 R_{or} は量的にかなり小さく、深さ方向の分布は測定誤差による乱れが大きいことを3.4.1項で述べた。しかし、数値計算に当たっては、棒と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係を定量的に評価する必要がある。そこで、計算の対象とした $L/D = 4$ の実験のうち、 R_{or} の測定値のばらつきが比較的少ない分離型の結果を基本として、改めて検討を行う。

4.5.1 砂～アルミニウム板間の摩擦試験

図-4.12は、分離型 ($L/D = 4$) の载荷実験における R_{or} を外周面積で除した平均摩擦応力 f_o と棒の沈下量 S ($= S_F$) との関係プロットしたものである。摩擦応力～沈下量関係については、杭に関する山肩ら¹⁸⁾の統計的研究があり、沈下に伴う摩擦応力の減少が見られない場合は、(4.18)式の双曲線関数によってよく近似できると報告されている。

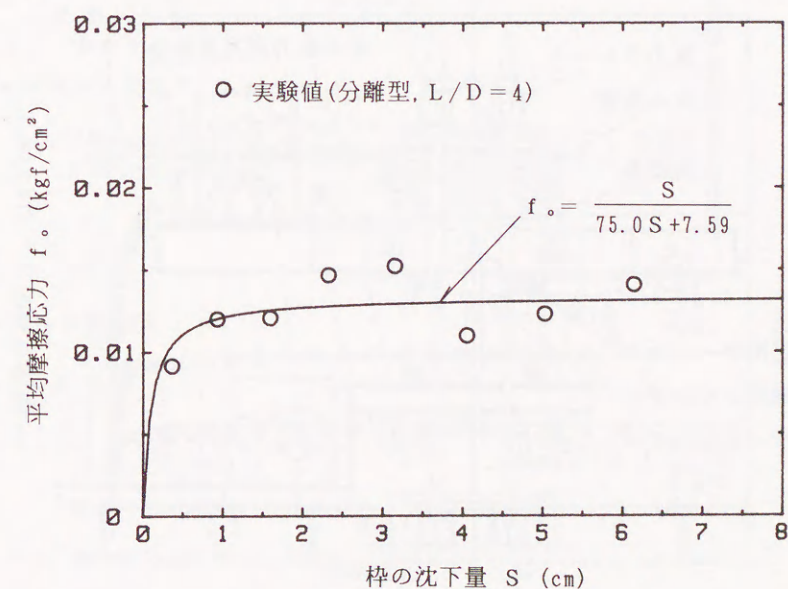


図-4.12 棒外周面の平均摩擦応力 f_o ~ 棒の沈下量 S 関係図

$$f_0 = \frac{S}{a S + b} \quad (a, b \text{ は係数}) \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

そこで、図-4.12の実験値を(4.18)式で最小二乗近似して求めた曲線を実線で併記した。同曲線式は、先端抵抗～先端沈下量関係に関する(3.1)および(3.2)式と同形であるが、図-3.19と比較すると、 $f_0 \sim S$ 関係は比較的沈下量の小さい範囲で f_0 のほとんどが発揮されていることが分かる。

同一沈下量での f_0 が深さに一次的に比例するものとすれば、図-4.12の曲線は枠の中央深さ($L/2 = 30\text{cm}$)での $f_0 \sim S$ 関係と考えることができる。そこで、地盤の拘束圧と摩擦応力との関係の評価するため、中型単純せん断試験機¹⁹⁾を用いてアルミニウム板と砂との摩擦試験を実施した。

使用した試験機(図-4.13参照)は、高田ら²⁰⁾が提案した方式の単純せん断試験機を、摩擦せん断試験をも行えるように改良したものであって、下方より上向きに拘束圧を加えること、せん断箱内の供試体の一様なせん断変形を確保できることなどの特徴を有する。せん断箱は鋼製フレーム(内法300mm×200mm、

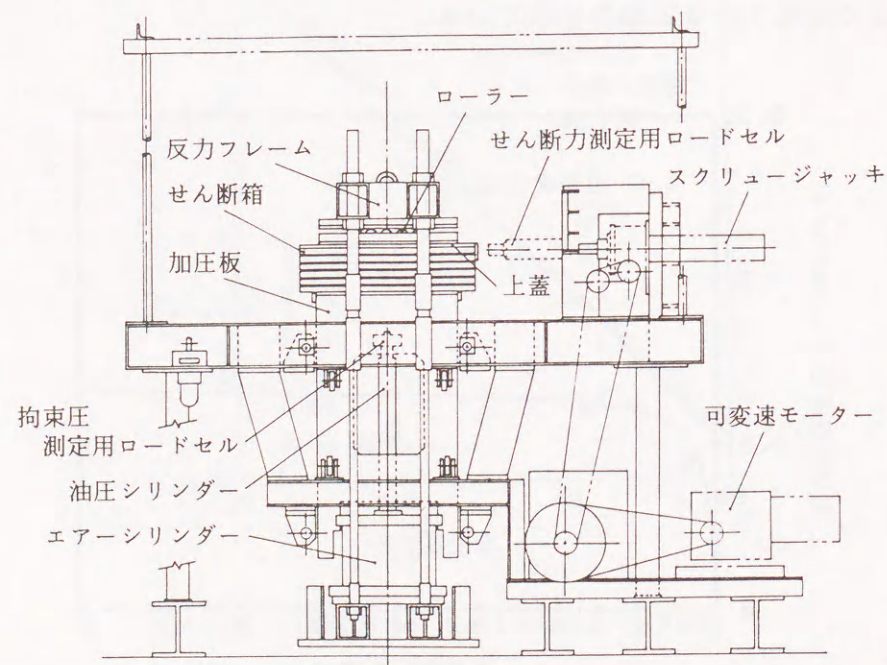


図-4.13 試験装置

厚さ20mm)を6段積み重ねたものであって、供試体作製時に各フレーム間に厚さ5mmのスペーサーを仮設し、供試体作製後これらを取除くことによって、拘束圧負荷時およびせん断中の土の圧縮に対処できるようになっている。拘束圧負荷後の供試体高さは140～150mmとなる。摩擦面としては、模型実験で模型枠の作製に使用したアルミニウム板(厚さ0.8mm)を、加圧板の上に接着剤で貼付けた。砂供試体は、模型実験に使用した淀川砂を用い、実験地盤とほぼ等しい相対密度($D_r = 35\%$)となるよう、サンドレイナーによって作製した。試験は、設定拘束圧を15分間加えた後、定圧状態で変位速度を毎分1mmとして行なった。拘束圧 σ_n としては、0.5, 1.0および2.0kgf/cm²の3通りを設定した。なお、試験中は摩擦面に先行してかかる砂自重、せん断箱の上蓋およびローラーの荷重0.095kgf/cm²がさらに加わっている。

図-4.14は、試験結果を示したものであって、横軸は最下段フレームとアルミニウム板との相対変位 δ_s を、縦軸は摩擦応力度 τ_s を表わしている。図中の実線は、 $\sigma_n = 1.095\text{kgf/cm}^2$ の結果を(4.18)式と同様の双曲線関数で最小二乗近似して求めた曲線である。この曲線式を基準として、 σ_n の比率で τ_s が増減するものと仮定して他の σ_n の場合を描いたのが同図中の点線である。各実験値と

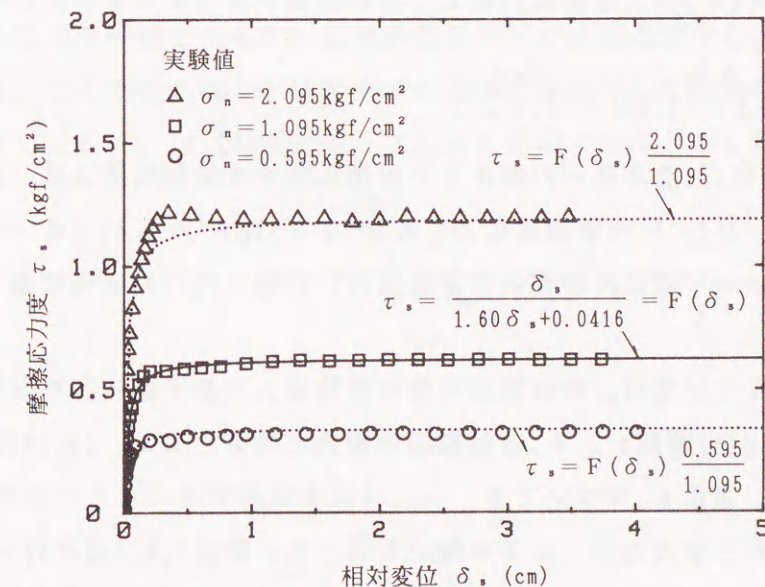


図-4.14 摩擦試験での摩擦応力度 τ_s ～相対変位 δ_s 関係図

曲線とはよい対応を示していることが分かる。

4.5.2 摩擦応力～相対変位関係

図-4.14の $\tau_s \sim \delta_s$ 関係は、杵とこれに接する地盤との摩擦応力～すべり変位 δ_s 関係を表したものと見える。これに対して、前出の図-4.12の $f_o \sim S$ 曲線における S は、 δ_s のほかに外周地盤のせん断変形量に加わったものと考えられる。したがって、図-4.14の関係曲線をそのまま模型実験の結果として、数値計算に適用することはできない。そこで、暫定的に以下の方法で摩擦応力～相対変位関係を評価することとした。

まず杵外周面については図-4.12の $f_o \sim S$ 関係曲線を基準として、各節点深さでの地盤の水平応力 $K_o \gamma Z$ (γ : 地盤の単位体積重量)の大きさに応じて次の関係曲線が成立つものとした。

$$f_o = \frac{S}{75.0S + 7.59} \times \frac{K_o \gamma Z}{K_o \gamma L/2} \dots\dots\dots (4.19)$$

また杵内面については、(4.19)式と同様の(4.20)式を採用することとし、杵内土の水平応力 $K_o \sigma_v$ の大きさに応じて関係曲線が変化するものとした。

$$f_i = \frac{\Delta S}{75.0\Delta S + 7.59} \times \frac{K_o \sigma_v}{K_o \gamma L/2} \dots\dots\dots (4.20)$$

ここで、 K_o 値は4.4節で述べた静止土圧係数に関する試験結果より、式の簡便さを考慮して、Jáky¹⁴⁾の提案式による $K_o = 1 - \sin \phi' = 0.46$ ($\phi' = 33^\circ$: 三軸圧縮試験によって求めた地盤の内部摩擦角)が杵の内外の全長に渡って成立つものとした。

次に一体型については、杵外周面の摩擦抵抗 R_o の測定値に乱れが見られたため(図-3.18(b)参照)、 f_o は分離型の場合と同等として、(4.19)式をそのまま採用した。また f_i についても、(4.20)式を採用することとしたが、実験値との間に誤差が生じたため、以下の補正を行った。前述3.4.2項の滑らかな曲線近似による杵内土の軸方向力分布から、0.5D区間ごとの平均摩擦応力を求め、この摩擦応力の(4.20)式による f_i に対する比 C を Z/D との関係で示したのが

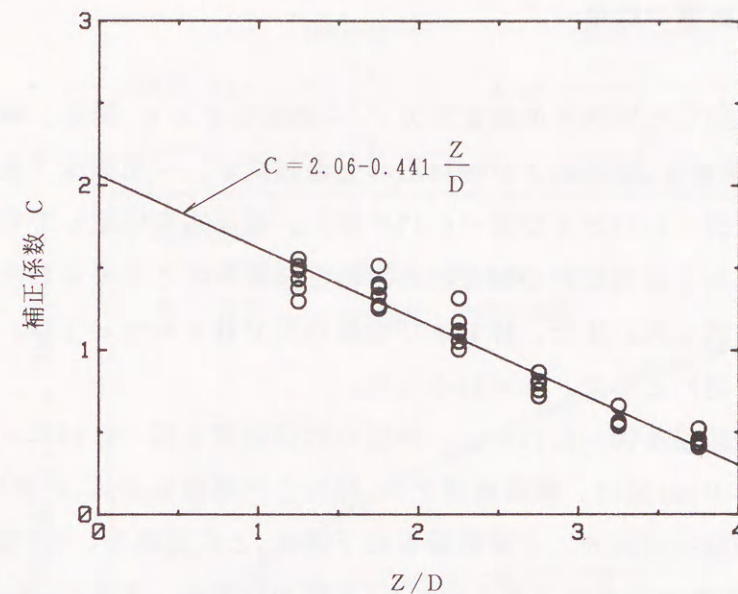


図-4.15 摩擦応力 f_i の補正係数 $C \sim Z/D$ 関係図(一体型)

図-4.15である。ただし、摩擦応力が小さく計算誤差が大きい第1および第2荷重階と上部1D間の値は除外してある。同図より、ある程度のばらつきはあるものの、 C は深さに伴ってほぼ直線的に減少していることが分かる。この原因については不明確であるが、載荷板底面直下の局部応力などによるものと推察される。ここではこれらの値を直線で最小二乗近似した図中の実線の関係を保正係数 C として、(4.20)式に乗じて計算に採用することとした。

4. 6 数値計算の結果

数値計算に採用した杵内土の鉛直応力 σ_v ～鉛直ひずみ ε_v 関係、杵の先端抵抗 p_p ～先端沈下量 S_p 関係および杵内土の先端抵抗 p_{sp} ～先端沈下量 S_{sp} 関係を、あらためて図-4.16および図-4.17に示し、関係式を併記しておいた。なお、杵の弾性係数 E は模型杵の軸方向加力検定試験によって得られた $E = 7.3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ を採用した。また、杵および地盤の区分数 n については、区間長さ $h = 3.75 \text{ cm}$ （一定）として、 $n = 16$ とした。

分離型の計算結果を図-4.18に、一体型の計算結果を図-4.19に、実験値と併せて示す。各々(a)図は、載荷荷重 P_o 、杵内土先端抵抗 R_{sp} 、杵先端抵抗 R_p および杵外周面摩擦抵抗 R_{ot} と載荷板の沈下量 S_o との関係を、(b)図は、杵内土の沈下量 S_{sp} および杵の沈下量 S_p の Z/D 方向の分布を、また(c)図は、杵内土の軸方向力 R_{sp} の分布を示したものである。なお、一体型については、前述のごとく外杵のひずみ測定値に乱れがあるため、図-4.19(a)の R_{ot} の実験値は、分離型の場合と同等として算出してある。図-4.18, 図-4.19の両図の(a)および(b)より、分離型・一体型ともに、計算値は実験値と非常によい一致を示してい

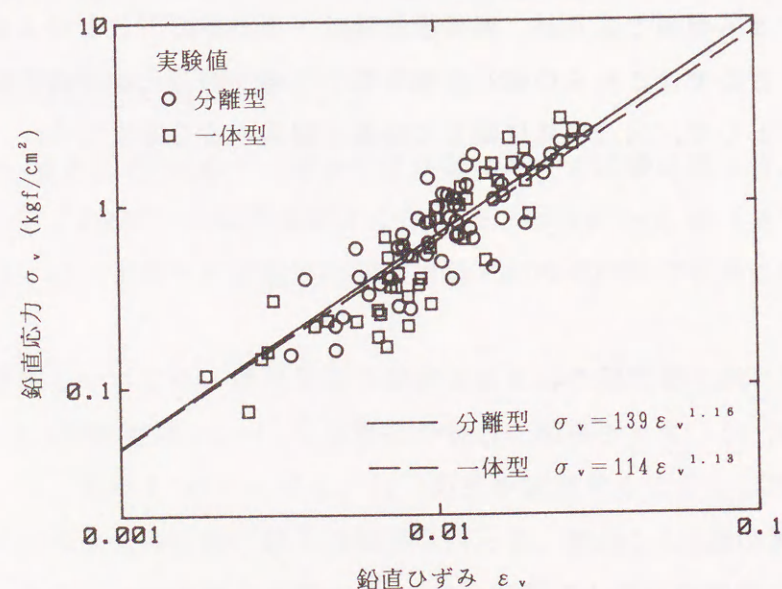


図-4.16 杵内土の鉛直応力 σ_v ～鉛直ひずみ ε_v 関係図

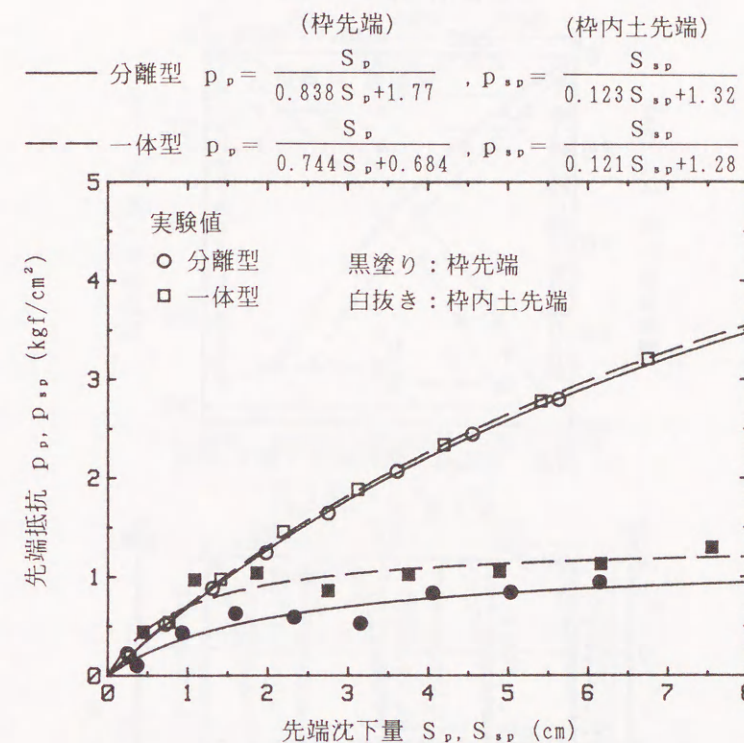
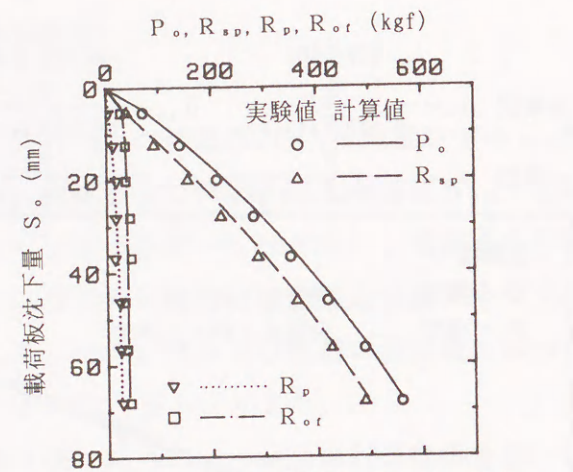
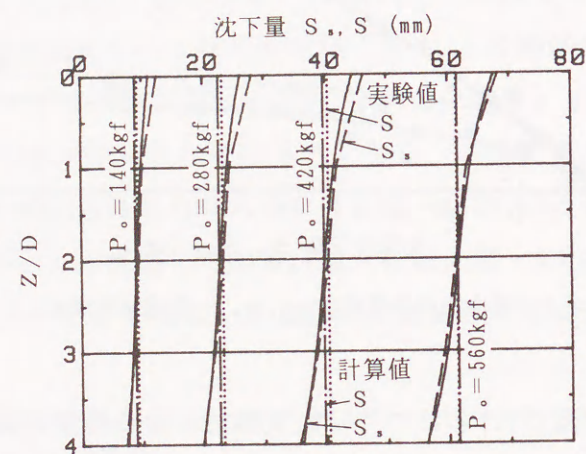


図-4.17 杵および杵内土の先端抵抗 p_p, p_{sp} ～先端沈下量 S_p, S_{sp} 関係図

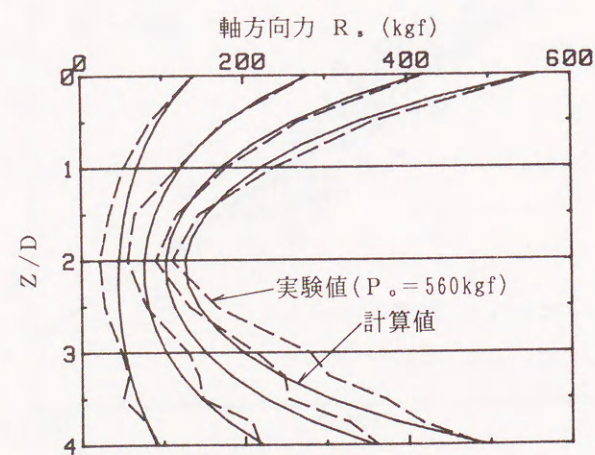
ることが分かる。両図の(c)においては、実験値にある程度の乱れが見られるものの、計算値と実験値とはかなりよい対応を示していると言える。



(a) 荷重，各抵抗～載荷板沈下量 S_o 関係

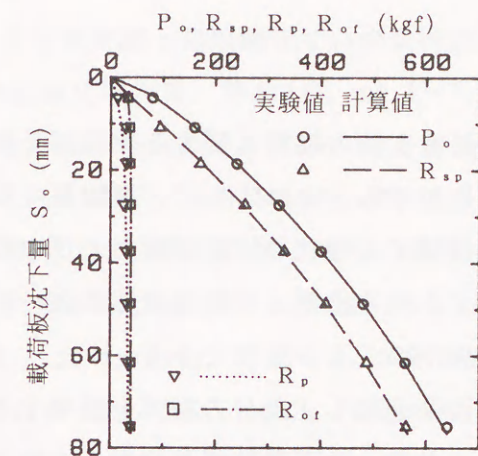


(b) 棒内土および棒の沈下量分布

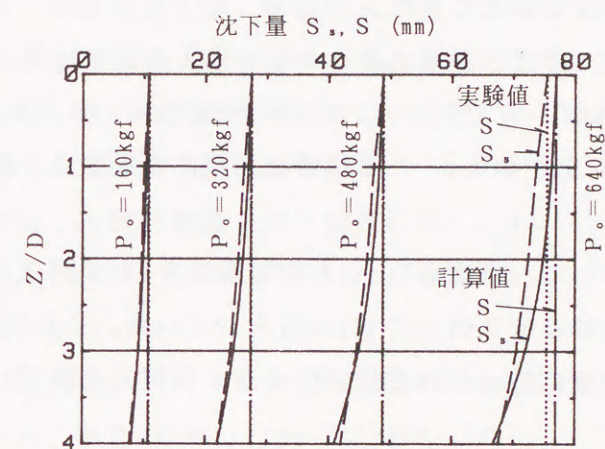


(c) 棒内土の軸方向力分布

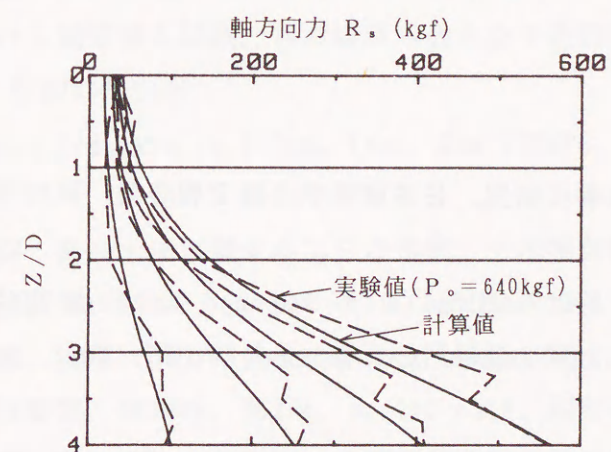
図-4.18 分離型の計算値と実験値との比較図



(a) 荷重，各抵抗～載荷板沈下量 S_o 関係



(b) 棒内土および棒の沈下量分布



(c) 棒内土の軸方向力分布

図-4.19 一体型の計算値と実験値との比較図

4. 7 結 語

以上本章では、杵基礎の鉛直支持力機構に関する理論解を提示し、数値計算結果と模型実験の結果とを比較することによって、理論解の妥当性の検討を行った。また、静止土圧係数に関する砂柱の圧縮試験および中型単純せん断試験機を用いた摩擦試験によって、杵と地盤との間の摩擦応力～相対変位特性の検討を行った。結論として、以下のことが指摘できる。

① 杵および地盤に区分法を適用し、差分方程式を誘導する方式による本理論解によって、模型実験での荷重～沈下量関係や杵内土の沈下量分布および軸方向力分布をよい精度で表現できた。

② 側方拘束された砂柱の圧縮試験における土圧測定の結果、処女荷重時の静止土圧係数 K_0 はほぼ一定であって、地盤の密度が高いほど K_0 値は減少した。また、 K_0 と地盤の内部摩擦角 ϕ' との関係は、既往の提案式で概ね表現できることが分かった。

③ 摩擦試験において、摩擦応力 τ と相対変位 δ との関係は、双曲線関数で表現でき、拘束圧にはほぼ比例して τ は増大していた。この特性に基づいて、杵と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係を表す曲線式を誘導し、数値計算に適用した。

参考文献

- 1) 南和夫：筒基礎の研究，日本建築学会論文報告集，第39号，pp.1～17，昭和24年11月
- 2) Kuzmanović, B.O. and Balla, Ā. : Spread footings on "reinforced" soil, Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.3, pp.318-326, 1970.8
- 3) Broms, B.B., Ivmark, G. and Mattson, A. : Tubular Elements as Foundation for Structures, Proc. 10th ICSMFE, Vol.2, pp.61-66, 1981.6

- 4) 山肩邦男，永井興史郎：開端鋼管ぐいの支持力に関する考察（その1），日本建築学会論文報告集，第212号，pp.1～8，昭和48年10月
- 5) Schultze, E. and Moussa, A. : Factors affecting the Compressibility of Sand, Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.335-340, 1961.7
- 6) 山原 浩：鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構（その2），日本建築学会論文報告集，第97号，pp.34～41，昭和39年4月
- 7) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. : K_0 -OCR Relationships in Soil, Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851-872, 1982.6
- 8) 山肩邦男：建築基礎工学，朝倉書店，pp.129～133，平成2年4月
- 9) 岸田英明，高野昭信：砂地盤中の埋込み杭先端部の接地圧分布（その2，接地圧分布と埋込み杭の先端支持力の関係），日本建築学会論文報告集，第261号，pp.25～40，昭和52年11月
- 10) 土質工学会：土質試験法（第2回改訂版），pp.541～548，昭和54年12月
- 11) Terzaghi, C. : Old Earth-Pressure Theories and New Test Results, Engineering News-Record, Vol.85, No.14, pp.632-637, 1920.9
- 12) Tschebotarioff, G.P. : Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, McGraw-Hill, pp.247-259, 1951
- 13) 山肩邦男，伊藤淳志，下平祐司，南坂貴彦：鋼管で側方拘束された砂地盤における標準貫入試験，日本建築学会大会学術講演梗概集B，pp.899～900，昭和60年10月
- 14) Jáký, J. : Pressure in Silos, Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.103-107, 1948.6
- 15) 山口柏樹：静止土圧に関する二三の考察，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集，第3部，pp.109～110，昭和47年10月
- 16) 山内豊聰，安原一哉：粘性土の静止土圧係数に関する一考察，土質工学会論文報告集，第14巻，第2号，pp.113～118，昭和49年6月
- 17) 落合英俊：砂の静止土圧係数，土質工学会論文報告集，第16巻，第2号，pp.105～111，昭和51年6月
- 18) 山肩邦男，永井興史郎：杭の周面摩擦応力度 f ～沈下量 S 関係の近似式

とその統計値，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 2315～2316，昭和56年9月

- 19) 山肩邦男，小椋仁志，伊藤淳志，加藤史彦：中型単純せん断試験機を用いた砂～モルタル板間の摩擦試験，日本建築学会大会学術講演梗概集 B，pp. 1409～1410，平成元年10月
- 20) 高田直俊，三笠正人，柚木裕二：一面，単純せん断試験機の改良と比較試験，第35回土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅲ，pp. 293～294，昭和55年

第5章 枠基礎の荷重～沈下機構

5.1 概説

第3章の模型枠基礎の鉛直載荷実験より、枠基礎の支持力は枠外周面の摩擦抵抗および枠先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、枠内土先端の抵抗が支配的であることは既に述べた。言い替えれば、枠内土の応力～変形特性が枠基礎の荷重～沈下性状を支配すると考えることができる。この場合、模型実験での枠内土の軸方向力および沈下量分布の形状は、3種類の載荷型式でそれぞれ異なっており、これらはさらに、第2章の砂柱の圧縮試験の場合とは相違していることが注目される。

そこで、これらの関係を比較検討することを目的として、第4章の理論解析法を適用したモデル解析を行うこととした。本章では、その解析結果について報告する。そして最後に、これまでの実験および解析結果をもとに、枠基礎の荷重～沈下機構の総括的な考察を行う。

5. 2 枠内土の挙動特性に関するモデル解析

5. 2. 1 解析モデル

図-5.1は、前記の目的のための対象モデルであって、(a)分離型ケース、(b)一体型ケース、(c)枠載荷型ケースおよび(d)砂柱圧縮ケースと名付ける。(a)～(c)の載荷型式は、それぞれ第3章の載荷実験での(a)分離型、(b)一体型および(c)枠載荷型に対応している。これらはいずれも、砂柱下端を固定とし、鋼管外周面の摩擦抵抗および鋼管下端の抵抗はないものとしてある。(d)は第2章の圧縮試験の場合である。

5. 2. 2 解析の方法

4.3節で誘導した理論式において、枠外周面の摩擦応力に関する項を消去した基本式(5.1)～(5.4)を以下に引用し、同式を図-5.1の解析モデルに適用する場合の境界条件を示す。

鋼管および砂柱の j 区間 ($j = 1 \sim n$) について、(5.1)式および(5.2)式が成立つ(図-5.2参照)。

$$-\frac{S(j+1) - S(j)}{h(j)} = \frac{R(j+1) + R(j)}{2AE} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$-\frac{\{S(j+1) - \Delta S(j+1)\} - \{S(j) - \Delta S(j)\}}{h(j)} = \frac{R_s(j+1) + R_s(j)}{2A_s E_s(j)} \dots\dots\dots (5.2)$$

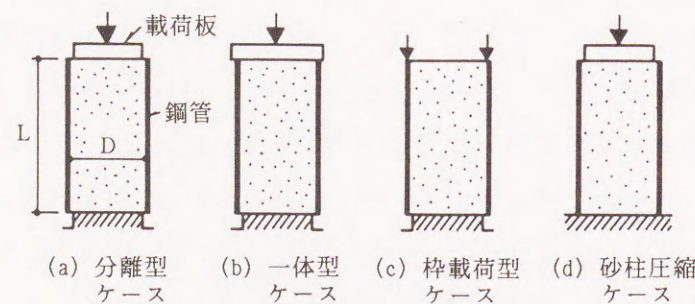


図-5.1 解析対象モデル

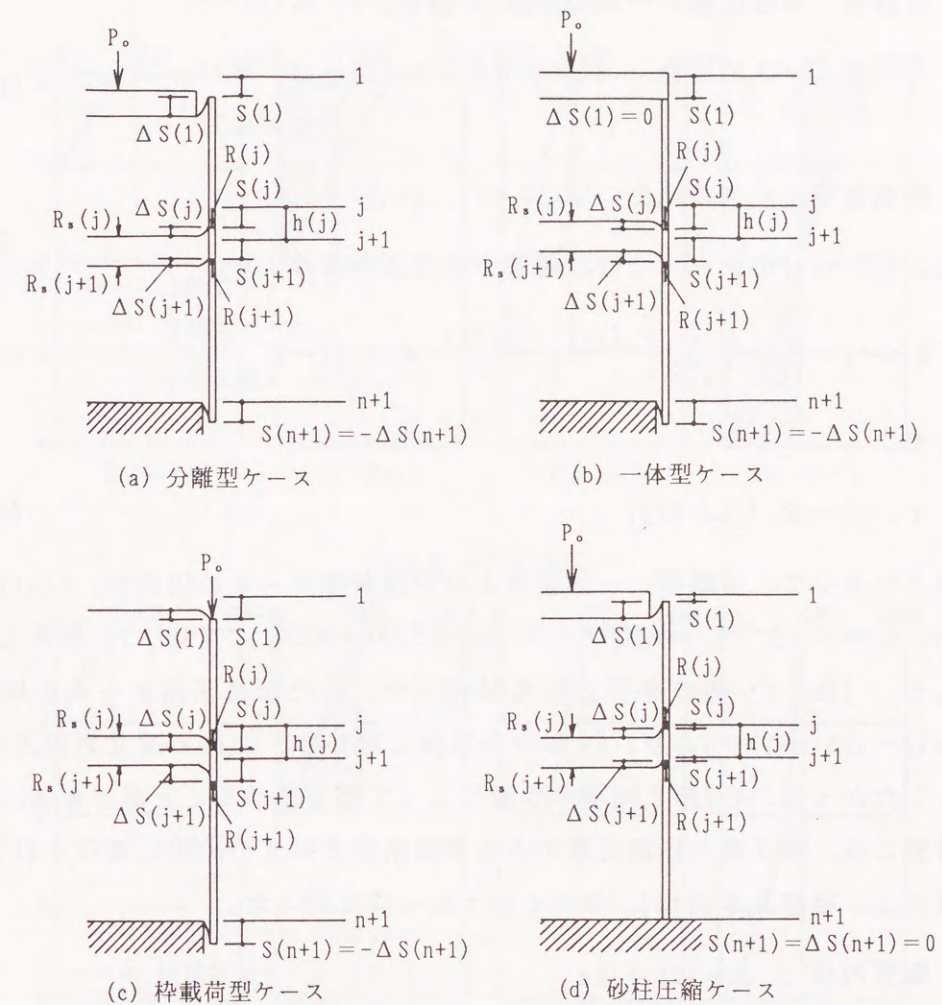


図-5.2 記号説明図

ただし、

$$R(j) = R(1) - \sum_{l=1}^{j-1} \frac{f_l(l+1) + f_l(l)}{2} \phi_l h(l) \dots\dots\dots (5.3)$$

$$R_s(j) = R_s(1) + \sum_{l=1}^{j-1} \frac{f_l(l+1) + f_l(l)}{2} \phi_l h(l) \dots\dots\dots (5.4)$$

ここに、

$$\left. \begin{array}{l} \text{分離型・砂柱圧縮ケースの場合 : } R(1)=0, R_s(1)=P_0 \\ \text{一体型ケースの場合 : } R(1)=\alpha P_0, R_s(1)=(1-\alpha)P_0 \\ \quad (0 \leq \alpha \leq 1) \\ \text{枠載荷型ケースの場合 : } R(1)=P_0, R_s(1)=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.5)$$

また、(a)～(c)のケースでは、鋼管下端自由の条件より、

$$R(n+1) = R(1) - \sum_{i=1}^n \frac{f_i(l+1) + f_i(l)}{2} \phi_i h(l) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

ここで、

$$f_i(j) = \beta_i(j) \Delta S(j) \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

以上において、分離型、一体型および枠載荷型ケースの場合は、 $S(n+1) = -\Delta S(n+1) \neq 0$ 、さらに一体型ケースでは $\Delta S(1) = 0$ より、 $(2n+1)$ 個の未知数に対して、 $(2n+1)$ 個の連立方程式が成立つ。また砂柱圧縮ケースの場合は、 $S(n+1) = \Delta S(n+1) = 0$ より、 $2n$ 個の未知数に対して、 $2n$ 個の連立方程式が成立つ。したがって、4.3節と同様の手順によって解を求めることができる。

計算には、第2章の圧縮実験のうち相対密度が49%の結果に基づく以下の値を採用し、砂柱長さ径比 $L/D = 1 \sim 4$ について行った。

$$\left. \begin{array}{l} \text{鋼管内径 : } D = 206.4 \text{ mm} \\ \text{肉厚 : } t = 5.0 \text{ mm} \\ \text{弾性係数 : } E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_v = 1860 \varepsilon_v^{1.48} \text{ kgf/cm}^2 \\ f_i = 3.29 \Delta S^{1.73} \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.8)$$

5.2.3 解析の結果

図-5.3は、モデル解析($P_0 = 32 \text{ tf}$)による砂柱の沈下量 S_s と鋼管の沈下量 S との深さ方向分布を示したものである。分離型ケースの場合、鋼管と砂柱と

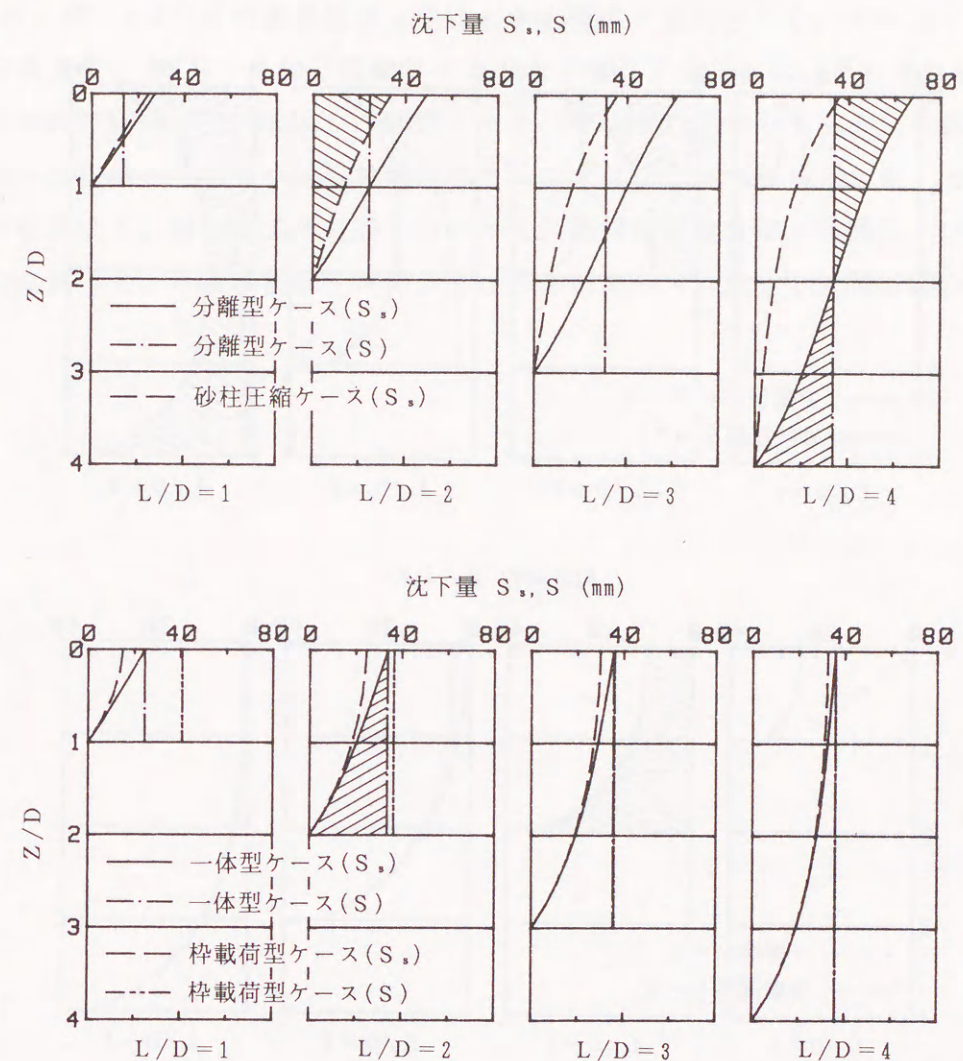


図-5.3 モデル解析による沈下量分布図

の相対変位 $\Delta S (= S_s - S)$ は、砂柱の中央を0として上下で逆対称となっており、第3章図-3.14(a)の実験結果と同様の傾向を示している。一体型ケースの ΔS は、図-3.14(b)と同様に下端で最も大きく、上方に向かって減衰し、上端で0となる。これに対し、砂柱圧縮ケースでは、 $\Delta S (S \approx 0)$ は第2章の実験結果(図-2.15(a)参照)と同様に、深さに伴って減衰し、砂柱下端で0になる。ここで、分離型ケースの上半分の ΔS 分布(例えば $L/D = 4$ の右下りハッチング部分)がその半分の L/D の砂柱圧縮ケースの ΔS 分布($L/D = 2$ の右

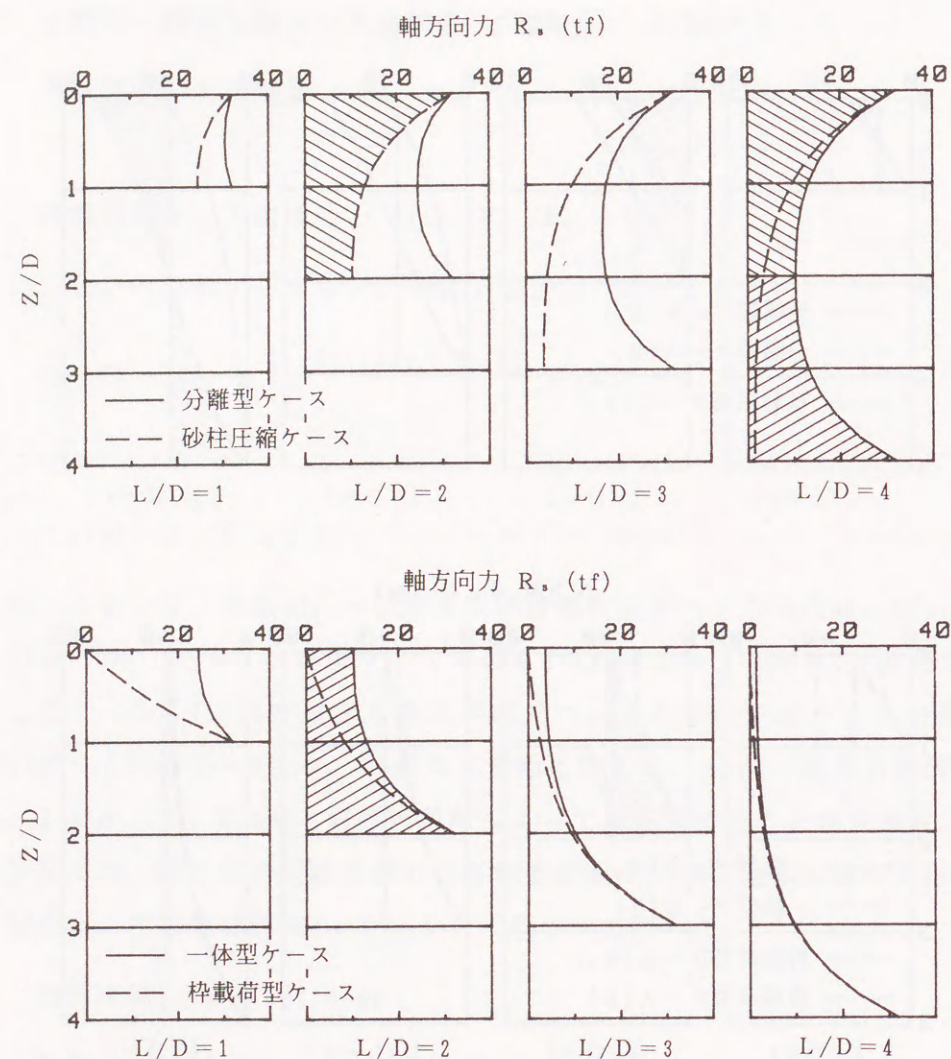


図-5.4 モデル解析による軸方向力分布図

下りハッチング部分)と、また分離型ケースの下半分の ΔS 分布(例えば $L/D = 4$ の左下りハッチング部分)がその半分の L/D の一体型ケースの ΔS 分布($L/D = 2$ の左下りハッチング部分)とまったく同じ計算値を示している。樁載荷型ケースの ΔS は、一体型ケースと同様に下端で最も大きく、上方に向かって減衰するが、 L/D が小さい場合は上端での ΔS が大きい。しかし、 L/D の増加に伴って一体型ケースの分布に近づいてくることが分かる。

図-5.4は、砂柱の軸方向力 R_z の分布を示したものである。分離型ケースの

R_z は、図-3.21(a)の実験結果と同様に中央深さで最も小さく、その上下が対称であって、 $L/D = 4$ の分離型ケースの上半分と下半分とは、それぞれ $L/D = 2$ の砂柱圧縮ケースおよび一体型ケース(それぞれ図中のハッチング部分)と同一計算値となっている。樁載荷型ケースでは、下端で最も大きく、上端で0に収束する。軸方向力の分布についても、相対変位の分布と同様に、 L/D の増加に伴って、樁載荷型ケースの分布は一体型ケースに近づく傾向が認められる。

5. 3 荷重～沈下機構

模型実験および理論解析の結果より、樁基礎の荷重～沈下特性としては、樁外周面の摩擦抵抗および樁先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、樁内土および樁内土先端下部地盤の圧縮性が支配的とみてよいことが分かった。この際、樁内土の軸方向力および樁と樁内土との相対変位は、分離型では樁内土の上端および先端より中央深さに向かって、一体型では樁内土先端より上方に向かってそれぞれ減少し、ある距離において0に収束する。この樁内土の上端または先端よりの収束距離を、以下 L_c で表現する。表-5.1は、既往の管内砂の圧縮実験または押上げ実験結果による L_c の値を、本研究結果も含めて実験条件とともに示したものである。同表より、鋼管内径が比較的小さい石堂らの実験結果を除けば、 L_c は $(4 \sim 5)D$ と考えてよかろう。さらに、鋼管端部より $2D$ の範囲で、砂柱の圧縮変形および鋼管と砂柱との間の摩擦抵抗の80～90%が生じていることは、いずれの実験においても一致するところであって、樁内土は上端あるいは先端から $2D$ 間の圧縮性が特に支配的であるといえる。

以下では、樁基礎の載荷型式ごとに、樁の根入れ長さ L と上記の L_c との関係を考慮した荷重～沈下機構について述べる。

表-5.1 管内砂の圧縮・押上げ実験での L_c 値

研究者	鋼管内径 D (mm)	肉厚 t (mm)	使用砂	密度	方法	L_c
原・岸田ら ¹⁾	205.5	5.4	富士川砂	$\rho = 1.65 \sim 1.72 \text{g/cm}^3$	押上げ	$4D$
石堂・山内 ²⁾	15～106	不明	相馬砂	$\rho = 1.5 \sim 1.6 \text{g/cm}^3$	押上げ	$7D$
大志万・菅野ら ^{3), 4)}	609.6～1016	14～16	浅間山砂	不明	押上げ	$4D$
松浦・芳賀 ^{5), 6)}	106	4.2	弓ヶ浜砂	$D_r = 5 \sim 15, 90\%$	圧縮	$5D$
筆者	206.4	5.0	淀川砂	$D_r = 8, 49, 94\%$	圧縮	$5D$

5.3.1 分離型の場合

$L < 2L_c$ の場合を図-5.5(a)に、 $L \geq 2L_c$ の場合を図-5.5(b)に示した。図中の記号 S_F は、樁を剛体とみなしての沈下量を表す。いずれも、樁内土は中央深さにおいて樁と固定されたのと同等の状態で上端および先端より圧縮される。 $L < 2L_c$ の場合、樁内土の軸方向力 R_z は中央深さにおいて0にはなりきらない。したがって、基礎フーチングの沈下量 S_0 は、樁で拘束された $L/2$ の長さの地盤の圧縮量の2倍と、下部地盤の沈下量との和となる。 $L \geq 2L_c$ の場合は、樁内土上端および先端よりそれぞれ L_c 付近で R_z は0に収束し、以遠の中央部分は初期の地盤状態のまま、樁とともに剛体的に沈下する。 S_0 は、樁で拘束された上下各 L_c 間の地盤の圧縮量と、下部地盤の沈下量との和と考えることができる。

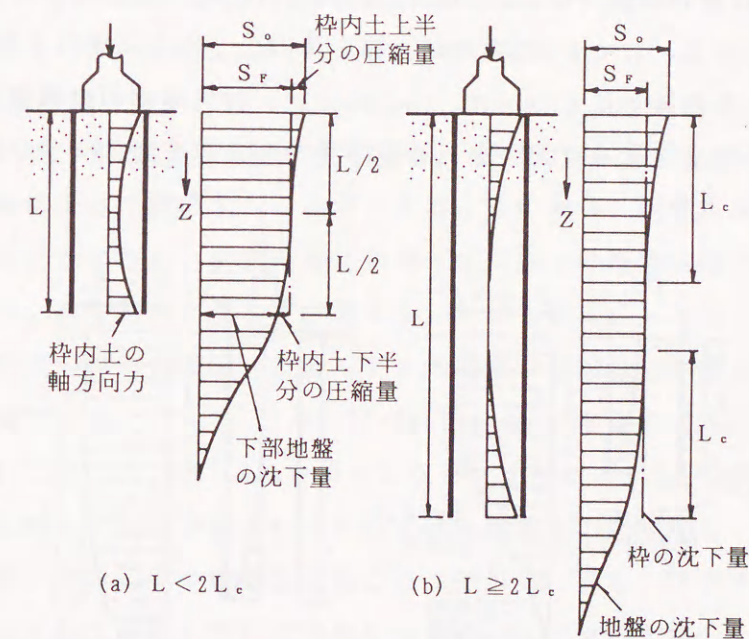


図-5.5 分離型樁基礎の沈下性状

5.3.2 一体型の場合

杵内土は上端が杵と固定された状態で先端より押上げられる。 $L < L_c$ の場合と $L \geq L_c$ の場合とに分けられ、杵内土の圧縮状態は、2倍の根入れ長さをもった分離型での下半分と等しい。すなわち、図-5.6に示した関係が成り立つ。同図(b)の $L \geq L_c$ の場合には、杵内土先端より L_c の位置で R_s は0に収束し、それ以浅では載荷荷重の100%を杵が支持する。 S_o は(a),(b)いずれの場合も、杵内土の圧縮量と下部地盤の沈下量との和となることは、分離型の場合と同様である。

5.3.3 杵のみに荷重が作用した場合

比較として、杵のみに荷重が作用した場合を考える。 $L < L_c$ の場合と $L \geq L_c$ の場合とに分けて図-5.7に示した。杵内土は上端が開放された状態で先端より押上げられる。 $L < L_c$ の場合は、杵と杵内土上端とにずれを生じ、杵内面の摩擦抵抗が発揮されにくい。 $S_o (= S_f)$ は、杵外周面の摩擦抵抗および杵先端肉厚部の抵抗によって規定される沈下量の割合が比較的大きい。 $L \geq L_c$ の

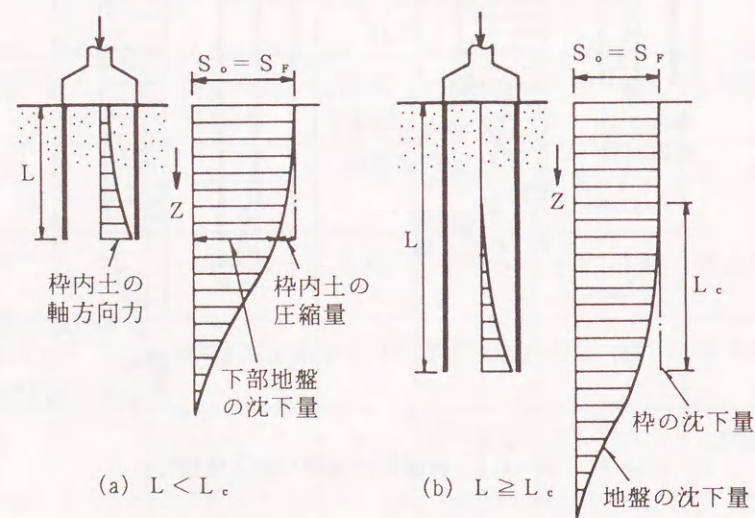


図-5.6 一体型杵基礎の沈下性状

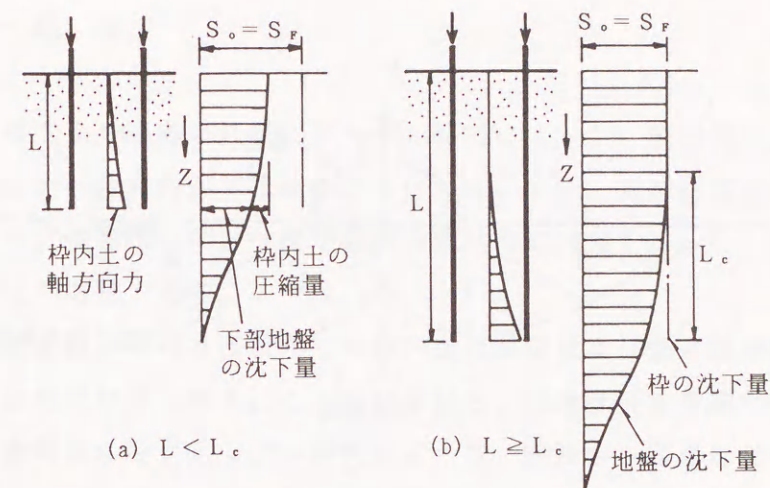
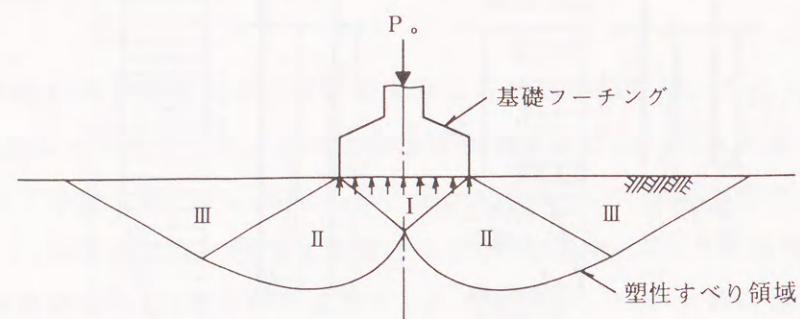


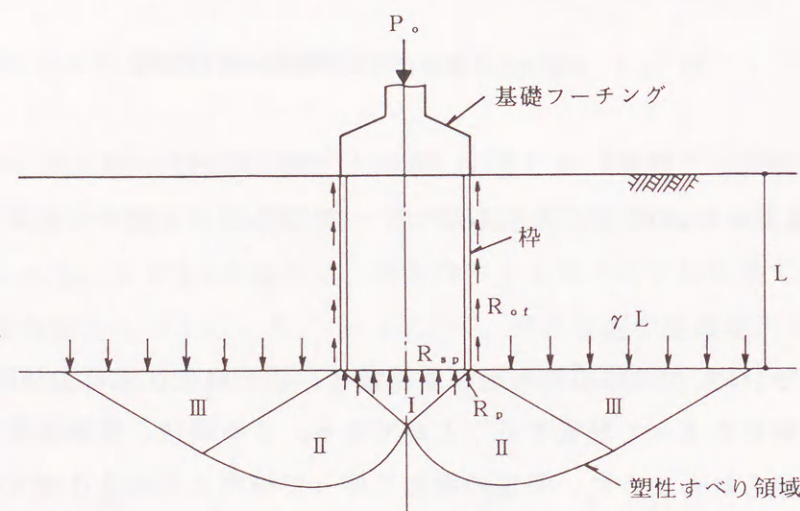
図-5.7 杵のみに荷重が作用した場合の沈下性状

場合は、杵内土の閉塞効果により、杵内土上端と杵とが一体となって沈下する。 R_s は先端より L_c の位置で0に収束し、一体型の場合と同等の荷重～沈下性状を示す。

以上において、 L_c 間の杵内土の圧縮量は、側方拘束状態の土の圧縮試験あるいは理論解析によって評価することができる。この場合、実験結果および解析結果にも見られたように、荷重の増加に伴って杵内土の剛性は増大し、杵が健全である限り、粒子破壊に至るまで堪えることができる。したがって、支持力的には、載荷面が杵の先端深さにあって、外周面の摩擦抵抗が等しい直接基礎と同等と評価できる。これを、Prandtl-Terzaghi系の地盤の対称型破壊形の考え方⁷⁾を用いて表すと、図-5.8のようになる。すなわち、(b)の杵基礎は(a)の直接基礎と比較して、杵が根入れされただけ先端支持力は増加し、量的には比較的小さいが、杵外周面の摩擦抵抗もこれに加わる。また、杵内土の圧縮量は、基礎フーチングの沈下量に対してかなり小さく、沈下量の大部分を杵内土下部地盤の沈下が占める。このため分離型と一体型とでは、同一荷重時の沈下量の差は小さい。定量的には、杵根入れ長さが $2L_c$ 以上の場合、分離型の方が上部 L_c 間の杵内土の圧縮量分だけ一体型より沈下量が大きいと考えることができる。



(a) 直接基礎



(b) 樁基礎

図-5.8 樁基礎の支持力状態

5. 4 結 語

以上、樁内土の挙動に注目したモデル解析によって、載荷型式の違いによる樁内土の応力～変形特性の比較検討を行った。また、実験結果および理論解析の結果より、樁基礎の荷重～沈下機構の総括的な考察を行った。結論として、以下のことが指摘できる。

① 載荷実験における各型式での樁内土の挙動および側方拘束鋼管内の砂柱の挙動には相違がみられる。この点に注目し、理論解析法を適用して行った樁内土の挙動特性に関するモデル解析によって、実験から得られた特性が検証され、樁内土に関しては、図-5.1のモデルで説明できることが分かった。

② 樁基礎は、樁外周面の摩擦抵抗および樁先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、樁内土および樁内土先端下部地盤の圧縮性が支配的である。その際、樁内土は荷重の増加に伴って剛性が増大するため、支持力的には、樁の根入れ長さと同じ根入れの直接基礎と同等と評価された。

③ 基礎フーチングの沈下量は、樁内土の圧縮量と下部地盤の沈下量との和であって、沈下量の大部分を下部地盤の沈下量が占めるものの、載荷型式および樁根入れ長さの違いによって、図-5.5および図-5.6に示す地盤の沈下量分布になるものと結論づけられた。

参考文献

- 1) 原 悟視, 岸田英明, 鈴木文雄: 開端杭内部に詰った乾燥砂の挙動, 第8回土質工学研究発表会, pp. 487~490, 昭和48年6月
- 2) 石堂 稔, 山内豊聰: 開端杭先端の管内土の抵抗について, 九大工学集報, 第47巻, 第3号, pp. 242~248, 昭和49年6月
- 3) 大志万和也, 尾西正之, 三浦英徳: 鋼管ぐいの先端閉塞機構に関する一考察, 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集, 第3部, pp. 376~377, 昭和51年10月
- 4) 菅野孝夫, 山川純雄, 尾西正之, 三浦英徳: 太径鋼管杭の先端閉塞効果,

住友金属, Vol. 30, No. 1, pp. 52~61, 昭和53年1月

- 5) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その3 長い管内の変形分布, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 2169~2170, 昭和57年10月
- 6) 松浦 誠, 芳賀保夫: 管内砂の圧力分布 その5 長い管内の圧力分布, 第18回土質工学研究発表会, pp. 1175~1178, 昭和58年6月
- 7) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, pp. 118-143, 1943

第6章 結 論

基礎フーチング直下の地盤の周囲に、土の側方移動を拘束する枠を設けることによって、地盤の鉛直支持力を増大させる型式の基礎を、筆者は枠基礎と呼んでいる。この枠基礎と同種の基礎に関する研究の歴史は比較的浅く、その支持力機構についてはほとんど解明されていないのが現状であった。

本研究では、砂地盤における枠基礎の鉛直支持力機構を解明することを目的として、各種の実験によってその支持力特性の検討を行った。枠基礎に関しては、特に枠内土の挙動特性が重要であると考えられた。このため、枠内土に注目した検討を主体として研究を進めた。

本研究の成果を各章ごとにまとめると、以下のとおりである。

第1章では、枠基礎の歴史的経緯を述べ、これまでに報告されている実験的・理論的研究を紹介することによって、支持力機構の不明確な点を明らかにした。特に枠内土の挙動については、開端鋼管杭の管内土の支持力機構に関する既往の研究を参考として紹介した。また、研究の目的および範囲を明確にし、本論文では、砂地盤のみを対象とすること、枠は円筒状とすること、基礎フーチング単位に設置された分離型（基礎フーチングと枠とが分離しており、荷重が枠内土のみに作用する）および一体型（基礎フーチング直下に枠が設置されており、荷重が枠と枠内土とに同時に作用する）の枠基礎の鉛直支持力を考えることなどを示した。

第2章では、枠内土の挙動特性を解明するため、鋼管で側方拘束された砂柱の圧縮実験を行い、その応力～変形特性の検討を行った。

この結果、載荷荷重の50~60%が、鋼管内径Dと等しい深さで鋼管に伝わり、4D以深の砂柱には軸方向力がほとんど伝達されないことが分かった。この傾向は相対密度の影響をほとんど受けない。また、砂柱の圧縮のほとんどが5D以浅の深さで生じていた。その圧縮量の割合は砂柱上部ほど大きく、深さと共に急速に減衰する。この傾向は相対密度が大きいほど顕著である。ただし、鋼管のひずみ測定結果から算定した圧縮後の砂柱上端から約0.3Dまでの間

の鉛直応力は、約0.3D以深とは異った様相を呈しており、基礎フーチング底面直下では局部的な応力の乱れ等があると考えられた。また、従来の摩擦抵抗が極限状態にあると想定したサイロ効果の理論式で、土圧係数および摩擦係数を一定とした値は、砂柱の上端より1D以深の鉛直応力の状態はかなり説明できるものの、1D以浅においては実験値との間に差異が生じ、適切でないことが分かった。摩擦応力の極限状態を想定した上記の理論式は便宜的なものであって、本来摩擦応力は相対変位との関係で考慮する必要がある。そこで、砂柱の鉛直応力と鉛直ひずみとの関係および砂柱と鋼管との間の摩擦応力と相対変位との関係について検討した結果として、これらはいずれも指数関数によって表現できることを示した。ただし、載荷面近傍では前述の局部的な応力の乱れおよび砂の粒子破碎による圧縮量の増加によって、それ以深とは傾向に違いが見られた。

第3章では、樁基礎の荷重～沈下機構を検討し、樁内土の挙動特性がこれにどのように寄与するかを解明することを目的として、模型樁基礎の鉛直載荷実験を実施した。

その結果、樁基礎は樁根入れ長さ内径比 L/D の増加に伴い支持力は増大した。ただし、同一 L/D の分離型と一体型との荷重～沈下量関係には、有意な差は認められなかった。また、樁外周面の摩擦抵抗および樁先端肉厚部の抵抗はかなり小さく、樁内土先端の抵抗が支配的であった。そこで、樁先端と樁内土先端とについて、単位面積当たりの先端抵抗と先端沈下量との関係について検討した結果、沈下量の大きい範囲で抵抗値にかなりの差が見られた。また、それぞれの先端抵抗～先端沈下量関係は、双曲線関数で表現でき、近似曲線より求めた樁内土先端抵抗の極限值は、地盤のコーン貫入抵抗との間により相関性を示した。なお、比較実験として行った樁のみに載荷する型式の樁載荷型では、沈下量の小さい範囲では一体型の荷重～沈下量曲線とほぼ等しいが、樁と樁内土表面とがずれを生じる沈下量以後において、支持力が低下した。そのときの沈下量は、 L/D の増加に伴って大きくなっていた。これは、 L/D の増加によって、樁内土の先端閉塞効果が現れ、上端を拘束した一体型と同等の支持力が発揮されるためと考えられた。

また、樁と樁内土との相対変位および樁内土の軸方向力の分布より、分離型

の樁内土は中央深さで樁と固定されたのと同等の状態で上端および先端より圧縮され、一体型の場合は、上端が樁と固定された状態で先端より押上げられることが分かった。したがって、分離型の樁内土下半分の圧縮状態は、 $1/2$ の L/D の一体型と同等であり、分離型の上半分と下半分とでは、ほぼ同様の圧縮特性を示すと考えられた。なお樁載荷型は、前述のごとく樁内土の閉塞効果が発揮される根入れ長さにおいて、一体型と同等と考えられた。

第4章では、これまでの実験によって分かった支持力特性を考慮して、樁基礎の鉛直支持力機構に関する理論解を提示した。この理論解は、樁および地盤に対して区分法を適用し、差分方程式を誘導する方式によるものであって、樁内土の鉛直応力～鉛直ひずみ関係、樁と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係、樁および樁内土の先端抵抗～先端沈下量関係に非線形性を考慮することができる。

この理論解の妥当性を検証するための数値計算を行うに当たって、地盤の静止土圧係数を検討するため、土圧計を取付けた鋼管を用い、砂柱の圧縮試験を行った。この結果、処女荷重時の静止土圧係数は荷重の大きさによらずほぼ一定値を示し、地盤の密度が高いほどその値は減少した。この静止土圧係数と三軸圧縮試験によって得られた地盤の内部摩擦角との関係は、既往の提案式で概ね表現できることが分かった。また、地盤の拘束圧と摩擦応力との関係の評価するため、中型単純せん断試験機を用いた摩擦試験を行った結果、摩擦応力と相対変位との関係は、双曲線関数で表現でき、拘束圧にはほぼ比例して摩擦応力は増大した。この特性に基づいて、樁と地盤との間の摩擦応力～相対変位関係を表す曲線式を誘導し、数値計算に適用した。

載荷実験を対象とした数値計算の結果、実験での荷重～沈下量関係や樁内土の沈下量分布および軸方向力分布をよい精度で表現でき、本理論解は妥当なものと判断された。

第5章では、載荷実験における各型式での樁内土の挙動および側方拘束鋼管内の砂柱の挙動に相違がみられたことに注目し、理論解析法を適用した樁内土の挙動特性に関するモデル解析を行った。その結果、実験から得られた樁と樁内土との相対変位および樁内土の軸方向力分布の特性が検証され、樁内土に関しては、この解析モデルで説明できることが分かった。

最後に、以上の実験および解析結果をもとに、枠基礎の荷重～沈下機構の総合的な考察を行った。枠基礎は、枠外周面の摩擦抵抗および枠先端肉厚部の抵抗の影響は小さく、枠内土および枠内土先端下部地盤の圧縮性が支配的である。その際、枠内土は荷重の増加に伴って剛性が増大するため、支持力的には、載荷面が枠の先端深さにあって、外周面の摩擦抵抗が等しい直接基礎と同等と評価された。また、基礎フーチングの沈下量は、枠内土の圧縮量と下部地盤の沈下量との和となるが、枠内土の圧縮量は比較的小さく、沈下量の大部分を下部地盤の沈下量が占める。このため、分離型と一体型とでは、同一荷重時の沈下量の差は小さい。ただし、載荷型式および枠根入れ長さの違いによって、地盤の沈下量分布は異なることから、これらの関係を表す沈下性状の模式図を示した。

以上、枠基礎の支持力機構について検討してきた。しかし、今後の課題として検討しなければならない問題も多く残されている。特に、実大の枠基礎の挙動、あるいは建物に対する地盤の拘束範囲の影響などについては、今後の研究に残された大きな課題と考える。本研究がこれらの課題を解決するための一翼を担うことができれば幸いである。

本研究に関連して発表した論文

論文発表

- 1) 伊藤淳志, 山肩邦男: 鋼管で側方拘束された砂柱の応力・変形特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第392号, pp. 98~107, 昭和63年10月
- 2) 伊藤淳志, 山肩邦男: 枠基礎の模型実験結果ならびに枠内土の挙動に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第409号, pp. 123~132, 平成2年3月
- 3) 伊藤淳志, 山肩邦男: 枠基礎の鉛直支持力機構に関する理論および模型実験結果との比較検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第420号, pp. 163~170, 平成3年2月

口頭発表

- 1) 山肩邦男, 中江新太郎, 筒井通剛, 伊藤淳志: 枠で拘束した地盤の鉛直支持力(その1 模型実験), 第18回土質工学研究発表会, pp. 957~960, 昭和58年6月
- 2) 伊藤淳志, 山肩邦男: 枠基礎の支持力機構の一理論解, 第20回土質工学研究発表会, pp. 1167~1170, 昭和60年6月
- 3) 山肩邦男, 伊藤淳志, 横内一也: 鋼管で拘束された砂柱の圧縮試験(その1. 実験概要およびその結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp. 1017~1018, 昭和60年10月
- 4) 伊藤淳志, 山肩邦男, 横内一也: 鋼管で拘束された砂柱の圧縮試験(その2. 砂柱の応力特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp. 1019~1020, 昭和60年10月
- 5) 山肩邦男, 伊藤淳志, 横内一也: 模型枠基礎の鉛直載荷実験(その1. 実験概要および結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集B, pp. 1291~

1292, 昭和61年8月

- 6) 伊藤淳志, 山肩邦男, 横内一也: 模型枠基礎の鉛直載荷実験(その2. 支持力特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1293~1294, 昭和61年8月
- 7) 伊藤淳志, 山肩邦男: 管内砂の圧縮試験の解析例, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1167~1168, 昭和62年10月
- 8) 伊藤淳志, 山肩邦男, 奥野哲也: 分離型枠基礎枠内土の圧縮特性に関する考察, 第23回土質工学研究発表会, pp.1543~1544, 昭和63年6月
- 9) 山肩邦男, 伊藤淳志, 奥野哲也: 分離型枠基礎の鉛直支持力に関する実験, 第23回土質工学研究発表会, pp.1545~1546, 昭和63年6月
- 10) 山肩邦男, 伊藤淳志, 奥野哲也: 枠基礎の鉛直支持力に関する実験(一体型および枠載荷型の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1075~1076, 昭和63年10月
- 11) 伊藤淳志, 山肩邦男, 奥野哲也: 枠基礎の鉛直支持力特性に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1077~1078, 昭和63年10月
- 12) 山肩邦男, 伊藤淳志, 奥野哲也: 鋼管で側方拘束された砂柱の静止土圧係数, 第24回土質工学研究発表会, pp.1427~1430, 平成元年6月
- 13) 伊藤淳志, 山肩邦男: 枠基礎の載荷実験の理論解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B, pp.1431~1432, 平成元年10月

謝 辞

恩師関西大学教授 工学博士 山肩邦男先生には、筆者が関西大学工学部建築学科に在学中より今日に至るまで、終始懇切丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました。特に、関西大学助手としての任用にご尽力頂き、本研究を行うにあたりましては、常に貴重なご助言、ご教示を頂きました。心から感謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

論文審査を通じまして貴重なご教示を賜りました関西大学教授 工学博士 西田一彦先生、同教授 工学博士 谷口敬一郎先生、同教授 工学博士 米澤 博先生および同教授 工学博士 三上市藏先生に深く感謝申し上げます。

さらに、広島大学助教授 工学博士 富永晃司先生、摂南大学教授 工学博士 永井興史郎先生、(株)ジオトップ 工学博士 小椋仁志氏を始め山肩研究室の先輩や後輩の方々には、長年にわたり多くのご助言とご支援を頂きました。心から御礼申し上げます。

本研究は、筆者が(株)奥村組技術研究所に在籍当時、同研究所の研究として始めたものを、関西大学に移籍してからも継続し、纏めたものであります。研究のきっかけを与えて下さるとともに、長年にわたる多大のご支援を賜りました(株)奥村組 工学博士 河原畑良弘氏、同中江新太郎氏、同筒井通剛氏ならびに(株)奥村組の諸氏に厚く御礼申し上げます。

本論文の実験は、山肩研究室の研究の一環として実施したものであり、卒業研究として文字通り泥にまみれて実験に携わった当時の関西大学大学院生および学生の諸氏に深く感謝致します。

平成4年3月

伊 藤 淳 志

