

破 碎 性 地 盤 に お け る 杭 の
貫 入 量 に 着 目 し た 支 持 力 特 性

Pile bearing capacity characteristics focusing
on degree of penetration in crushable soils

平成 27 年 3 月

桑 嶋 啓 治

<目次>

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 本論文の内容と構成	2
1.3 杭の支持力理論	4
1.4 破砕性地盤に関する従来研究	10
参考文献	16
第2章 破砕性土の変形強度特性	19
2.1 概説	19
2.2 試料および試験方法	20
2.2.1 試料の性質	20
2.2.2 圧密試験および三軸試験の概要	23
2.3 破砕性土の力学特性	25
2.3.1 圧密特性	25
2.3.2 せん断特性	28
2.3.3 強度特性	31
2.4 破砕性土の検討	36
2.4.1 土粒子の形状	36
2.4.2 圧密とせん断による粒子破砕	39
2.5 本章の要約	47
参考文献	48
第3章 破砕性地盤における杭の支持力特性	49
3.1 概説	49
3.2 模型杭載荷実験装置および方法	49
3.2.1 模型杭載荷実験装置の概要	49
3.2.2 実験方法および条件	52

3.3	杭の支持力特性	5 3
3.3.1	先端支持力発現特性	5 3
3.3.2	周面摩擦力発現特性	6 2
3.3.3	地盤の材料パラメーターに着目した支持力特性	6 5
3.4	本章の要約	7 5
	参考文献	7 6
第 4 章	杭貫入による破砕性地盤の変形と粒子破砕	7 7
4.1	概説	7 7
4.2	破砕性地盤の変形と粒子破砕	7 9
4.2.1	実験方法の概要	7 9
4.2.2	杭先端付近における地盤の変形	8 1
4.3	杭貫入による粒子破砕	8 7
4.3.1	実験方法の概要	8 7
4.3.2	杭先端付近における土粒子の破砕	8 7
4.3.3	杭貫入による粒子破砕の観察	9 1
4.3.4	粒子破砕の評価	9 4
4.3.5	地盤の変形と粒子破砕	10 3
4.4	本章の要約	10 5
	参考文献	10 6
第 5 章	破砕性地盤における杭の支持力評価	10 7
5.1	概説	10 8
5.2	支持力特性	10 9
5.3	杭の支持力評価	11 2
5.3.1	荷重沈下曲線	11 2
5.3.2	圧縮性を考慮した支持力評価	11 4
5.4	研究成果の検証	12 1
5.5	本章の要約	13 0
	参考文献	13 1

第6章 結論..... 132

謝辭..... 136

第1章 序論

1.1 概説

ほとんどの構造物は地盤で支えられており、地盤と建設とは、深い関わりがある。構造物を支える地盤も岩盤から軟弱地盤まであり、計画している構造物の規模に対して、安全に支えることができるように設計する必要がある。杭基礎は構造物を支える有効な基礎の一つとして、古くから用いられ、多くの研究者によって杭の支持力に関する研究が行われてきている^{1)~5)}。しかし、その多くは土粒子の堅い比較的堅固な地盤を念頭に置いたものであり、破碎性や圧縮性の大きな土粒子からなる地盤を対象とした検証は少ないように感じられる。近年、破碎土として位置づけられているカーボネイト系砂質地盤上に、大型のプラットフォームを始めとする各種の海洋構造物が盛んに建設されるようになり、いくつかの問題が生じてきている。その一つは、現行の支持力の評価手法では、この種の地盤中の杭の支持力をうまく予測し得ないということである。圧縮性や破碎性が卓越した地盤における杭の支持力特性は、未だ理論的には明らかにされておらず、破碎性地盤における杭の支持力予測手法の確立は、重要な問題となっている。

構造物を支持する杭先端付近の地盤は高い拘束応力やせん断応力にあることが知られており^{6),7)}、このような応力状態にある砂質土は変形や粒子破碎を生じ、杭の支持力特性に多大な影響を及ぼすことが考えられる。土粒子の破碎により引き起こされる地盤の力学挙動の変化についてはこれまで数多く研究がなされており、等方圧縮試験や一次元圧縮試験において高圧の载荷になると粘性土の圧密降伏応力に相当する折れ曲がり点を持つ圧縮曲線が求まり、この折れ曲がり点を境に粒子破碎が顕著に生じるようになることが知られている^{8),9),10)}。また、広範な応力域において、排水せん断¹¹⁾、非排水せん断、非排水繰返しせん断試験¹²⁾が数多く行われ、各種せん断強度の拘束圧依存性と粒子破碎との関連性についてまとめられている¹³⁾。これらいずれの研究においても、粒子破碎が生じる応力域では、強度発現までのひずみが大きくなること、負のダイレイタンスーや強度低下が顕著になることなどが示されている。

土粒子の破碎は、高い応力域に限らず、しらす、スコリアなどの火山性堆積物、カーボネイト砂や珊瑚礫混じり土などの生物遺骸を起源とする海成堆積物、まさ土などの風化残積土など脆弱な粒子からなる土においては、低い応力域でも容易に起こる。このような材料は、破碎性土と呼ばれ、破碎性地盤の支持力メカニズムは解決すべき重要な問題の一つであると考えられる。この破碎性地盤の支持力メカニズムは、载荷による粒子の再配列のみならず顕著な粒子破碎による密度変化によって、より複雑なものになると考えられるが、未だ研究段階にある。

第1章

基礎を通じて伝えられた荷重や自重によって地盤は沈下や変形を生じ、それにともない構造物もその変形や破壊の影響を受ける。破碎性地盤における杭の支持力発現機構を明確にし、精度良く予測するためには、杭貫入による砂の変形や杭先端付近の砂の粒子破碎現象を詳細に調べ把握することが必要である。また打込み杭は杭径の何倍もの貫入で行われるので、貫入量に着目した支持力評価をする必要がある。

そこで本研究では、破碎性地盤における杭の支持力発現特性を明確にすることを目的とし、土粒子の粒子破碎に主眼を置いて、破碎性土として位置づけられているカーボネイト砂であるドッグズベイ砂、チイビシ砂、およびその比較としてシリカ系の豊浦砂を対象に模型杭載荷実験を行った。破碎性の卓越した地盤において、杭先端付近の応力球根の形成の様子と粒子破碎の様子を観察し考察を行うとともに、異なる地盤材料の破碎の程度を示す。先端支持力についてその発現特性を比較検討し、杭の支持力発現特性に及ぼす影響を実験的に検討して、実験結果を踏まえた上で貫入量に着目した支持力の評価を行う。

1.2 本論文の内容と構成

本論文は、破碎性土として位置づけられているカーボネイト砂を用いて、模型杭載荷実験を行い、破碎性地盤における杭の支持力発現メカニズムを明らかにし、支持力を評価することを目的に、以下に示す6つの章より構成されており、具体的な検討内容について、次に述べる。

1.2.1 本論文の内容

本論文の具体的な検討内容を以下に示す。

- 1) 破碎性土の力学特性を明確にする。
- 2) 破碎性地盤における杭の支持力発現特性を実験的に検討する。
- 4) 杭貫入に着目した破碎性地盤の変形と破碎の関係を実験的に検討する。
- 5) 杭貫入量に着目した、破碎性地盤の先端支持力を、地盤材料の圧縮性を考慮した形で評価する。

第 1 章

1.2.2 本論文の構成

本論文は、本章を含めて以下に示す 6 つの章で構成されている。

- 第 1 章 序論
- 第 2 章 破砕性土の変形強度特性
- 第 3 章 破砕性地盤における杭の支持力特性
- 第 4 章 杭貫入による破砕性地盤の変形と破砕
- 第 5 章 破砕性地盤における杭の支持力評価
- 第 6 章 結論

本論文の内容を具体的に示すと以下のようなになる。

第 1 章では、杭の支持力理論に関する研究や、これまでの破砕性地盤の研究成果に基づいて概観し、本研究の位置づけ、検討課題、目的、構成を示した。第 2 章では、破砕性土であるカーボネイト砂と豊浦標準砂の物理的性質、および三軸せん断試験結果に基づき破砕性土と豊浦標準砂の力学特性の違いを明確にしている。第 3 章では、本研究で用いた模型杭実験装置の概要、実験方法、実験条件について述べる。次に、その装置を用い、様々な実験条件下で行った実験結果を検討し、破砕性地盤における杭の支持力発現特性を示している。第 4 章では、杭貫入による地盤の変形の様子や、粒子破砕分布を検討している。第 5 章では、杭の貫入量に着目した支持力特性を、試料の圧縮性を考慮して、支持力の評価を行う。第 6 章では、以上の得られた結果を要約し結論としている。

1.3 支持力理論

杭先端部の極限支持力を求める方法としては、Ⅰ.直接基礎と同様に地盤を剛塑性体と仮定した Prandtl 系の支持力理論¹⁶⁾、Ⅱ.地盤を剛塑性体あるいは、弾塑性体と仮定した空洞膨張理論¹⁷⁾が挙げられる。

(1) Prandtl の式¹⁶⁾

Prandtl(1920)は、粘性土地盤においてはすべり線が発生すると仮定し、極限支持力 q_{pu} を求める式 (1)を提案した。

$$q_{pu} = \alpha_c c N_c + \alpha_\gamma \frac{B}{2} \gamma_1 N_\gamma + \alpha_q p_v N_q \cdots \cdots \cdots (1)$$

ここに c : 地盤の粘着力 p_v : 杭先端部の深さにおける有効上載圧
 N_c, N_γ, N_q : 支持力係数 B : 杭の直径あるいは基礎幅
 $\alpha_c, \alpha_\gamma, \alpha_q$: 形状係数 γ_1 : すべり線内の土の平均単位体積重量

この式は、地盤を剛塑性体と仮定し、杭先端支持力の計算に土の破壊すべり面を用い、極限平衡法によっても誘導された支持力算定式である。すべり線を仮定し、それに抵抗する土塊ならびに、モーメントのつり合いを考慮して導き出された式である。この式は、塑性理論の解であることは、下界法やすべり線法からも証明されており、Prandtl の支持力公式は、Reissner(1924)によって $c=0, \phi>0$ の砂地盤に拡張され、さらに Caquot(1934)らによって $c>0, \phi>0$ の一般土に拡張されている。図-1(a)~(c)は、Prandtl 系の支持力理論と仮定した地盤の破壊型を示しており、一般化された Prandtl の支持力公式の考えに基づいたすべり面およびそれを発展させたすべり面を仮定して支持力を解析する方法を図示している。 $\phi>0$ の場合には地盤の自重の影響を受けるが、Prandtl 式では重量が無視されている。その分、支持力は小さく与えられることに注意する必要がある。

また、杭の根入れが深い場合には、第 2 項の支持力は第 3 項の支持力に比べて非常に小さいので無視してよいとしている。

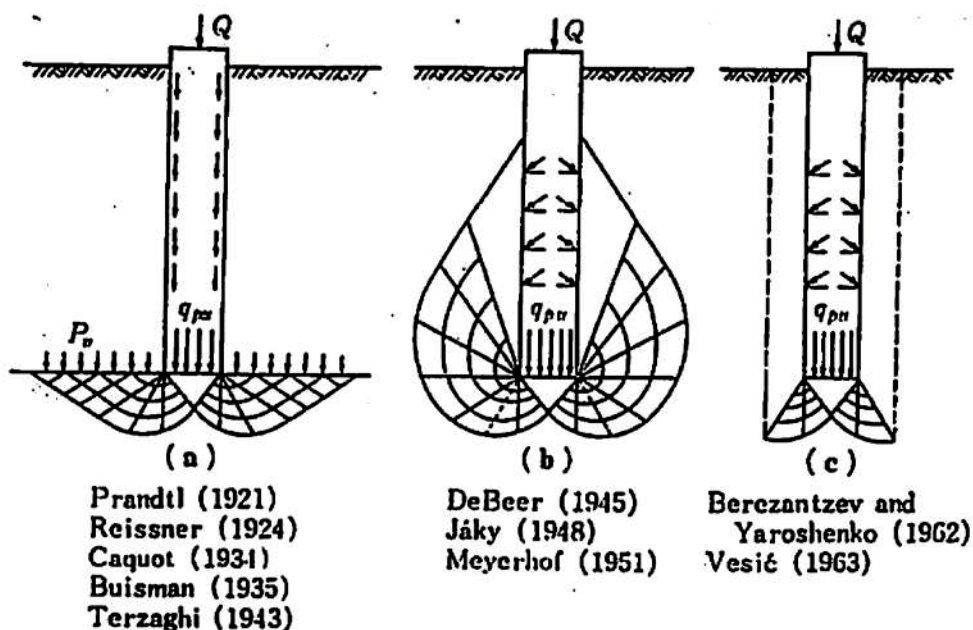


図-1 Prandtl 系の支持力理論と仮定した地盤の破壊型¹⁵⁾

(2) Terzaghi の支持力理論¹⁸⁾

テルツァーギ(Terzaghi, 1942)の提案したものあるいはそれを修正した地盤の支持力算定式は、現在でも広く用いられている。Terzaghi は、すべり線を仮定し、Ⅰ：主働ランキン状態で、水平面との角は $(45 + \phi/2)$ になる構造物直下の三角形くさび状の領域。Ⅱ：フーチングの端部から放射状に広がっている放射線状の領域。Ⅲ：水平面との角は、 $(45 - \phi/2)$ になるランキンの受働領域。の三つの領域を仮定し、地盤の自重を無視して得られる粘着力と根入れに対する支持力係数 N_c , N_q を導いた。また、フーチング直下のくさび面を剛体の壁面と見なし、この面の受働土圧を求め、これより自重に関する支持力係数 N_γ を求めた。Terzaghi の支持力算定法の問題点の一つは、基礎直下に形成される三角形くさびがあまりにも扁平に過ぎることであり、他の一つは、地盤の内部摩擦角が大きいき経験に較べて過大な支持力を与えることである。Terzaghi は、フーチング直下のくさび面と水平面のなす角を ϕ と仮定したが、このように仮定すると、フーチングからの外力による仕事が 0 となり、仮想仕事の原理を無視することになる。また、地盤の自重を 0 と仮定して求められる粘着力および上載荷重による支持力と粘着力と上載荷重を無視して求められる自重による支持力を重ね合わせて求められるとした。しかし、地盤のせん断抵抗角が同じでも粘着力や自重を無視したときのすべり線とこれらを考慮したときのすべり線は異なる。このため、支持力の重ね合わせは成り立たない。

しかしながら、局所せん断破壊(進行性破壊)を生じる場合は、 $c' = 2/3c$, $\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$ として求められる支持力係数 N_c' , N_q' , N_γ' を用いたり、基礎の形状係数と呼ばれる α , β を臨機応変

第 1 章

に適用したり，三次元破壊は二次元破壊に比べて土粒子の拘束性が少なく塑性場のである範囲が小さくなるため，三次元効果による支持力の増加が期待されるなど，現実の地盤とモデルの相違点を考慮して計算され，誤差が小さく安全側にある近似値として，求められている点が現在でも利用されている理由である．

円形断面の場合

$$q = 1.3c(N_c) + 0.3 \gamma_t r(N_r) + \gamma_t d(N_q) \dots (2)$$

正方形断面の場合

$$q = 1.3c(N_c) + 0.4 \gamma_t b(N_r) + \gamma_t d(N_q) \dots (3)$$

q : 極限支持力 (tf/m²)

c : 土の粘着力 (tf/m²)

γ_t : 土の単位体積重量 (tf/m³)

d : 杭の根入れの深さ (m)

r : 円形断面の杭の半径 (m)

b : 正方形断面の杭の幅 (m)

N_c, N_r, N_q : 支持力係数 (図-2 参照)

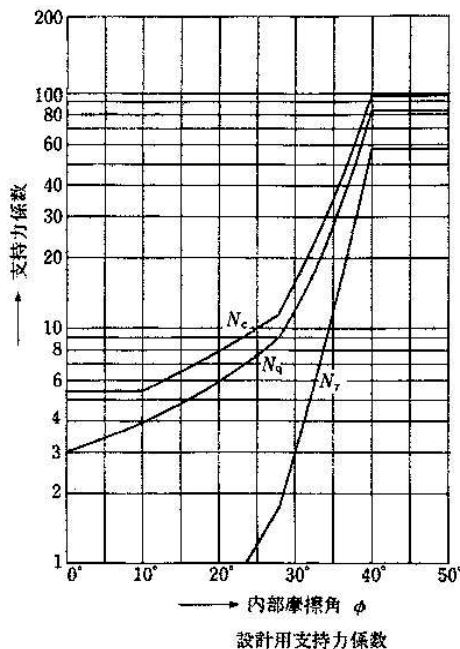


図-2 土の内部摩擦角と支持力係数の関係¹⁵⁾

これら式の各項に示す支持力係数 N_c, N_q, N_r は， ϕ の値で決まる係数である．それぞれの値は，図-2 に示す．式の第 1 項は，地盤の粘着力 c に関するもので地盤の性質に支配される項といえる．第 2 項は，基礎底面の根入れ深さ D_f に比例する項であり，第 3 項は，基礎底面の幅 B に比例するので基礎の大きさに影響される項である．

Terzaghi は，浅い基礎の平衡状態に関する支持力公式を，深い基礎に応用するにあたり図-3(a)の左側に示すすべり線を仮定した．この図からわかるように，Terzaghi の仮定したすべり線は， μ の土被り圧を考慮し，せん断破壊面は変わらないものとしている．また，杭径 B に対して，根入れ D_f が十分に大きいときには，第 2 項のすべり線内の土の自重による支持力を無視できるとし，さらに砂地盤に対して，第 1 項の土の粘着力による支持力も省略し，

$$q_p = \gamma_t D_f N_q = p_0 N_q \dots (4)$$

とすることができるとした．

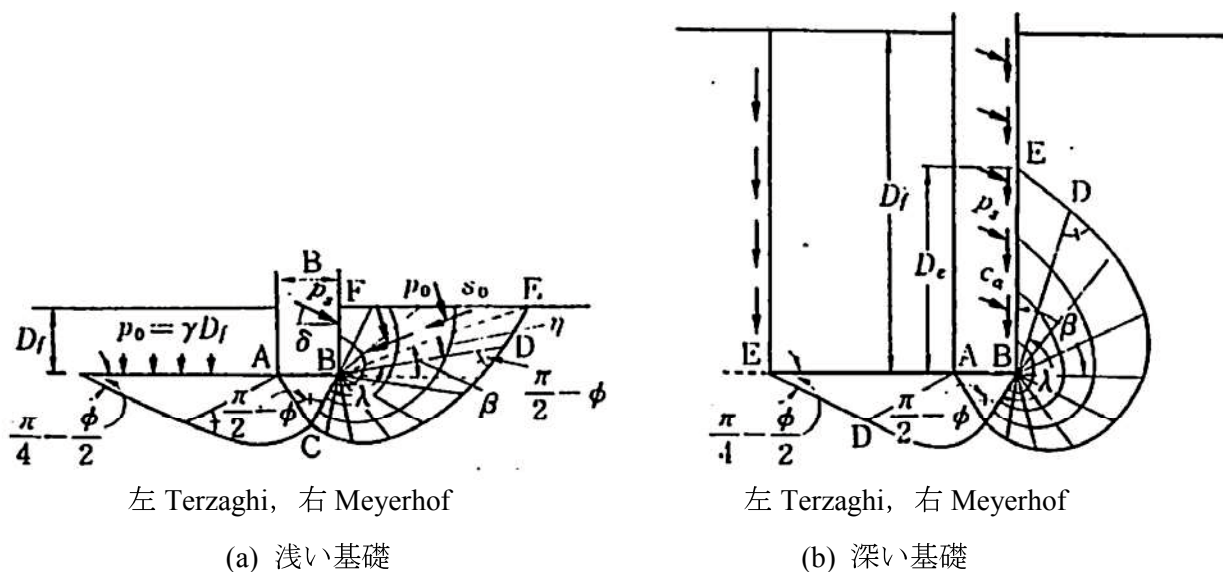


図-3 Terzaghi の仮定したすべり線と Meyerhof の仮定したすべり線の比較¹⁵⁾

(3) Meyerhof の支持力理論¹⁹⁾

Meyerhof が浅い基礎について仮定したすべり面を図-3(a)の右側に、深い基礎について仮定したすべり面を図-3(b)の右側に示す。Terzaghi の仮定したすべり面に対し、Meyerhof は、砂層における深い基礎に着目し、杭先端の弾性くさびに対数らせん状のすべり面が連続し、杭側面に向かって閉じている。また、この結果を支持力係数に導入させ提案している。

Meyerhof の公式は砂地盤における深い基礎の理論を、コーン貫入試験のコーン指数から推定する式(5)や、標準貫入試験の N 値から推定する式(6)など、実際に適用しやすくした。

$$R_u = q_c A_p + q_c \frac{A_s}{200} \dots \dots \dots (5)$$

R_u : 杭の極限支持力 (t)

q_c : 杭先端地盤のコーン支持力 (t/m²)

$$R_u = 40 N A_p + \frac{\bar{N} A_s}{5} \dots \dots \dots (6)$$

N : 杭先のある地盤の N 値の平均

\bar{N} : 杭の根入れの全長に対する N 値の平均

(4) Dunham の支持力公式²⁰⁾

Dunham は、図-4 において H_1 を地盤面より地下水面までの深さ、 H_2 を地下水位面より支持層までの深さとするとき、支持層に打ち込むべき深さ h と極限支持力との関係として、地盤の土質工学的な性質に基づく極限平衡状態の考察に基づいて式(7)を与えている。

(砂質土の場合)

$$R_u = q_d A_p + U h (1.6 H_1 + H_2) K \dots \dots \dots (7)$$

R_u : 杭の極限支持力 (t)

q_d : 杭先端地盤の極限支持力度 (t/m^2)

A_p : 杭先端面積 (m^2)

U : 杭の周長 (m)

h : 杭の支持力層への貫入深さ (m)

K : $K = \tan^2(45 + \phi/2) \tan \phi$

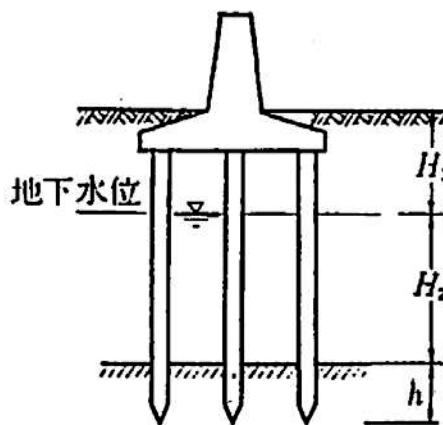


図-4 H_1 , H_2 , h のとり方¹⁵⁾

(5) 弾塑性体と仮定した空洞膨張理論¹⁷⁾

Vesic は、砂を図-5 に示すような均質な等方弾・完全塑性体として地盤材料を仮定し、さらに図-6 に示すような一様な空洞圧によって、空洞が球状に拡大する問題を考え、半径 R_i の空洞を膨張させるために必要な極限圧力を求め、それと杭の先端支持力とを関連づける計算式を提案した。Vesic によるこの理論の基本的な考え方を簡単に紹介する。

まず、重さのない媒体の球状に対称な問題を考える。球座標での半径方向の力の釣り合いと Mohr-Coulomb の破壊基準で関連づけると次に示す限界平衡方程式が得られる。

$$\frac{\sigma_\theta + c \cot \phi}{\sigma_r + c \cot \phi} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots \dots \dots (8)$$

ここで、境界条件 $r = R_u$ で $\sigma_r = p_u$ を用いて、式(8)を解くと、解は次のようになる。

$$\sigma_r = (p_u + c \cot \phi) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{4 \sin \phi / (1 + \sin \phi)} - c \cot \phi \dots \dots (9)$$

そして、空洞膨張に伴う体積変化を式(10)のように仮定した。

$$R_u^3 - R_i^3 = R_p^3 - (R_p - u_p)^3 + (R_p^3 - R_u^3) \Delta \dots \dots \dots (10)$$

ここで、 Δ は塑性域の体積ひずみであり、Vesic は、等方圧縮試験と標準三軸圧縮試験を用いて、平均体積ひずみを評価している。

最終的に Vesic は、式(9)の限界平衡方程式と Mohr-Coulomb の破壊基準式と式(10)の体積ひずみ Δ

第 1 章

から，空洞膨張圧 p_u を求める支持力予測式(11)を得た．

$$p_u = cF_c + qF_q \dots \dots \dots (11)$$

$$F_q = \frac{3(1 + \sin \phi)}{3 - \sin \phi} [I_{rr}]^{\frac{4 \sin \phi}{3(1 + \sin \phi)}}$$

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu) + (c + q \tan \phi)} = \frac{G}{s}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad , \quad s = c + q \tan \phi$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

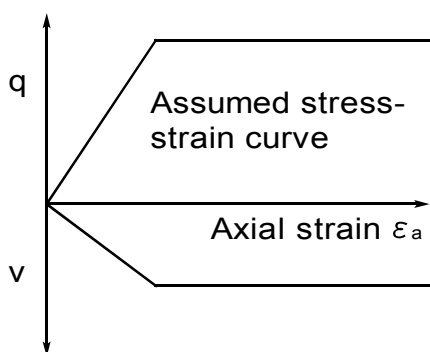


図-5 Vesic により仮定された
応力ひずみ関係¹⁷⁾

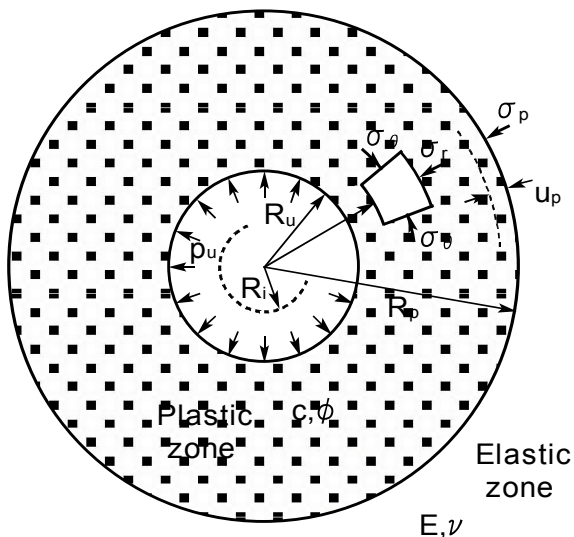


図-6 球状空洞問題¹⁷⁾

1.4 破碎性地盤に関する研究

(1) 先端支持力

これまでの研究で、安福ら^{21),22)}は、杭貫入量が杭径と同等の時に生じる先端支持力の値を、土粒子の破碎に起因する試料の圧縮性を考慮した形で評価しており、田中ら²³⁾は、表面粗度が $15\mu\text{m}$ の滑らかな表面材料の模型杭を用いて載荷試験を行い、周面摩擦力を評価している。さらに著者ら²⁴⁾は、破碎性地盤の支持力曲線における杭の貫入量に着目し、杭直径の3倍程度まで杭を貫入させ、先端支持力と周面摩擦力の発現特性について言及し、貫入量に応じた先端支持力の評価についてまとめている。本論文では、杭の支持力機構の解明を目的とし、土粒子の粒子破碎に主眼を置いて、破碎性土であるカーボネイト砂とその比較としてシリカ系の砂である豊浦標準砂（以下、豊浦砂と呼称する。）を用いて模型杭載荷実験を行った。破碎性の卓越した地盤において、杭先端付近の粒子破碎の様子を観察し考察を行うとともに、異なる地盤材料の破碎の程度を示し、先端支持力についてその発現特性を比較検討した。

これまでに本研究グループでは、高いせん断抵抗角を有しているにもかかわらず、低い支持力しか発現し得ないと報告されているカーボネイト砂を対象に、試料の圧縮性に着目して実験的検討を行ってきた。^{25)~33)}

安福・村田・兵動・西川・Hyde (1991)²⁶⁾は模型杭先端の破壊形態に基づいて一つの破壊モードを提示した上で、そのモードと空洞膨張理論を組み合わせた杭の先端支持力評価手法を示した。仮定した破壊モードを図-7に示す。この図より、B点における力のモーメントを考え、式(13)に示す換算係数 K_c を導き、以下に示す先端支持力 q_p と極限空洞膨張圧 p_u の関係を得た。

$$q_p = K_c p_u \dots \dots \dots (12)$$

$$K_c = \frac{1}{1 - \sin \phi} \dots \dots \dots (13)$$

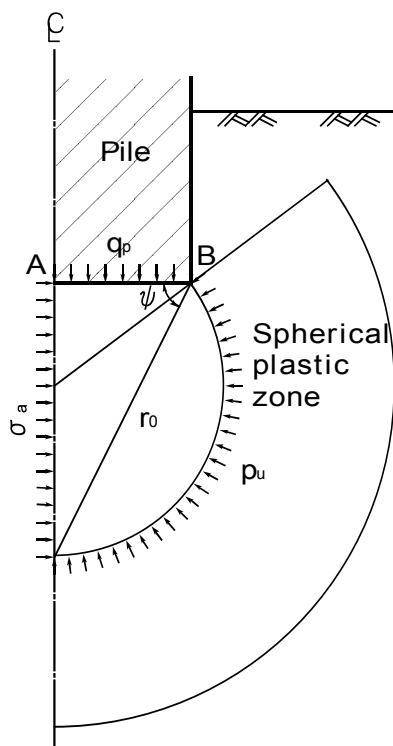


図-7 仮定した破壊モード²⁶⁾

安福・田中・村田・兵動(1994)²²⁾は、試料の圧縮性を評価し、それを Prandtl が導いた支持力公式と組み合わせることによって先端支持力の評価に圧縮性の影響を積極的に取り入れた一つの経済的な手法を提示した。その内容を簡単に紹介する。

砂の $e-\ln \sigma_m$ 関係の特性に着目し、等方応力下での砂の圧縮性の程度を評価するため、次式で定義される圧縮係数 C_p' を導入した。また、 C_p' の概念図を図-8 に示す。

$$C_p' = \frac{\Delta e}{\Delta(\ln \sigma_m)} \dots \dots \dots (14)$$

通常、深い基礎の極限支持力 q_{pult} は上載圧 σ_v と次のように関係づけられる。

$$q_{pult} = N_q \sigma_v \dots \dots \dots (15)$$

Prandtl は、全般せん断破壊に対する支持力係数 N_q として次式を導いている。

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) \exp(\pi \tan \phi') \cdot (16)$$

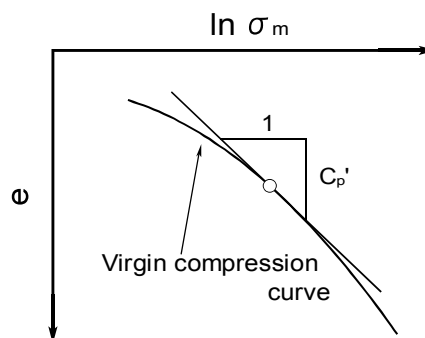


図-8 圧縮係数の概念図²²⁾

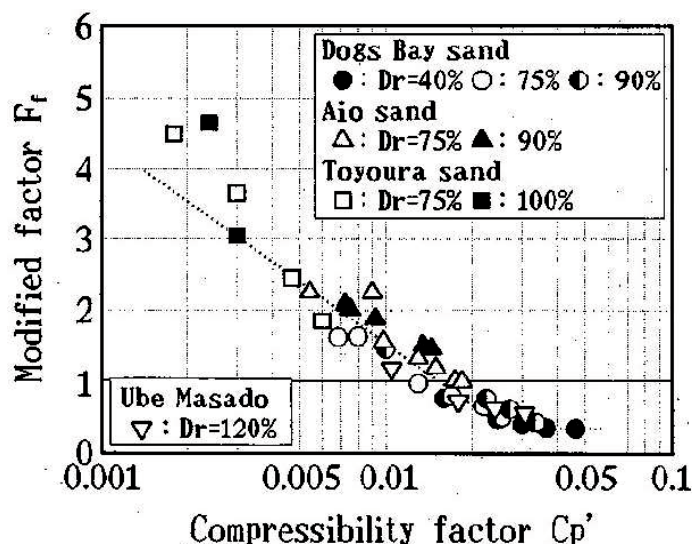


図-9 修正係数と上載圧の関係²²⁾

模型実験の結果を次式を用いて支持力係数 N_q^* を求めた。

$$N_q^* = \frac{q_{p100\%}}{\sigma_v} \dots \dots \dots (17)$$

圧縮性の影響を支持力評価に取り入れる試みとして、式(16)と(17)で与えられる支持力公式を次式のように修正することを考えた。

$$q_{pult} = F_f N_q \sigma_v \dots \dots \dots (18)$$

F_f^* を修正係数と呼び、式(16)と式(17)の比較から次式のように定義した。

$$F_f = \frac{N_q^*}{N_q} \dots \dots \dots (19)$$

圧縮係数 C_p' と修正係数 F_f との関連性を実験的に検討した結果が図-9 である。

以上のことを整理すると次のようである。まず、ある σ_m (深さに対応) が与えられるとすると、 σ_v から σ_m が求まる。次いで σ_m からその材料の圧縮係数 C_p' を等方圧縮試験の結果に基づいて評価する。 C_p' が求まると修正係数 F_f は図-9 によって与えられる。最終的に $q_{p100\%}$ が具体的に評価される手法を示した。安福・兵動・村田・辻・田中 (1994)³⁵⁾ は、主応力比 $K = \sigma_H / \sigma_v$ を 0.5~2.0 と変化させて模型実験を行い、実験結果に基づき主応力比を考慮し、式(20)に示す拡張修正係数 F_f^* を導き、修正係数 F_f を拡張させた。

$$F_f^* = \alpha F_f \dots \dots \dots (20)$$

$$\alpha = \frac{3}{2K+1} \dots \dots \dots (21)$$

(2) 周面摩擦力

本研究グループにおける杭の周面摩擦力に関する研究は、安福・山本・村田・辻・田中（1993）によって作成された、周面摩擦力を独立に測定可能な、模型杭載荷実験装置を用いて行われた。これまで多くの研究者によって行われてきたが、その多くは引き抜き試験や、地盤材料との接地面が杭周面だけの実験機により周面摩擦力が評価されてきた。安福・山本・村田・辻・田中・FongBengChian（1993）は側方圧力の違いに着目し、カーボネイト砂中の杭の周面摩擦力に与える影響についての検討を行った。村田・兵動・安福・桑嶋・辻（1995）は杭の表面粗度の違いに着目し、カーボネイト砂中の周面摩擦力に及ぼす表面粗度の影響を調べ、表面粗度の違いが周面摩擦力発現特性に及ぼす影響について調べた。村田・兵動・安福・桑嶋・辻（1995）は改良型一面せん断試験機を用いて、杭材とカーボネイト砂の摩擦実験を行い、その結果、杭の表面が滑らかなときは、最大周面摩擦力と摩擦実験より得られた最大摩擦力の良い対応関係が見られ、杭の表面が粗いときは、最大摩擦力より最大周面摩擦力の方が大きいことがわかった。

田中・安福・村田・兵動・辻・桑嶋（1995）によってカーボネイト砂中の杭の周面摩擦力評価手法について提案されている。その内容について簡単に紹介する。模型実験より得られた最大周面摩擦力と、改良型一面せん断試験機を用いた杭材と砂との摩擦実験より得られた最大摩擦力の摩擦係数を定義し周面摩擦力を評価した。まず、摩擦係数として、摩擦実験から得られたものを μ_n 、模型杭載荷実験から得られたものを μ_h と定義し以下に示す。

$$\mu_n = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_n} \dots \dots \dots (22)$$

$$\mu_h = \frac{f_{s\max}}{\sigma_h} \dots \dots \dots (23)$$

ここで、 τ_{\max} は最大摩擦力、 $f_{s\max}$ は最大周面摩擦力、 σ_n 、 σ_h はそれぞれ鉛直圧、側圧である。以上の結果を踏まえて、

$$\begin{aligned} f_{s\max} &= \alpha \mu \sigma_h \\ &= \alpha \mu K_0 \sigma_v \quad \left(\because K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \right) \\ &= \alpha \mu (1 - \sin \phi_{ch}) \sigma_v \dots \dots \dots (24) \end{aligned}$$

式(24)に示すように係数 α を用いて、周面摩擦力の評価が重要であることを示している。

第1章

図-10 は、杭周面摩擦応力と沈下量曲線のピーク時で規定される最大周面摩擦応力と側方圧力の関係を、まとめたものである。最大周面摩擦応力の発現の仕方には明確な側方圧力依存性が見られる。しかし、その発現パターンは試料によって異なり、ドッグズベイ砂は上に凸の曲線を示し、チイビシ砂及び豊浦砂は対象とする応力域においては、ほぼ直線である。

図-11 は、杭材の表面が滑らかで、すべり破壊が試料と杭材の境界面で発生したと仮定した場合の実測の摩擦係数及び杭の摩擦係数に基づいた摩擦角と側方圧力の関係を図-10 の場合と同様に、主応力比をパラメーターにまとめたものである。ドッグズベイ砂の場合、摩擦係数は側方圧力の増加とともに非線形的に低下し、その値は 0.2~0.4 の範囲にある。また、チイビシ砂および豊浦砂の場合は、対象とする応力域において側方圧力の変化によらずほぼ直線的で、その値はチイビシ砂が 0.27 程度、豊浦砂が 0.25 程度である。この様な傾向は前述の一面せん断試験に示された結果と定性的に良い対応を示していると言える。

図-12 は、一面せん断試験機を用いて得られた摩擦係数 μ と模型杭載荷重実験で得られた摩擦係数 μ_h の関係をまとめたものである。それぞれ求まる摩擦係数を比較すると、相対的に模型杭最下実験で得られた摩擦係数のほうが大きく、2 つの摩擦係数の比を α ($\alpha = \mu_h / \mu$) なる係数で示すと、その値はチイビシ砂の場合、1.20~1.45 の範囲に、ドッグズベイ砂の場合は 1.61~2.22 の範囲に、豊浦砂の場合は 1.35~2.00 の範囲にそれぞれあり、ドッグズベイ砂の場合が最も小さく、豊浦砂、チイビシ砂の順に大きくなっている。ここで、 μ_h / μ が 1 より大きくなった理由としては、一つに改良型一面せん断試験機では破壊面を杭材と試料の境界部に規定しているのに対して、模型杭実験では周辺地盤への破壊面の進行も考えられる。あるいは、拘束圧が杭の貫入に伴って局所的に変化していることも考えられる。しかし、これらのことに対する詳細な観察は今後の検討課題である。

この結果を踏まえ、杭の周面摩擦応力を一面せん断試験機を用いて得られた摩擦係数 μ 、それと模型杭載荷重実験で得られた摩擦係数 μ_h との比 α 、三軸圧縮試験で得られたセカントアングル ϕ_{ch} および上載圧 σ_v により関係づけると次のようになる。

$$\begin{aligned} f_{s \max} &= \alpha \mu K_0 \sigma_v \\ &= \alpha \mu (1 - \sin \phi_{ch}) \sigma_v \cdot \quad (25) \end{aligned}$$

ここで、係数 α は平均的な値を用いると、チイビシ砂で 1.23、ドッグズベイ砂で 1.85、豊浦砂では 1.54 となる。

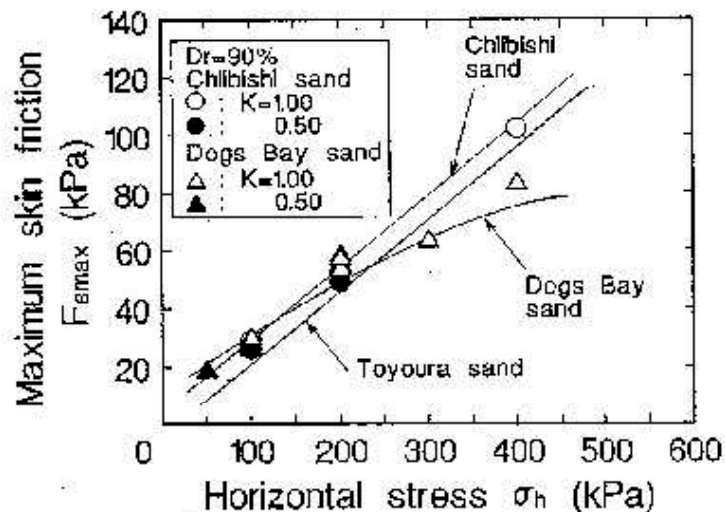


図-10 最大周面摩擦応力と側方圧力の関係²³⁾

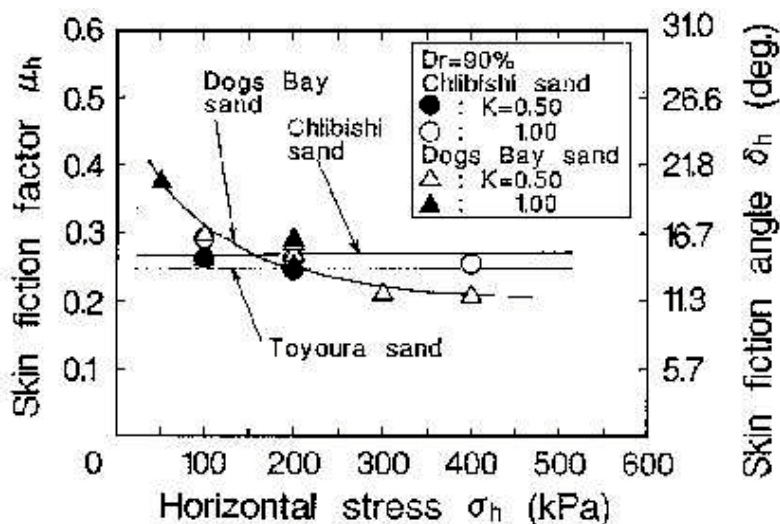


図-11 摩擦係数および摩擦角と側方圧力の関係²³⁾

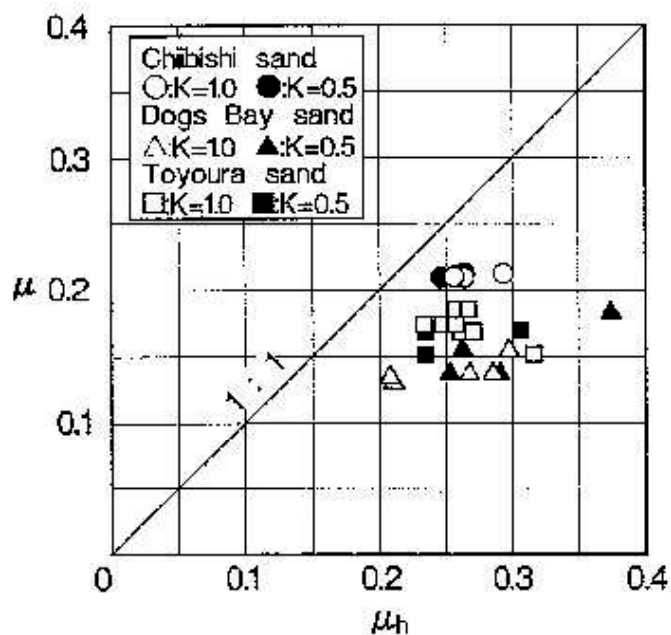


図-12 摩擦係数 μ と摩擦係数 μ_h の関係²³⁾

参考文献

- 1) De Beer, E.E. : Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand, *Geotechnique*, Vol.20, No4, pp.387~411, 1970.
- 2) BCP Committee : Field Test on Piles in Sand, *Soils and Foundations*, Vol.11, No.2, pp.29~50, 1971.
- 3) 岸田英明, 高野昭信, 佐伯英一郎 : 砂地盤に埋め込まれたクイの荷重-沈下特性, 第 9 回土質工学研究発表会講演集, pp.533~536, 1974.
- 4) 石堂稔 : 砂中の杭の鉛直支持力に関する基礎的研究, 九州大学博士論文, 1974.
- 5) 山口柏樹 : 弾塑性解析による支持杭の先端支持力, 東京工大土木工学科研究報告, No.16, pp.1~10, 1974.
- 6) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会 : 破砕性地盤の工学的問題に関する研究委員会およびシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, 1999.
- 7) 北村良介 : 破砕性土の力学特性と破砕性地盤の工学的諸問題, *土と基礎*, Vol.48, No.10, pp.3~6, 2000.
- 8) 中田幸男, 加登文学, 兵動正幸, 村田秀一, 原田孝行 : 一次元圧縮を受ける粒状材の粒子破砕, 破砕性地盤の工学的諸問題に関するシンポジウム論文集, pp.15~20, 1998.
- 9) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一, 原田孝行 : 地盤材料の単粒子破砕特性について, 破砕性地盤の工学的諸問題に関するシンポジウム論文集, pp.41~46, 1999.
- 10) 新城俊也 : 一次元圧縮下における破砕性砂の時間依存性, *土と基礎*, pp.19~22, 1999.
- 11) 三浦哲彦, 山内豊聰 : 砂のせん断特性の及ぼす粒子破砕の影響, *土木学会論文報告集*, 第 260 号, pp.109~118, 1977.
- 12) Hyodo, M., Hyde, A.F.L., and Aramaki, N. : Liquefaction of crushable soils, *Geotechnique*, Vol.48, No.4, pp.527~543.1998.
- 13) McDowell, G.R., Bolton, M.D.and Robertson, D. : The fractal crushing of granular materials, *Journal of Mech. Phys. Soilds*, pp.2079~2102, 1996.
- 14) Semple, R.M. : Mechanical Properties of Calcareous Soils, State of the art report, Proc.Int.Conf.on Calcareous Sediments, Perth, pp.807~836, 1988.
- 15) 土木学会編 : 土木工学ハンドブック, 第 I 巻, 技報堂
- 16) Prandtl, L. : Under die Eindringungsfestigkeit Plastisher Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden, *Z.A.M.M.*, Vol.1, pp.15-20, 1921.
- 17) Vesic, A.S. : Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.98, No.SM3, pp.265~290, 1972.
- 18) Terzaghi, K. : *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.Inc., pp.423~425, 1943.

第 1 章

- 19) Meyerhof, G.G. : Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of the ASCE, Vol.82, SM1, 1956.
- 20) Dunham, J.W. : Pile foundations for buildings, Proc.ASCE, 1954.
- 21) Yasufuku, N.and Hyde, A.F.L. : Pile end bearing capacity in crushable sands, *Geotechnique*, Vol.45, No.4, pp.663~676, 1995.
- 22) 安福規之, 田中邦博, 村田秀一, 兵動正幸 : 圧縮性の卓越した砂中の杭の先端支持力とその評価, 土木学会論文報告集, 第 505 号, III-29, pp.191-200, 1994.
- 23) 田中邦博, 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸 : カーボネイト砂の力学特性とその砂中の杭の周面摩擦力特性, 土木学会論文報告集, No.523, III-32, pp.99-109, 1995, 5.
- 24) Kuwajima K., Hyodo M., Hyde A. F. L., Pile bearing capacity factors and soil crushability, *Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, ASCE*, 135(7), pp.901-913, 2009.
- 25) N.Yasufuku, H.Murata, M.Hyodo, A.F.L.Hyde and C.R.Golightly:Stress-strain Behaviour of Carbonato Sand:Proceedings of the 9th Asian Retional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.111~114, 1991.12.
- 26) N.Yasufuku, H.Murata, M.Hyodo, M.Nishikawa and K.Tanaka : End Bearing Capacity of piles in Highly Compressible Sands, 2nd International Conference on Deep Foundation Practice incorporating PILETALK International '92, pp.257-262, 1991.11.
- 27) 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 西川元樹, A.F.L.Hyde: 圧縮性の卓越した砂質土中の杭先端支持力について, 杭の鉛直載荷試験方法および支持力判定法に関するシンポジウム発表論文集, Vol.1, pp.75~82, 1991.9.
- 28) 安福規之, 西川元樹, 兵動正幸, 村田秀一, 片岡誠一 : 破碎性の卓越した砂質土中の杭の先端支持力について, 第 26 回土質工学研究発表会講演集, pp.1359~1362, 1991.7.
- 29) 西川元樹, 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 森 研造 : 繰返し変動荷重を受けた杭の沈下特性について, 第 27 回土質工学研究発表会講演集, pp.1551~11554, 1992.6.
- 30) 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 西川元樹. F.B.Chian : 圧縮性の卓越した砂中の杭の沈下特性先端支持力評価法について, 土木学会第 47 回年次学術講演会, III-423, pp.886~887, 1992.9.
- 31) 西川明宏, 安福規之, 兵動正幸, 村田秀一, 中田幸男 : 砂の拘束圧依存性と中間主応力の影響を考慮した構成式について, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, 1993.6.
- 32) 安福規之, 村田秀一, 兵動正幸, 西川明宏, 森尾 敏 : 拘束圧依存性を取り入れた弾塑性構成式の支持力解析への利用, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 1993.9.
- 33) 西川明宏, 安福規之, 兵動正幸, 村田秀一, 森尾 敏 : 支持地盤の拘束圧依存性を考慮した杭基礎の支持力解析, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 1993.9.
- 34) 中田幸男, 兵動正幸, 加登 文学, 村田秀一 : 破碎性材料の力学特性, 土と基礎, No.48, pp.31~

第 1 章

- 34, 2000.
- 35) Keiji Kuwajima , Masayuki Hyodo , Adrian F.L. Hyde, Pile bearing capacity in crushable soils, Proceedings of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media, pp369-374, 2007.
 - 36) Bishop, R.F., Hill and N.F.Mott : The Theory of Indentation and Hardness Test, Proceedings of the Physical Society, 57, pp.147-159, 1945.
 - 37) Vesic, A.S. : Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke Univ, 1965.
 - 38) Kerisel, J. : Deep Foundations Basic Experimental Facts, Proceedings, North American Conf. on Deep Foundations, Mexico City, 1964.
 - 39) Angemeer, J., Carlson, E. and Klick, J.H. : Techniques and Results of Offshore Pile Load Testing in Calcareous Soils, Proc. 5th Offshore Tech. Conf., Huston, Vol.2, pp.677-692, 1973.
 - 40) Dutt, R.N. and Ingram, W.B. : Bearing capacity of jack-up footings in carbonate granular sediments, Perth, Australia, Vol.1, pp.291-296, 1988.
 - 41) Ireland, H.O. : Pulling Tests on Piles in Sand, Proc. 4th ICSMFE. pp.43-45, 1957.
 - 42) Kerisel, J. : Fondations Profondes en Milieu Sableux, Variation de la Force Portante Limite en Fonction de la Densite, de la Profondeur, du Diametere et de la Vitesse d'Enfoncement, Proc.5th ICSMFE, Vol.2, pp.73-83, 1961.
 - 43) Vesic, A.S. : Bearing Capacity of Deep Foundations in sand, Highway Res., Vol.39, pp.112-153, 1963.
 - 44) Meyerhof, G.G. : Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, Proc.of ASCE, Vol.102, No.GT3, pp.197-228, 1976.
 - 45) Vesic, A.S. : Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program 42, Transportation Research Board, pp.1-68, 1977.
 - 46) Baghdadi, Z.A. : Model pile testing in carbonate sediments of the Red Sea, Canada, Geotechnical Engineering, J.28, pp.423-433, 1991.
 - 47) Poulos, H.G. : The mechanics of calcareous sediments, Research Report No.595 of The University of Sydney, Australia, 1989.
 - 48) Nooranny, I. : Side friction of piles in calcareous sands, 11th ICSMFE, pp.1611-1614, 1985.
 - 49) Fahey, M. : Selection of Parameters for Foundation Design in Calcareous Soil, Int.Seminar in Kagoshima '93, pp.71-134, 1993.
 - 50) Randolph, M.F., Finnie, I. and Joer, H. : Performance of Shallow and Deep Foundations of Calcareous Soil, Int.Seminar in Kagoshima '93, pp.169-220, 1993.

第2章 破碎性土の変形強度特性

2.1 概説

地盤の支持力を考えるとき、地盤を構成している材料は粘土、シルト、砂、礫など様々である。また同じ砂に分類される材料においても、その形状や硬度も異なっているため、支持力を精度良く求めるためには、地盤材料の力学特性を把握することが大切である。また、基礎構造物の設計・施工においては、地盤の破壊を引き起こさないことや、過大な沈下を生じさせないことはもちろんのこと、さらには、より一層の経済化、合理化が求められているのが現状である。

現在、支持力算定法は、N 値から直接推定したり、経験的に得られた強度定数から決定されているものなど N 値を基にした実験式が多く用いられている^{1)~4)}。N 値から支持力を求める方法は、実務上において簡便な方法ではあるが、土質力学的に支持力を詳細に評価するには限界があるため、地盤の支持力を合理的に評価するには、地盤材料の力学特性に基づく、支持力特性を明確にする必要がある。また地盤内の応力状態は、地表面付近における低拘束圧域から、大型基礎周辺の高拘束圧域まで様々であり、拘束圧に着目した地盤材料の力学特性を把握する必要がある。

上記のことを踏まえ、模型杭載荷実験で用いた破碎性土であるカーボネイト砂と豊浦標準砂の力学的な特色を明確にすることを目的とし、等方圧縮試験と三軸圧縮試験を行った。その結果に基づき、カーボネイト砂と豊浦標準砂の降伏応力、圧縮特性、応力ひずみ関係、強度特性の違いを拘束圧の関連において言及している。

以下に、本章の構成を節に従って述べる。まず、第2節では模型杭実験に用いた試料の性質や等方圧縮試験、三軸試験の概要および供試体作成方法について示す。そして、第3節では等方圧密過程における試料の降伏応力や圧縮特性について述べ、次いで、せん断過程における応力ひずみ関係、強度特性について示し、カーボネイト砂と豊浦砂の力学特性の違いについて言及している。次いで、第4節では破碎性土であるチイビシ砂の力学特性について詳細に検討を行った結果について述べている。最後に第5節では本章の要約をしている。

2.2 試料および試験方法

2.2.1 試料の性質

本研究で用いた破砕性土は、那覇の慶伊干瀬より採取したチイビシ砂とアイルランド西海岸より採取したドッグズベイ砂である。また比較として、シリカ系の豊浦標準砂（以下豊浦砂と呼ぶ）を試料に加えて実験を行っている。破砕性土の定義は、地盤工学で対象とする通常の応力域（0～1MPa程度）で破砕しやすくなる土粒子からなる地盤であり、これらの地盤では、粒子破砕に起因する様々な問題に直面することになり、解決すべき問題であると考えられている。また、カーボネイト砂とは、炭酸カルシウム成分を多く含んだ砂の総称であり、炭酸カルシウム成分の含有率による区分は表-1 にまとめている。本研究で用いているチイビシ砂とドッグズベイ砂は、炭酸カルシウム成分を多く含んだ砂であるため、カーボネイト砂の分類である。さらに、このカーボネイト砂は、破砕性土として位置づけられている。このカーボネイト砂は、図-13 に示した分布図でもわかるように、熱帯、亜熱帯の大陸棚を中心に世界各地に分布しており⁵⁾、日本でも、亜熱帯気候下にある沖縄の島々の浅い海域に分布している^{6),7)}。カーボネイト砂と豊浦砂の10倍に拡大した顕微鏡写真を写真-1に示す。図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂である。

表-1 カーボネイト砂の区別⁵⁾

Material	CaCO ₃ (%)含有率
Carbonate sand カーボネイト系	90%以上
Siliceous Carbonate sand シリシア カーボネイト系	50～90
Calcareous Silica sand カルカリアス シリカ系	10～50

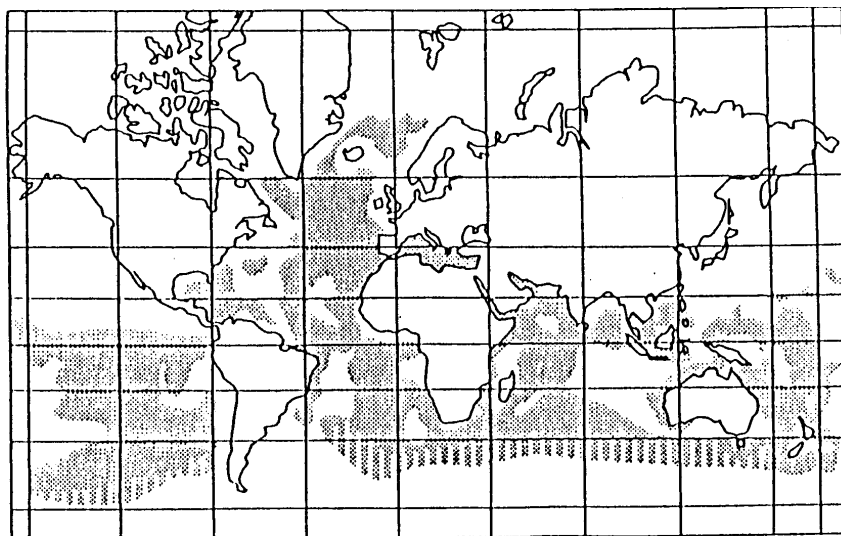


図-13 カーボネイト砂の分布図⁵⁾

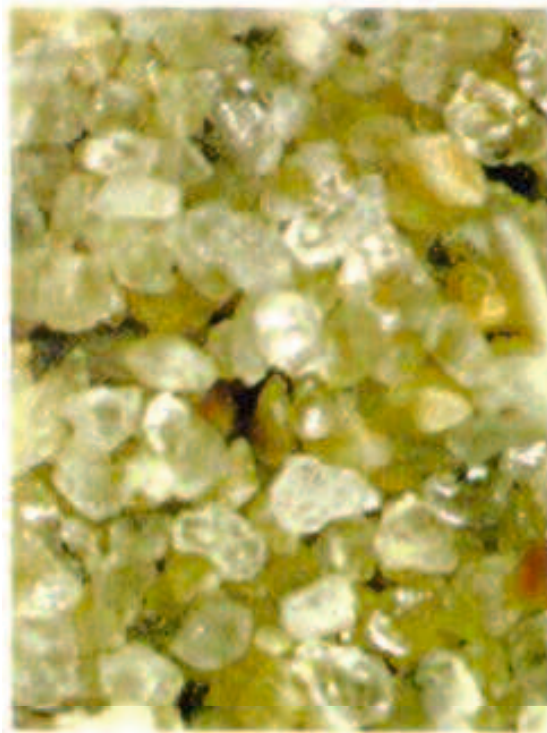
第2章



(a)チイビシ砂



(b) ドッグズベイ砂



(c) 豊浦砂

写真-1 試料の顕微鏡写真

第2章

これらの写真より、カーボネイト砂は珊瑚礁などの海洋生物の遺骸を多く含むため、破片状の角ばった粒子や筒状の粒子が多く多孔質であり、豊浦砂とは異なる粒子形状であることがわかる。

表-2 および図-14 に各試料の物理的性質と粒径加積曲線を示す。豊浦砂に比べてカーボネイト砂であるチイビシ砂とドッグズベイ砂は、粒子自体に間隙を含んでいるため最大、最小間隙比ともに大きく、しかも粒度分布がよいことがわかる。

チイビシ砂の炭酸カルシウム含有率は約 96%で、ドッグズベイ砂のそれは約 94%である。豊浦砂は主に石英、長石からなるシリカ系の砂であり、炭酸カルシウム成分は含まれていない。また、本研究で用いた試料は最大粒径を 2mm として粒度調整を行っている。

表-2 試料の物理的性質

地盤材料	Gs	D _{max} (mm)	e _{max}	e _{min}	CaCO ₃ (%)
チイビシ砂	2.83	2.0	1.574	0.983	96
ドッグズベイ砂	2.72	2.0	2.451	1.621	94
豊浦砂	2.64	1.5	0.973	0.635	—

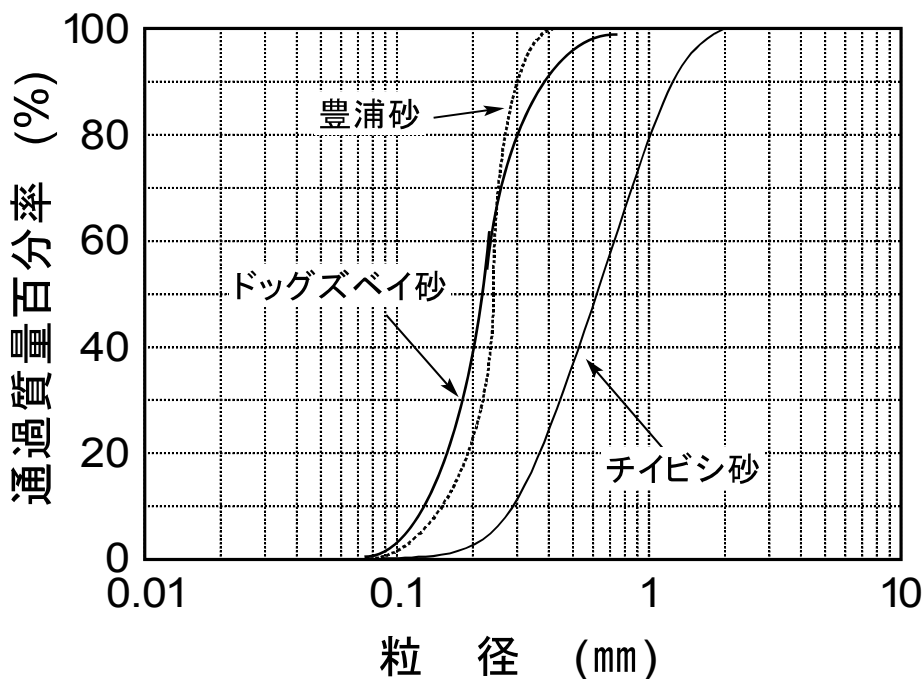


図-14 試料の粒径加積曲線

2.2.2 圧密試験および三軸試験の概要

(1) 圧密試験の概要

高圧下における破砕性土の応力とひずみの関係を明らかにすることは、破砕性地盤における杭の支持力メカニズムを理解するために最も重要な課題の一つである。この問題に対するアプローチとして、50MPa まで負荷可能な高圧三軸試験機を用いて高圧載荷試験を行った。ここでは、その結果得られた破砕性土の応力ひずみの関係について検討する。各試料の圧密降伏応力を把握するために用いた高圧試験機の配管系統図を図-15 に示す。この試験機は、油圧サーボシステムを採用し、50MPa まで側圧の負荷が可能である⁸⁾。圧密試験は、ひずみ制御、排水条件で行った。供試体は飽和状態のものを使用し、タンピング法により作成した。体積変化は、供試体からの排水量をビューレットを介して測定した。一定の荷重に対し体積変化が 20 分間一定となるのを確認した後、段階的に荷重を負荷した。なお、供試体寸法は直径 50mm、高さ 100mm であり、メンブレンは厚さ約 1mm のゴム製のものを使用した。

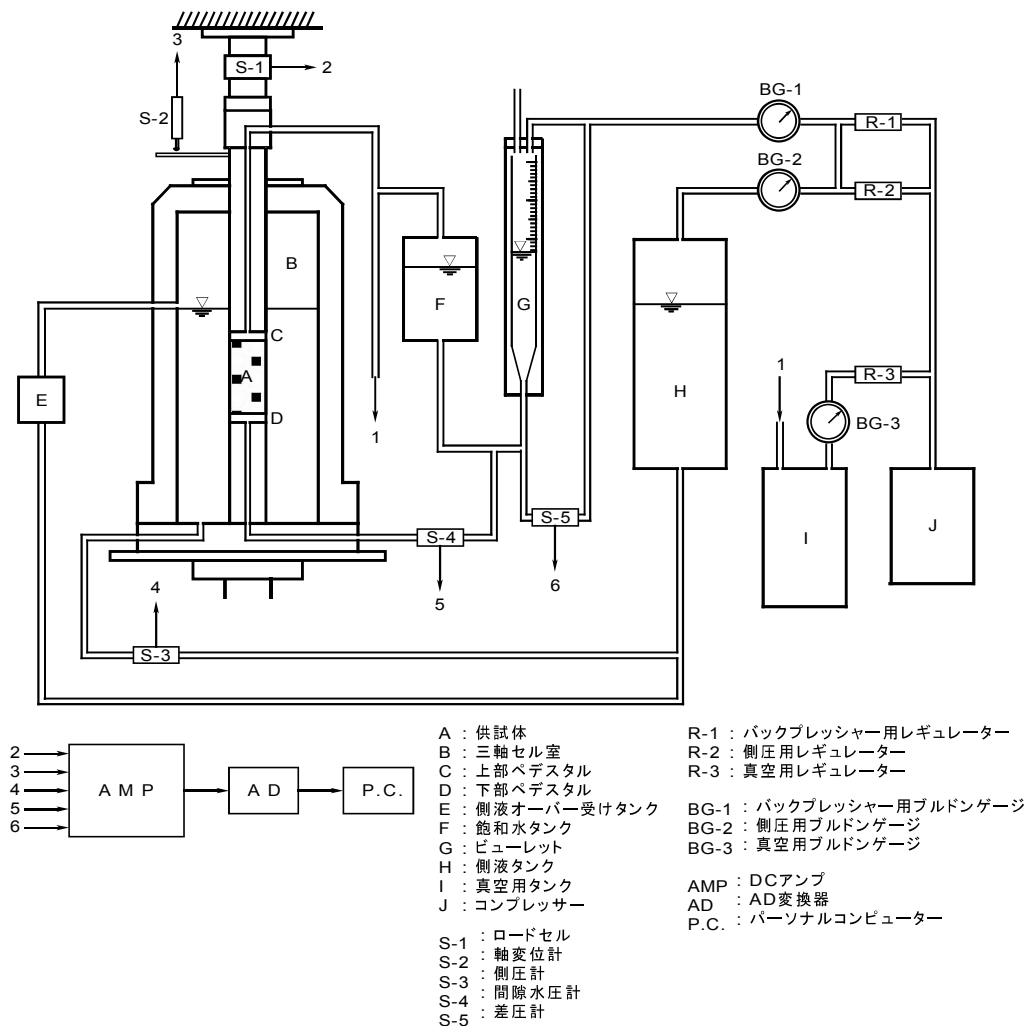


図-15 高圧試験機概念図

第2章

(2) 三軸試験の概要

各試料のせん断強度を把握するために用いた三軸試験機の配管系統図を図-16に示す。

三軸試験は、ひずみ制御、排気条件、拘束圧は50~400kPaの応力範囲で行い、模型杭載荷実験との対応を考慮に入れた。供試体は気乾状態のものを使用し、タンピング法により作成した。また、乾燥試料を用いているため、供試体の体積変化を直接測定することが困難であることから、側液の体積変化を二重ビューレットを介して測定することにより置換した⁹⁾。なお、供試体寸法は直径50mm、高さ100mmであり、メンブレンは厚さ約0.2mmのゴム製のものを使用した。

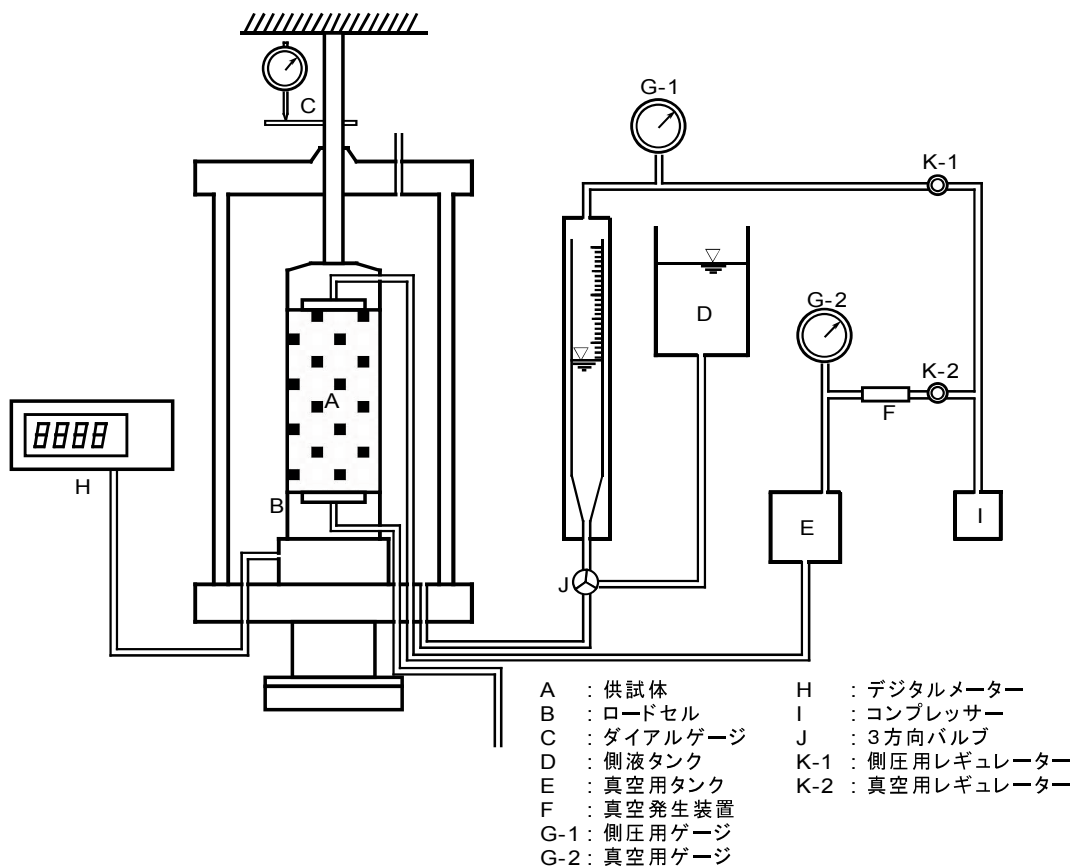


図-16 三軸試験機概念図

2.3 破碎性土の力学特性

2.3.1 圧密特性

図-17 は、相対密度 $D_r=90\%$ のチイビシ砂、ドッグズベイ砂、豊浦砂の等方圧密過程における間隙比 e と平均有効主応力 σ_m の関係を示したものである。ここに平均有効主応力 σ_m は以下の式で定義する。

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_a + \sigma_r)}{3} \dots \dots \dots (26)$$

等方圧密下では平均有効主応力 σ_m は半径方向の応力 σ_r に、また σ_a は軸方向の応力に一致する。この図に示されたように、広範囲な等方圧力の下での砂の e - $\log \sigma_m$ 曲線は、低い圧力域の曲線勾配は非常に小さく、この領域での砂の体積変化はあまり見られない。しかしながら、高い圧力域における曲線勾配は大きく、しかもこの領域では粒子破碎を生じていることが考えられる。このような e - $\log \sigma_m$ 曲線の特徴は、粘土の過圧密領域と正規圧密領域の特性にきわめてよく類似しているといえる。また、破碎性土であるカーボネイト系の砂であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂はより顕著にその傾向が見られており、豊浦砂が圧密降伏する以前においてすでに、 e - $\log \sigma_m$ 関係に明瞭な折れ曲がり点が見られ、拘束圧 σ_m の増加にともなう間隙比 e の減少が顕著に現れることがわかる。また、圧密降伏応力は、豊浦砂は 10MPa、チイビシ砂は 1.2MPa、ドッグズベイ砂は 800kPa 程度であり、豊浦砂、チイビシ砂、ドッグズベイ砂の順に小さいことがわかる。砂の圧縮性は粒子破碎が生じることによって著しく増加し、その結果として等方圧密過程における e - $\ln \sigma_m$ 関係は明確な折れ点を持つことから、破碎性土であるカーボネイト砂は、豊浦砂に比べて破碎性が卓越していることがわかる。

図-18 は、相対密度 $D_r=90\%$ のチイビシ砂、ドッグズベイ砂、豊浦砂の等方圧密過程における体積ひずみ ε_v と平均有効主応力 σ_m の関係を示したものである。この図より、 σ_m が約 1MPa までの応力域において、チイビシ砂の体積ひずみは、ドッグズベイ砂、豊浦砂より、2~3%程度大きいことがわかる。また、ドッグズベイ砂の体積ひずみは、1MPa 以上の応力域において、最も大きくなり、特に $\sigma_m=10\text{MPa}$ に着目すると、チイビシ砂の 1.5 倍、豊浦砂の 6 倍程度の値を示していることがわかる。また豊浦砂の体積ひずみは、カーボネイト系の砂であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂に比べて小さく、あまり顕著な変化が見られないことがわかる。

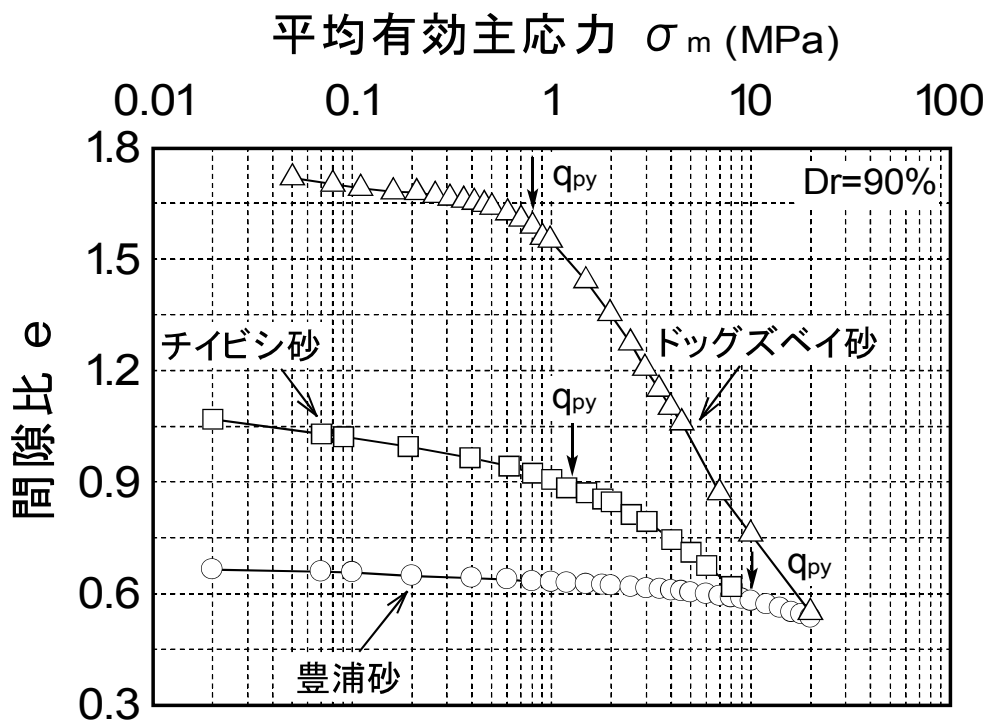


図-17 間隙比と平均有効主応力の関係

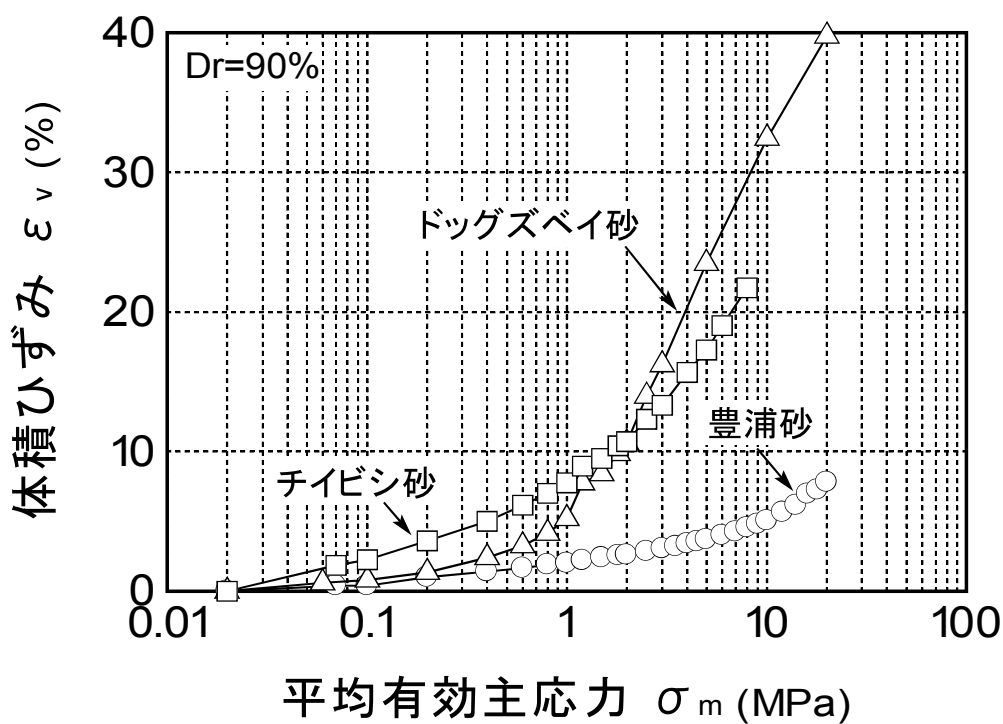


図-18 体積ひずみと平均有効主応力の関係

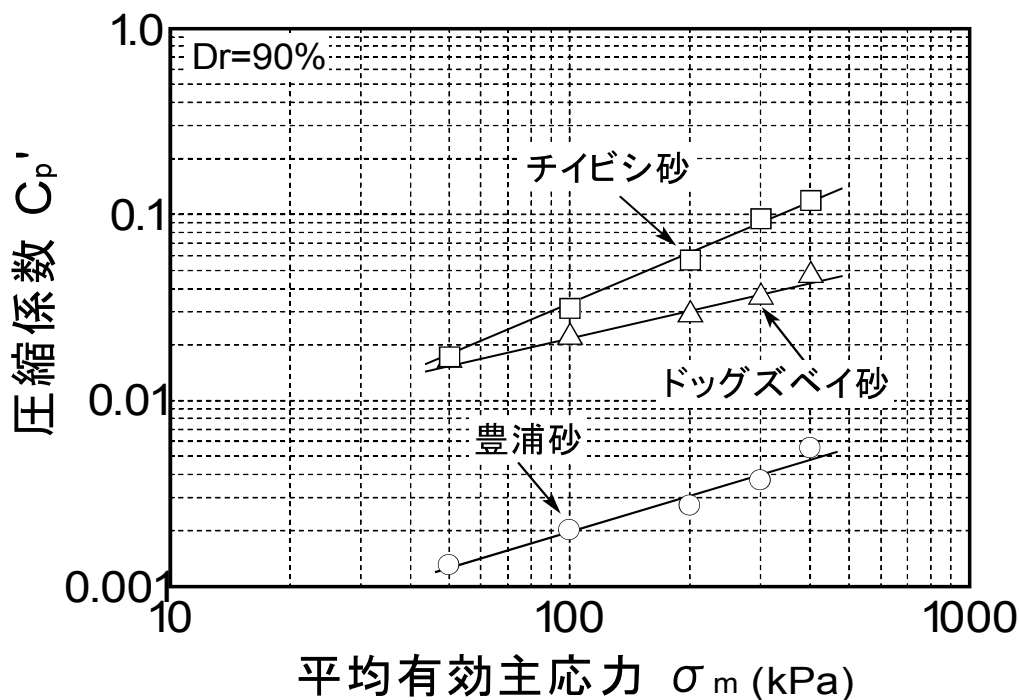


図-19 圧縮係数と平均有効主応力の関係

次に、模型杭載荷実験で対象とする応力域における試料の圧縮性を、評価するために第1章の式(14)で定義される圧縮係数を求めた。なお、圧縮係数の概念図を図-8に示している。

$$C_p' = \frac{\Delta e}{\Delta(\ln \sigma_m)} \dots \dots \dots (27)$$

圧縮係数 C_p' は、 e - $\log \sigma_m$ 曲線における任意の平均有効主応力での接線勾配を与える。

図-19は、このようにして求めた等方圧縮過程での圧縮係数 C_p' と平均有効主応力の関係を示したものであり、この図より、対象とする応力域においてはいずれの試料でも圧縮係数 C_p' の値は、指数関数的に増加しており、平均有効主応力の増加とともに圧縮性は増加していると言える。圧縮係数の大きさを比較すると、豊浦砂、ドッグズベイ砂、チイビシ砂の順に大きくなっていることがわかる。

2.3.2 せん断特性

図-20 は、それぞれの試料のせん断過程における軸差応力 q 、体積ひずみ v と軸ひずみ ε_1 の関係を拘束圧 $\sigma_r=50\sim 400\text{kPa}$ 、 $Dr=90$ 、 100% についてまとめたものであり、図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、そして図(c)は豊浦砂の実験結果である。これらの図から以下のことがわかる。

(1)軸差応力 q -軸ひずみ ε_1 関係

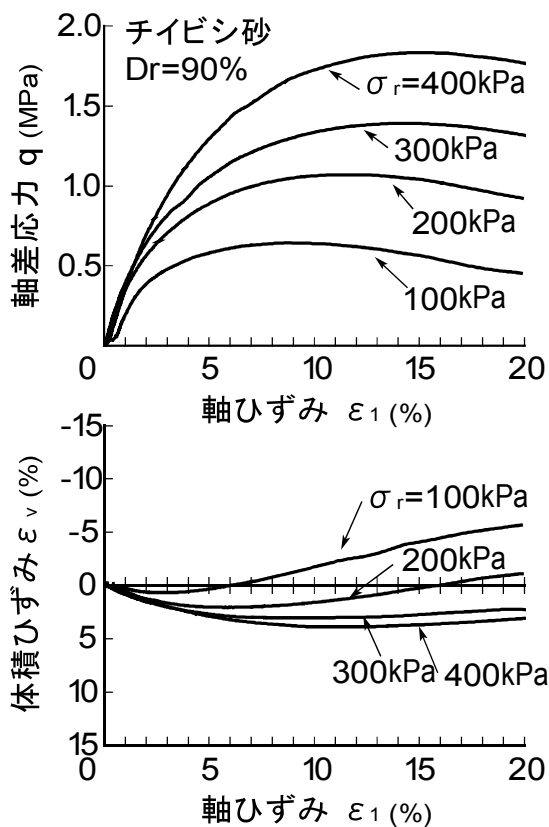
初期の立ち上がりはドッグズベイ砂が一番緩やかで続いてチイビシ砂、豊浦砂の順になっており、ドッグズベイ砂の初期剛性が一番小さい。また、軸差応力 q が最大に発揮されるとき軸ひずみ ε_1 は、豊浦砂よりもチイビシ砂、ドッグズベイ砂の方が大きい。同様の傾向は他の相対密度についても言えることである。

(2)体積ひずみ v -軸ひずみ ε_1 関係

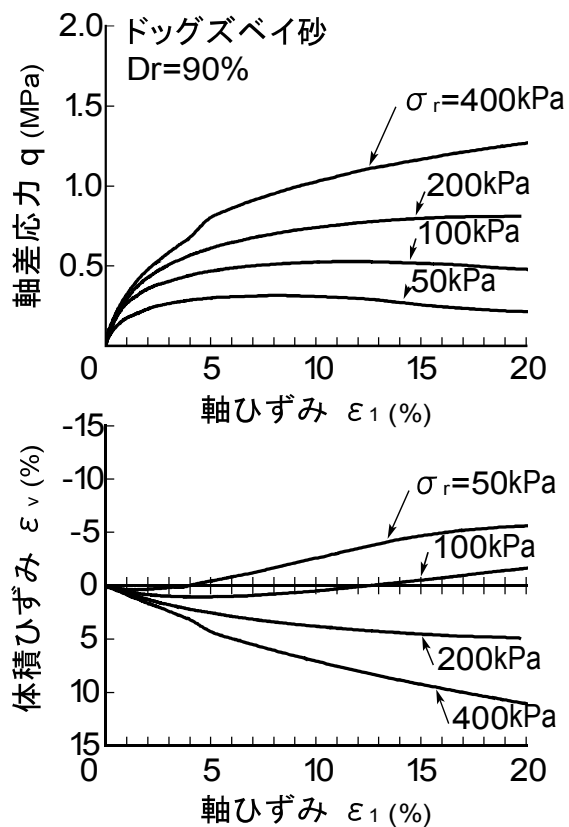
豊浦砂の体積ひずみ v は、収縮後、膨張傾向が見られるのに対して、チイビシ砂およびドッグズベイ砂については、低い応力域では膨張傾向を示すが、 $\sigma_r=200\sim 300\text{kPa}$ では、比較的密な状態にも関わらず収縮一方の挙動を示す。さらに、 $\sigma_r=400\text{kPa}$ 、 $\varepsilon_1=20\%$ でのドッグズベイ砂の体積ひずみは 10% 近くにも達している。これにより、ドッグズベイ砂、チイビシ砂のせん断過程における圧縮性の大きさが読みとれる。

図-21 は、せん断過程における最大の体積ひずみ v_{max} と拘束圧 σ_r の関係である。図(a)は相対密度 $Dr=50\%$ のドッグズベイ砂、豊浦砂、そしてチイビシ砂のもの、図(b)は $Dr=75\%$ のドッグズベイ砂、豊浦砂のもの、そして図(c)は $Dr=90\%$ のドッグズベイ砂とチイビシ砂、 $Dr=100\%$ の豊浦砂の実験結果である。これらの図から、ドッグズベイ砂、チイビシ砂は豊浦砂よりも体積圧縮ひずみ v_{max} の生じ方が大きく、圧縮過程同様せん断過程においても破碎性土の収縮性の大きさが伺える。その傾向は、拘束圧 σ_r の増加とともに、より顕著に現れることがわかる。

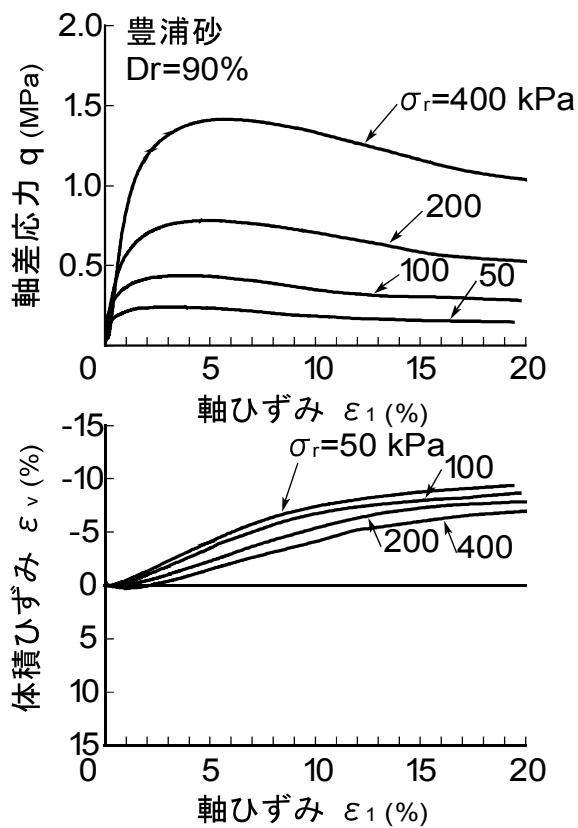
これらの結果より、破碎性土の特徴としてせん断中に生じる体積変化の様子が、豊浦砂とかなり異なっている様子が分かる。せん断中に著しい粒子破碎が生じる場合には、破碎された粒子およびそれに隣接する粒子の動きは複雑であり、粒子間の移動は単純なすべりによるものではなくむしろ土粒子の骨格が再構成されることが推察される。地盤全体は土粒子が集まってその骨格を形成しているため、地盤全体の変形は、粒子が作る骨格の変形であると考えられる。そしてある応力状態の下で土粒子の骨格が一定に保たれるのは、粒子の接触部で摩擦が発揮されるからである。その状態に新たな応力が作用し、それが粒子間力として伝わり合う。このとき粒子に加わる力の状態が変わり、粒子自体が破碎すると、粒子同士の接触部に働く応力も変わる。その事が原因となって粒子同士が互いにずれたり回転して相対移動を起こしたり、局所的な部分では圧縮変形を生じることが考えられる。



(a) チイビシ砂



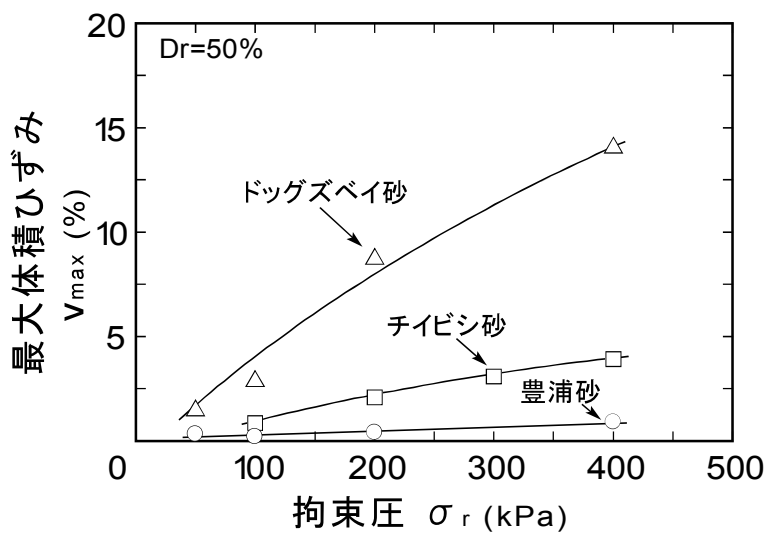
(b) ドッグズベイ砂



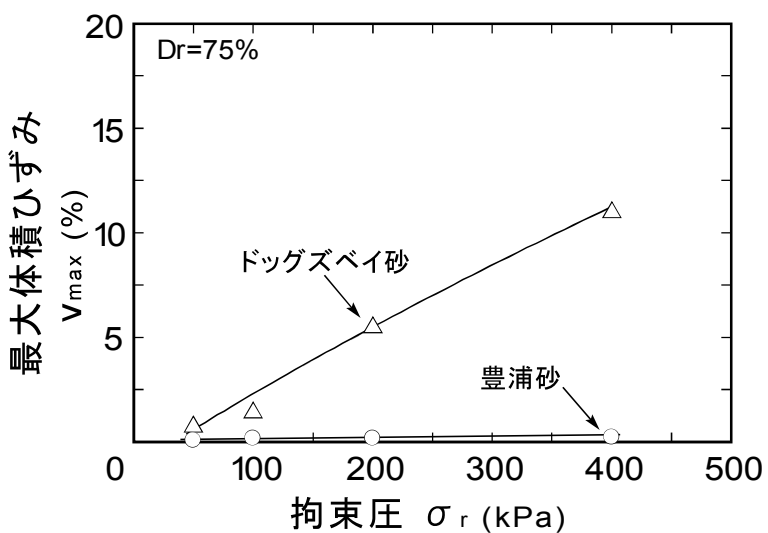
(c) 豊浦砂

図-20 軸差応力-体積ひずみ-軸ひずみ関係

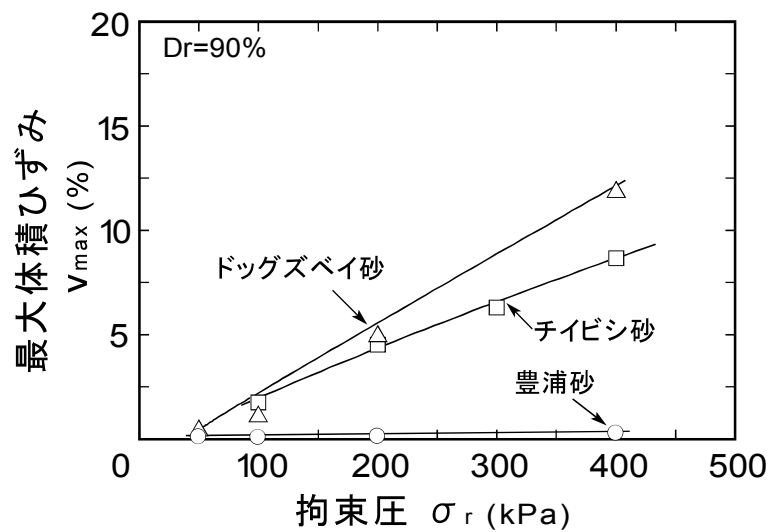
第2章



(a) Dr=50%



(b) Dr=75%



(c) Dr=90%

図-21 最大体積ひずみと拘束圧の関係

2.3.3 強度特性

次に、図-22 に示す概念図をもとに軸ひずみ ε_1 が 0.1%の時の軸差応力 q から求めたせん断剛性 $G_{0.1}$ と拘束圧 σ_r の関係を図-23 に示す。図(a)は相対密度 $Dr=50\%$ のドッグズベイ，豊浦砂，そしてチイビシ砂のもの，図(b)は $Dr=75\%$ のドッグズベイ砂，豊浦砂のもの，そして図(c)は $Dr=90\%$ のドッグズベイ砂とチイビシ砂，および豊浦砂の実験結果である。これらの図から，相対密度が低いときには，ドッグズベイ砂とチイビシ砂は，豊浦砂より大きなせん断剛性 $G_{0.1}$ を示しており，相対密度が高くなると，ドッグズベイ砂とチイビシ砂のせん断剛性 $G_{0.1}$ は，豊浦砂より小さくなっていることがわかる。これは，相対密度が小さい時には，破碎の程度が小さいか，ほとんどない状態にあると考えられ，特異な表面形状による土粒子表面突起のかみ合いによってインターロッキングによる効果が発現されるためであり，密度が高くなるとせん断力も大きくなるため，粒子接触部分による破碎が進行し粒子の再配列が容易となり，結果として，破碎性地盤のせん断剛性 $G_{0.1}$ は，豊浦砂より小さくなることが考えられる。よって破碎性土のせん断剛性 $G_{0.1}$ は，相対密度が低いときには大きく，密度が高くなると小さくなると言える。

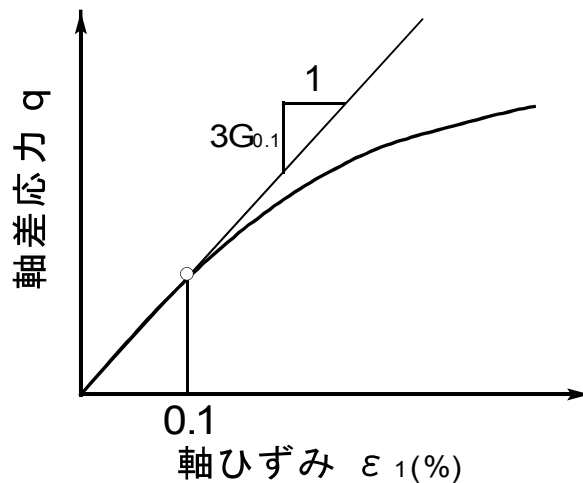
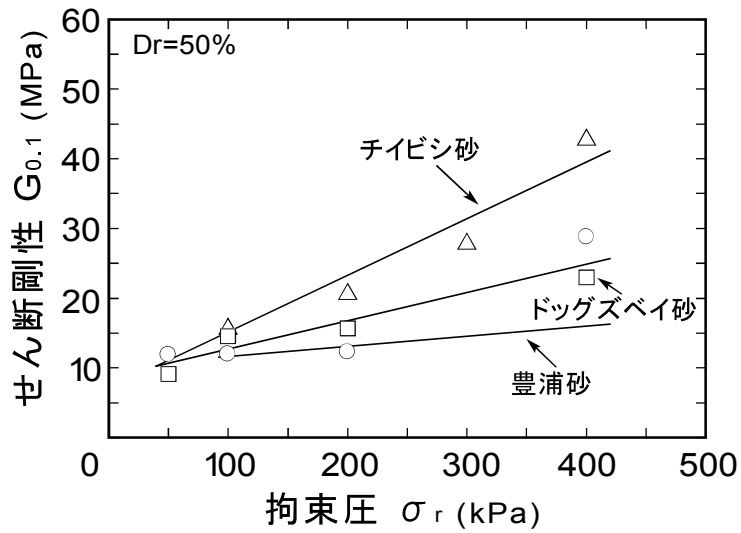
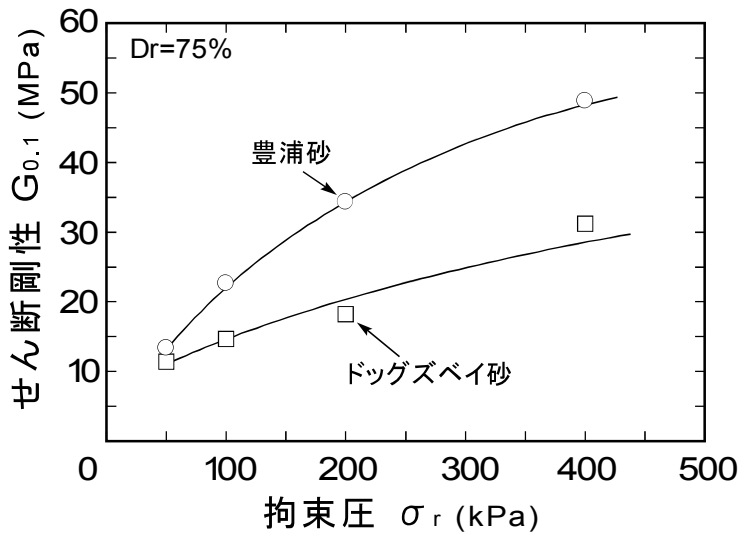


図-22 せん断剛性の概念図

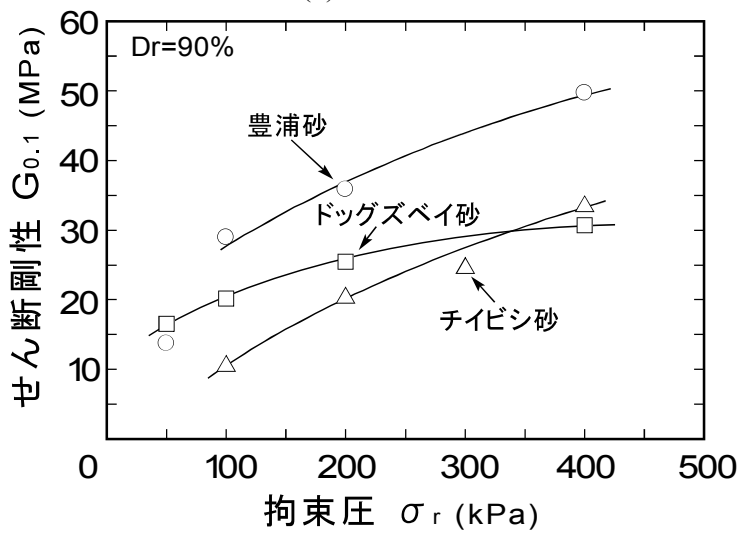
第2章



(a) Dr=50%



(b) Dr=75%



(c) Dr=90%

図-23 せん断剛性と拘束圧の関係

第2章

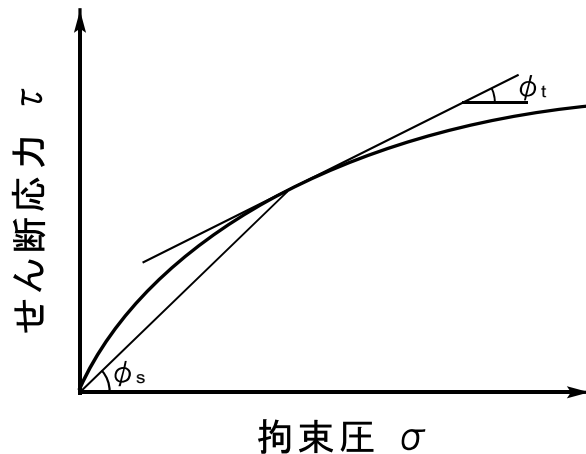


図-24 セカントアングルとタンジェントアングルの評価方法

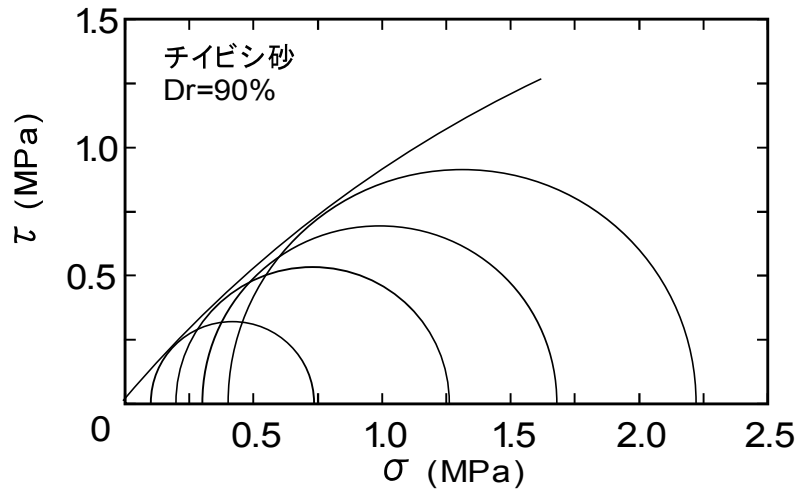
図-24 は破壊包絡線が曲率を示すときのセカントアングル ϕ_s とタンジェントアングル ϕ_t の評価法の違いを示したものである。砂の Mohr-Coulomb の破壊包絡線の勾配は、拘束圧 σ_r の増加とともに減少することが知られ¹¹⁾、その勾配の変動は、セカントアングル ϕ_s の大きさでしばしば評価される。

図-25 は軸差応力点が最大に発揮される点を破壊と定義したときのモールの応力円を示したものであり、密な相対密度における図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂の実験結果である。これらの図より、応力域 50~400kPa の範囲で豊浦砂の破壊包絡線はほぼ直線であるのに対し、チイビシ砂、ドッグズベイ砂は大きな曲率を呈することがわかる。

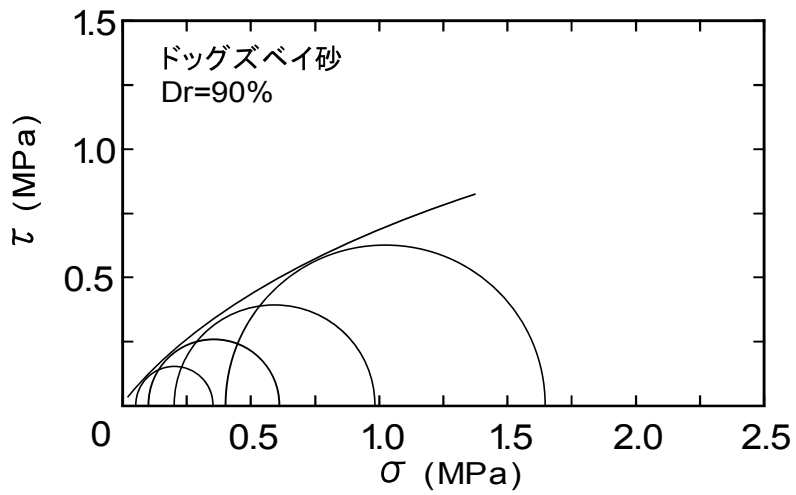
図-26 は、軸差応力 q の最大の点で求めた各試料のセカントアングル ϕ_p と拘束圧 σ_r の関係をまとめたものであり、図(a)は相対密度 $Dr=50\%$ のドッグズベイ砂、豊浦砂、そしてチイビシ砂のもの、図(b)は $Dr=75\%$ のドッグズベイ砂、豊浦砂のもの、そして図(c)は $Dr=90\%$ のドッグズベイ砂とチイビシ砂、 $Dr=100\%$ の豊浦砂の実験結果である。これらの図から、拘束圧 σ_r の増加にともなうセカントアングル ϕ_p の減少傾向は、カーボネイト系のチイビシ砂、ドッグズベイ砂の場合特に著しく現れていることがわかる。また、対象としている応力域 50~400kPa において、セカントアングル ϕ_p の値は、豊浦砂よりカーボネイト系の砂の方が高いことがわかる。

これらの試験結果より試験前後における破砕性土の圧縮やせん断には、土粒子の強度や粒子形状の違いに起因する粒子破砕の進行が考えられる。まず、等方圧力の下で棒状の粒子あるいは粒子の鋭い角張は破砕される。この傾向は、せん断中の比較的低い応力レベル、またはひずみレベルまで続き、その結果粒子の試料形状は初期の形状とはかなり異なったものになっていると考えられる。その後に加えられた応力により粒子破砕の進行は、さらに進み、豊浦砂と異なる挙動になると考えられる。最大軸差応力に達したときの粒子破砕の生じ方や、応力が最大値を過ぎたあとに軸ひずみの進行に伴う粒子破砕の進行など、粒子破砕の程度についてさらに詳細に検討する必要がある。

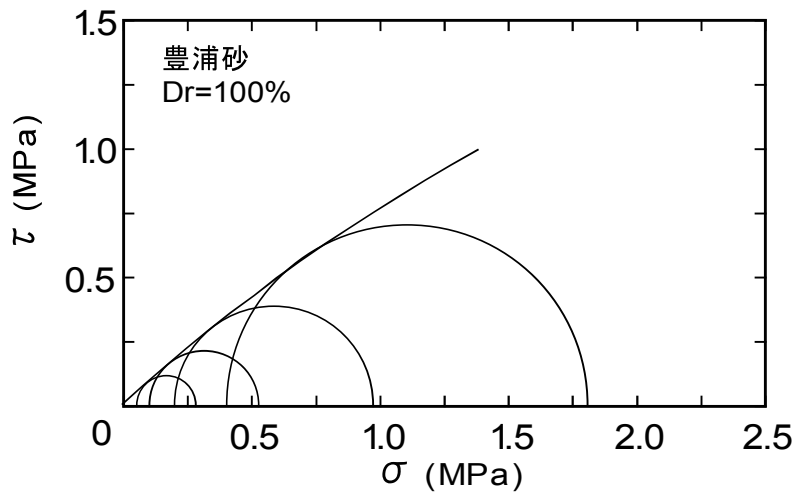
第2章



(a) チイビシ砂



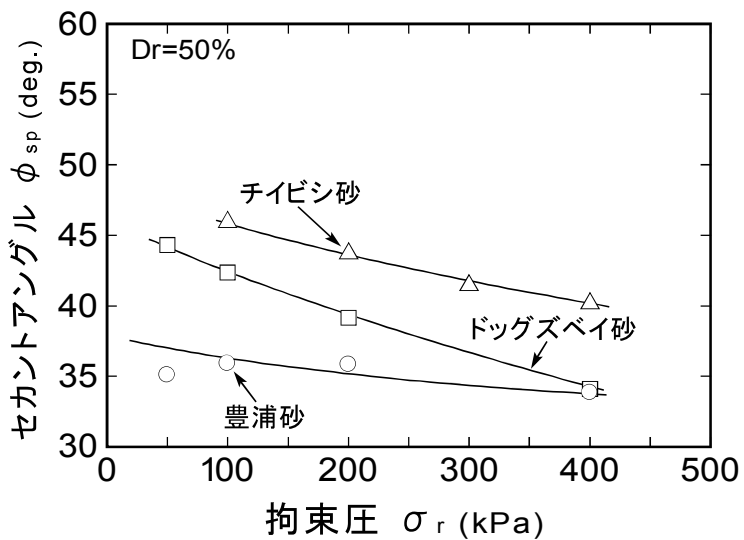
(b) ドッグズベイ砂



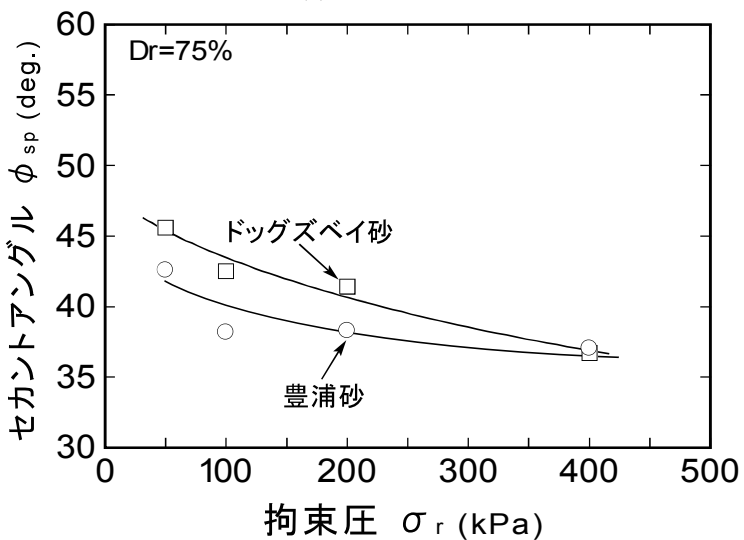
(c) 豊浦砂

図-25 モールの応力円

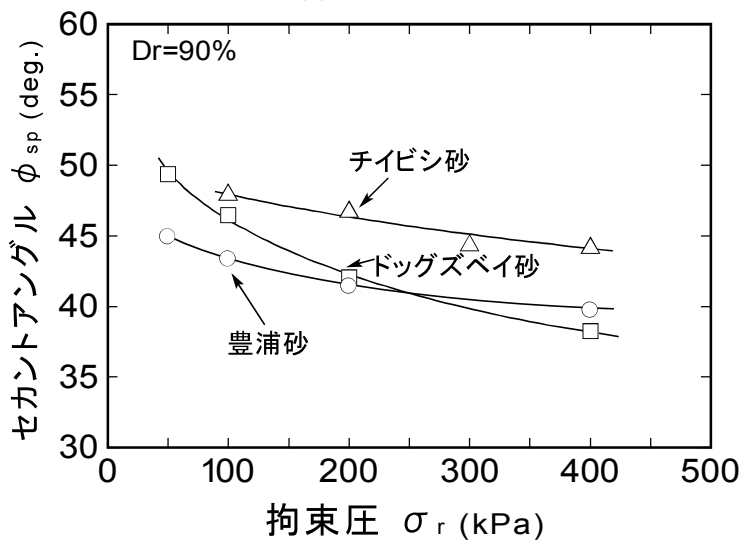
第2章



(a) Dr=50%



(b) Dr=75%



(c) Dr=90, 100%

図-26 セカントアングルと拘束圧の関係

2.4 破碎性土の検討

2.4.1 土粒子の形状

地盤工学で取り扱っている地盤材料は、粘土から砂や岩石まで様々であり、場所や地域によって大きく異なっている。これらの地盤材料は、微視的な土粒子レベルにおいて、形状や硬度、脆弱さも異なっておりその集合体である地盤を扱う上で注意すべき点であると考えられる。そのためにこれまでも破碎性材料の特徴として、粒子形状の複雑さが指摘されている。そこで、本研究では試験に用いた試料の試験前と試験後の粒子に対し顕微鏡による観察を行った。

粒子形状を把握するために土粒子を1つずつ顕微鏡で3方向より観察を行った。その手順は図-27に示すように、まず、1つの土粒子に対し3方向(X,Y,Z方向)から撮影し、画像処理ソフトを用いて解析可能な画像に加工し、画像解析ソフトを用いて土粒子の周長、面積、長軸、短軸を計測した。粒子形状を評価する指標として以下に示す真円度および縦横比を導入する²⁾。真円度の値は次式で表される。

$$R_c = \frac{L^2}{4\pi A} \quad (28)$$

ここで、L：粒子を上から見た状態での周囲長、A：粒子の断面積である。また、縦横比は次式で定義されている。

$$A_r = \frac{b}{a} \quad (b \geq a) \quad (29)$$

ここで、b：投影粒子の長軸長さ、a：短軸長さである。計測は顕微鏡で写真を撮った後、Photoshopを用いて解析可能な画像に加工し、画像解析ソフト NS2K-Lt を用いて画像解析を行った。縦横比が等しい場合、真円度が最小となる図形は楕円であり、真円度と縦横比の関係は次式で表される。

$$R_c = \frac{1+(A_r)^2}{2(A_r)} \quad (30)$$

図-28は、真円度 R_c と縦横比 A_r により粒子形状を表したものである。図中に示すように $A_r = 1$ ($R_c \geq 1$) の直線と式(30)で与えられる曲線は投影粒子形状の境界線となる。真円度は粒子の角張りによる変化を示し、縦横比は扁平さによる変化を示す指標である。図中にはこの座標の中で境界線上、および境界内における粒子形状のイメージを示しており、真円度と縦横比の関係を各々の軸にとることによって、異なる粒径でも、粒子の形状を同様に評価することが出来る。

様々な試験を行う際、試験に用いた試料から粒子を100個程度抽出し、それぞれの真円度と縦横比を調べ分類した。表-3は、図-27に示す領域(1)～(7)に存在する粒子の割合を示したものである。領域(1)～(7)での特徴として、次のようなことが挙げられる。

第2章

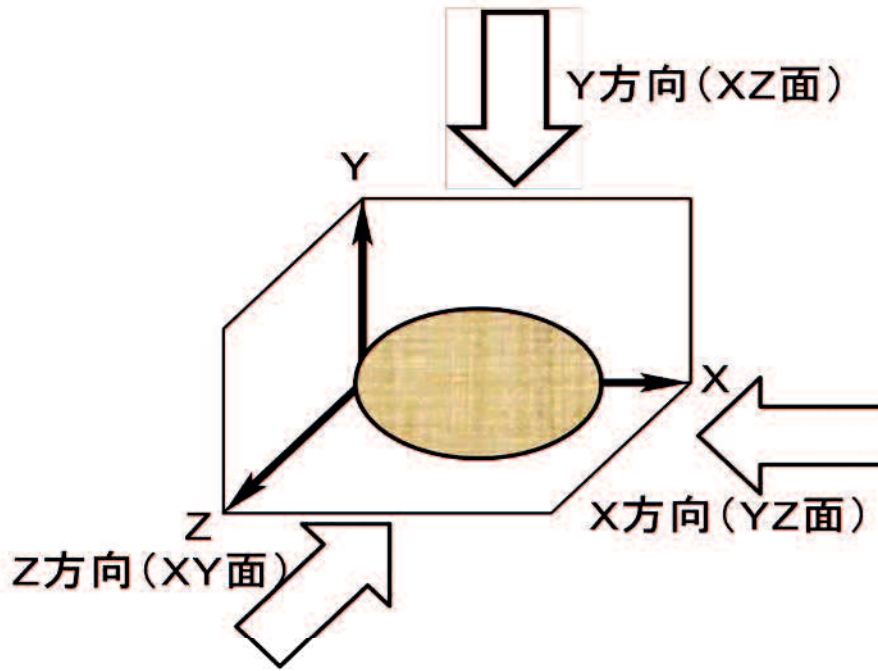


図-26 粒子形状撮影の様子

表-3 チイビシ砂の粒子形状

	平均値	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
チイビシ砂	R_c 1.57 A_r 1.65	4.1%	29.9%	5.2%	19.6%	29.9%	1.0%	10.3%
		1.13 1.04	1.28 1.24	1.43 1.74	1.80 1.29	1.62 2.18	1.80 1.29	2.04 2.23

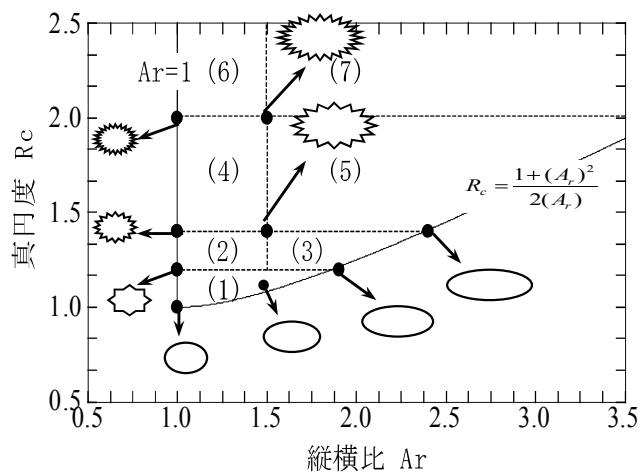


図-28 R_c と A_r による粒子形状図表子

第2章

(1)の領域には極めて円に近い粒子から多少の角張りを持つ粒子や若干扁平な粒子も含まれる。(2)の領域には縦横比が小さく、粒子の角張りが中程度の粒子が存在している。また(3)は粒子の角張りの程度は小さく、短軸が長軸の半分程度の大きさの粒子が存在する領域である。(4),(6)の領域に存在する粒子は、縦横比が1に近く真円度が大きい。(5),(7)に存在する粒子は、より複雑な粒子となる。図-29に示す真円度は、値が大きいほど、すなわちグラフの右側へ行くほど粒子は、より複雑な粒子表面形状を有していることを表す。チイビシ砂は1.2~2.6と広く分布していることを示している。図-30に示す縦横比は、縦横比は扁平さによる変化を示す指標である。値が大きいほど、粒子は楕円形状を有していることを表す。チイビシ砂は1.0~5.0と広く分布しており、比較的円に近い粒子から、極めて複雑な表面形状の粒子まで様々な形状の粒子が存在していること、より複雑な粒子表面形状を有している粒子が多いことが見てとれる。

また、このような手法を用いれば土粒子の形状を把握することが可能であり、ある程度のサンプル数から土粒子の集合体である地盤の把握もすることが出来ると考えられる。

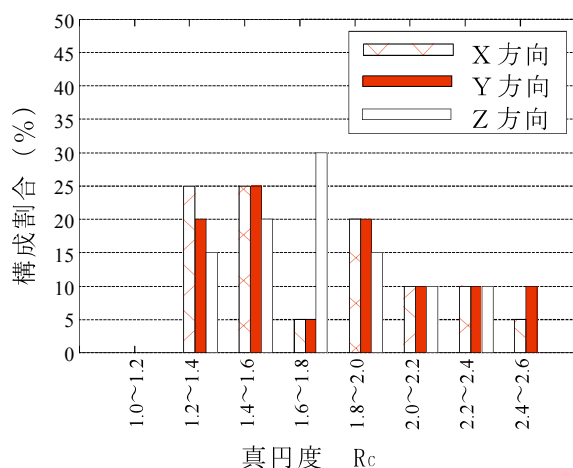


図-29 各真円度と構成割合の関係

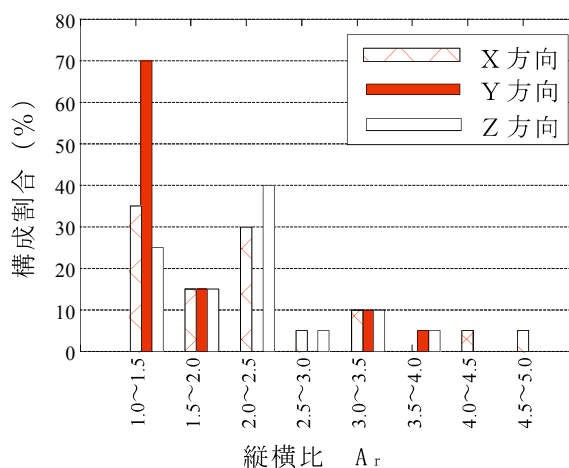


図-30 各縦横比と構成割合の関係

2.4.2 圧密とせん断による破砕特性

土の体積変化 $d\varepsilon_v$ は、等方応力の変化によるもの $d\varepsilon_{v1}$ とせん断応力の変化によるもの $d\varepsilon_{vs}$ の 2 つに分けることができ式(26)で表せられる。

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{v1} + d\varepsilon_{vs} \quad (26)$$

理想弾性体においては、せん断応力のみ作用させると、せん断変形のみで体積は変化しない。すなわち、図-31(a)に示すように平均主応力 p と体積ひずみ ε_v 、せん断応力 q とせん断ひずみ ε_s がそれぞれ 1 対 1 に対応している材料である。ところが、土のような粒状体においては図-31(b)に示すように、せん断応力のみ作用させても体積変化が生ずる材料である。すなわち、せん断応力 q により、せん断変形 ε_s のみならず体積変化 ε_v も生じ、逆にせん断変形 ε_s のみ生じさせるためには、せん断応力 q のみならず平均主応力 p も作用させる必要がある材料である。このようにせん断応力による体積変化を示す材料特性を一般にダイラタンシー特性という。この特性を調べるための最も直接的な試験が平均有効主応力一定試験である。そこで本研究では性質の異なる 2 種類の砂を用いて平均有効主応力一定試験の他、圧密せん断試験や圧密試験を行い、また、それぞれの応力状態で生じる体積ひずみとその時の粒子破砕量について調べ、せん断による体積変化と粒子破砕との関係について明らかにする必要がある。

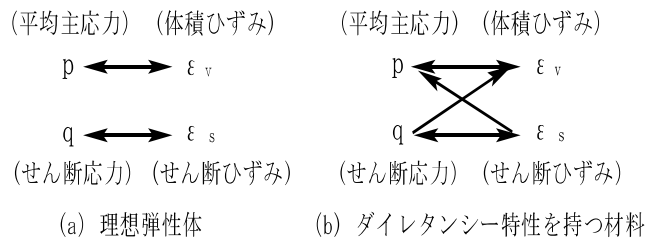


図 - 31 応力とひずみの関係

第2章

(1) 圧縮試験

本研究で破碎性土として位置づけているチイビシ砂の鉛直応力の大きさに対する粒子破碎の程度を把握するために、一次元圧縮試験を行った。試験は直径50mmの円柱状の鋼棒を用いて鉛直下方向へ載荷し、供試体であるチイビシ砂に均等な鉛直応力を負荷した。圧密リングに、供試体の相対密度90%を目標に高さ20mmとなるようタンピング法により作成した。載荷速度は0.1mm/minで、20MPaまで載荷している。

図-32は、試験結果より得られた鉛直応力と体積ひずみの関係を示している。この図より圧密圧力が小さい領域では体積ひずみの減少は少ないものの、圧密降伏応力を超えると急激な体積ひずみの増加が見られる。試験終了後に試料を取り出し、次に6個のふるい(2.0, 0.84, 0.42, 0.25, 0.105, 0.075mm)を用いてふるい分け試験を行い、その結果得られた粒径加積曲線を図-32に示している。この図に示されているように、鉛直応力の増加と共に粒径加積曲線は左側に移行しており、粒子破碎によって初期の粒度分布よりも細粒分が増加している様子がわかる。粒子破碎の程度を把握するために各粒径での初期状態との差を求めたものが図-34の粒径過積率差曲線である。

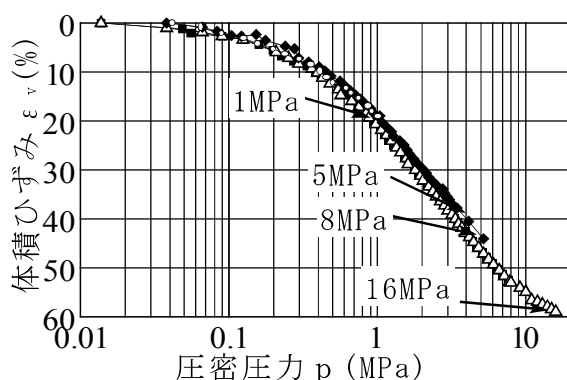


図-32 一次元圧縮試験における圧密圧力と体積ひずみの関係

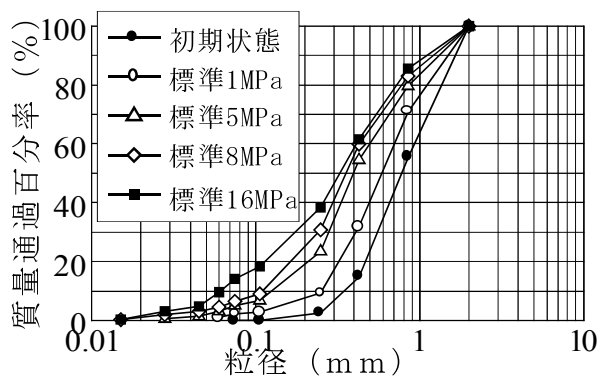


図-33 標準圧密試験後の粒度分布

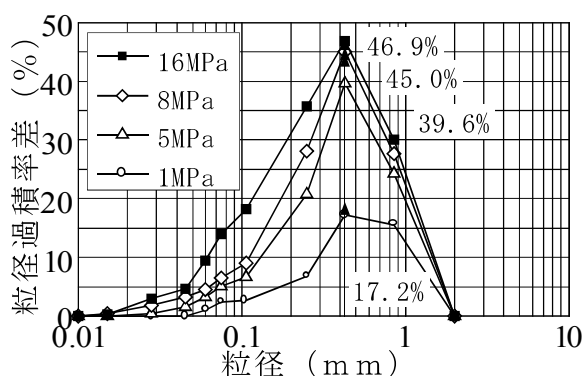


図-34 粒径過積率差

第2章

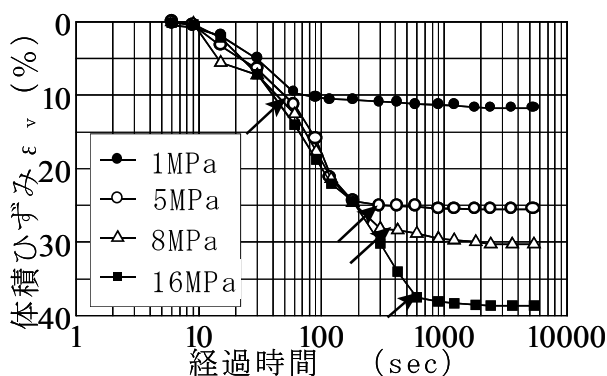


図-35 等方圧密試験における経過時間と体積ひずみの関係

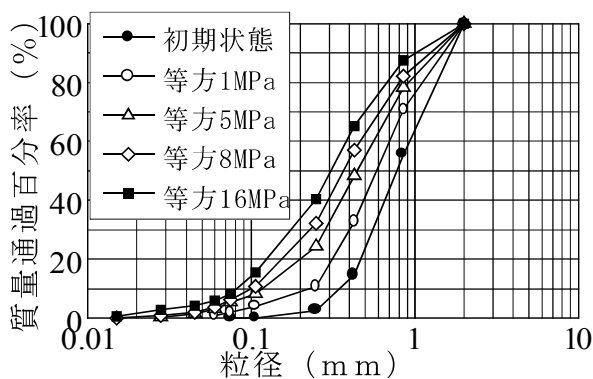


図-36 等方圧密試験後の粒度分布

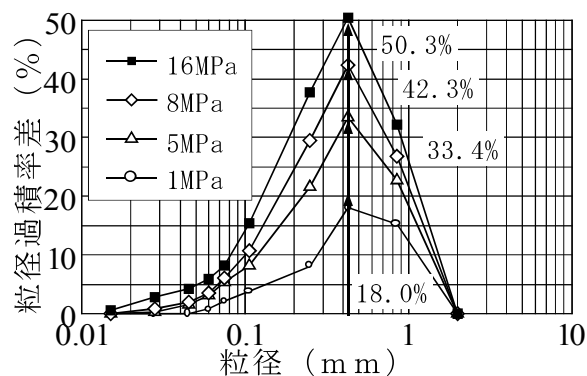


図-37 等方圧密試験後の粒径過積率差曲線

等方圧密試験結果も同様に図-35～図-37にまとめている。なお、図-34に示されている矢印は、所定の拘束圧に達した時を示している。これらの図より、等方試験も圧密試験と同様に、破碎の進行の様子が示されており、圧密過程における土粒子の粒子破碎は、顕著であることが伺える。

図-32と図-35、および図-33と図-36を比較すると、標準圧密試験よりも等方圧密試験を行った方が、全体的に粒子破碎の程度が同程度もしくは、若干大きいこと、さらに体積ひずみは小さいことが伺える。応力状態より考察すると、体積変化は応力の差によるところが大きく、粒子破碎は試料に作用する応力の合計値に影響することが考えられる。今回行った試験より体積ひずみと粒子破碎の程度には、大きな因果関係が認められたが、それ以外にも粒子の配列や細粒分等、今後詳細に検討する必要があると考えられる。

第2章

(2) せん断試験

図-38は等方圧密終了後の排水せん断試験における軸ひずみと体積ひずみの関係である。体積ひずみが正の場合供試体は収縮を、負の場合は膨張していることを意味している。拘束圧の低い応力域においてせん断すると、供試体は収縮した後に膨張する傾向が見られる。これは、供試体が低い拘束圧の下でせん断応力を受けると、土粒子が土粒子を飛び越える現象が起こり、結果として全体の体積が膨張するためである。しかしながら、高い拘束圧の下でのせん断では、供試体は収縮一方の挙動を示していることが読みとれる。これは、土粒子と土粒子が接触して粒子破碎が生じ、破碎により生じた細粒分が粒子間の隙間を埋めるなど、土粒子の再配列が生じ、それら結果として、収縮挙動となることが考えられている。チイビシ砂では収縮一方の傾向を示すこと、さらに大きな拘束圧になると、両試料とも収縮挙動を示すことが伺える。収縮挙動を示す応力域において、軸ひずみの増加と共に体積ひずみが急勾配で増加し、その後一定の値になることが読みとれる。そこで、せん断過程における粒子破碎の様子を調べるために、拘束圧 1MPa の条件のもとで、秋穂砂では軸ひずみが 4%、10%、17%の時点において、チイビシ砂では、軸ひずみが 13%、30%、47%のとき試験を終了し粒度分布をもとめた。ここで軸ひずみは、体積ひずみがピークの約半分の時、あまり変化が無くなった時、ピーク時として選定している。

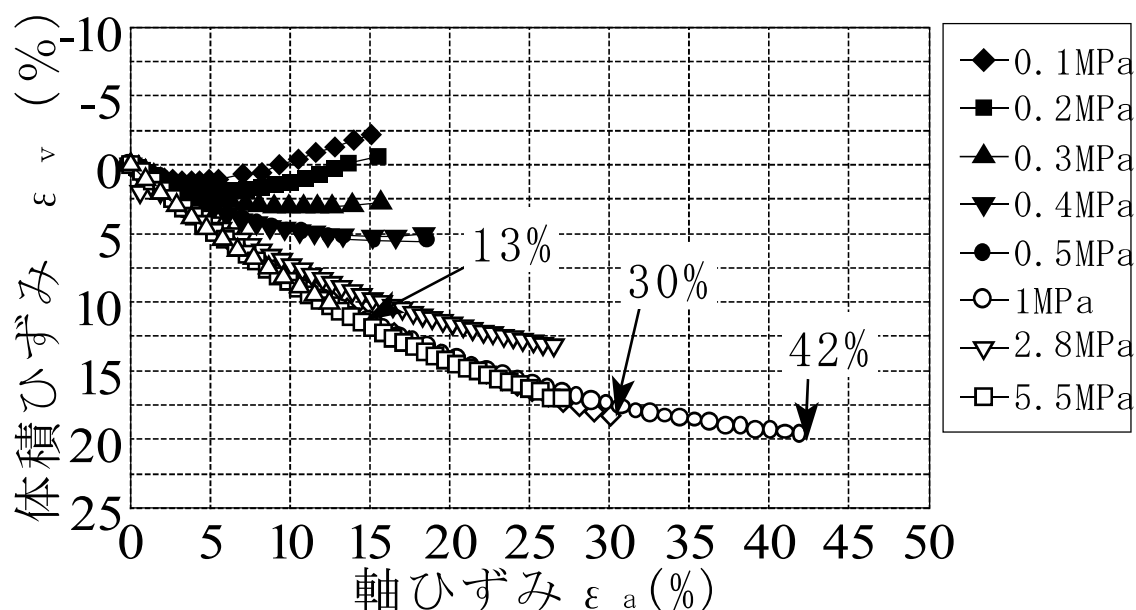


図-38 軸ひずみと体積ひずみの関係

第2章

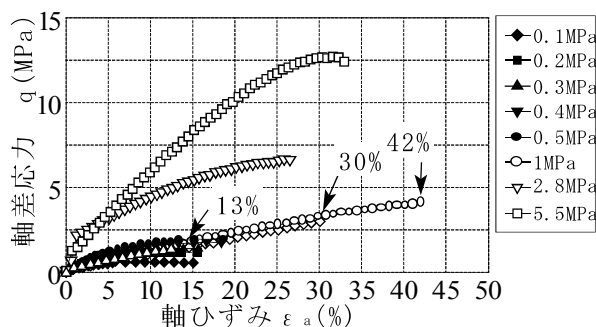


図-39 軸ひずみと軸差応力の関係

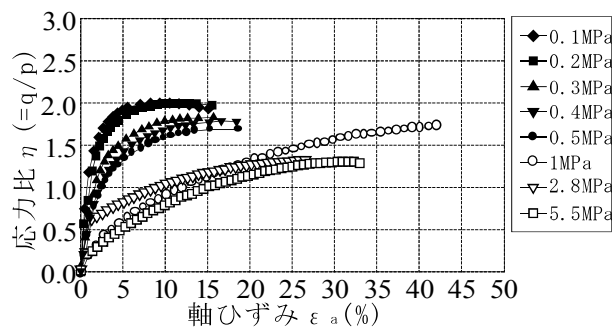


図-40 軸ひずみと応力比 η の関係

図-39 は各試験の軸差応力と軸ひずみの関係を、図-40 は、軸差応力を平均主応力で正規化した応力比 η と軸ひずみの関係をそれぞれ示している。これらの図より拘束圧が高い応力域では、軸ひずみの増加と共に軸差応力も緩やかに増加すること、応力比 η と軸ひずみの関係を示す曲線は、拘束圧が大きいほど下に位置しており、曲線の差が大きいことが伺える。図-41 は拘束圧 1 MPa での排水せん断過程における粒径加積曲線の変化の様子を、軸ひずみに着目してまとめた図である。さらに、図-42 は粒径過積率の差を示した曲線である。これらの図より、軸ひずみの増加に伴い粒子破碎が進展していることが分かる。また、軸ひずみの大きい領域で比較すると、粒径過積曲線にあまり差がないことも読み取れる。これらの結果、図-38 と対比させて考察すると、体積ひずみの増加と粒子破碎の増加の程度に対応関係があることが伺える。

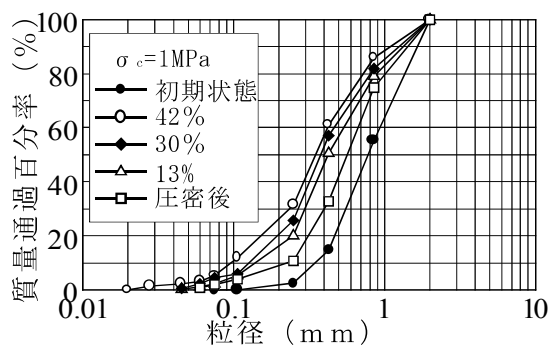


図-41 せん断試験後の粒度分布

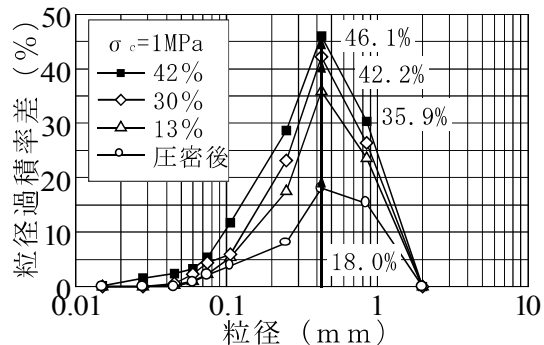


図-42 粒径過積率差

第2章

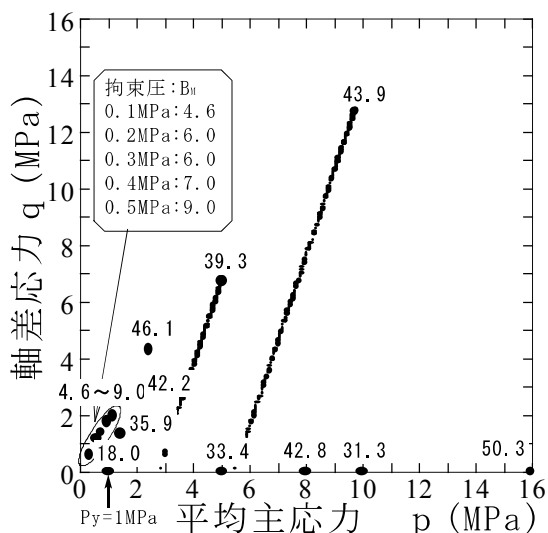


図-43 応力経路

図-43 は圧密とせん断試験の各試験より得られる応力経路を図にまとめたものであり，図中の数字は各試験で得られた BM 値を示している．これらの図より圧密降伏応力 P_y より大きな応力域において，いずれの BM 値も大きな値を示しており，圧密降伏応力以降では顕著な粒子破碎が進展していると考えられる．この結果は，これまでに示してきた粒子破碎の程度から考察すると，粒子破碎の大きさは内部摩擦角の減少に直接関係していることが伺える．

これらの試験結果より試験前後における破碎性土の圧縮やせん断には，土粒子の強度や粒子形状の違いに起因する粒子破碎の進行が確認された．粒子破碎が生じる場合には，砂はそれに起因する体積収縮をきたす．そのため，粒子破碎を顕著に生じる応力域では，せん断中の粒子破碎の程度を把握しておく必要があるといえる．さらに，高压下の砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響については，せん断応力の下で粒子破碎が生じるため，供試体全体の体積が減少する．それによって，ダイラタンシー効果の低下をもたらし，その結果，供試体のせん断強度は低下することは，破碎性地盤を取り扱う上で最も留意しておく必要がある．

当然の事ながら，新たに応力が加わることにより，その方向へ土粒子の骨格は圧縮される．応力が小さく土粒子の形状や骨格の形成に影響を及ぼさない範囲であれば，粒子の間にすべりはほとんど生じることがなく，骨格の圧縮変形によって全体の変形が生じるであろう．その範囲では，応力を除荷することにより地盤の変形は弾性的にほぼ戻るため，地盤全体も弾性的に考えてよいと思われる．しかし，応力が大きくなり，粒子破碎を伴うようになると土粒子は互いに移動し，おのおのがずれて移動し，粒子の再配列が生じるようになることが考えられる．粒子同士のかみ合いの影響，つまりインターロッキングに着目すると，砂のせん断に対する抵抗の大きさは土粒子間に働く摩擦抵抗の大きさに支配される．しかし，そのメカニズムは単純ではないため，粒子相互のかみ合いの程度によってせん断抵抗の大きさが違ってしまう．ゆる詰め状態の砂のインターロッキングの程度は，砂が密詰め状態にあるほど，インターロッキングの程度が高く，砂のせん断抵抗角の大きさは，

第2章

より大きいと考えられる。また、砂の形状が球に近い場合よりも角張っていたり、細長い場合の方がインターロッキングの程度は高くなるが、破碎性地盤として本研究で用いたチイビシ砂は、砂粒子の粒形が角張っており、低い拘束圧の領域では、せん断抵抗角の大きさはより大きいですが、粒子破碎を伴うような大きな応力域では、せん断抵抗が小さくなることを示した。

(3) 仕事量と粒子破碎

圧密、せん断中に供試体が受ける仕事量に着目して、仕事量と粒子破碎の関係を考える。試験中に供試体が受ける仕事量 δW は、有効応力 σ'_1 、 σ'_3 、主ひずみ増分 $\delta \varepsilon_1$ 、 $\delta \varepsilon_3$ 、およびせん断ひずみ増分 $\delta \varepsilon$ 、体積ひずみ増分 δv を用いて式(31)のように表すことができる。

$$\begin{aligned} \delta W &= \sigma'_1 \delta \varepsilon_1 + 2\sigma'_3 \delta \varepsilon_3 \\ &= (\sigma'_1 - \sigma'_3) \left(\delta \varepsilon_1 - \frac{\delta v}{3} \right) + \left(\frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \right) \delta v \\ &= q \delta \varepsilon + p \delta v \end{aligned} \quad (31)$$

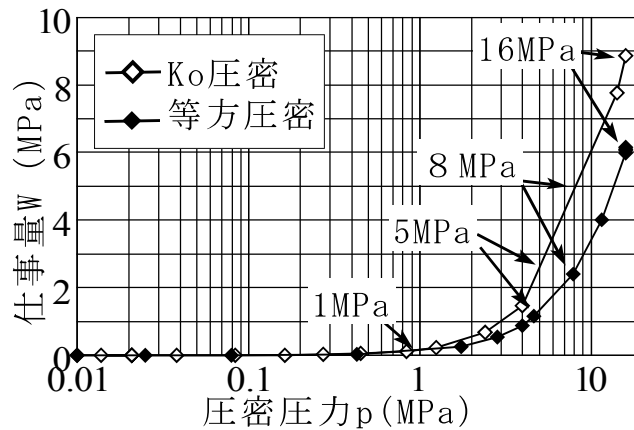


図-44 圧密過程における圧密圧力と仕事量の関係

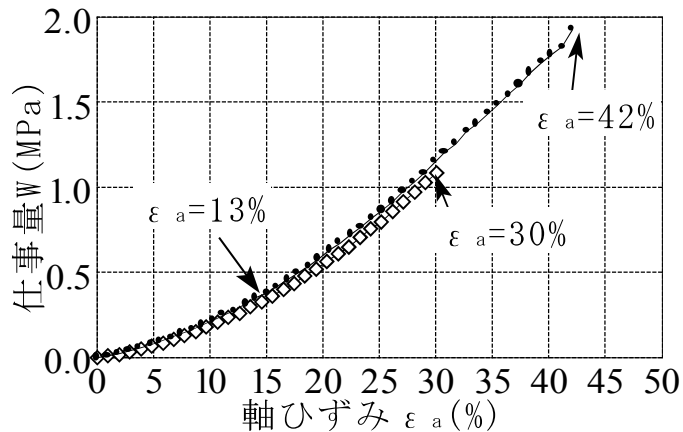


図-45 せん断過程における軸ひずみと仕事量の関係

第2章

式(31)を用いて圧密過程およびせん断過程における仕事量を示したのが図-44, および図-45 である. 図-44 に示すように圧密過程において, 高い応力域では, 供試体が受ける仕事量は顕著に増加していることが分かる. また, 同じ圧密圧力では標準圧密試験の方が等方圧密試験に比べて受ける仕事量が大きいことがわかる. 図-45 より, せん断過程において, 仕事量は軸ひずみの増加と共に増加することがわかる. これらの図に示した仕事量と粒子破碎指標 BM 値との関係を示したものが図-46 と図-47 である. それぞれ, 圧密過程, せん断過程に分けて示している. この図より, 仕事量と粒子破碎には試験の種類を問わず, 試料毎に一義的な関係が示されており仕事量の増加と共に BM 値も増加することが読みとれる. さらに, その増加割合は, 仕事量の増加と共に減少していることが伺える. 粒子破碎の進行をある程度抑制するためには, 仕事量から換算したエネルギーを与えてやる必要があることが考えられる.

これらの結果より, 破碎性に富む砂は, 粒子の形状が複雑な形状をしており, 粒子間の接合面積が小さいことより破碎しやすい. 圧密降伏応力を越える高い応力域では挙動が大きく変化するため, 粒子破碎を抑制するためには, ある程度の仕事量を与えることが必要であることが破碎性の卓越した地盤では特に必要となる. せん断過程において, 体積ひずみ増分が大きい領域で粒子破碎は顕著に生じるが, 体積ひずみ増分が少ない領域では, 土粒子の破碎は顕著ではないため, 粒子破碎を生じる応力域ではせん断挙動が大きく異なるなどの注意が必要である. また, 仕事量と粒子破碎には, 一義的な関係が見受けられることがわかった.

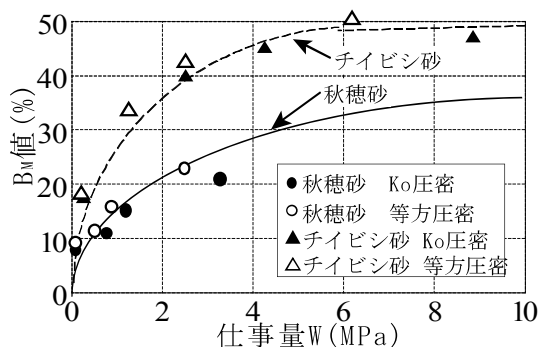


図-46 圧密過程における仕事量と BM 値の関係

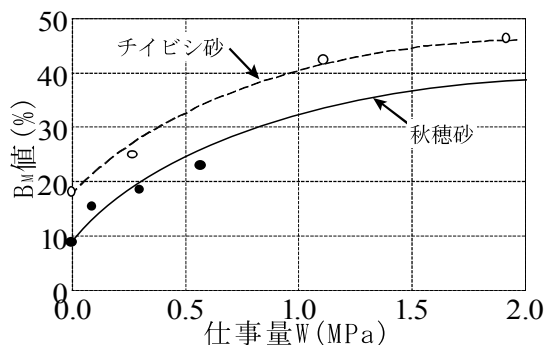


図-47 せん断過程における仕事量と BM 値の関係

2.5 本章の要約

本章では、模型杭載荷実験に用いた試料の特性を知るため、物性試験および排気・排水条件下での等方圧縮試験・三軸試験を行った。それにより得られた結果を要約し、以下にまとめる。

- ① チイビシ砂，ドッグズベイ砂の間隙比は豊浦砂よりも高い。これは，ドッグズベイ砂，チイビシ砂が粒子自体に間隙を多く持つためで，高い圧縮性を示す一つの要因として挙げられる。
- ② 等方圧縮過程において豊浦砂が降伏しないような小さな圧縮応力域において，チイビシ砂とドッグズベイ砂は降伏する。
- ③ 模型杭載荷実験を行った応力域において，試料の圧縮性はチイビシ砂が最も高く，続いてドッグズベイ砂，豊浦砂の順になっている。
- ④ せん断過程において得られた最大体積ひずみ v_{max} と拘束圧 σ_r の関係において，チイビシ砂とドッグズベイ砂は圧縮一方の挙動を示す。また，その傾向は，チイビシ砂よりドッグズベイ砂の方がより顕著に見られる。
- ⑤ セカントアンクル ϕ_p は拘束圧 σ_r の増加にともない減少するが，豊浦砂の場合その影響は少ない。これに対し，ドッグズベイ砂，チイビシ砂の場合は拘束圧の影響を大きく受け，セカントアンクルの減少の割合は急激である。また，特性状態におけるセカントアンクル ϕ_{ch} の値は，豊浦砂よりもチイビシ砂，ドッグズベイ砂の方が大きい。
- ⑥ 応力が大きくなり，粒子破碎を伴うようになると供試体全体の体積が減少する。それによって，ダイレタンシー効果の低下をもたらし，その結果，供試体のせん断強度は低下する。また，インターロッキングによる効果が低下するため，これらの要因によるせん断強度の低下は，破碎性地盤を取り扱う上で最も留意しておく必要がある。
- ⑦ 破碎性地盤においても仕事量と粒子破碎には，一義的な関係が見受けられる。

第 2 章

参考文献

- 1) Terzaghi, Peck : Soil Mechanics in Engineering Practics, John Wiley and Sons, New York, 1948.
- 2) 鉛直載荷試験による単杭の極限支持力の推定：土木研究所資料 第 899 号, 建設省土木研究所, 1974.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, IV下部構造編, 1990.5.
- 4) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 抗土圧構造物, 基礎構造物, 1986.3.
- 5) Golightly, C.R. : Engineering properties of carbonate sands, Ph.D Thesis, University of Bradford U.K., 1990.
- 6) 新城俊也, 宮城調勝, 小宮康明：さんご石灰質砂の強度特性, 農業土木学会論文集, 第 163 号, pp.95~101, 1993.
- 7) 新城俊也, 宮城調勝, 小宮康明, 島袋進：さんご石灰質砂の力学特性, 農業土木学会誌, 第 59 卷, 第 10 号, pp.41-46, 1991.
- 8) 三浦哲彦, 山内豊聰：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響, 土木学会論文報告集, 第 260 号, pp.109~118, 1977.
- 9) 加登文学, 中田幸男, 兵動正幸, 村田 秀一：破碎性材料の粒子特性と一次元圧縮特性, 土木学会論文集, 701 号, pp.343~356, 2001.
- 10) NAKATA YUKIO, HYODO MASAYUKI, HYDE ADRIAN F.L., KATO YOSHINORI, MURATA HIDEKAZU : Microscopic Particle Crushing of Sand Subjected to High Pressure One-Dimensional Compression, Soils and Foundations, 41 卷 1 号, pp.69~82, 2001.
- 11) NAKATA YUKIO, KATO YOSHINORI, HYODO MASAYUKI, HYDE ADRIAN F.L., MURATA HIDEKAZU : One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength, Soils and Foundations, 41 卷 2 号, pp.39~51, 2001.
- 12) 香月大輔, 中田幸男, 兵動正幸, 吉本憲正, 村田秀一：固結した粒状地盤材料の一次元圧縮特性に与える固結構造および粒子の物理特性の影響, 土木学会論文集, No.764/III-67 卷, pp.193~206, 2004.
- 13) TAE-GEW Ham, 中田幸男, 兵動正幸, 破碎強度に与える水の影響に着目したまさ土の一次元圧縮特性, 土木学会論文集 C, 63 卷 3 号, pp.725~730, 2007.
- 14) 咸太圭, 中田幸男, 兵動正幸, 村田秀一, 吉本憲正：土の締固め特性と粒子破碎に関する実験的考察, 山口大学工学部研究報告, Vol.53, pp.23~31, 2002.
- 15) 香月大輔, 中田幸男, 兵動正幸, 吉本憲正, 村田秀一：固結粒状材料の一次元圧縮特性に与える固結構造および粒子の物理特性の影響, 土木学会論文集 No.764/III-67, pp.193~206, 2004.
- 16) 吉川 直孝, 中田 幸男, 兵動 正幸, 村田 秀一, 西尾 伸也：画像処理技術を用いた三軸試験における砂質土のせん断層の評価, 土木学会論文集 C, 63 卷 1 号, pp.59~71, 2007.

第3章 杭の支持力特性

3.1 概説

杭の先端支持力、周面摩擦力などの支持力機構を把握するために、その目的に応じた模型杭実験装置が開発され、数多くの研究がなされてきている^{1)~5)}。支持力は、一般的に周面摩擦力と先端支持力の和として与えられ、本来であれば別々に計測することが望ましい。しかし、従来型の模型杭実験装置は、模型杭の先端部分と周面部分が一体化したものであり、先端支持力と周面摩擦力を独立に測定するのは困難であった。そのため、杭表面が滑らかな模型杭を用いて先端支持力を検討したり、引き抜き試験によって得られた摩擦力より周面摩擦力が検討されてきた。周面摩擦力と先端支持力はともに杭の沈下量と密接な関係にあり、それぞれの最大力が発現されるときの沈下量は異なっている。これを別々に計測することは非常に意義があると考えられる。そこで本研究では、杭に作用する先端支持力と周面摩擦力が独立に測定可能な模型杭載荷実験装置を用いて、支持力発現特性の検討を行うので、より精度の良い結果を得ることが出来る⁵⁾。以上のことを踏まえ、本章では、杭に作用する先端支持力と周面摩擦力が独立に測定可能な模型杭載荷実験装置の概要と載荷実験を行った結果について検討を行う。以下、本章の構成を節に従って概説する。まず、第2節では、実験に用いた装置の概要、実験方法、実験条件について述べている。次いで、第3節では、破碎性土と豊浦砂を用いて模型杭載荷実験を行った結果を基に、杭の支持力特性を実験的に明らかにしており、また、有限要素法による支持力解析も行った。最後に、第4節では、得られた知見をまとめて要約としている。

3.2 模型杭載荷実験装置および方法

3.2.1 模型杭載荷実験装置の概要

本研究において用いた模型杭載荷実験装置の模式図を図-48に示し、その写真を写真-2に示している。以下に、その主な特徴をまとめる。

- ① 模型杭は外管と内管の二重管構造であり、複数のロードセル設置により杭に作用する先端支持力と周面摩擦力をそれぞれ独立に測定することができる。
- ② 上載圧、側圧を独立に負荷可能であり、任意の応力状態を再現できる。
- ③ 構造のレイアウトを上下逆さまにすることにより、あらかじめセットされた模型杭に試料を詰めることにより、杭貫入による偏心や杭周辺の試料の乱れを防ぐことができる。
- ④ 模型杭の貫入はひずみ制御方式であり、ひずみ速度は0.05~2.0mm/minの範囲で任意の速度に調節が

第3章

可能である。

実際の地盤を正確に再現するためには、供試体の直径は、大きい方が望ましく、また、杭径もある程度大きい方が望ましい。しかし、両者とも模型実験ということを考えると限界がある。そこで、極限時の塑性域の広がり、杭径の約6倍とする説があり、このことを考慮に入れ、さらに安全側をとるために、供試体の直径は305mm、高さ400mmの円柱形とし、模型杭の直径は30mmとした。杭直径は試料の最大粒径の約15倍に相当し、供試体直径の約10%に相当する。また、供試体は、厚さ1mmのメンブレンで拘束している。

模型杭の先端形状は、ステンレス製の平坦杭（写真-2参照）であり、杭の表面粗度は、 $600\mu\text{m}$ 以上の粗いものを用いた。上載圧はピストン状になった下部ペダスタルに空気圧をおくることにより、側圧はセル上部から直接空気圧を負荷することにより制御された。

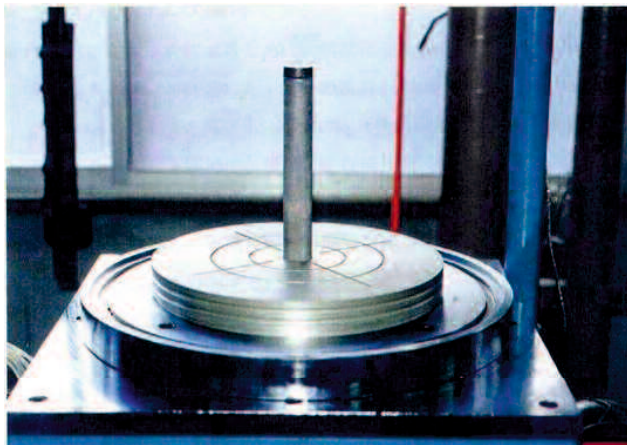


写真-2 模型杭

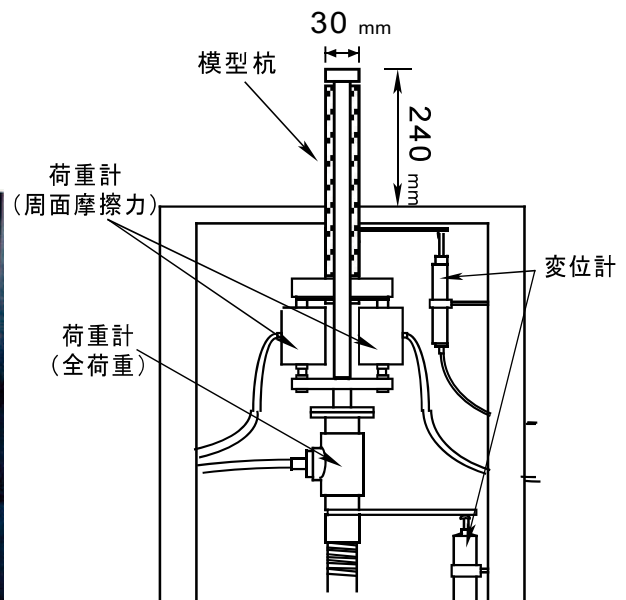


図-48 模型杭

第3章

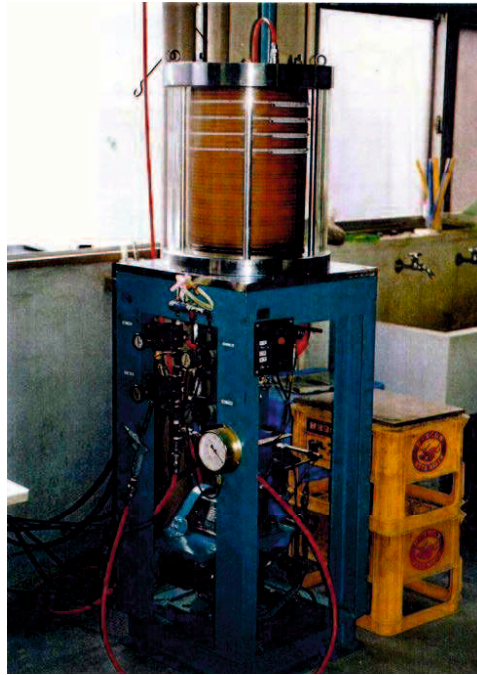


写真-3 模型杭載荷実験装置

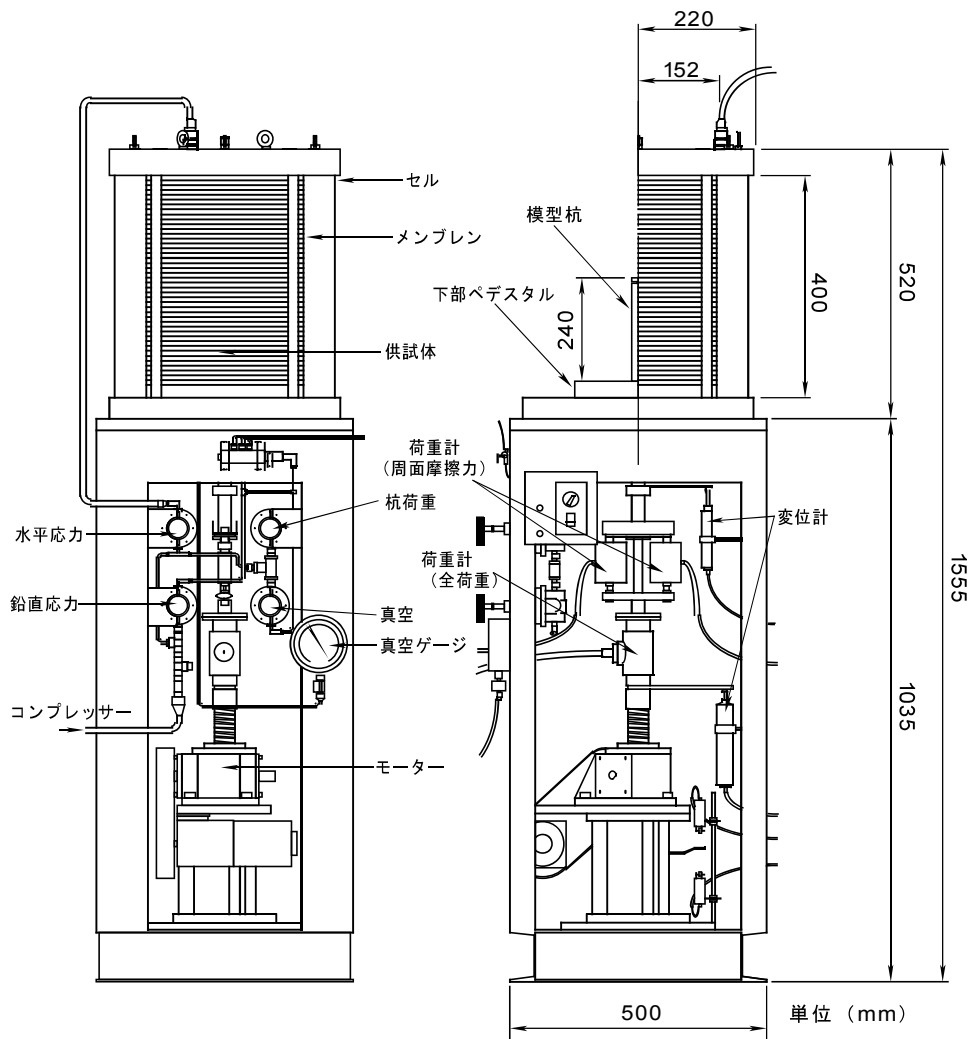


図-49 模型杭載荷実験装置

3.2.2 実験方法および条件

密度の均一な供試体を作成するために、供試体を高さ方向に1層を10mmとして40層に分け、各層毎あらかじめ計量した1層分の試料をタンパーにより突き固めた。また、タンパーは直径13cm、2.8kgと直径4.5cm、0.7kg（杭周辺用）の2種類を用い、土粒子が破碎しない程度の強さで突き固めて、供試体を作成した。

模型杭載荷実験方法を以下に示す。

- ① データロガーを作動させ各測定値の初期値を取る。
- ② 杭の初期根入れ深さを計測する。
- ③ 下部ペDESTALにポーラスメタルとろ紙をセットし、メンブレンを取り付ける。
- ④ 塩化ビニール製のモールドを装着し、モールドの側方から負圧をかけメンブレンとモールドを密着させる。
- ⑤ 試料を層厚10mm毎に、層厚が400mmになるまで突き固める。その際、試料の重量をあらかじめ計量しておく。
- ⑥ 突き固めた試料の上にとろ紙、ポーラスメタルを載せ上部ペDESTALをセットし、供試体に約30kPaの負圧を荷し自立させた後、モールドを外す。そして、供試体の外周と高さを計測する。
- ⑦ 供試体の外周測定用のメジャーを取り付け、上部載荷フレームと加圧セルをセットする。
- ⑧ 上載圧、側圧を供試体の負圧と置換し、その後、所定の応力状態になるよう上載圧と側圧を所定の主応力比に保ちながら段階的に負荷する。
- ⑨ 所定の応力状態での安定性を確認した上で模型杭の載荷実験を開始する。
- ⑩ 貫入量が3mm（杭径の10%）までは、ひずみ速度0.1mm/minで載荷を行い、その後はひずみ速度0.2mm/minに変えて載荷を行う。
- ⑪ 貫入量が杭径（30mm）以上を記録した時点で載荷を終了とする。
- ⑫ 供試体をセットした方法と逆の手順で片付ける。

また、今回行った模型杭載荷実験の実験条件を表4に示す。

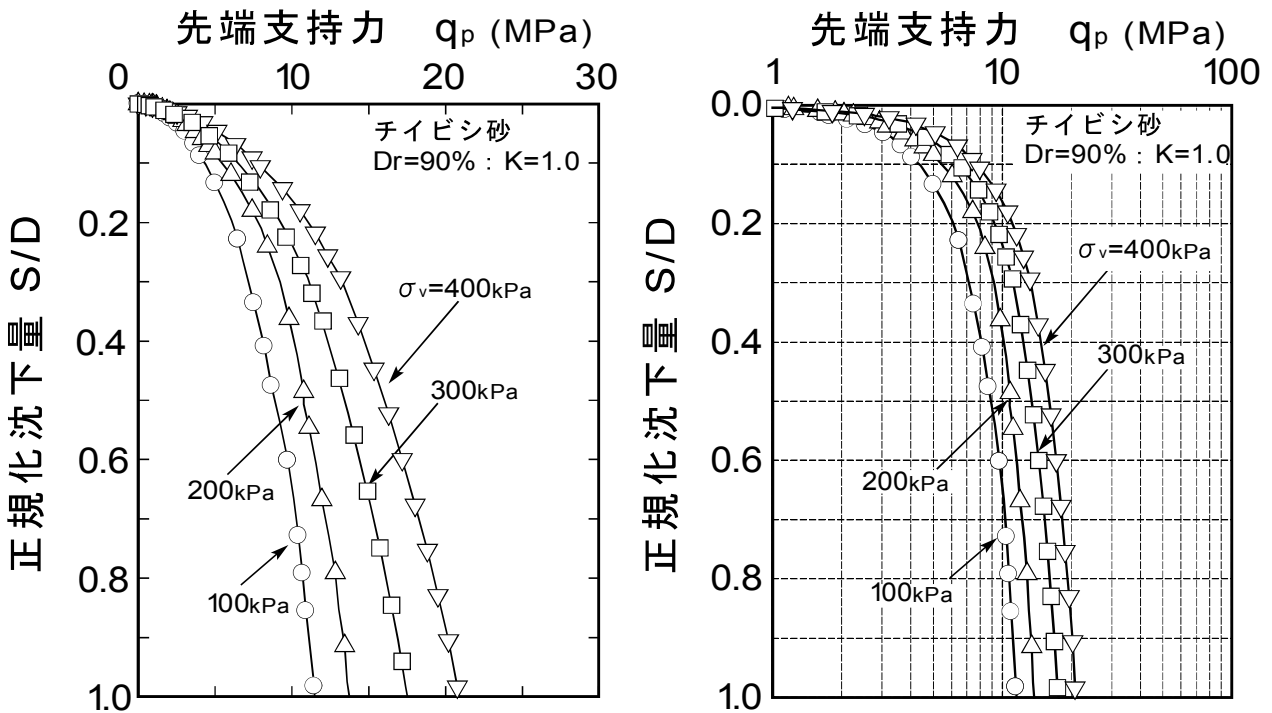
表4 実験条件

試料	チイビシ砂	ドッグズベイ砂	豊浦砂
相対密度	50%		90%
上載圧 σ_v	50~400kPa		
側圧 σ_h	50~400kPa		
主応力比 $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	0.5~2.0		

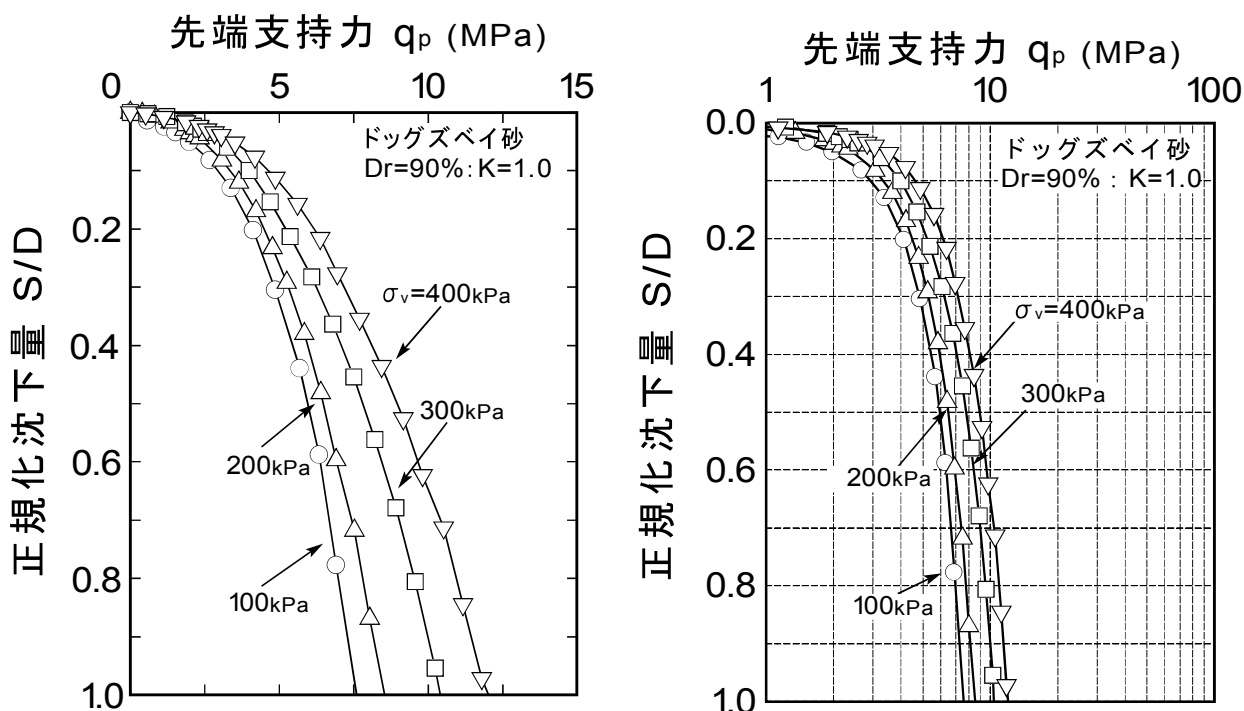
3.3 杭の支持力特性

3.3.1 先端支持力発現特性

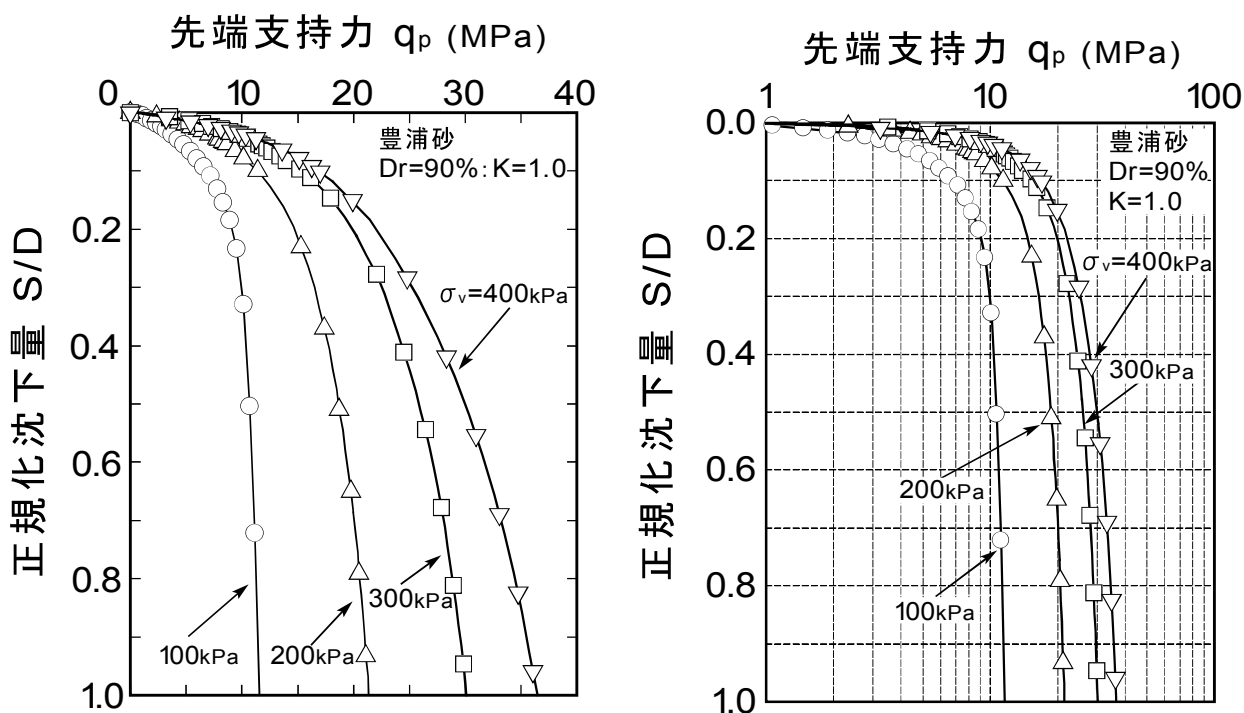
図-50 は、先端支持力 q_p と沈下量 S を杭径 D で正規化した S/D (以下、正規化沈下量 S/D と称する。) の関係を、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ の条件で、上載圧 σ_v の変化に着目してまとめたもので、図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂の実験結果である。これらの図より、いずれの試料についても先端支持力 q_p は、上載圧 σ_v の増加にともない増加しているが、上載圧 σ_v の大きさに比例していないことがわかる。また、対象としたいずれの実験条件においても、 $S/D=1.0$ までの先端支持力 q_p と正規化沈下量 S/D の関係においては明確なピークが現れず、降伏応力が明瞭でないため、深い基礎の杭先端での破壊形態は、局所的であることが示唆される⁶⁾。



(a) チイビシ砂



(b) ドッグズベイ砂



(c) 豊浦砂

図-50 先端支持力と正規化沈下量の関係 (拘束圧に着目)

第3章

模型杭載荷実験より得られた先端支持力の評価を実際的设计において用いるために、杭先端の沈下量で評価しておくことが必要である。図-51は、沈下量で評価した先端支持力の概念図を示している。ここで、 $q_{p10\%}$ は $S/D=0.1$ における先端支持力であり、主に場所打ち杭を対象にした設計時に用いられる荷重である。また、 $S/D=1.0$ における先端支持力 $q_{p100\%}$ は、多くの模型実験において、極限先端支持力として用いられる荷重であり^{7,8)}、これまで本研究グループで用いてきた極限先端支持力である。この章では沈下量が杭径の100%の時、つまり、杭直径30mmに対し、杭貫入量が30mmにおける先端支持力を $q_{p100\%}$ として、以下の考察を行う。

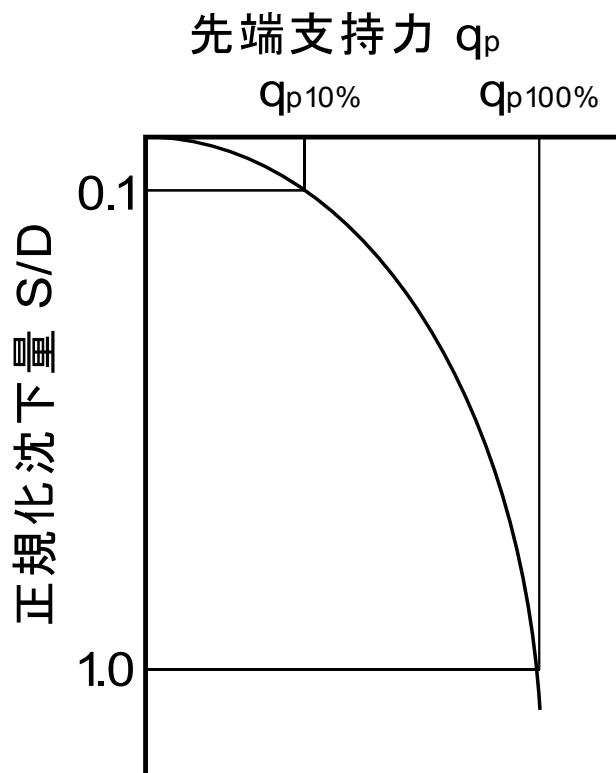


図-51 $q_{p10\%}$, $q_{p100\%}$ 概念図

杭の支持力の大きさは、砂質土のせん断力の大きさに左右され、せん断力の特性に及ぼす要因として、密度、応力経路、応力比、構造の影響、土粒子の破碎の程度等が挙げられる。一般的に、三軸圧縮試験では、密度の大きな砂質土ほどピーク強度が大きく、またそのピークも明確に現れ、ピーク強度を示す時のひずみは小さく、体積膨張の傾向が著しくなる。しかしながら、破碎性地盤であるカーボネイト砂では、土粒子の脆弱性が問題となっており、密な状態であっても、粒子の破碎を要因とする体積ひずみの減少が見られ、このような特性は、杭基礎の支持力の評価に大きく影響することが考えられる。

第 3 章

粒子の破碎が生じないような比較的拘束圧が低い条件下では、応力比に関して、比較的小さなひずみで明瞭なピークが現れ、そのあとひずみ軟化が生じる。また、体積変化に関しては最初わずかに圧縮し、そのあとはダイランシーによる膨張挙動が著しくなる。それに対して、粒子の破碎が顕著に現れる条件下でのせん断試験では、応力比は緩やかに増加して明瞭なピークは現れないことが考えられる。応力の拘束によってせん断によるダイランシーを少しも生じさせないような高圧域に達すると、ダイランシーに費やされる仕事分がなくなり、せん断は粒子同士の純粋な摩擦になることが予想される。特に ϕ の大きな材料ほど、粒子破碎による ϕ の低下の度合いは大きくなると考えられる。そのため、支持力を評価する上で地盤内の様子を把握し、応力状態を考慮して整理する必要がある。ここでは、主応力比に着目して杭の支持力の大きさについて整理を行い考察する。

実際の地盤における主応力比 K を考えると、その値は 1 よりも小さく、 $1 - \sin \Phi$ で与えられる値に近いと考えられ、 K 値が 1.0 以上の範囲では、設計において K 値の影響をあまり考慮する必要がなくなるが、先端支持力に及ぼす K 値の影響を明確にすることは支持力評価を行う上で重要である。そこで、応力比 K 値の影響に関して、模型杭載荷実験により実験的に検討した結果をとおして、拘束圧や主応力比が支持力に与える影響を考察する。

図-53 に示すように平均主応力 σ_m と $q_{p100\%}$ の関係において整理すると、両者の関係には、一義的な関係が見られる。この図は、チイビシ砂における先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力 σ_m の関係をまとめたもので、図(a)は $Dr=90\%$ 、図(b)は $Dr=50\%$ についての実験結果を示している。また、平均有効主応力は、式(33)より計算される値である。

$$\sigma_m = \frac{\sigma_v + 2 \sigma_h}{3} \dots \dots \dots (33)$$

ここで、 σ_v は上載圧、 σ_h は側圧である。同様にして図-53(a)、(b)は、それぞれ $Dr=90\%$ 、 50% でのドッグズベイ砂における先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力 σ_m の関係を示しており、図-54(a)、(b)は、それぞれ $Dr=90\%$ 、 50% での豊浦砂における先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力 σ_m の関係を示している。平均有効主応力 σ_m は主応力比の影響を含んでおり、平均有効主応力で整理することによって、一義的な増加関係がみられる。このことは、杭先端地盤の初期応力状態の違いから生じる支持力の差を、平均主応力で整理することにより、異なる主応力比をうまく表現することが可能になるといえる。このように、先端支持力を議論する上で、平均主応力で整理することは非常に有意義である。

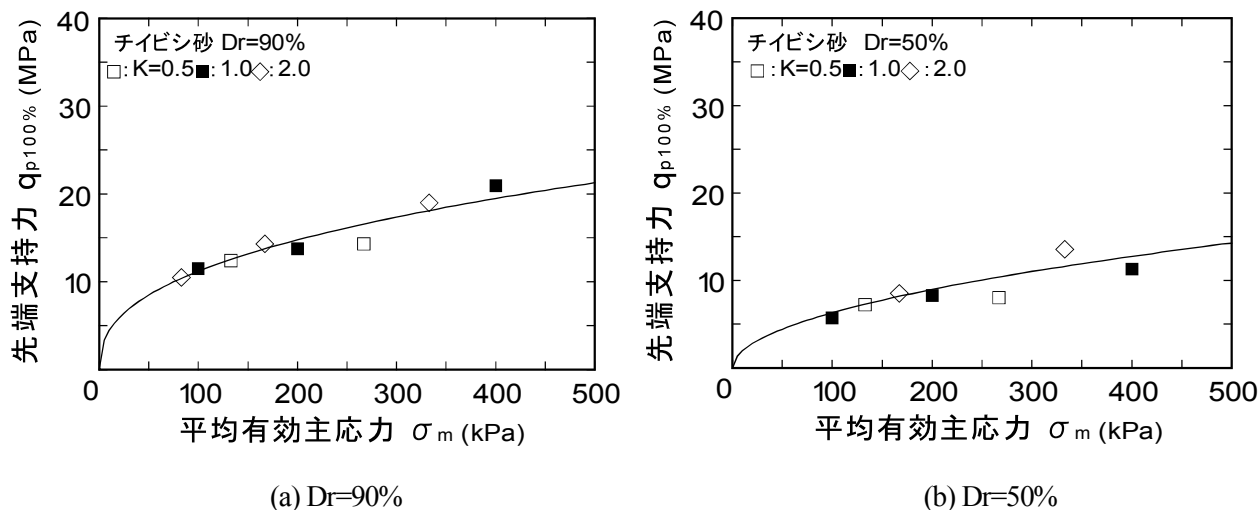


図-52 先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力の関係 (チイビシ砂)

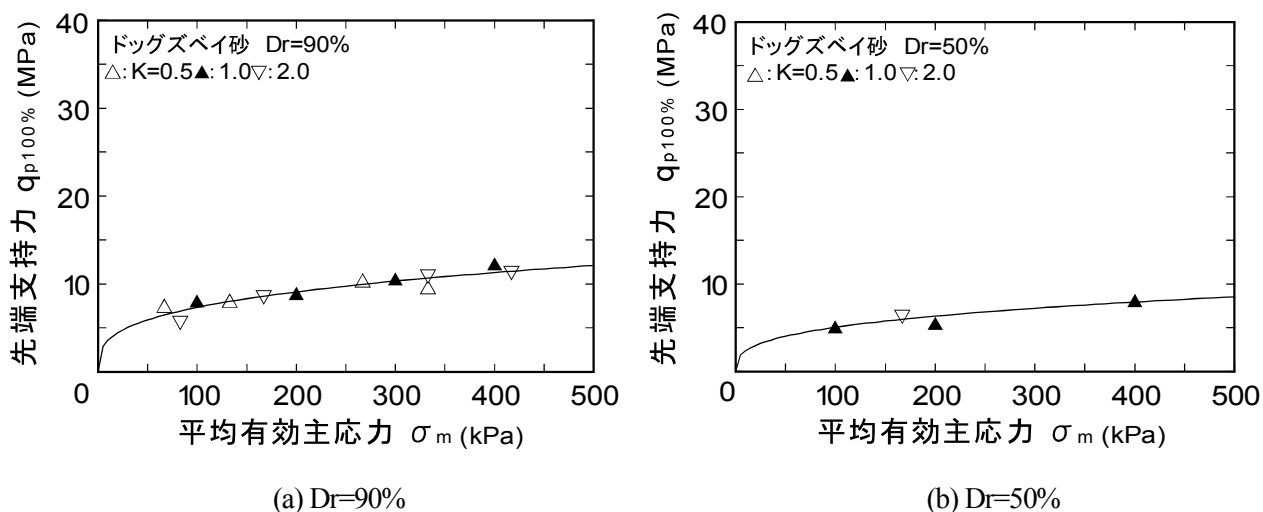


図-53 先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力の関係 (ドッグズベイ砂)

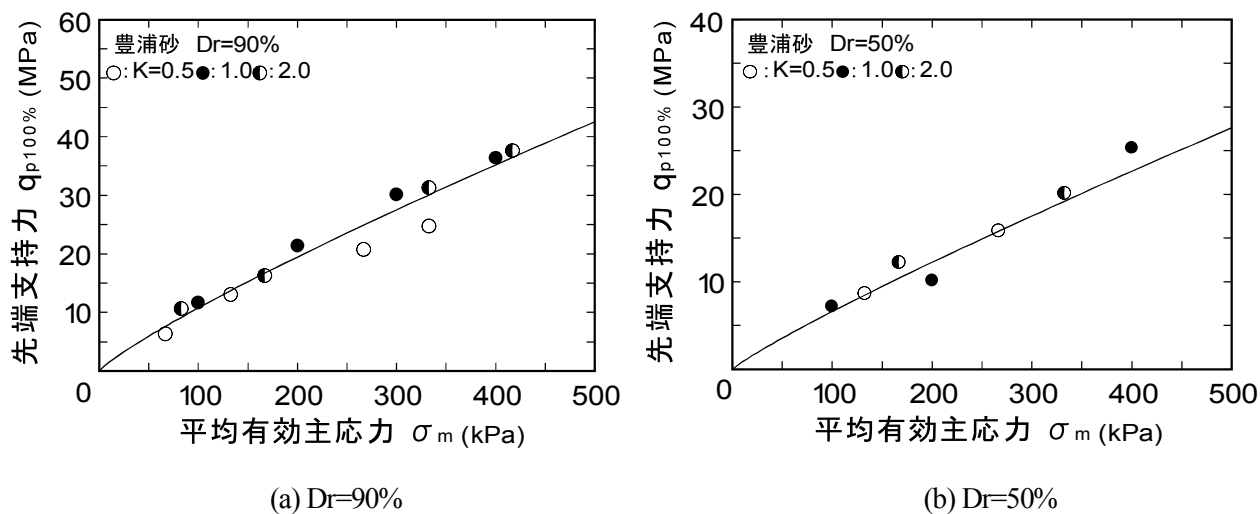


図-54 先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力の関係 (豊浦砂)

第 3 章

これらの図中に示すプロット点は実験値を示し、実線は実験値を、式(34)に示す指数関数により近似したものである。

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = a \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^b \dots\dots\dots (34)$$

ここで p_0 は単位応力、 a 、 b は材料毎の定数であり、それぞれ求められた式を示す。図-52(a)に示す $Dr=90\%$ でのチイビシ砂は、定数 a は 11.8、定数 b は 0.40 となり、

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 11.8 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.40} \dots\dots\dots (35)$$

と示すことが出来る。同様に、図-52(b)に示す $Dr=50\%$ でのチイビシ砂は

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 6.3 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.51} \dots\dots\dots (36)$$

図-53(a)に示す $Dr=90\%$ でのドッグズベイ砂は

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 7.34 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.31} \dots\dots\dots (37)$$

図-53(b)に示す $Dr=50\%$ でのドッグズベイ砂は

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 5.1 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.33} \dots\dots\dots (38)$$

図-54(a)に示す $Dr=90\%$ での豊浦砂は

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 10.8 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.85} \dots\dots\dots (39)$$

図-54(b)に示す $Dr=90\%$ での豊浦砂は

$$\frac{q_{p100\%}}{p_0} = 6.6 \left(\frac{\sigma_m}{p_0} \right)^{0.89} \dots\dots\dots (40)$$

となる。どの試料も、定数 a は、相対密度 Dr とともに増加し、定数 b は、相対密度 Dr の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。チイビシ砂と豊浦砂の定数 a に着目すると、両者には有意な差がないことがわかる。しかし、定数 b に着目すると、チイビシ砂は豊浦砂の約半分であり、ドッグズベイ砂は豊浦砂の 1/3 程度の値であり、試料の違いによる顕著な違いは、定数 b に特に現れることがわかる。このことより、試料の違いが支持力発現特性に及ぼす影響は、相対密度 Dr または拘束圧 σ_m が大きくなるほど、顕著に現れることがわかる。これらの図より、 $q_{p100\%}$ はどの試料も、相対密度によらず σ_m の増加にともない非線形的に増加することがわかる。また、 σ_m の増加による $q_{p100\%}$ が増加する割合は減少しており、静力学公式で表されるように σ_m に一次比例した増加傾向を示さないことがわかる。この減少の割合は豊浦砂よりもカーボネイト砂の場合が特に顕著であり、どの試料も、この傾向は相対密度が大きくなるほど強く現れる。また、これらの傾向は、 c と ϕ だけで示される Terzaghi のような式で表現することは、無理である。

第3章

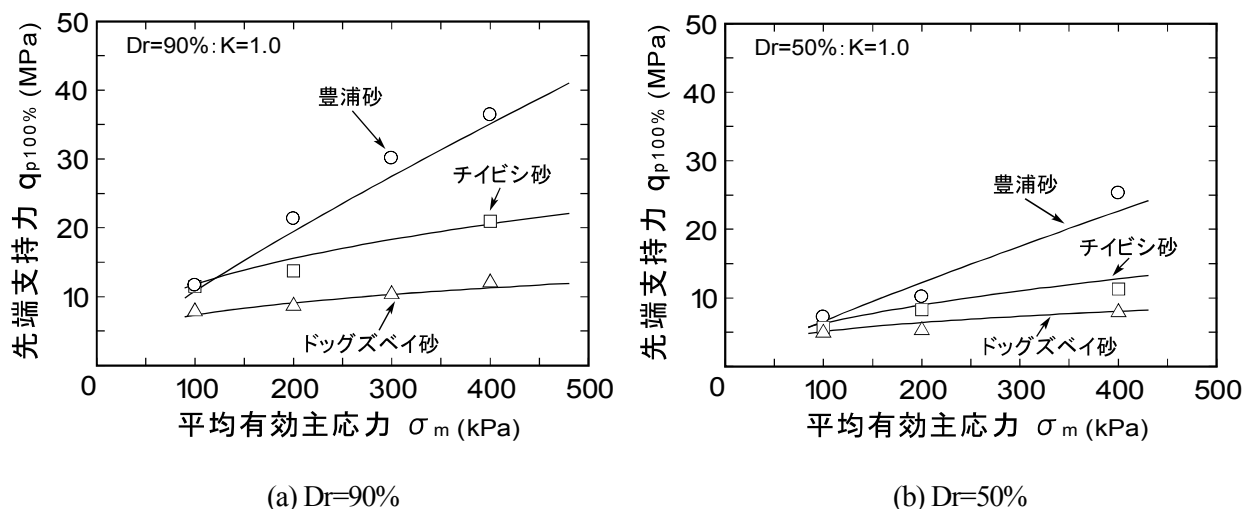


図-55 先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力の関係 (試料に着目)

図-55 は、各試料の先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力 σ_m の関係を、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ の条件で試料の違いに着目してまとめたもので、図(a)は $Dr=90\%$ 、図(b)は $Dr=50\%$ の実験結果である。また図中の実線は、図-52～図-54 に示した砂の定数 a 、 b を用いて式(34)より得た $q_{p100\%}$ と σ_m の関係である。これらの図より、相対密度 $Dr=90\%$ 、 50% とともに同一の拘束圧で比較すると、先端支持力 $q_{p100\%}$ は、豊浦砂よりカーボネイト砂であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂のほうが小さいことがわかる。 $\sigma_m=400\text{kPa}$ において先端支持力を比較すると、チイビシ砂は豊浦砂の半分程度、ドッグズベイ砂は豊浦砂の $1/3$ 程度の値であることがわかる。また、同じ試料で比較すると、相対密度 Dr が密になるほど支持力も大きくなり、その傾向はドッグズベイ砂よりチイビシ砂、豊浦砂の方が顕著に現れることがわかる。

以上述べてきたように、支持力の評価を σ_m でまとめることによって杭の先端支持力と拘束圧の一義的な関係をうまく示すことができる。この理由としては、杭の直下における粒子破碎が問題となるような高い拘束圧下における応力域には、通常、応力球根と呼ばれている領域が存在している。この応力球根の存在する地盤の範囲では、粒子破碎による影響は大きいと思われる。三軸試験より得た強度定数 α_h とは逆に、先端支持力は豊浦砂のほうが大きく、試料の特性を考慮に入れる必要性が示唆される。特に破碎性材料として知られるカーボネイト砂の支持力特性を検討する上では、三浦の指摘⁹⁾にもあるように、杭先端付近の砂の粒子破碎を検討する必要があるといえる。しかしながら、その領域は、さらにその周辺の地盤の力学特性に支配されている。そして、この応力球根よりも少し離れた場所では、粒子間摩擦による抵抗力の発現よりも粒子の破壊の程度が小さいため主応力比に関して、土粒子の破碎性を考慮する必要はあまりないと考察する。そのため、支持力の評価を σ_m でまとめることによって杭の先端支持力と拘束圧の一義的な関係が得られると考える。

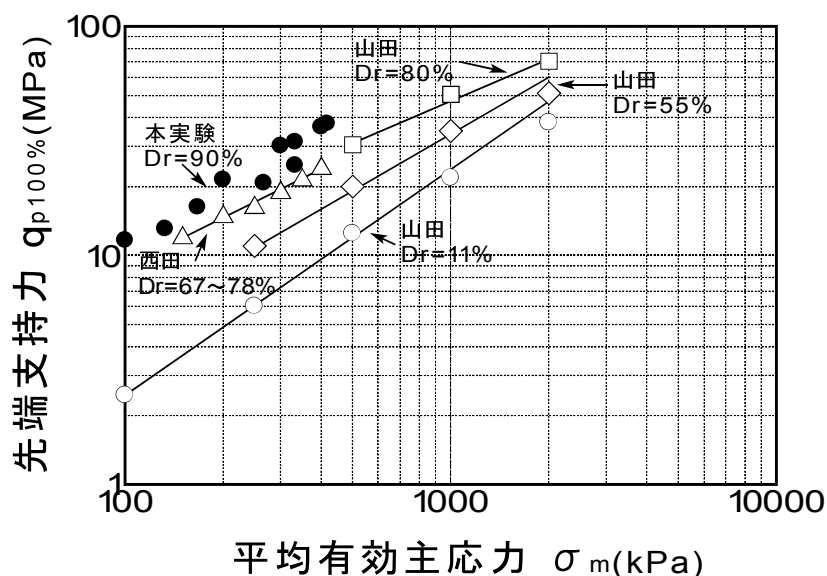


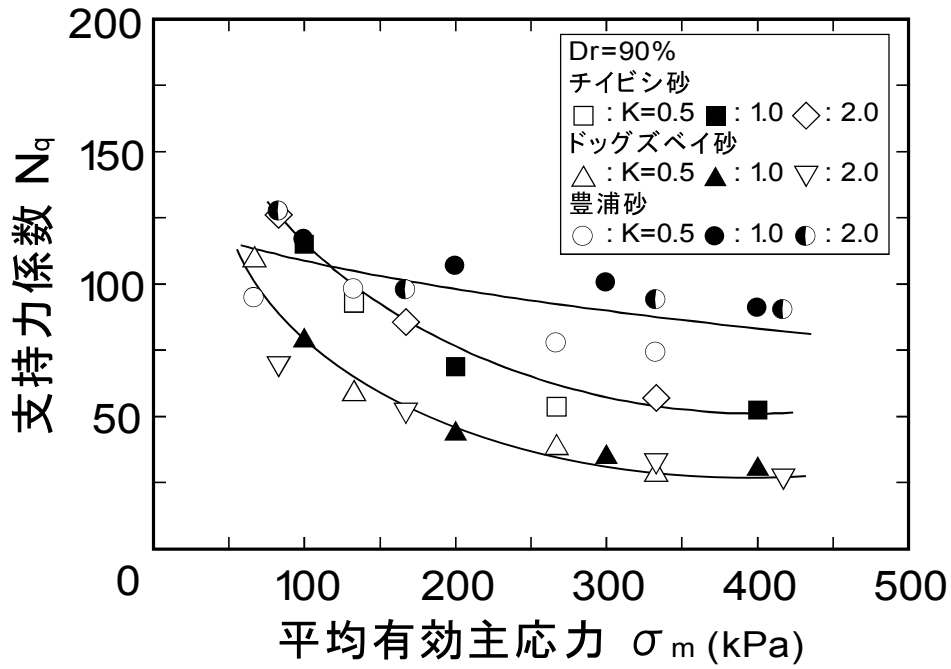
図-56 先端支持力 $q_{p100\%}$ と平均有効主応力の関係

これまでに、豊浦砂を用いた模型杭載荷実験は、数多くなされ、 $q_{p100\%}$ を極限先端支持力として定義した実験が多い。そこで、本研究で用いた実験装置より得た豊浦砂の先端支持力 $q_{p100\%}$ と、他の研究者により得られた先端支持力 $q_{p100\%}$ ³⁾⁴⁾を比較し、その妥当性について述べる。すでに報告されている同種実験の結果を $\log \sigma_m - \log q_{p100\%}$ の関係に整理したのが図-56 であり、本研究の結果を同図に示した。この図より本研究より得られた $Dr=90\%$ での $q_{p100\%}$ と山田の示した $Dr=80\%$ での $q_{p100\%}$ 、および西田の示した $Dr=67\sim 78\%$ での $q_{p100\%}$ には比較的よい対応関係が見られることがわかり、本研究で用いた実験装置の妥当性が示された。

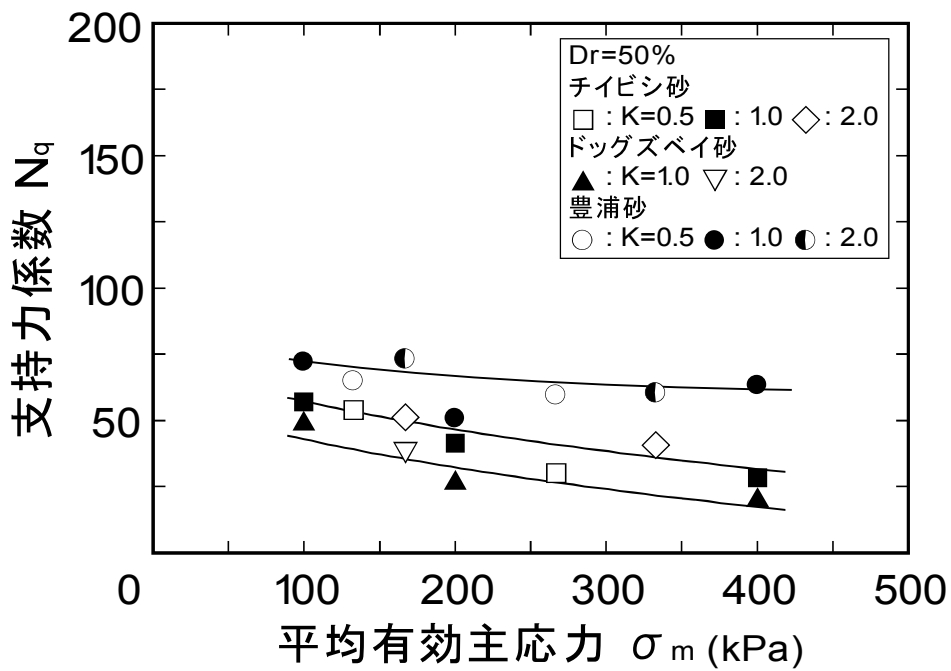
図-57 は、式(35)より求めた支持力係数 N_q と平均有効主応力 σ_m の関係をまとめたもので、図(a)は $Dr=90\%$ 、図(b)は $Dr=50\%$ について、各試料の実験結果を示している。

$$N_q = \frac{q_{p100\%}}{\sigma_m} \dots \dots \dots (41)$$

これらの図より、いずれの試料においても支持力係数 N_q は、平均有効主応力 σ_m の増加とともに減少していることがわかる。従来の剛塑性理論からなる支持力公式より求めた支持力係数 N_q は一定の値を示すのに対して、模型杭載荷実験より求めた支持力係数は、非線形的に減少している。支持力係数 N_q の急激な減少を、Vesic は杭先端部の砂のアーチング作用による有効上載圧の低下、De Beer は高拘束圧下における ϕ の減少、高野は上載圧に応じて破壊形態が変化することであると説明している。また、減少の割合は豊浦砂よりもチイビシ砂やドッグズベイ砂のほうが顕著に見られ、 $\sigma_m=400\text{kPa}$ における $Dr=90\%$ のチイビ



(a) Dr=90%



(b) Dr=50%

図-57 支持力係数と平均有効主応力の関係

シ砂とドッグズベイ砂の支持力係数は、豊浦砂のそれに比べ約 50 程度小さい値をとることがわかる。また、Dr=50%でのチイビシ砂とドッグズベイ砂の支持力係数は、豊浦砂より約 30 程度小さい値を示している。

3.3.2 周面摩擦力発現特性

図-58 は、周面摩擦力 f_s と正規化沈下量 S/D の関係を、実験条件ごとにまとめたもので、 $Dr=90\%$ の条件において、図(a)は $K=0.5$, $\sigma_v=200\text{kPa}$, 図(b)は $K=0.5$, $\sigma_v=400\text{kPa}$, 図(c)は $K=1.0$, $\sigma_v=100\text{kPa}$, 図(d)は $K=1.0$, $\sigma_v=300\text{kPa}$ の実験結果を試料の違いに着目して示したものである。これらの図より、いずれの試料においても、周面摩擦力 f_s は、拘束圧の増加にともない増加していることがわかる。また、その発現は先端支持力 q_p とは異なり、 $S/D=0.1$ 以下で明確なピークが現れることが特徴的であり、模型杭周面の破壊形態が、全般的な滑りに起因していることを示唆している。豊浦砂の周面摩擦力 f_s はピークを示した後、 S/D の増加にともない減少する傾向を見せているのに対し、チイビシ砂やドッグズベイ砂の周面摩擦力 f_s には、ピークから減少する傾向があまり見られないことがわかる。以降、このピークの値を最大周面摩擦力 $f_{s\max}$ と定義して考察を行う。

またこれらの図は、載荷～除荷～再載荷時の周面摩擦力と正規化沈下量の関係を示したものであり、初期載荷時に発現される周面摩擦力は、いずれの試料も明確なピークを示し、 $f_{s\max}$ はチイビシ砂、ドッグズベイ砂、豊浦砂の順に大きいことがわかる。

再載荷時に発現される周面摩擦力は、先端支持力と同様に、除荷したときの応力になるまで、少ない沈下しか生じないが、履歴応力に近づくことによって、荷重の増分に対して変位が急増し、明瞭な折り曲がり点が現われ、その後、初期載荷時の曲線に戻る傾向にあることがわかる。また、先端支持力とは異なり、再載荷時の周面摩擦力は除荷したときの摩擦力は発揮するもの、最大周面摩擦力以上は発揮していないことがわかる。 $f_{s\max}$ 以降の周面摩擦力は S/D の増加と共に全般に緩やかに減少傾向を示し、急激な変化は見られないこと、 $f_{s\max}$ の値は、試料の違いが顕著に見られるが、 S/D の増加とともにその差はほとんど無くなり、 $S/D=2.0$ や 3.0 における f_s の値には試料の違いによる影響が、 $f_{s\max}$ のときほど見られないことがわかる。

この実験結果から判断すると、再載荷時の f_s は $f_{s\max}$ の約半分であり、打込み杭において発揮される周面摩擦力には、このことを考慮する必要があることがわかる。また、初期載荷時には最大周面摩擦力の発現時まで砂は変形したが、再載荷時には変形は見られないことから、再載荷時には、杭表面と砂で摩擦力が発現されていることがわかる。

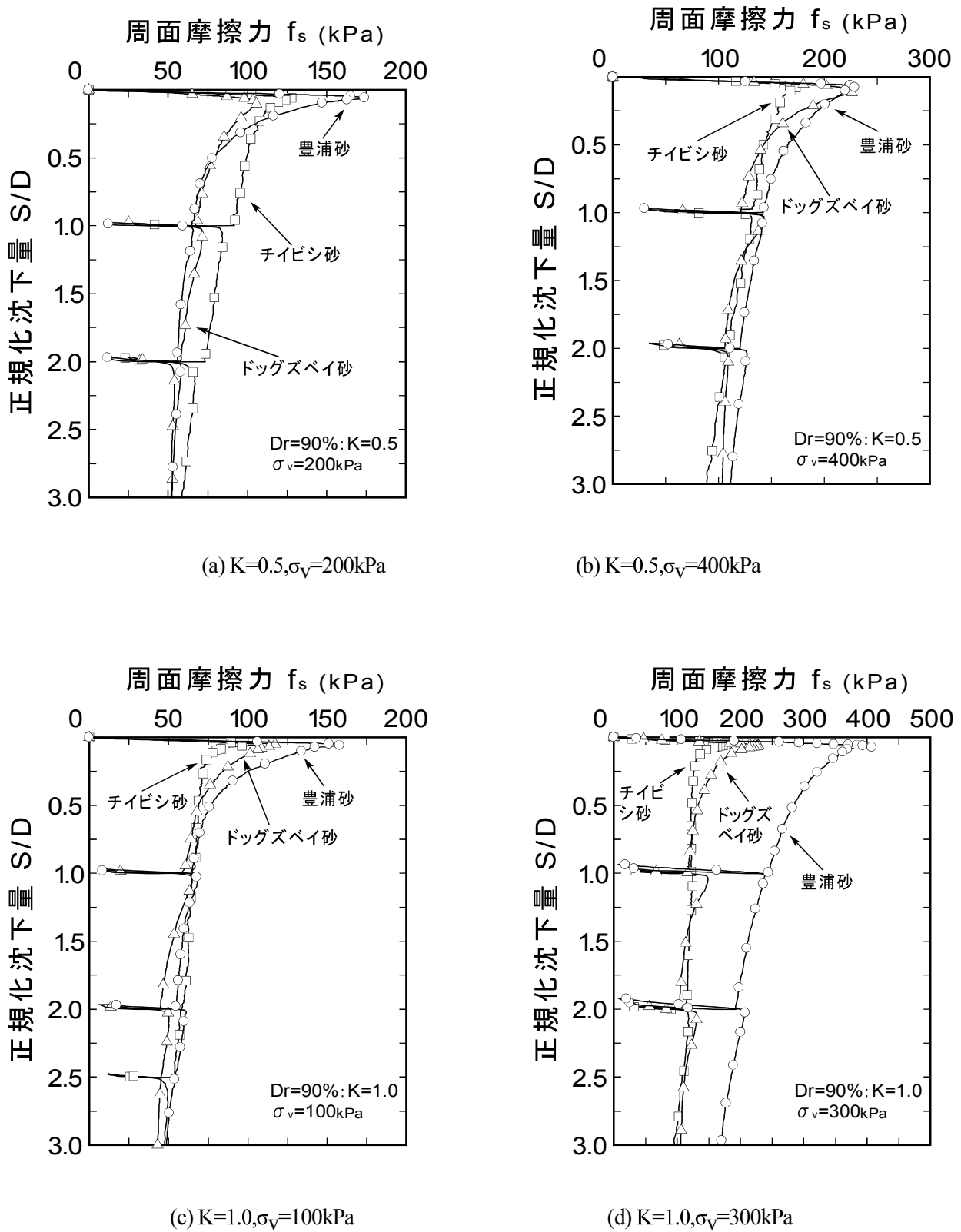


図-58 周面摩擦力と正規化沈下量の関係

第3章

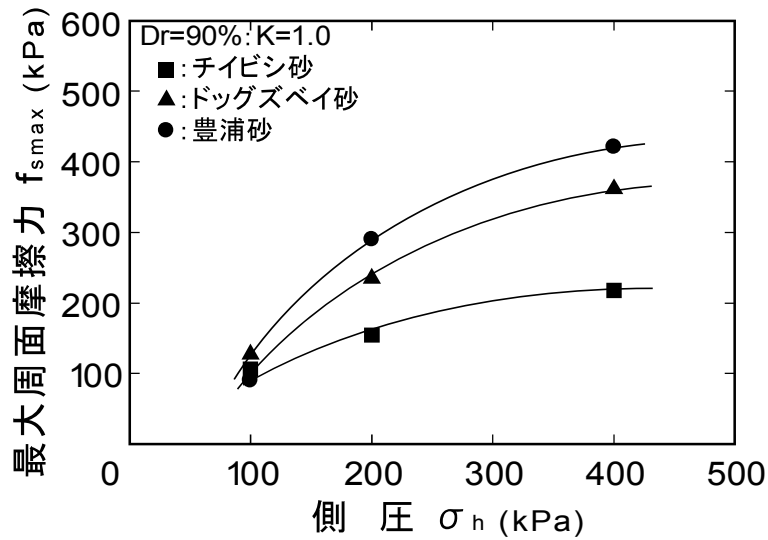


図-59 最大周面摩擦力と側圧の関係

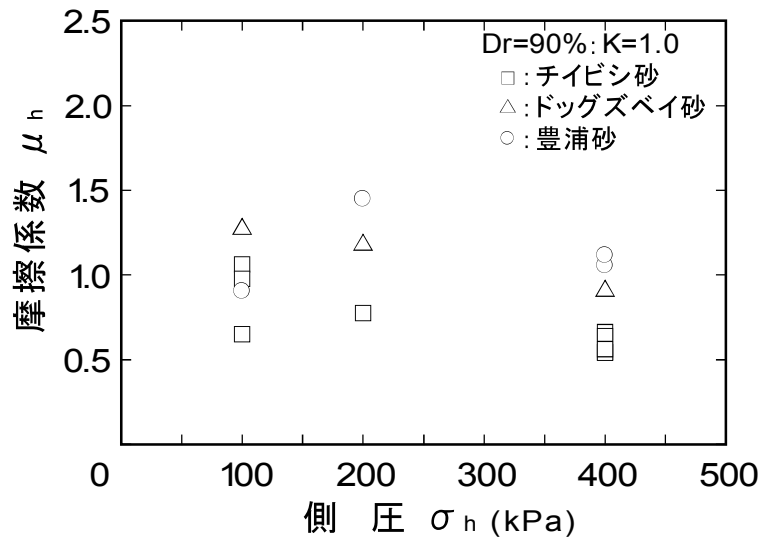


図-60 側圧と摩擦係数の関係

図-59 は、最大周面摩擦力 $f_{s\max}$ と側圧 σ_h の関係を示したもので、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ の実験条件におけるチイビシ砂、ドッグズベイ砂、豊浦砂についての実験結果を示している。この図より、側圧 $\sigma_h=100\sim 400\text{kPa}$ の応力範囲において、 $f_{s\max}$ はカーボネイト砂より豊浦砂の方が大きな値を示し、試料の違いが見られる。また、試料の違いによらず側圧 σ_h の増加にともない最大周面摩擦 $f_{s\max}$ の値も非線形的に増加していることがわかる。

また $f_{s\max}$ の大きさは、側圧 σ_h 以外にも試料の違い、上載圧 σ_v 、相対密度 Dr の影響を受けていることがわかる。

3.3.3 地盤の材料パラメーターに着目した支持力特性

(1) 概説

地盤を構成している材料は形状や硬度も異なっているため、支持力を精度良く求めることは困難である。現在、地盤の支持力を算定するために、標準貫入試験より求めた値により換算する方法や土の内部摩擦角を用いて計算式によって求める手法などが使われている。最も精度良く求める手法は、原位置による支持力載荷試験である。しかしながら、実地盤での載荷試験は多額の費用や時間が必要になるため容易に行うことが出来ない。そこで模型実験やコンピューターを用いた計算が、支持力特性を把握する有効な手段となる。コンピューターによる計算は、近年の急速な演算処理能力の向上により、様々な力学モデルに対応した複雑な計算も可能となっており、今後はこれまで以上に有効な手段になると思われる。また、模型実験も古くから行われてきており、今後も様々な研究において使われることが予想される。

数値解析の代表的な手法の一つである有限要素法 (Finite Element Method, FEM) について述べる。FEM は、微分方程式の近似解を数値的に解く手法であり、物体を方程式で定義し、その領域を小さな領域 (要素とする) に分割することで、それぞれの要素における方程式を解いて解を導く。正確には、比較的単純で共通な補間関数で求めた近似解を計算する。元々は、構造力学分野で発達して、他の分野でも広く使われるようになり、地盤工学の分野においても、カムクレイを用いた有限要素法解析が、多くの研究や実務で使われるようになってきた。カムクレイモデル以外にも、修正カムクレイモデル、修正関口・太田モデルなど、様々なモデルを用いて、地盤の挙動に対する検討がなされてきた。

地盤の応力状態は、弾性状態と塑性状態が複雑に混在しており、この弾塑性状態を表現するための手法として、弾塑性モデルを用いた有限要素法による解析は有効な手段である。しかしながら地盤工学は、鉄、鋼やコンクリートなどと異なり、自然の材料を扱う点に最も大きな特徴がある。このため、場所ごとに土の種類が異なり、また、不均一に堆積していることもあるため、地盤の解析は、はるかに難しいと言える。さらに、載荷による圧密や圧縮、掘削による応力開放など、様々な力学挙動を示すことが考えられる。そのため、様々な問題に対し、検討すべき対象を細分化し、目的の現象に対して、様々なアプローチで対応しているのが現状である。

そこで本研究では、弾塑性モデルを用いた有限要素法による解析を行い、地盤材料の力学特性を反映させた解析結果と模型杭載荷実験より得られた結果に対して比較検討を行い、支持力値や地盤内の変形の様子や応力状態を示すことにより杭基礎における地盤の支持力特性の把握を目的としている。

(2) 解析概要

杭の先端支持力特性を把握するため、地盤内の応力状態や変形の様子を有限要素法を用いた解析により求めた。解析に用いたプログラムは三次元弾塑性FEMプログラム (Ga3D.f) である²⁾。このプログラムは、全体安全率を求める安定解析と応力変形解析に対して解析を行うことが可能であり、本研究では応力変形解析を用いて解析を行った。

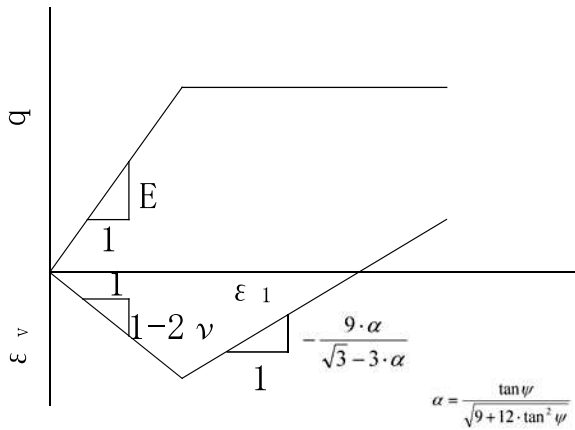


図-61 弾塑性モデル

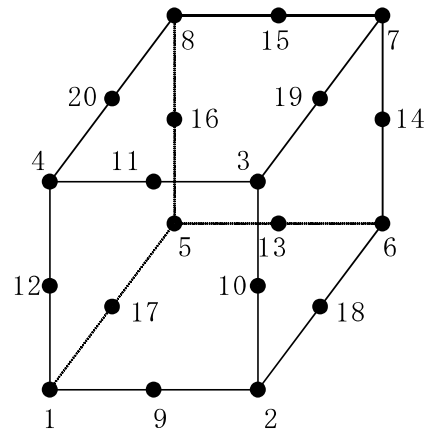


図-62 解析に用いた要素

表-5 解析パラメーター

物性	モデル1 (チイビシ砂)	モデル2 (ドッグズベイ砂)	モデル3 (豊浦砂)
弾性係数 E(kN/m ²)	34,300	18,600	167,000
粘着力 c(kN/m ²)	0	0	0
内部摩擦角 φ(°)	44.1	38.3	39.7
ダイレイタンシー角 ψ(°)	2	2	10
ポアソン比 ν	0.25	0.2	0.3

(3) 土の力学モデル

本研究の解析で用いた力学モデルは、弾完全塑性体であり力学モデルの概念図を図-61に示す。この図は軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_1 の関係及び軸ひずみ ϵ_1 と体積ひずみ ϵ_v の関係を示している。弾性領域における軸差応力と軸ひずみの直線の勾配は、フックの法則より応力値 σ が材料により定まる一定値を超えないとき、それにより生じるひずみ ϵ との間には比例関係が成り立ち、弾性係数 E となる。軸ひずみと体積ひ

第3章

ずみにおける圧縮時の直線の傾きには、ポアソン比 ν が関係し、膨張時の直線の傾きはダイレンタンシー角 ϕ がそれぞれ関係している。このモデルに必要なパラメーターを図-20に示す排水三軸圧縮試験より求め、表-5に示す数値を用いて、チイビン砂を想定したモデル1、ドッグズベイ砂を想定したモデル2、豊浦砂を想定したモデル3の計3種類のモデルを対象に解析を行った。モデルの特徴としては、モデル1とモデル2がモデル3と比較して、せん断による体積収縮がかなり大きいこと、強度の発現までに大きな軸ひずみや体積収縮を伴うことが挙げられる。

(4) 解析地盤

解析に用いた要素を図-62に示す。この要素は6面体20節点のアイソパラメトリック3次元要素であり、頂点とその中間点には節点を設けることによって、滑らかな応力分布やひずみ分布が得られるという特徴がある。モデル地盤は、図-63(a)に示すように3次元の地盤である。そして図-63(b)は $x-z$ 方向、図-63(c)は $x-y$ 方向から見た図である。これは、模型杭載荷実験装置の供試体、模型杭ともに円柱形であり、その形状を模したためである。また、要素分割は、問題の対称性からその1/4の部分のみを対称として行った。その結果、モデル地盤の要素数は224個で、接点数は1283個となった。

境界条件は、対称面のうち、 $z-x$ 面は y 方向を固定し、 $y-z$ 面は x 方向を固定している。また、 $x-y$ 面の底面は、 z 方向を固定している。初期応力は、 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 400 \text{ kPa}$ 、主応力比 $K = 1.0$ と全ての応力が等しい状態とした。これらの条件も、先ほどと同様に模型杭載荷実験での実験条件と等しくするためである。なおモデル地盤は、先に述べたように模型杭載荷実験を考慮して作成したが、本来、杭の周面部も含めて解析する場合には、ジョイント要素を用いることが望ましい。しかしながら、本研究では、杭先端支持力のみに着目しており、また、杭頭の変化は鉛直下方向のみであるため、簡素化のために図-62に示すモデルを用いて解析を行い、杭先端部の節点の反力の合計値を杭の先端支持力として求めている。そして、解析により得られた荷重と沈下量の関係は、それぞれ先端支持力 q_p は応力で、沈下量 S は杭直径 D で正規化した正規化沈下量 S/D で整理を行った。そして解析結果より得られた応力を、平均有効主応力 p と軸差応力 q で示す。計算式は、それぞれ次の通りである。

平均主応力

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}) = \frac{1}{3}I_1 \cdots \cdots \cdots (42)$$

軸差応力

$$q = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \cdots \cdots \cdots (43)$$

$$|\sigma_{ji} - \sigma\delta_{ji}| = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - \sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} - \sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} - \sigma \end{bmatrix} \cdots \cdots \cdots (44)$$

$$= -\sigma^3 + I_1\sigma^2 - I_2\sigma + I_3 = 0$$

ここで,

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \cdots \cdots \cdots (45)$$

$$I_2 = \sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} + \sigma_{zz}\sigma_{xx} - (\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{zx}^2) \cdots \cdots \cdots (46)$$

$$I_3 = \sigma_{xx}\sigma_{yy}\sigma_{zz} + 2\sigma_{xy}\sigma_{yz}\sigma_{zx} - (\sigma_{xx}\sigma_{yz}^2 + \sigma_{yy}\sigma_{zx}^2 + \sigma_{zz}\sigma_{xy}^2) \cdots \cdots \cdots (47)$$

である.

ポアソン比は次式のように定義される.

$$\nu = \frac{\varepsilon_H}{\varepsilon_V} \cdots \cdots \cdots (48)$$

ここで ε_H :横ひずみ, ε_V :縦ひずみである⁴⁾.

フックの法則は次式のように定義される.

$$\sigma = E \varepsilon \cdots \cdots \cdots (49)$$

ここで, σ :応力, E :弾性係数, ε :ひずみである.

第3章

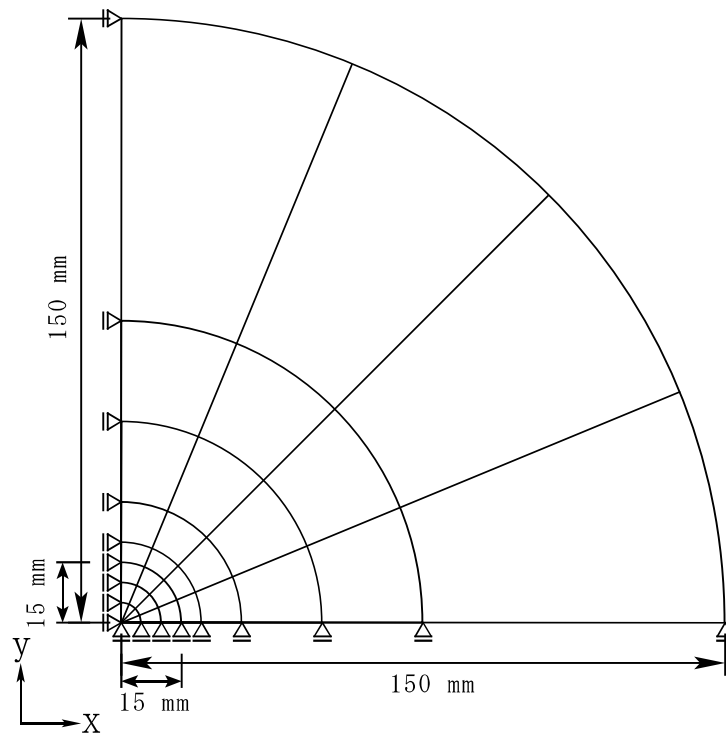
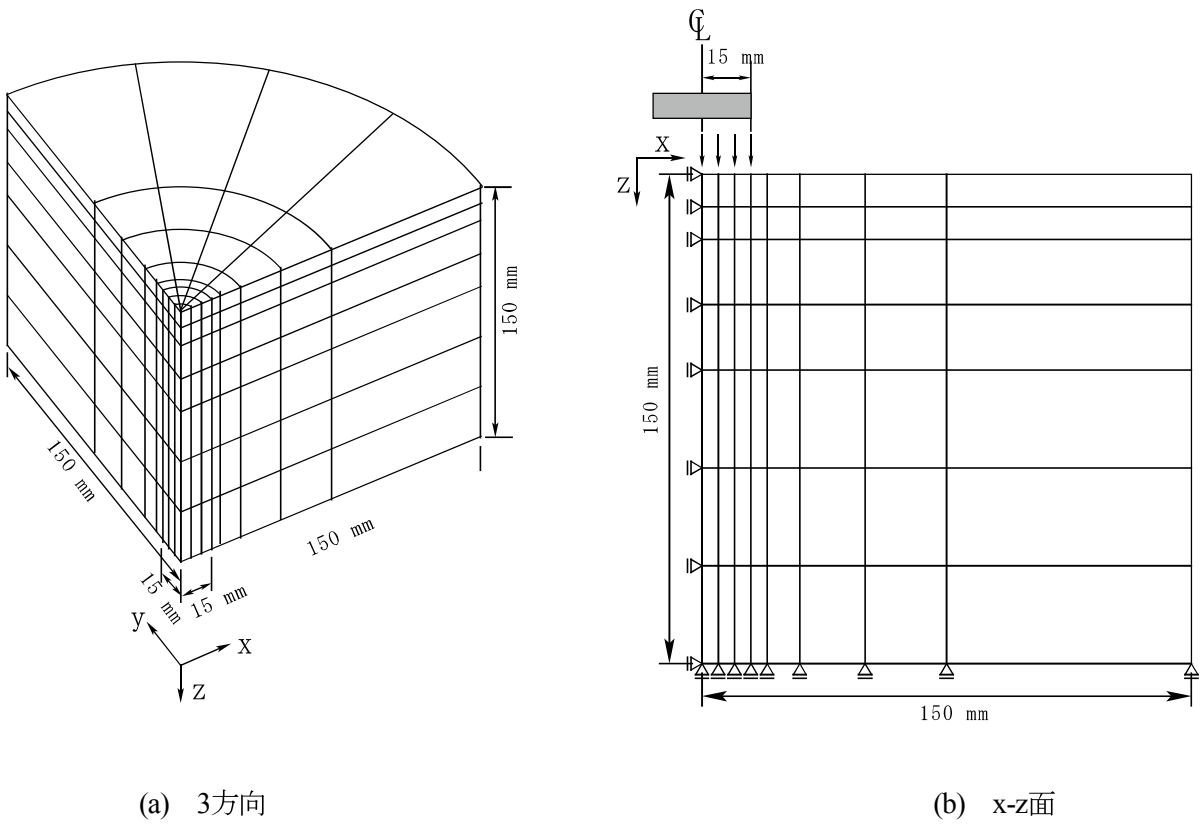


図-63モデル地盤

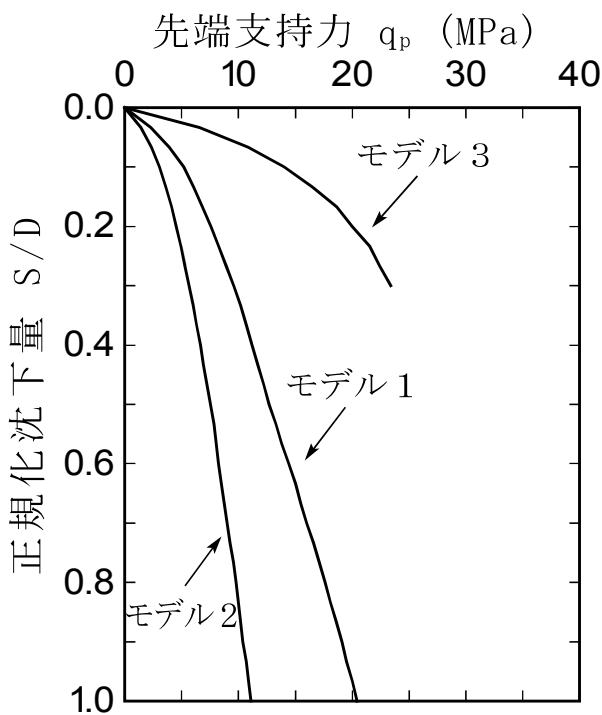


図-64 解析結果

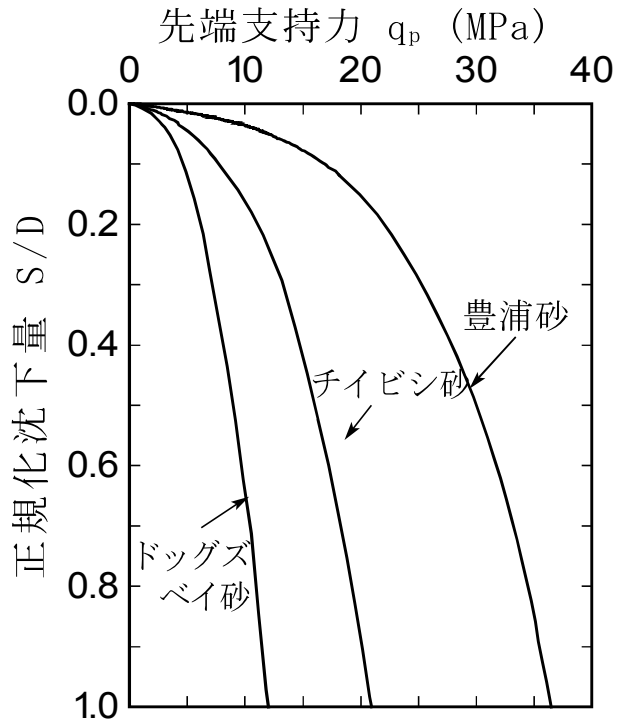


図-65 模型杭載荷実験結果³⁾

(5) 有限要素法による解析結果

計算結果より得られた先端支持力 q_p と正規化沈下量 S/D の関係を図-64に、模型杭載荷実験結果を図-65にそれぞれ示す。両図を比較すると解析結果は実験結果と同程度の値が得られたことが分かる。なお、計算に際しては、杭基礎底面に対応する節点の鉛直変位を徐々に増加させており、各計算ステップは、 $S/D = 0.033$ である。また、モデル3においては、正規化沈下量0.3の地点で計算が終了したため、以下に示すモデル3の解析結果は全て正規化沈下量 $S/D = 0.3$ の地点での結果を示しており、それ以外は $S/D = 1.0$ である。

図-64に示されるように、いずれのモデルも正規化沈下量の増加とともに先端支持力も増加している様子が見られる。しかしながら、先端支持力 q_p の増加量は、モデル3が最も大きく、順にモデル1、モデル2となった。

モデル3の特徴として、弾性係数 E が大きいことが挙げられる。式(49)よりモデル3の弾性係数 E は大きいため比例関係に従い、ひずみの増加に対してより大きな応力が必要であると考えられる。

(6)地盤の変形

地盤の変形の様子を詳細に示すため、鉛直下方向への変位量を等間隔に求めて整理を行った。なお、これらの変位量は、色砂は水平方向にのみ敷いており、横方向(x方向)への変位量は考慮されてなく、鉛直方向(Z方向)のみの評価であるが、地盤の変形挙動を把握することは可能である。図-66(a)~(c)に杭径で除した値の分布図を示している。これらの分布図より、全体的に示す豊浦砂の変位の分布が最も大きく、特に横方向にも広がっている様子が見られる。また、図-66(a)に示すチイビシ砂や図-66(b)に示すドッグズベイ砂は、横方向よりも鉛直下方向へ変形が広がっている様子が示されている。

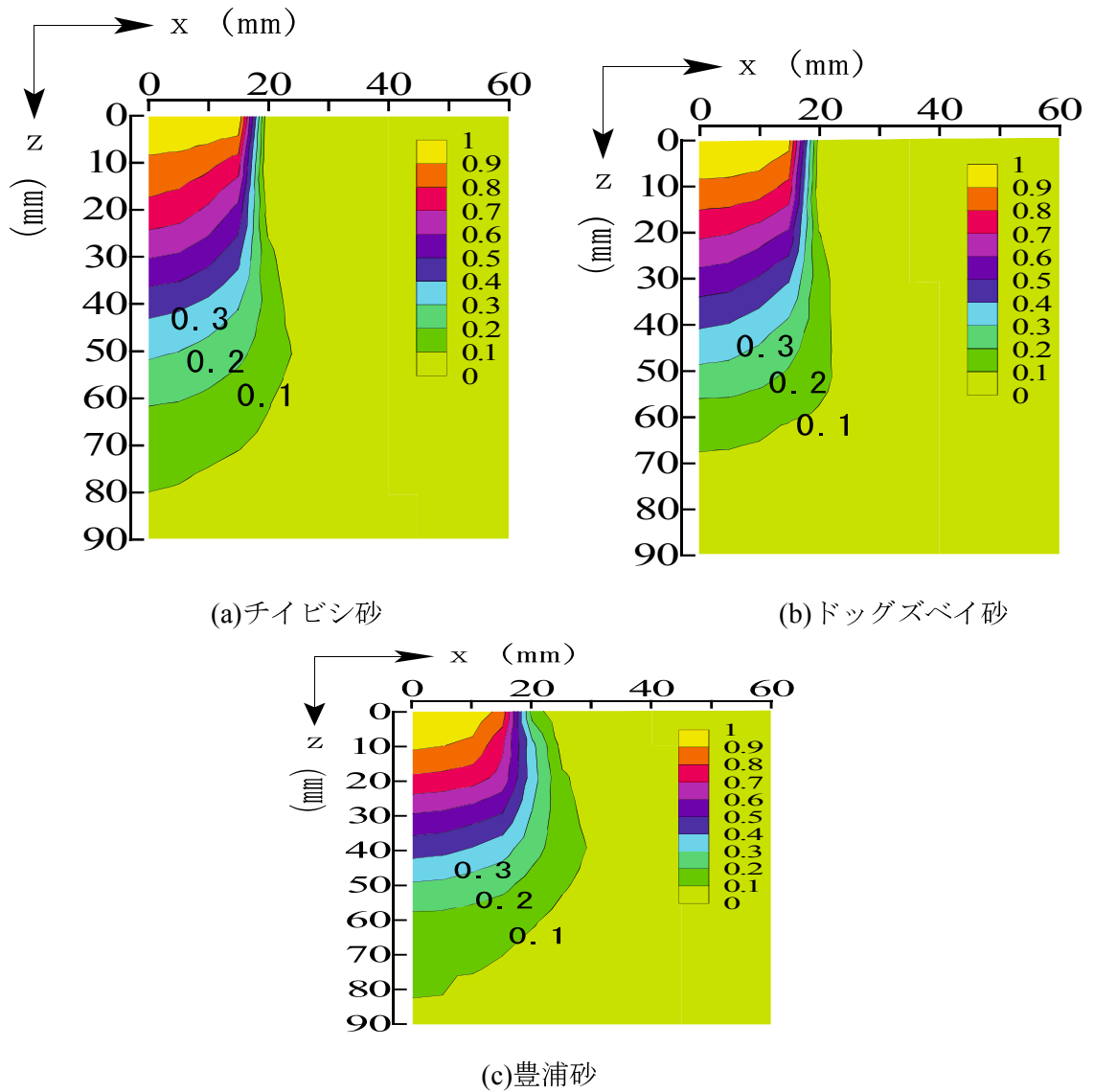


図-66変位の分布図(実験結果)

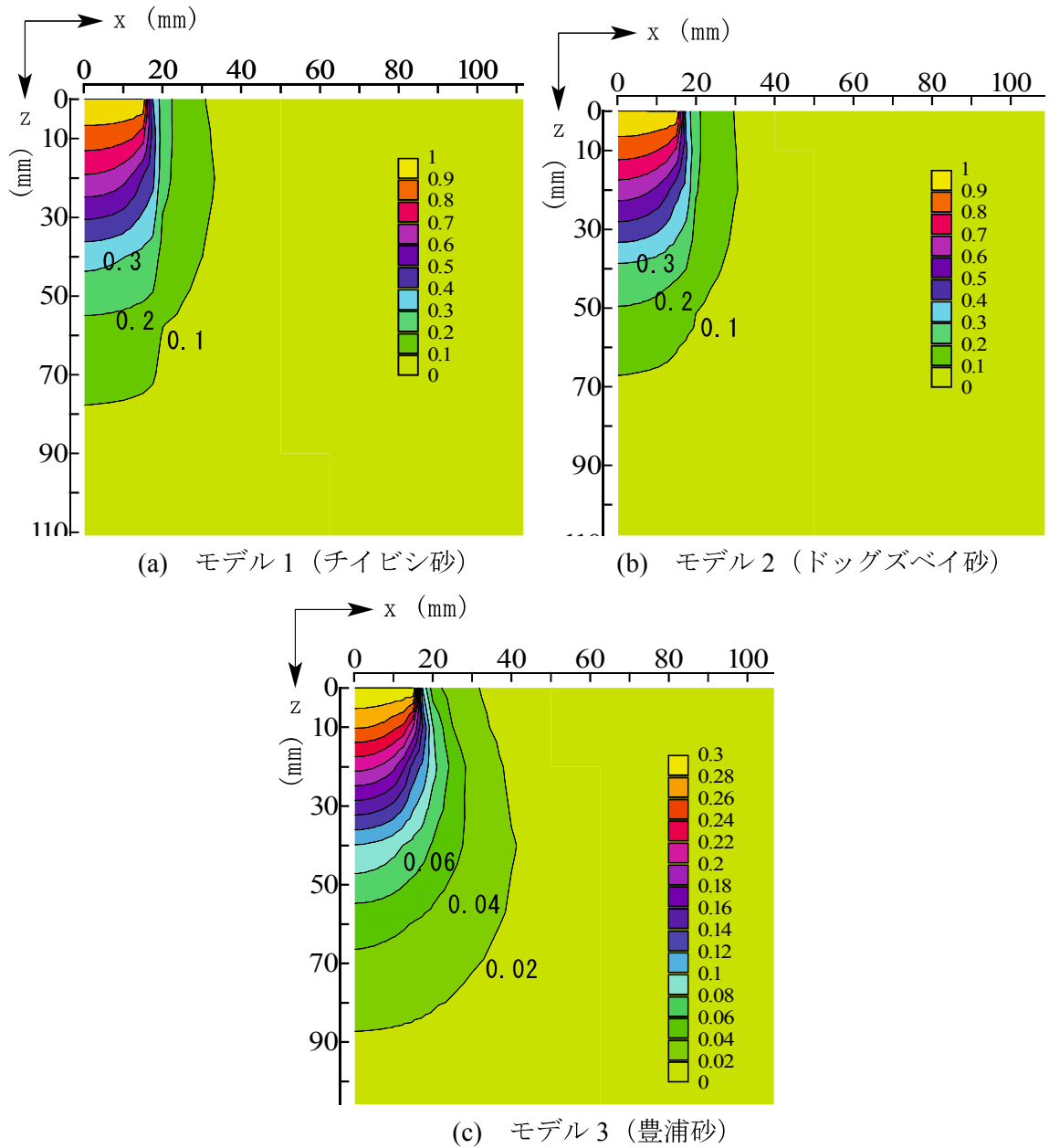


図-67 変位量の分布図 (解析結果)

鉛直下方向への変位をさらに分かりやすく示すために、各接点における鉛直方向への変位量を $z-x$ 面において整理し直した図を図-67(a)に示す。他のモデルも同様に解析終了後に整理を行い、それぞれ図-67(b)と図-67(c)に示している。図-67(a)~(c)において、変位量の分布を見ると、モデル1と2は、3に比較して鉛直下方向で変形が生じており、モデル3は、杭底面から半円状に広い範囲で変形が生じていることがわかる。また、図-67(a)と図-67(b)を比較すると、変形の領域は、モデル2よりもモデル1の方が、大きいことが分かる。モデル3は途中で計算が終了したために直接比較できないが、先端支持力の大きなモデル3は広

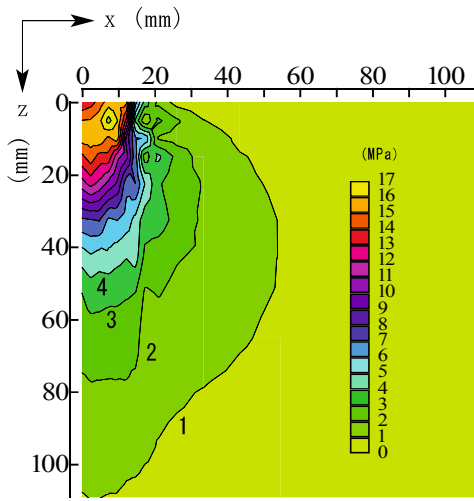
い範囲で変形が生じていること、モデル1とモデル2を比較すると、より大きな先端支持力を発現した方が、地盤内の変形も大きいことがわかる。

(7) 応力状態

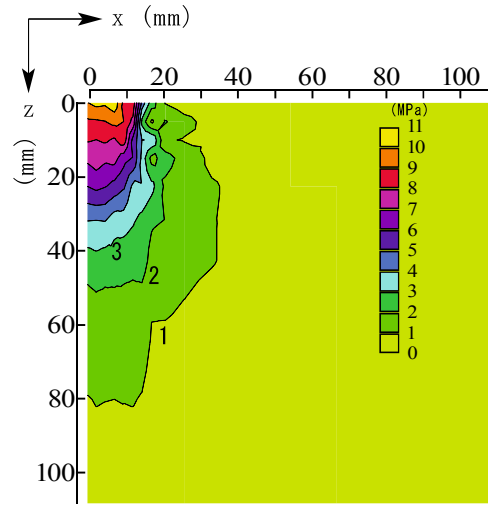
軸差応力は、式(44)より3方向の主応力を求め、その最大値と最小値の差を計算により求めた。これらの計算式により、モデル1とモデル2では正規化沈下量 $S/D=1.0$ において、モデル3では正規化沈下量 $S/D=0.3$ において得られた軸差応力と平均主応力の分布の様子を、それぞれ図-68(a)~(c)と図-69(a)~(c)に示す。これらの図に示されるように、いずれのモデルにおいても杭基礎直下部分が最も応力が大きく、杭周辺から順に広がっていることがわかる。その応力分布の様子に着目すると、モデル3における軸差応力と平均主応力は、最も広い範囲で分布していること、その分布の様子は、横方向（ x 方向）に広がっており、その形状は比較的円形に近い形状になっている。これはポアソン比が関係しており、式(42)より、モデル3はポアソン比が大きいため横ひずみの割合が多いためであり、逆に、モデル1やモデル2が下方向に広がっているのもポアソン比が小さい縦ひずみが発達したためである。この様にモデル1と2においては、鉛直下方向への広がりを示しており、応力の伝搬は、杭先端から深さ方向に応力が伝わりやすい結果となった。それぞれのモデルにおける先端支持力の大きさは異なっているが、応力分布の様子から破砕性地盤を想定しているモデル1とモデル2は、杭基礎の沈下量が増大しても、地盤の変形量や応力の分布が小さく支持力が発現しにくい地盤材料であることが伺える。本研究では、地盤材料の支持力パラメーターに着目して弾塑性モデルを用いた有限要素法解析を行い支力発現特性を検討した。その結果、地盤の力学特性を把握して解析に用いることにより、その結果には、載荷実験結果との対応性が見られた。そして有限要素法による解析は、支持力特性を把握するための有効な手段であると言える。支持力が発現しにくい地盤では、その変形が、横方向よりも鉛直下方向へ広がる分布を示している。また、応力分布も同様に鉛直下方向へ広がりを示している。弾性係数とダイランシー角およびポアソン比の小さな地盤は支持力が発現しにくい地盤と言える。

破砕の程度が小さいか、ほとんどない場合には、土粒子表面突起のかみ合い内の変形により正のダイランシーが生じるが、粒子表面部の欠損程度の破砕になってくると、負のダイランシーが生じるようになり、粒子表面および母材を含む大きな破砕では、さらに

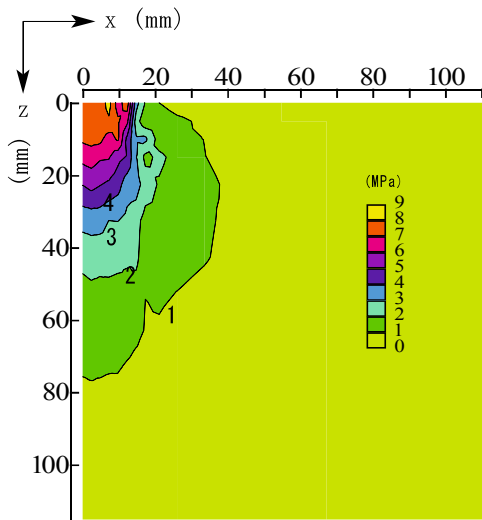
第3章



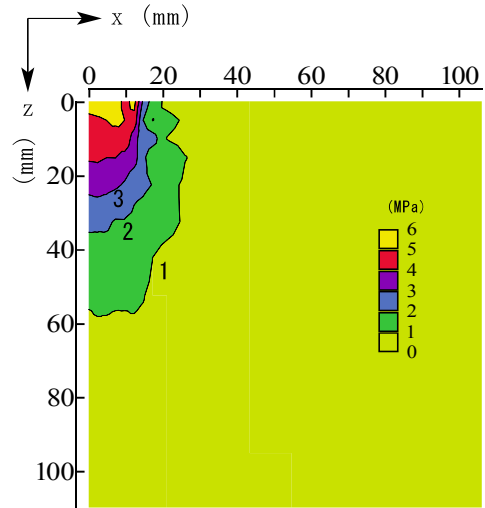
(a) モデル1 (チイビシ砂)



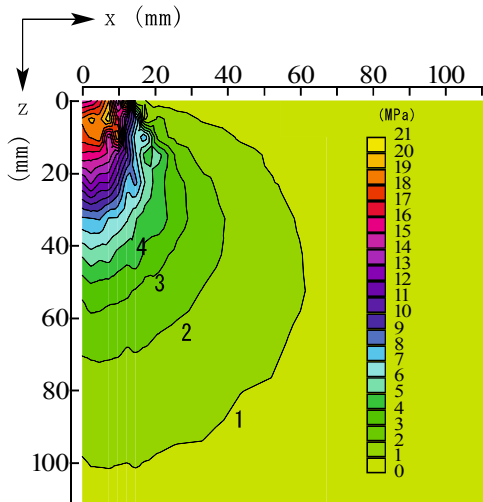
(a) モデル1 (チイビシ砂)



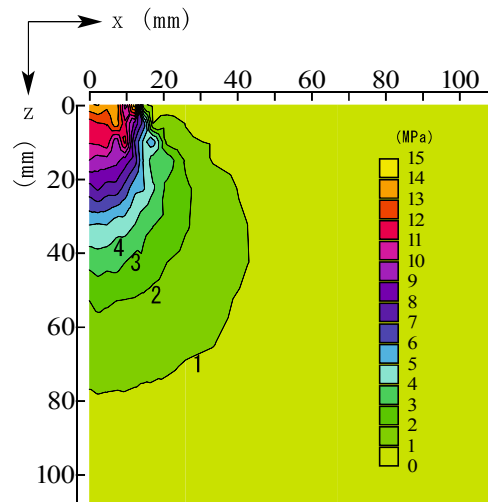
(b) モデル2 (ドッグズベイ砂)



(b) モデル2 (ドッグズベイ砂)



(c) モデル3 (豊浦砂)



(c) モデル3 (豊浦砂)

図-68 地盤の応力状態 (軸差応力)

図-69 地盤の応力状態 (平均主応力)

第3章

堆積の圧縮が増す破砕性地盤では、特に留意する必要がある。また、最大強度を発現するまでにかかなり大きな変形を伴うことを考慮すると、また、所定の支持力を発現するためにはある程度の沈下量が必要である。そのため、設計、施工においては、支持力の評価に沈下量を考慮することが重要であるといえる。

3.4 本章の要約

第3章では、破砕性地盤であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂およびシリカ系の砂である豊浦砂について模型杭載荷実験を行い、先端支持力、周面摩擦力の発現特性について実験的に検討を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- ① 先端支持力の発現特性に影響する大きな要因として、地盤材料の破砕性が挙げられる。
- ② 支持力と拘束圧の関係において、先端支持力は拘束圧の増加と共に非線形的に増加する。その増加割合は、破砕性地盤は豊浦砂より小さい。
- ③ 先端支持力ほどの試料も沈下曲線に明瞭な降伏点が現れず、破壊は局所的であり、周面摩擦力はどの試料も沈下曲線に明確なピークが示され、破壊が全般的な滑りに起因している。
- ④ 破砕性地盤における先端支持力と沈下量の関係は非線形である。また、かなりの大きな沈下量でないと終局状態には至らず、通常設計で対象とする杭径の10%程度の沈下量では、決して鉛直支持力の極限状態とは言えない。
- ⑤ 周面摩擦力の最大値と先端支持力のそれが発揮される沈下量は一致しない。最大周面摩擦力が発揮される沈下量は、豊浦砂の実験結果に見られるように通常1~3%程度であるが、破砕性地盤では5~10%程度であり、大きいと言える。また、先端支持力の場合に比べると極めて小さいといえる。
- ⑥ 破砕性地盤における周面摩擦力は、最大周面摩擦力を発現した後の低下が大きい。また、土粒子の破砕に起因して、すべりは土粒子間で生じているため、杭表面の粗度との摩擦力より砂の摩擦力で考慮の方が安全である。そのため、破砕性地盤において摩擦杭の利用は控えた方がよい。
- ⑦ 杭貫入による地盤内の応力状態を有限要素法により確認した結果、破砕性地盤においては、地盤の変形が横方向よりも鉛直下方向へ広がる分布を示した。また、応力分布も同様に、鉛直下方向へ広がりを示している。

参考文献

- 1) Coyle, H.M. : Skin friction for steel pile in sand, Proc.ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.93, No.SM6, November, 1967
- 2) 岸田英明, 高野昭信, 安富良久 : 砂地盤に打ち込まれたクイの先端部接地圧分布, 第 9 回土質工学研究発表会講演集, pp.533~536, 1974.
- 3) 山田清臣 : 砂地盤におけるクイの先端支持力に関する実験的研究, 第 12 回土質工学研究発表会講演集, pp.717~720, 1977.
- 4) 西田義親, 横山一己, 松本樹典 : 砂地盤における深い基礎の先端支持力に関する一考察, 第 9 回土質工学研究発表会講演集, pp.541~544, 1974.
- 5) 安福規之, 山本修三, 村田秀一, 辻昭人, 田中邦博 : 周面摩擦力を独立に測定可能な模型杭実験装置の試作とその適用, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.1669~1670.
- 6) 安福規之, 田中邦博, 村田秀一, 兵動正幸 : 圧縮性の卓越した砂中の杭の先端支持力とその評価, 土木学会論文報告集, 第 505 号, III-29, pp.191~200, 1994.
- 7) 平山英樹 : 杭の鉛直支持力に関する理論と実際への適用, 土と基礎, Vol.36, No.7, pp.5~10, 1988.
- 8) 三浦哲彦 : 杭先端付近における砂の粒子破碎と杭の支持力機構, 土と基礎, Vol.32, No.2, pp.45~50, 1984.
- 9) N.Yasufuku and A.F.L.Hyde : Pile End-Bearing Capacity in Crushable Sands, Geotechnique 45, No.4, pp.663~676 Dec. 1995.
- 10) 安福規之, 落合英俊, 前田良刀 : 限界状態摩擦角に着目した場所打ち杭の周面摩擦力算定法, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.89~100, 1999.
- 11) 杉本知史, 落合英俊, 安福規之, 大嶺 聖 : 円形空洞周りの地盤内応力に関する推定手法の提案と妥当性検証, 土木学会論文集, No.792/III-71, pp.175-184, 2005.
- 12) N. Yasufuku and H.Ochiai : Sand-Steel Interface Friction related to Soil Crushability, ASCE, Geotechnical Special Publications No. 143, Geomechanics-Testing, Modeling and Simulation, pp.627-641, June 2005.
- 13) 桑嶋啓治, 上俊二, 福田靖 : 地盤の材料パラメーターに着目した支持力特性, 徳山高専研究紀要, 第 32 号, pp.28-28, 2008.
- 14) Keiji Kuwajima, Masayuki Hyodo : Pile bearing capacity in crushable soils, IS-Kanazawa2012, pp. 803-808, 2012.

第4章 杭貫入による破砕性地盤の変形と粒子破砕

4.1 概説

杭基礎において、杭直下では高い圧力レベルにあることが知られている¹⁾。このような応力状態にある砂質土は変形や粒子破砕を生じ、杭の支持力特性に多大な影響を及ぼす。また、支持地盤が破壊に近づくと変形も増大し、構造物の支持能力に大きな支障を来すことになる。杭の支持力を求めるには、杭の載荷試験による方法と各種支持力公式に基づく方法とに大別される。十分に信頼のおける杭の支持力公式は、いまだ多くの研究者らによって研究されており、各種設計基準の存在や支持力の式が提案されており研究段階にあるといえる。よって載荷試験と支持力公式を比較すると現位置における載荷試験の方がより重視されるのが現状である。沖縄地方においても、実際の設計業務では、堆積している土粒子の粒度分布の分類が砂質土の区分に位置することや、標準貫入試験から得られる従来のN値の結果が数多くあり、このN値を用いて、杭の先端支持力が算定されてきた。

破砕性地盤において支持力公式を用いた計算結果と実測値の不一致の一つに、杭先端部付近における土の粒子破砕現象に密接に関係していると考えられる。土は本来、圧縮性、破砕性材料であり、どんなに堅固な粒子でも必ず破砕すると考えられる。土は外力の作用に対し程度の差こそあれ粒子の破砕を伴いながら変形を生じるため、破砕性の程度によっては地盤工学上大きな問題になると考えられる。これまでは、土粒子が比較的堅固なものを対象に研究が行われてきたが、これからは、どのような地盤材料も積極的に使用することが必要であり、破砕性の卓越した地盤に対しても積極的に粒子破砕を考慮すべきである。よって、杭の先端支持力、周面摩擦力などの支持力機構を把握し、経済性を考慮した支持力の設計を行うためには、杭先端付近の砂地盤の変形挙動と粒子破砕の様子を詳細に調べる必要がある。

杭の支持力特性を評価する上で周辺地盤の変形挙動を調べることに重要な意義を持つことから、これまでこれに関する多くの研究が行われてきた。杭貫入に伴う砂地盤の挙動観察のために、主に豊浦砂を対象とし、ラジオグラフィー法²⁾、X線法³⁾や杭先端下に極薄の鉛箔板を埋め込む方法⁴⁾などにより、行われてきた。これらの実験により、杭周辺の土粒子の動きを観察し、杭の支持力機構の解明が試みられ、多くの成果が得られている。その研究成果として、杭先端では地盤内に応力球根が形成され、この応力球根周辺の砂の粒子破砕が杭の支持力を左右するなどが挙げられる⁵⁾。

第 4 章

しかし、カーボネイト砂のような破碎性に富む砂の支持力機構評価は、未だ十分には明らかにされておらず、支持力機構を明確にするためには、杭貫入による砂地盤の変形挙動や粒子破碎を評価し、破壊形態を把握することが必要である。そこで本研究では、破碎性土であるカーボネイト砂中の杭の支持力機構を合理的に理解するために、杭貫入による砂地盤の変形挙動に着目して考察を行うものである。

本章では模型杭載荷実験装置を用いた実験結果を基に、杭貫入による砂地盤の変形挙動と粒子破碎を定量的に評価し、両者の関係についての解釈を試みるとともに、応力球根と杭先端付近の粒子破碎を、先端形状の違いに着目して検討する。

以下に本章の構成を節に従って概説する。まず、第 2 節では、破碎性土であるチイビシ砂とドッグズベイ砂、および豊浦砂に対して、模型杭載荷実験を行い、杭貫入量に着目した破碎性土地盤の変形の様子、また豊浦砂との変形挙動を比較し、検討している。第 3 節では、粒子破碎評価、および砂地盤の変形と破碎の相互関係について述べている。最後に、第 4 節では、得られた知見をまとめて要約としている。

4.2 破碎性地盤の変形と粒子破碎

4.2.1 実験方法の概要

先に述べたように地盤の変形挙動が杭の支持力特性に及ぼす影響は、深い基礎の設計において重要であるという認識のもと、これまでに多くの研究がなされてきている。また、その方法も多種多様であるが、実験方法は、砂の自由な変形に影響を与えないことが最低条件となる。そこで、本研究では杭貫入に伴う砂地盤の変形挙動を観察するために、色砂を敷き詰めた。この状態で模型杭載荷試験を行った後、供試体上方より水をゆっくりと注入し、不飽和状態でサクションにより供試体を自立させ、ストレートエッジにより試料断面を削り、杭貫入後の砂の挙動を観察した。

実験方法の詳細は、以下に示すとおりである。

実験方法

- ① 供試体作成時に、色砂を水平になるように 1cm 間隔で敷き詰める。（写真-4(a), (b) 参照）
- ② 3.2.2 で示した実験手順で杭を貫入させる
- ③ 所定の沈下量貫入後、載荷を終了とする。
- ④ 供試体に約 30kPa の負圧を載荷し、上載圧、側圧を段階的に除荷する。
- ⑤ 加圧セル、上部載荷フレーム、メジャーを取り外す。
- ⑥ 塩化ビニール製のモールドを装着し、上部ペDESTAL、ポーラスメタル、ろ紙を取り外す。
- ⑦ 試料上部より水をゆっくり浸透させる。これにより、試料を水の表面張力で自立させることができる。
- ⑧ 試料全体に水が浸透した後、モールドを取り外し、メンブレンを下げる。
- ⑨ 試料を、杭が設置されている中央部までストレートエッジで削っていき、杭先端付近を撮影する。

第4章



(a) 杭先端より下部



(b) 杭先端より上部

写真-4 色砂層の作成

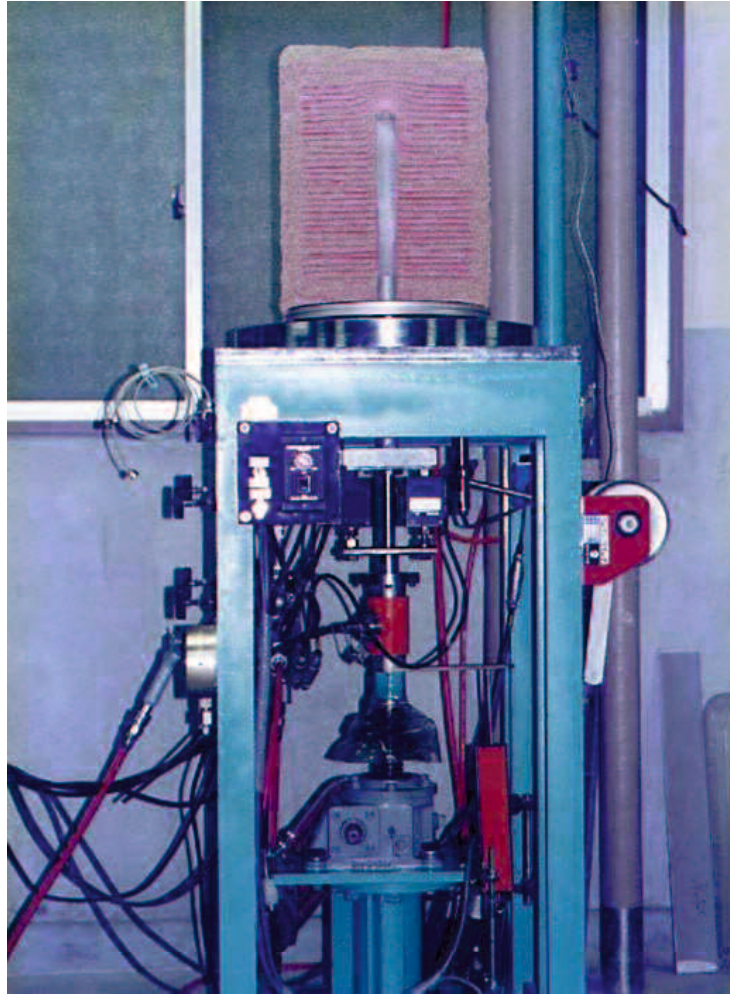


写真-5 供試体断面の様子

4.2.2 杭先端付近における地盤の変形

(1) チイビシ砂

写真-6(a)~(c)は、杭貫入量に着目した、杭先端のチイビシ砂の様子を示したものであり、実験条件は、 $D_r=90\%$ 、 $K=1.0$ 、 $\sigma_v=400\text{kPa}$ 、である。写真-6(a)は杭径30mmに対し、貫入量が15mmのとき、すなわち $S/D=0.5$ における杭先端付近の砂地盤の様子を示しており、同様に写真-6(b)は $S/D=1.0$ のとき、写真-6(c)は $S/D=3.0$ のときを示している。これらの写真より、正規化沈下量と先端支持力が増えるにつれて、杭先端周辺部における地盤の変形は増加しており、杭先端付近に応力球根が形成され、塑性域が球状に広がっていく様子がわかる。

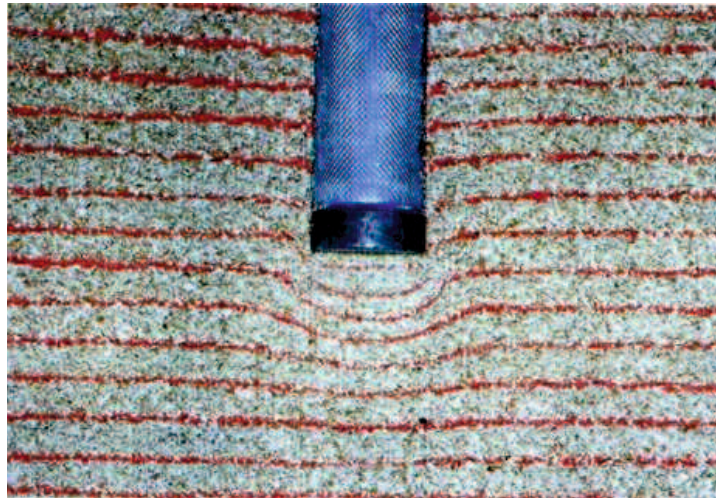
第4章

S/D=0.5, 1.0のとき杭先端直下部において大きな圧縮の体積ひずみが生じていることがわかる。三軸試験より示されるように、チイビシ砂はせん断により、収縮側に卓越することから理解できる。また、S/D=3.0では、S/D=0.5や1.0に比べて、杭先端の砂地盤の変形も大きい。粒子の破碎が顕著となることがわかる。それぞれ、(a)正規化沈下量S/D=0.5, 先端支持力 $q_p=16\text{MPa}$, (b) 正規化沈下量S/D=1.0, 先端支持力 $q_p=21\text{MPa}$ である。その変形は、杭下端より少し離れたところで大きいことがわかった。大谷らが豊浦砂を対象とし、杭先端地盤内の状況を産業用X線CTスキャナを用いて、杭貫入による地盤の変形を評価しており、くさび形の高密度化領域の形成など载荷課程における杭先端地盤の破壊の様子を示している。本研究で実施した拘束圧と異なっているため、直接の比較は出来ないが、破碎性土地盤においても杭先端付近に地盤の密度の高い領域が生じていることが観察された。杭の貫入による破碎性地盤の変形は、杭先端より少し離れたところが最も大きく、先端より離れるにつれて変形が小さくなり、両者は相似の変形をなすこと、すべり線は認められず破壊は局所的であることなどがわかる。また、杭先端の両縁に着目すると、杭先端両縁を上昇するチイビシ砂があまり認められないことがS/D=3.0においてもわかる。これは杭直下では大きな圧力が生じるため、粒子破碎を生じ圧縮性が增大するからであると考えられる。従って、カーボネイト砂中の杭先端支持力は、圧縮性の影響を強く受けることが示唆された。

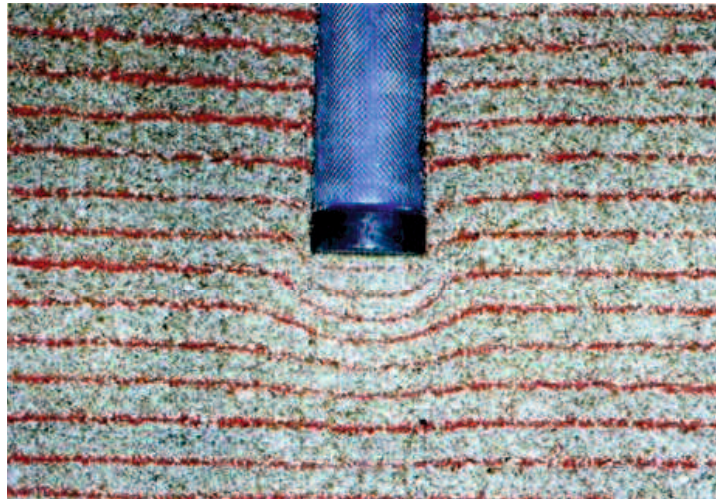
この領域での密度の変化に及ぼす要因の一つとして、破碎性土地盤では土粒子の破碎の程度が挙げられる。土粒子の破碎は、地盤の密度の変化に大きく影響するものであり、杭直下で生じた大きな応力によって粒子破碎が生じ、その結果地盤全体の圧縮性が增大している。土は粒子が集まってその骨格を形成しているため、粒子破碎が容易に生じやすい地盤においては、地盤全体が変形しやすいと考えられる。また、粒子同士の接触部は粒子の破碎により、たえず配置を換えることにより不安定な配列構造をなしていると考えられる。

深い基礎でも、埋込み杭では、杭貫入により杭先端の応力球根が形成されながら支持力が発現し、また、破壊が局所的で、明確な降伏点が発現されないのに対し、打ち込み杭では、応力球根が形成された後に再载荷されるので、破壊形態がほぼ定常状態であり、降伏点が明確に発現されることが推察される。

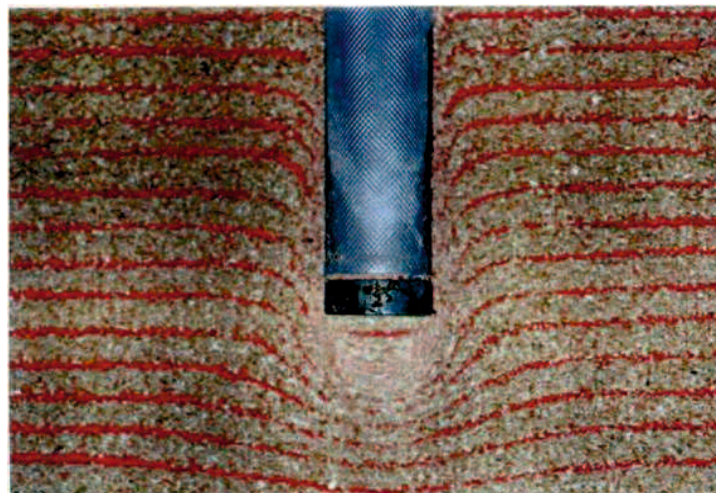
第 4 章



(a) $S/D=0.5$ (チイビシ砂)



(b) $S/D=1.0$ (チイビシ砂)



(c) $S/D=3.0$ (チイビシ砂)

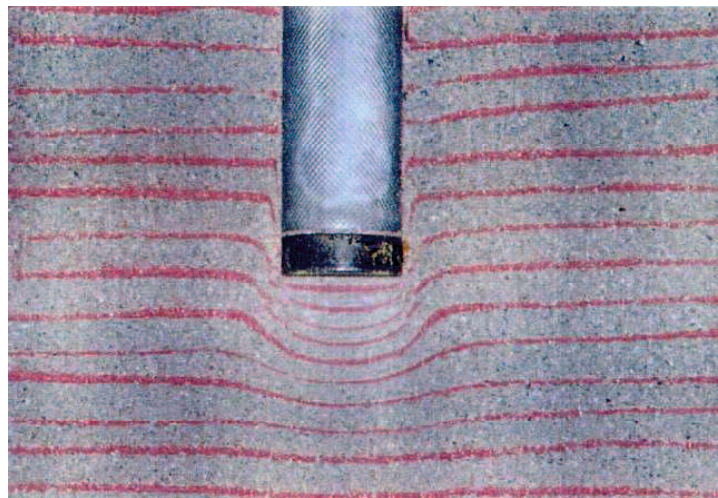
写真-6 杭先端付近の様子 (チイビシ砂, $S/D=1.0$)

(2) ドッグズベイ砂

写真-7 は $S/D=1.0$ における，ドッグズベイ砂の杭先端の様子を示したものである．実験条件は， $D_r=90\%$ ， $K=1.0$ ， $\sigma_v=400\text{kPa}$ である．

ドッグズベイ砂はチイビシ砂と同様に，杭先端付近に応力球根が形成され，塑性域が球状に広がっている様子が，これらの写真よりわかる．また，チイビシ砂同様，杭周面を上昇するドッグズベイ砂が，豊浦砂ほど認められないことがわかる．これは杭直下では大きな圧力が生じるため，粒子破碎を生じ圧縮性が増大するからであると考えられる．

$e-\ln p$ 関係にも見られるように，チイビシ砂，ドッグズベイ砂は，豊浦砂よりも圧縮性の卓越した砂であるので，杭先端直下部において大きな圧縮側の体積ひずみが生じ，Meyerhof が仮定したような杭側面に砂の回り込みが見られないことがわかる．これは杭直下では大きな圧力が生じるため，粒子破碎を生じ圧縮性が増大するからであると考えられる．従って，カーボネイト砂中の杭の支持力は，圧縮特性に強く支配されることが推察され，支持力の評価に地盤材料の圧縮性の影響を考慮に入れることの重要性がわかる．



(d) $S/D=1.0$ ()

写真-7 杭先端付近の様子（ドッグズベイ砂， $S/D=1.0$ ）

(3) 豊浦砂

写真-8 は、豊浦砂において杭径 30mm に対し貫入量が 30mm のとき、すなわち $S/D=1.0$ における杭先端付近の地盤変形の様子を示したものである。実験条件は $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ 、 $\sigma_v=400\text{kPa}$ である。この写真より、豊浦砂は杭の両縁で応力球根外縁の砂が杭周面を上昇し始めることが認められる^{2)~4)}。これはせん断による体積膨張のためであると考察される。杭の貫入による豊浦砂の変形は、杭先端より少し離れたところが最も大きいことがわかる。また、先端より離れるにつれて変形が小さくなる様子もわかる。杭先端付近に着目すると、載荷方向には応力球根が形成され、応力球根の形状は、ほぼ半円状となっていることがわかる（3 次元的には半球状）。本実験においても、これまでの研究成果^{2)~4)}と同様の傾向が確認された。

また、浅い基礎の実験で観測されているすべり線は、深い基礎を想定した今回の実験結果においては確認できず、破壊は局所的であることがわかる。

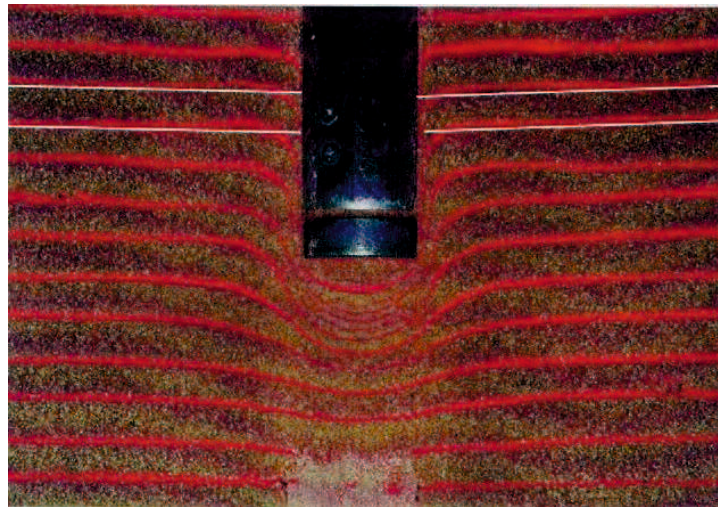


写真-8 杭先端付近の様子（豊浦砂， $S/D=1.0$ ）

(4) 杭周辺付近

写真-9 は、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ 、 $\sigma_v=400\text{kPa}$ の条件で、最大周面摩擦力が発現される貫入量 ($S/D=0.05$)における、杭周辺のチイビシ砂の変形の様子を示したものであり、図-70 は杭貫入に伴う杭周辺の砂のせん断変形を示した模式図である。表-6 は図-70 に示す変形量を写真-9 から求め、その値をまとめたものである。同様に、 $S/D=1.0$ 、 $S/D=3.0$ でのチイビシ砂の実験結果も表-6 にまとめている。なお、 $S/D=1.0$ 以上での砂地盤の変形量は、初期杭位置より上の変形量を求めている。この表より、 $\delta/D=0.05\sim 0.06$ 、 $r_m/r_0=2.3\sim 2.7$ であり、杭先端に比べて、杭周面では、顕著な砂地盤の変形は見られないことがわかる。

杭表面が粗いとき、周面摩擦力は最大値 $f_{s\max}$ に達するまで、砂地盤の変形を伴うこと、 $f_{s\max}$ 以降、顕著な砂の変化は見られないことより、周面摩擦力は杭表面と砂のせん断により発現されていることがわかる。杭材表面の粗さがある値を超えると、地盤材料と構造材料との接触面でのすべりは通常起こらず、土のせん断変形のみが生じることとなる。特に破碎性地盤では、土粒子の破碎に起因して杭が貫入されていくことを考慮すると、杭と地盤との間のすべりよりむしろ、杭周面の地盤のせん断抵抗によって発揮されていると考えられる。このことより、破碎性地盤において周面摩擦力の発現はあまり期待できないことを意味している。

表-6 変形の様子 (チイビシ砂 $\sigma_v=400\text{kPa}$)

S/D	r_0 (cm)	δ_{sand} (cm)	r_m (cm)	δ/D	r_m/r_0
0.05 ($f_{s\max}$)	1.5	0.15	3.4	0.05	2.3
1.0	1.5	0.18	3.8	0.06	2.5
3.0	1.5	0.19	4.1	0.06	2.7

D : 直径(3cm)

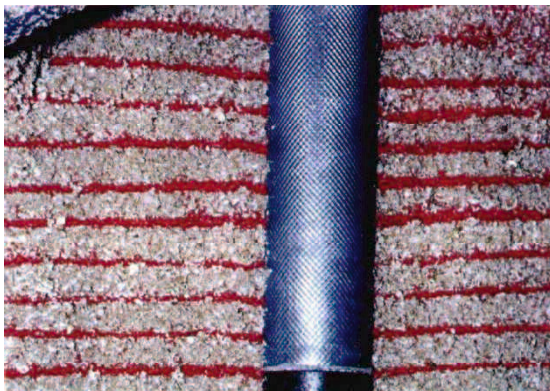


写真-9 杭周辺付近の様子 (チイビシ砂, $S/D=0.05$)

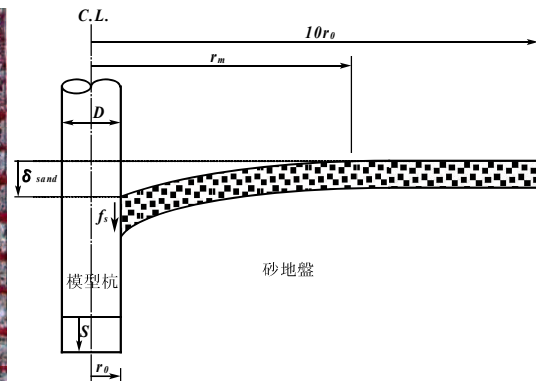


図-70 地盤変形の概念図

4.3 杭貫入による粒子破碎

4.3.1 実験方法の概要

本研究では杭貫入に伴う砂の挙動と土粒子の破碎状態の観察を行うため、着色した粒子を供試体内に配置してチイビン砂を用いた試験と、杭貫入後の先端付近の粒子破碎の様子を調べるために供試体を区分し、区分毎に採取した試料により、ふるい分け試験を行った。

本研究では、杭貫入後にサクションにより供試体を自立させた後、円形リングを用いて試料を採取した。詳細な実験方法は前節の実験方法と同じであり、⑦でサクションにより供試体を自立させた後、円形リングを試料中心に据え、周辺の砂を除きながらモールドを押し込んでいった。同様にして順次内径 10, 6, 4, 2cm のリングを挿入していき、杭の半径方向の試料を区分採取した(写真-11 参照)。区分採取した試料は 24 時間炉乾燥し、次に 6 個のふるい(2.0, 0.84, 0.42, 0.25, 0.105, 0.074mm)を用いてふるい分けし、粒子破碎量を評価した。

実験条件は、目標相対密度 $D_r=90\%$ 、主応力比 $K=1.0$ 、上載圧 $\sigma_v=400\text{kPa}$ 、側圧 $\sigma_h=400\text{kPa}$ 、平均主応力 $\sigma_m=400\text{kPa}$ である。この実験条件で、杭先端付近の単粒子の破碎が進行する様子や地盤全体の変形の様子を撮影した。これらの写真を撮影するために、鉛直上方向からの載荷可能なタイプの模型装置を用いている。上載圧はペDESTALに空圧を負荷することにより載荷し、側圧は供試体周辺のメンブレンを介して負荷している。模型杭の直径も同じ30mmである。この試験では、乾燥状態のチイビン砂を用いて砂地盤を作成し模型杭を正規化沈下量 $S/D=1.0$ まで貫入させた。さらに同じ実験条件において、杭貫入量 $S/D=1.0$ におけるチイビン砂の先端支持力と同一の支持力を発現するときの豊浦砂でも試験を行い、破碎の状態を比較検討した。それぞれの支持力曲線は、図-71に示しているとおりである。

4.3.2 杭先端付近における土粒子の破碎

撮影の手順は、模型杭直下に、インクによって着色した土粒子を配置し、全体の地盤を乾燥状態で作成する。上載圧、側圧とも $\sigma_v=\sigma_h=400\text{kPa}$ で圧密した後、模型杭を所定の先端支持力が発現まで載荷する。載荷を一旦停止し、地盤を不飽和状態にして模型杭を引き抜き、着色した土粒子の様子を撮影する。その後、模型杭を挿入して24時間以上圧密する。再び、模型杭を所定の先端支持力が発現まで載荷して、一旦停止した後に不飽和状態にして撮影を繰り返した。なお、粒子は比較的大きなものを選択して配置しており、先端支持力は $q_p=1\text{MPa}$ 、 5MPa 、 10MPa 、 15MPa 、 20MPa とした。

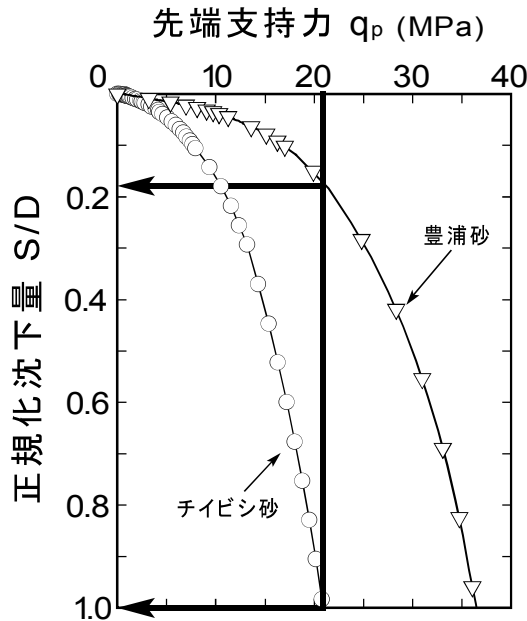


図-71 支持力曲線の比較

写真-10(a)～(f)は、杭先端に配置した単粒子の破碎の様子を示したものである。これらの写真より、写真-10(a)の初期状態や写真-10(b)の $q_p=1\text{MPa}$ 、写真-10(c)の $q_p=5\text{MPa}$ で土粒子の形状が確認されたが、写真-10(d)の $q_p=10\text{MPa}$ 、写真-10(e)の $q_p=15\text{MPa}$ 、写真-10(f)の $q_p=20\text{MPa}$ と増大するにつれて、土粒子の形状を確認することは難しくなっている。ここで、写真-10(a)の初期状態と写真-10(b)の $q_p=1\text{MPa}$ などその他の写真を見比べても変化の様子がよく分かりにくく、さらに単粒子の様子を詳細に検討するため、再度、同様な手順で着色した単粒子を杭先端付近に配置し、同じ条件で載荷試験を行った。所定の先端支持力が発現された後に試料を採取して撮影した結果を、写真-10(b')～(d')に示す。写真-10(b)の $q_p=1\text{MPa}$ と同じ状態の時を写真-10(b')に、写真-10(c)の $q_p=5\text{MPa}$ と同じ状態の時を写真-10(c')に、写真-10(d)の $q_p=10\text{MPa}$ と同じ状態の時を写真-10(d')にそれぞれ示している。

これらの写真より先端支持力が 1MPa の時には、写真-10(b')に示すように角が欠ける破碎が確認され、写真-10(c')に示す 5MPa の時には、複数の土粒子に破碎され、写真-10(d')に示す 10MPa の時には、粉々になっており完全に破碎している様子が確認された。

これらの写真より、先端支持力 $q_p=1\text{MPa}$ 、 5MPa 、 10MPa 、 15MPa 、 20MPa と増大するにつれ杭先端直下部における土粒子が細かく破碎されていく様子が認められる。したがって破碎性土地盤において、特に先端支持力曲線は地盤材料の破碎特性に強く支配されることが考えられ、以下、粒子破碎の様子を観察し考察を行う。

第 4 章



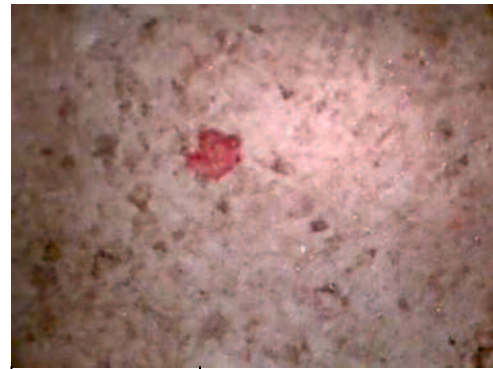
(a) 初期状態



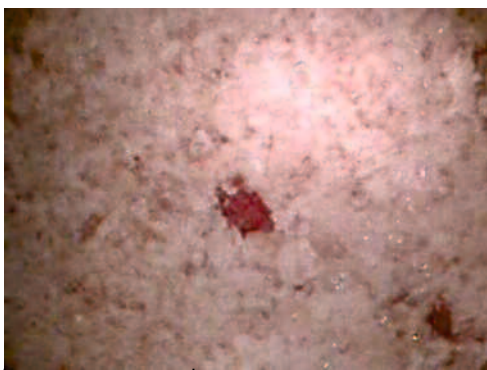
(b) $q_p=1\text{MPa}$



(c) $q_p=5\text{MPa}$



(d) $q_p=10\text{MPa}$



(e) $q_p=15\text{MPa}$

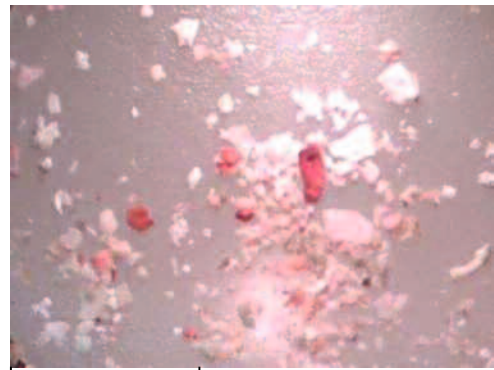


(f) $q_p=20\text{MPa}$

第 4 章



(b') $q_p=1\text{MPa}$



(c') $q_p=5\text{MPa}$



(d') $q_p=10\text{MPa}$

写真-10 杭先端部における土粒子の様子

4.3.3 杭貫入による粒子破碎の観察

杭貫入後の先端付近の粒子破碎の分布を調べるため、供試体を図-72 や図-73 のように区分し、区分毎に採取した試料により、ふるい分け試験を行った。

まず試料採取時の様子を、写真-12(a)～(f)に示す。採取方法の概略を述べると、杭貫入後に供試体に水を注入し不飽和状態にする。そして、サクションにより供試体を自立させた後、円形リングを試料中心に据え、周辺の砂を除きながらモールドを押し込み、試料を採取した。写真-12(b)は、直径15cmのリングを用いてリングより外側の試料を丁寧に採取した後の様子を示している。同様にして順次内径10, 6, 4, 2cmのリングを挿入していき、杭の中心から半径方向に試料を順次、区分採取した。区分採取した試料は24時間炉乾燥し、ふるい分け試験を行った。

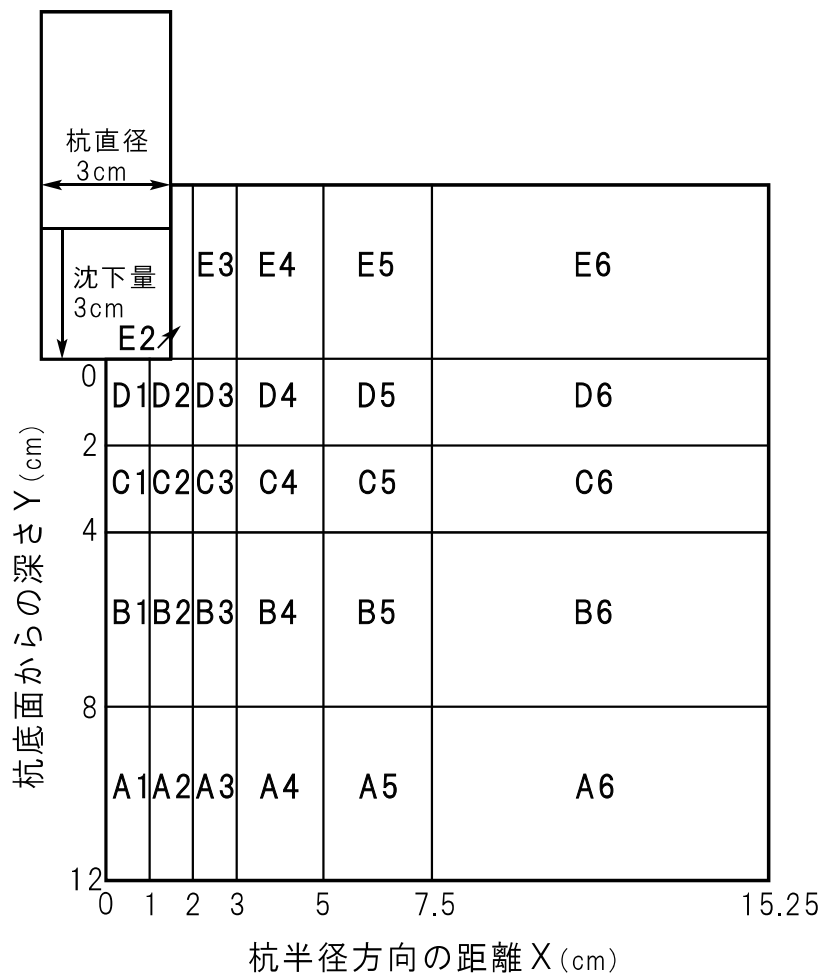


図-72 試料採取区分

第 4 章

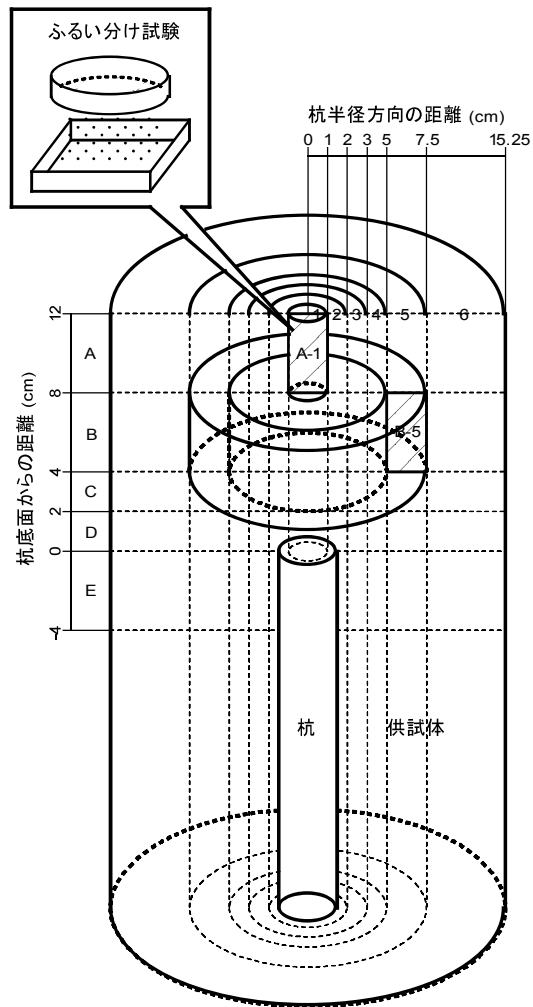


図-73 試料の区分



(a) 円形リング装着時 (b) 試料採取後

写真-11 試料の区分採取の様子 (チイビシ砂)

第 4 章



(a) 試料採取前



(b) 区分 6 採取後



(c) 区分 5 採取後



(d) 区分 4 採取後



(e) 区分 3 採取後



(f) 区分 2 採取後

写真-12 試料採取後の様子

4.3.4 粒子破碎の評価

(1) 粒径加積曲線

粒子破碎の発生は、実験前の砂の粒径加積曲線が実験後のそれに比べて細粒側に移行すること、または細粒分の占める重量百分率の増加によりわかる。特に破碎性材料として知られるカーボネイト砂の支持力を評価する上では、粒子破碎の評価が重要となる。

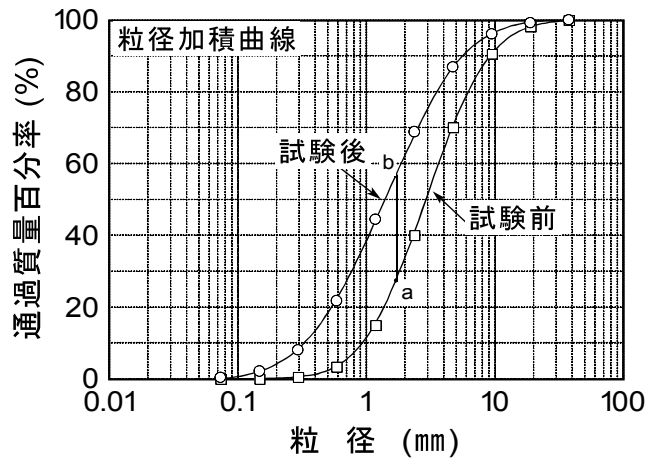
粒子破碎の定量的な評価は重要であり、これまでもその手法は、試験前後における粒径加積曲線の移動に基づくもの⁶⁾、粒径加積曲線間の面積に基づくもの⁷⁾、残留率の差を各ふるいで求め、それを合計したもの⁸⁾、粒子表面積に基づくもの^{9),10)}など、様々な方法が提案されている。

本研究では、粒径加積曲線の破碎前後の粒度変化に着目し、粒子の破碎性を残留率の差により評価するMarsalの評価方法⁸⁾を用いた。Marsalは粒度階ごとに粒子破碎前後の粒子質量の残留率の差の負符号の総和で粒子破碎率を定義した。図-73にその概念図を示す。粒度試験用フルイの各フルイ径間の加積通過率を、最大粒径 d_{max} から小粒径へ向かってそれぞれ $f_1, f_2, f_3, f_4 \cdots f_n$ とする。同様に、試験後の残留率は $f_1', f_2', f_3', f_4' \cdots f_n'$ とする。各ふるい径間における試験後の加積通過率と試験前のそれとの差を求め、負符号の差分値の総和として次式に示す定義を用いた。

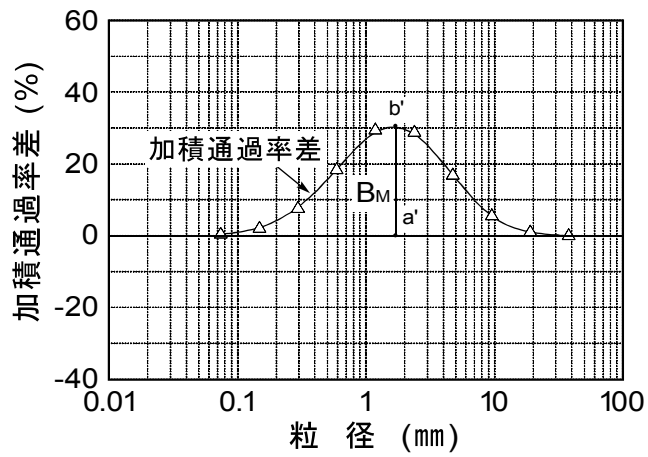
$$B_M = \sum_{i=1}^k |f_i' - f_i| = \sum_{i=k+1}^n (f_i' - f_i) \quad (50)$$

ここで k は残留率差が負符号を示す粒径間のフルイ径間数である。図-74より説明すると、 B_M は試験前後の粒度曲線間の最大縦距 ab に相当する。なお、最大縦距を与える粒径は見かけ上、土粒子含有量が増加もせず減少もしない領域と解釈できる。この方法で求めた評価値は、加積通過率差の最大値の点を意味しており、一つの有効な値であると考え、本研究では、粒子破碎を B_M の値で評価することにした。 B_M は粒子破碎の程度を表す指標であり、その値が大きいほど粒子破碎が大きく、0に近いほど杭載荷前の粒径加積曲線に近い状態にある事を意味している。しかし、この方法で求めた数値の物理的意味は明らかでなく、粒度分布の広がりやの程度に影響される量と言えるが、材料全体の破碎過程を示す一つの有効な値であると考えられる。

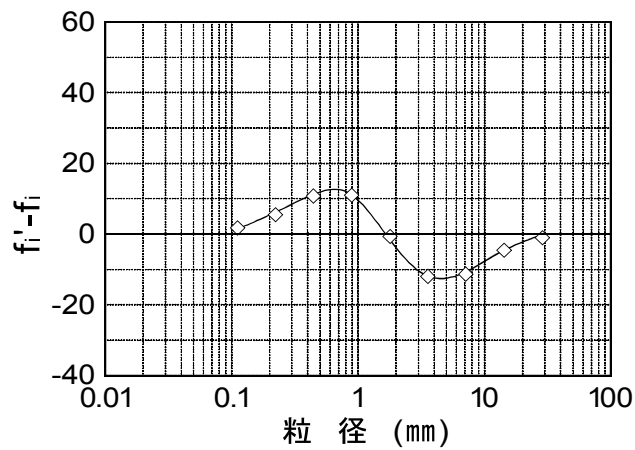
第 4 章



(a) 粒径加積曲線



(b) 加積通過率差



(c) 加積通過率差の差

図-74 粒子破碎率 B_M の説明図

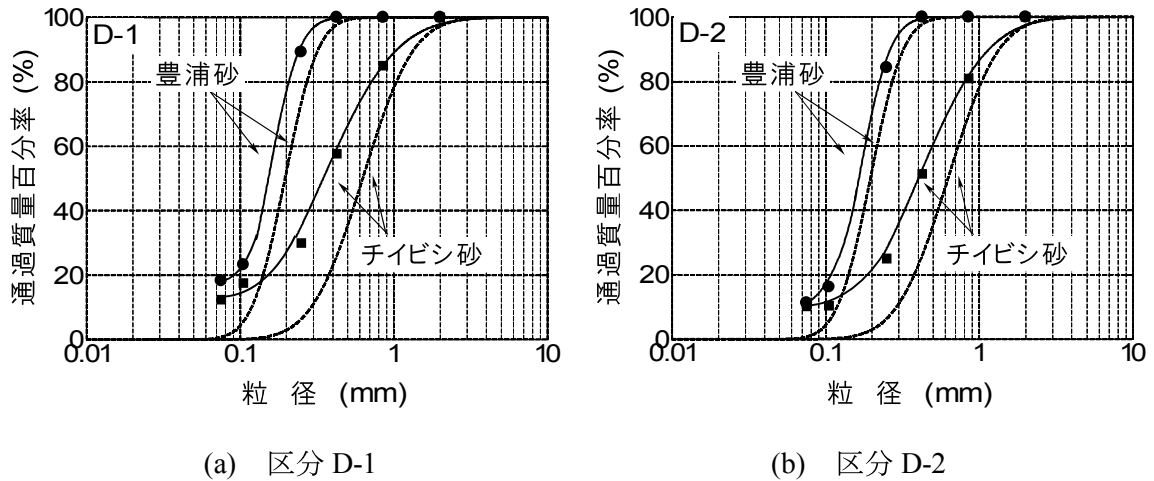


図-75 粒径加積曲線

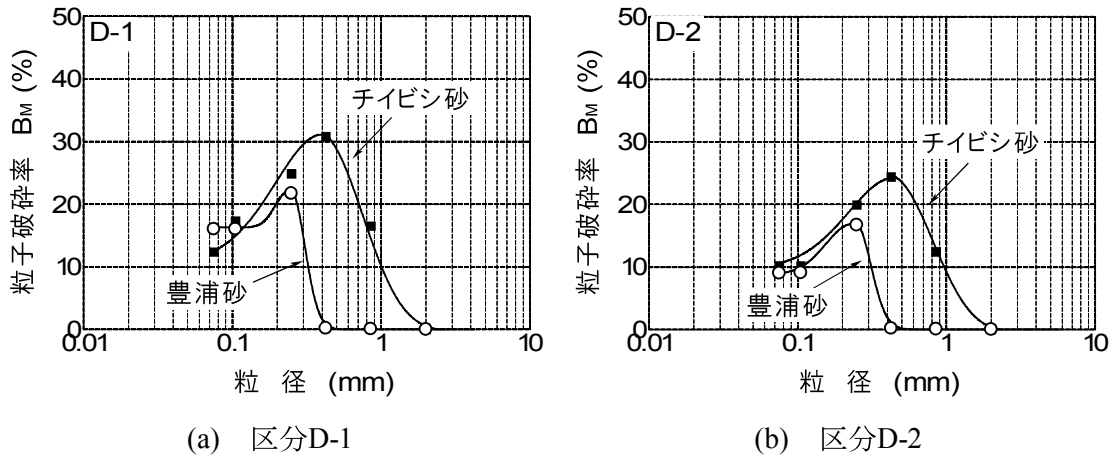
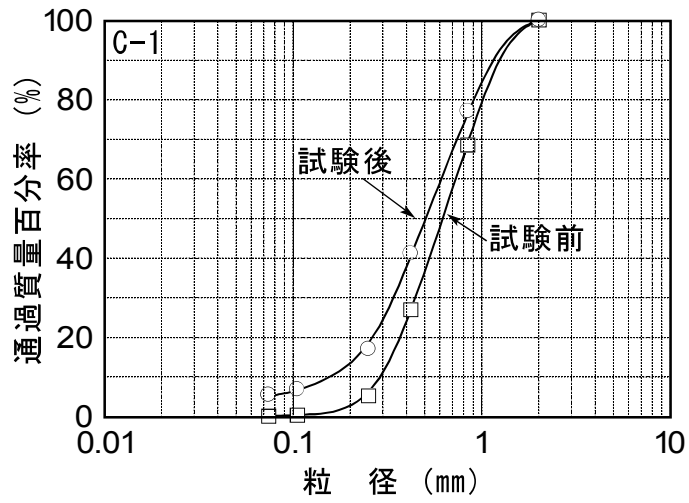


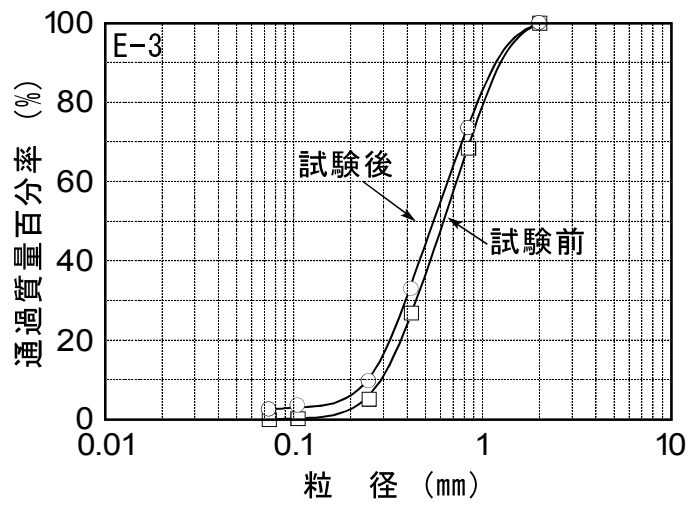
図-76 加積通過率差

図-75(a), (b)に示す粒径加積曲線は、図-72に示す区分D-1とD-2から採取したチイビシ砂と豊浦砂のふるい分け試験結果である。区分D-1とD-2は、杭先端付近の試料であり、実験前後で分布曲線が移動していることより、粒子破碎が顕著に生じていることがわかる。そして、図-76(a), (b)は、その分布曲線の差を示している。これらの図より、破碎性土として位置づけられているチイビシ砂は、豊浦砂よりも大きな値を示しており、分布曲線の広がりも大きいことがわかる。同じ先端支持力が発現されていてもその破碎量は地盤材料によって大きく異なっている。より大きな粒子破碎が生じると、土粒子から構成される地盤の骨格形成が容易に破壊されると同時に、細くなった土粒子が地盤全体の骨格形成に影響を及ぼすことが推察される。結果として、杭の先端支持力曲線に及ぼす影響の一因であると考えられる。また、図-77(a), (b), (c)には、それぞれ区分C-1, E-3およびE-6より採取したチイビシ砂の試験前後における粒径加積曲線を示している。図-75(a), (b)に示した区分D-1とD-2と比較して、粒径加積曲線の移動量は小さく、粒子破碎の程度も小さくなっていく様子が伺える。

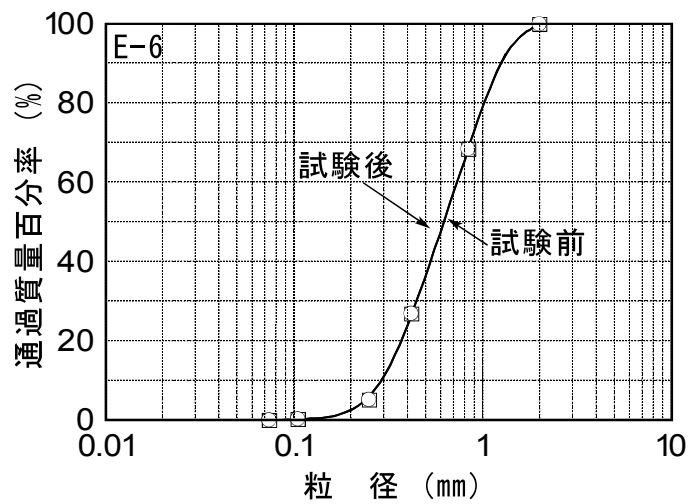
第 4 章



(a) 区分C-1



(b) 区分E-3



(c) 区分E-6

図-77 粒径加積曲線 (チイビシ砂)

(2) 累積分布関数による評価

粒子破碎の発生は、実験前の砂の粒径加積曲線が実験後のそれに比べて細粒側に移行すること、または細粒分の占める質量百分率の増加によりわかることは既に述べているが、粒度分布の異なる地盤材料の粒径加積曲線の変化を単純に比較検討し、定量的に評価することは困難である。そこで、図-77に示すようにふるい分け試験により得られた粒径加積曲線を、累積分布関数によって近似を試みた。累積分布関数（以下分布曲線と呼称）とは、確率や統計処理などでよく用いられており、式(51)に示す正規分布を累積した関数である。

$$\frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf} \frac{x - \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \dots \dots \dots (51)$$

$$\frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right) \dots \dots \dots (52)$$

x : 標本

μ : 標本の平均値(期待値 : 正規分布の場合)

σ^2 : 標本の分散

この分布曲線に用いる平均 μ と 分散 σ^2 を求めるため、粒度試験に用いた各ふるいの目の中心を階級値とし、残留試料の質量から得られた残留率を分布の度数として計算を行った。ここで、平均 μ の値は平均粒径を示しており、分散 σ^2 は、 σ の値が大きいほど分布が扁平になることを意味している。ただし、粒径加積曲線における粒径は対数で表示されるため、平均 μ と分散 σ^2 の値を求める際には、対数の値に変換する必要がある。図-78には、計算によって求められた分布曲線と、粒度試験より得られた通過質量百分率を示している。この図より得られた分布曲線は実験値と近い値を示しており、粒径加積曲線をうまく表現していると言える。厳密には、ふるいの数を多くしてサンプル数を増やすことによってさらに精度の良い値が得られるが、本研究で対象としている砂の粒径は0.075~2.0mmであり、粒度試験に用いるふるいの粒径も規格化されている。そのため、可能な範囲で実験値の近似を行い、関数で表現することには十分な意義があると言える。

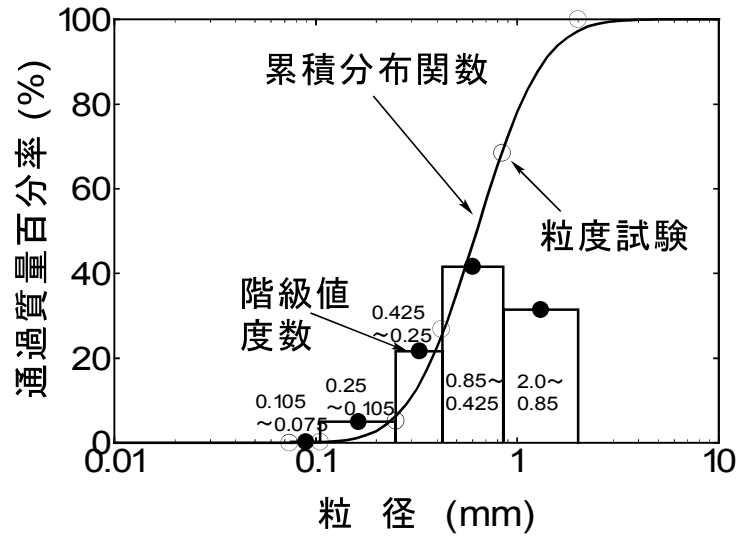


図-78 累積分布関数による近似

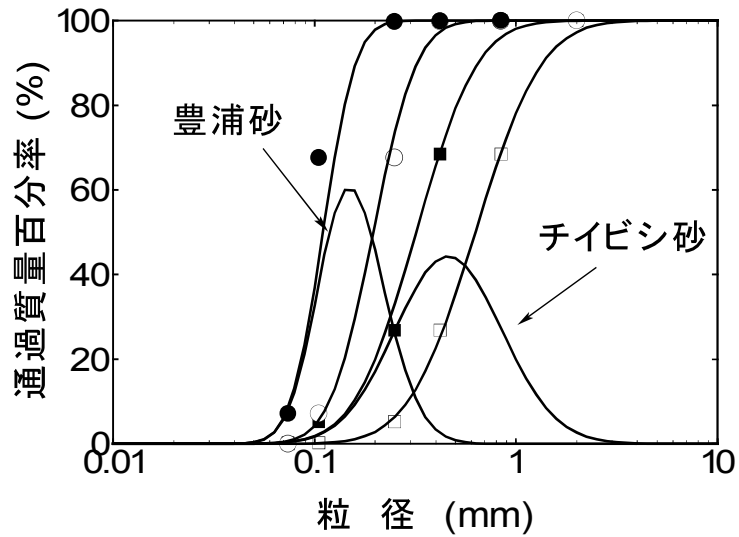


図-79 計算例

続いて、この分布曲線を用いて粒径加積曲線の異なる試料の粒度分布の変化についての検討を行った。その計算例を図-79に示す。この図は、豊浦砂（豊浦1）とチイビシ砂（チイビシ1）の粒度分布と、ふるいの目を一段階ずらした場合に計算される粒度分布（豊浦2，チイビシ2），ならびに粒度分布の差から得られる加積通過率差を示している。この図に示されるように、粒径加積曲線の移動量はほぼ等しくても、加積通過率差は異なる分布を示しており、均等係数の大きな豊浦差の方が大きな値を示している。さらに、土粒子の集合体である地盤の破碎全体を考えたときに、粒子破碎によって粒径加積曲線が均等に移動することはあまり考えられない。

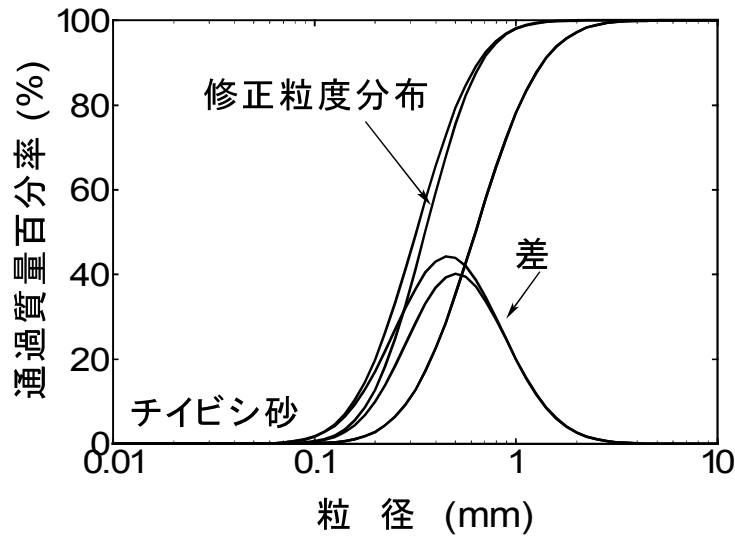


図-80 修正粒度分布と加積通過率差

そこで、本研究では、粒径加積曲線の異なる試料の粒度分布の変化を等価に比較するため、一方（豊浦1）の平均 μ と分散 σ^2 の値を他方（チイビシ1）に一致させる形で、分布曲線を修正した。同様に、豊浦2も同じ数ほど平均 μ と分散 σ^2 の値を修正した曲線を図に示す。分布曲線が完全に一致することなく、若干の差が生じている原因としては、計算に用いた数値（ふるいの目を一段階ずらした場合）が、厳密に同じ粒子破砕量の評価とは言えないことと、試験に用いるふるいの目の大きさが対数で直線的に増加していないことが考えられる。

しかしながら、この図-80と前の図-79を比較すると、分布曲線はかなり近づくことがわかる。異なる地盤材料の粒度分布の変化に対して、定量的な評価をするためには、さらに多くの検討が必要ではあるが、以下、ふるい分け試験より得られた粒子破砕率の比較検討をこの手法によるS/D=1.0におけるチイビシは、15MPa程度の支持力を発現しており、先端部分に近いD-1とD-2のブロックのふるい分け試験結果とその値を用いた累積分布関数を図-81に、その加積通過率差を図-82にそれぞれ示している。

これらの図に示されているように粒径0.1mm付近以下における累積分布関数を用いた曲線が、実験値に対してあまり近似出来ていないのは、0.075mmよりも小さいふるいの残留率を用いて平均 μ と分散 σ^2 の値を求めていないからである。沈降分析や網目の細かいふるいを用いてさらに詳細に粒径加積曲線を求めた場合には、分布曲線も実験値に近づくことが考えられる。しかしながら、本研究で定義した粒子破砕率は粒径加積曲線の差であり、細粒分ではないためB_M値に与える影響は少ないと考える。

第4章

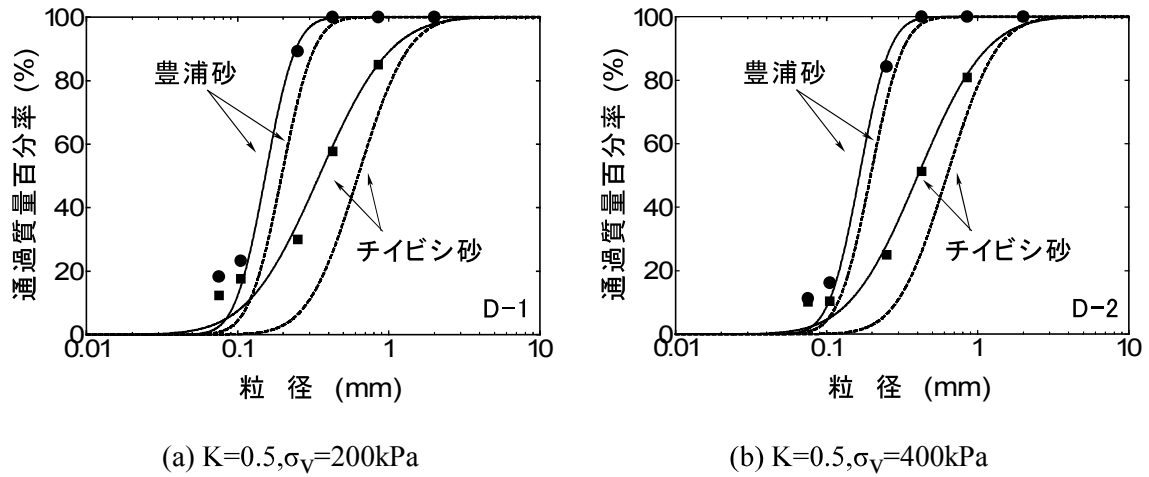


図-81 ふり分け試験結果と累積分布関数

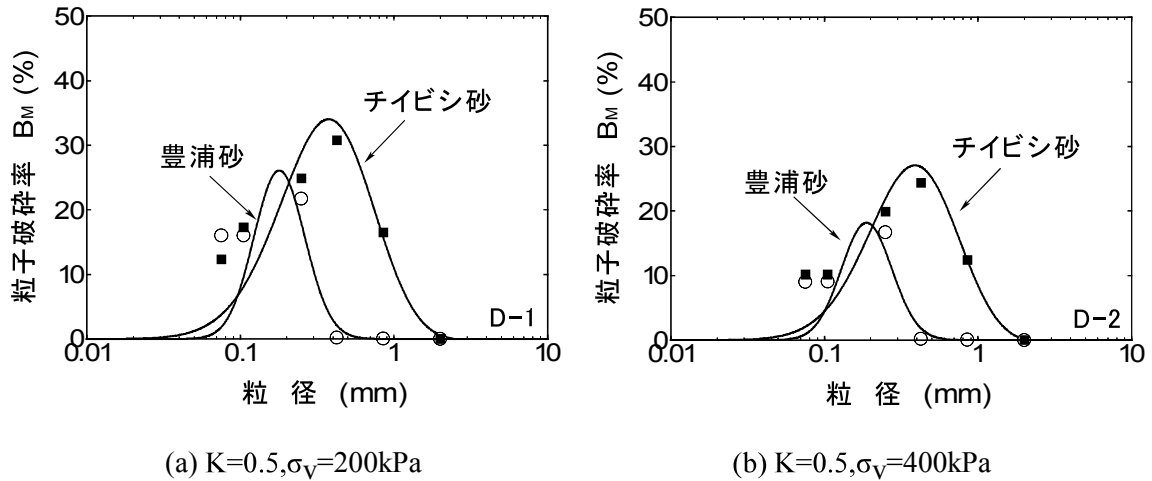


図-82 加積通過率差（累積分布関数で計算）

さらに、分布曲線を修正して比較を行う。これは、前にも述べたように、豊浦砂のように土粒子が比較的均等である地盤材料は、粒径加積曲線の移動に対して、差が大きくなるので、粒子破碎率を定量的に評価するためには、修正を行う必要があるためである。

図-83は、累積分布関数を計算により修正した修正粒度分布を示している。粒径加積曲線の異なる試料の初期粒度分布を、図中に示した右側に位置する波線の分布に一致させるように計算し、D-1とD-2のブロックのふるい分け試験結果を対応させている。さらに、図-84には、その加積通過率差を示している。これらの図に示しているように破碎性土として位置づけられているチイビシ砂の粒度分布の変化は大きく、豊浦砂の3倍程度の値を示す結果となった。

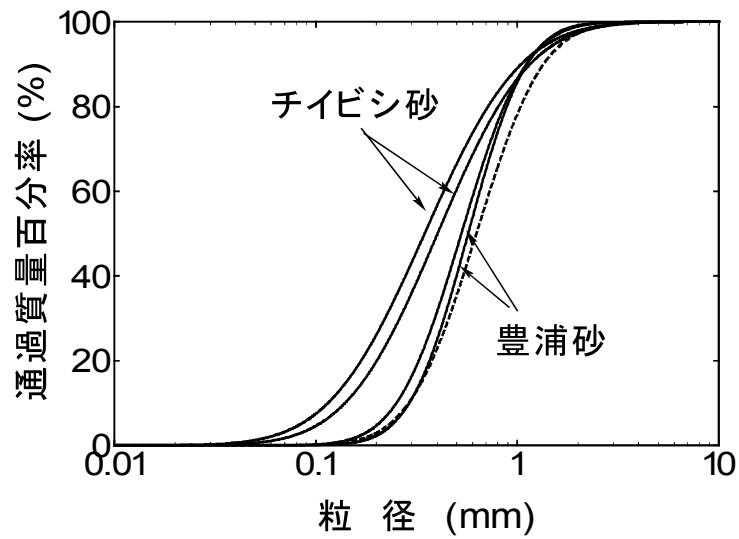


図-83 修正分布曲線

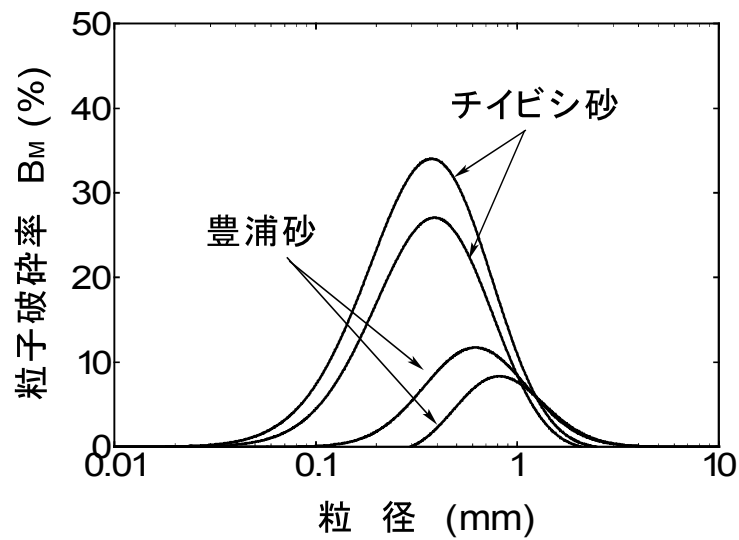


図-84 修正粒度分布による加積通過率差

この手法による評価は、さらなる実験を実施し検証を行う必要があると考えられるが、この手法による評価を行っても加積通過率差には土粒子の破碎の程度をよく示した特徴が表れており、本研究では、粒径加積曲線の破碎前後の粒度変化に着目したMarsalの評価方法によって粒子破碎の評価を行う。

4.3.5 地盤の変形と粒子破碎

前節でも説明したように、粒子破碎を B_M の値で評価する。 B_M は粒子破碎の程度を表す指標であり、 B_M が大きいほど粒子破碎が大きく、 $B_M=0$ は、杭載荷によって粒子破碎が生じなかったことを意味する。

杭貫入による破碎分布の全体の様子を把握するために、図-72 や図-73 に示す全ての区分において試料採取を行い、ふるい分け試験を実施した。それらの広範囲な区分をまとめた結果を表-7 および図-85(a)～(d)に示す。

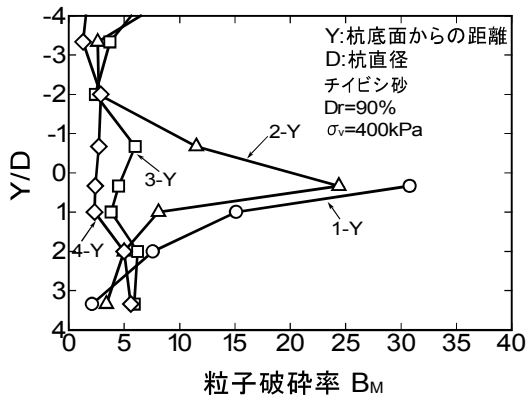
これらの図は、それぞれの区分における粒子破碎率 B_M を示している。各区分の粒子破碎率 B_M は中心点の値を示すものと考え、杭底面からの深さ方向 (Y方向) および杭半径方向 (X方向) の B_M の変化を示している。これらの図より、杭先端付近 ($X=0, Y=0$) での B_M が最も大きく、粒子破碎が卓越し、杭先端より遠ざかるにつれて値が小さくなる様子が観察される。また、供試体全体に対して、杭直径 D で除した $X/D, Y/D$ ともに0.5以内での破碎が卓越しており、Y方向には、 $Y/D=1.0$ 程度まで破碎が卓越していることがわかる。これらの領域は、写真-5(b)に示した密度の高い領域に相当する部分の破碎が卓越していることが認められる。

図-85(a), (b)の関係を用いて、 B_M の等しい数個の点を連ねていくと、図-86(a)に示すチイビシ砂の等粒子破碎線を描くことができる。同様に、図-85(c), (d)の関係より、図-86(b)に示す豊浦砂の等粒子破碎線を描くことができる。これらの図から、杭貫入により粒子破碎が生じ、粒子破碎量は杭底面の中心部に最も卓越して現れ、周辺に減少しながら広がっている様子が認められる。写真-5に示したチイビシ砂地盤の変形の様子と比較すると、杭直下の地盤では粒子破碎と変形が大きいことがわかる。また $B_M=30\sim 10$ の比較的破碎が卓越した等粒子破碎面は半球状であり、変形と粒子破碎は同様な形で広がっていくものと推察される。さらに図-86(b)に、豊浦砂の破碎の様子を示している。これは、図-71に示すようにチイビシ砂の先端支持力が $S/D=1.0$ のときに発現する $q_p=21\text{MPa}$ と同じ先端支持力を発現したときの豊浦砂の破碎の様子である。両者の破碎の様子を比較すると、同等の支持力を発現しているにもかかわらず、粒子破碎の量は異なっており、結果として支持力発現特性に影響を与えていることを示した。

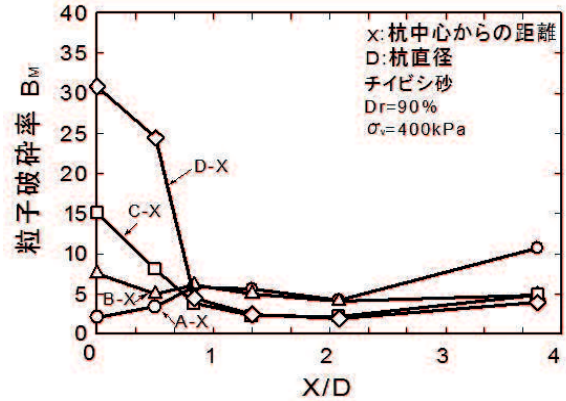
第 4 章

表-7 粒子破碎率 B_M (チイビシ砂, Flat)

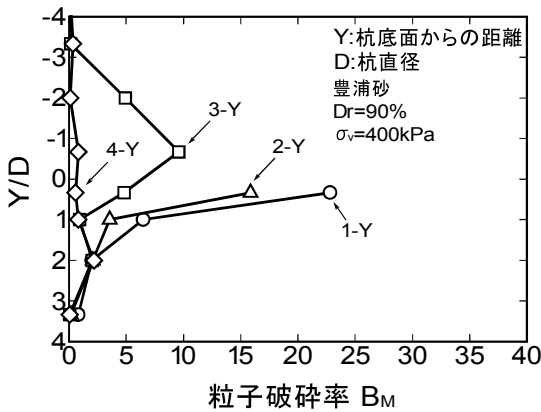
No	No	1	2	3	4	5	6
No	杭先端からの距離(cm)	X=0	1.5	2.5	4	6.3	11.4
H	Y=-14	-	10.4	7.6	1.8	6.2	4.9
G	-10	-	2.6	3.7	1.3	3.0	5.3
F	-6	-	2.7	2.4	2.9	2.2	2.3
E	-2	-	11.5	6.0	2.7	2.1	1.3
D	1	30.8	24.4	4.5	2.4	1.9	3.9
C	3	15.1	8.1	3.8	2.3	2.2	4.9
B	6	7.6	5.0	6.2	5.0	4.1	4.8
A	10	2.1	3.4	5.9	5.6	4.2	10.7



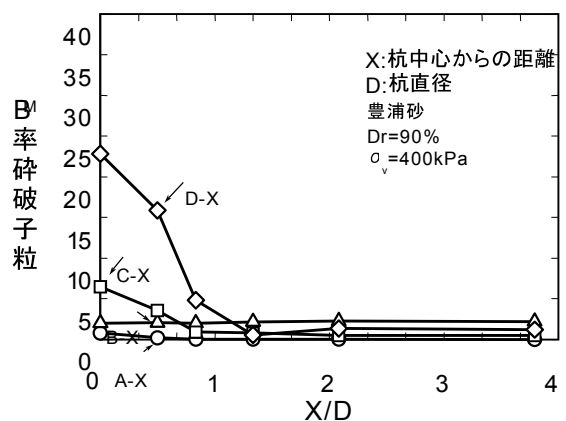
(a) Y方向 (チイビシ砂)



(b) X方向 (チイビシ砂)

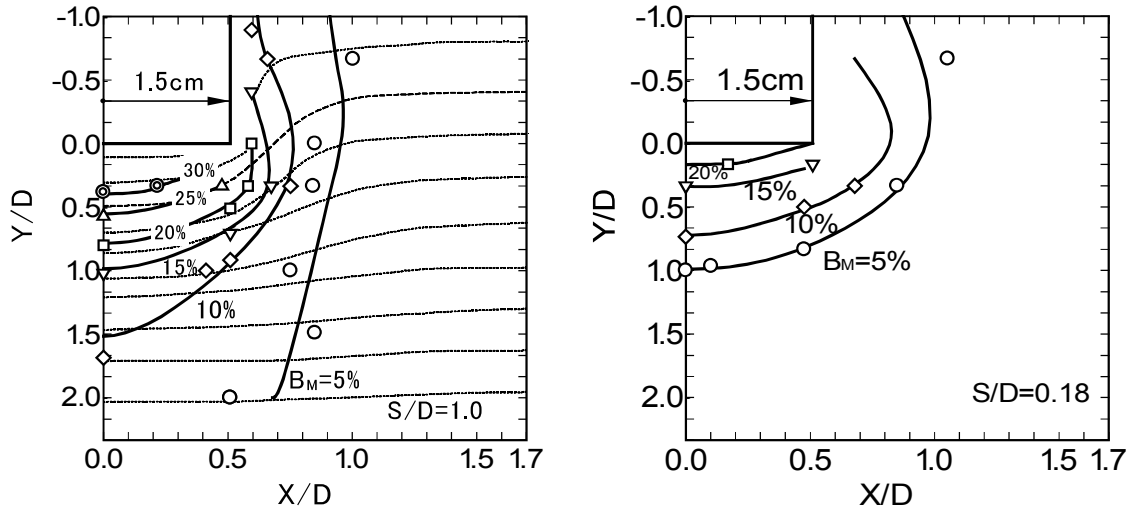


(c) Y方向 (豊浦砂)



(d) X方向 (豊浦砂)

図-85 杭先端付近の粒子破碎率 B_M の分布



(a) チイビシ砂

(b) 豊浦砂

図-86 等粒子破碎線

4.4 本章の要約

本章では、破碎性地盤における杭の支持力特性に及ぼす影響を合理的に理解するために、杭貫入による砂地盤の変形と粒子破碎、および両者の相互関係に着目して実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- ① 砂地盤の変形は、杭貫入により杭先端を中心として半円状に発達する。
- ② 杭先端においてすべり線は見られず、破壊は局所的である。
- ③ 杭周辺の砂は最大周面摩擦力が発現されるまでせん断変形し、それ以降、顕著な変形が見られない。
- ④ 豊浦砂に見られる杭周辺を上昇していくような砂の挙動は、破碎性土では見られない。
- ⑤ 粒子破碎は杭先端を中心として球状に発達する。
- ⑥ 破碎性地盤においても杭先端付近に地盤の密度の高い領域が生じていることが観察された。杭直下で生じた大きな応力によって粒子破碎が生じ、その結果地盤全体の圧縮性が増大している。
- ⑦ 破碎性地盤は、地盤全体が変形しやすいと考えられる。これは、粒子同士の接触部は粒子の破碎により、たえず配置を換えることにより不安定な配列構造をなしているためである。

参考文献

- 1) 建設産業調査会：建設基礎，地盤設計施工便覧，第 2 編，第 2 章 建築基礎の設計，1987.
- 2) 山田清臣：ラジオグラフィーによる杭周辺土の挙動観測結果，第 10 回土質工学研究発表会，pp.483～486，1975.
- 3) 岸田英明：X 線による杭先端部地盤の変形解析，第 11 回土質工学研究発表会講演集，pp.633～636，1976.
- 4) 山田清臣，中田一雄：砂地盤における杭の貫入機構，第 14 回土質工学研究発表会講演集，pp.921～924，1979.
- 5) 三浦哲彦：杭先端付近における砂の粒子破碎とクイの支持機構，土と基礎，Vol.32，No.2，pp.45～50，1984.
- 6) 松尾新一郎，沢 孝平：マサ土の粒度分布特性による破碎性の検討，土木学会第 28 回年次講演会概要集，Vol.3，pp.288～289，1973.
- 7) 吉越 洋：レキの大型三軸試験，第 5 回土質工学研究発表会講演集，pp.461～464，1970.
- 8) Marsal, R.J. : Soil properties-shear strength and Consolidation, Proc.6th Icsmf, Montreal, Vol.3, pp.310～316, 1965.
- 9) 三浦哲彦，山内豊聡：砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響，土木学会論文報告集，No.260，pp.109～118，1977.
- 10) 福本武明：粒子破碎量の表現法に関する一考察，第 6 回土質工学研究発表会講演集，pp.77～80，1971.
- 11) 福本武明：粒子破碎の程度を表す指標，土と基礎，Vol.29，No.12，pp.64～65，1981.
- 12) N.Yasufuku, H.Ochiai and S.Ohno : Pile End-Bearing Capacity of Sand related to Soil Compressibility, Soils and Foundations, Vol.41, No.4, pp.59～71 Aug. 2001.
- 13) Y.Nakata, M.Hyodo, Adrian F.L.Hyde, Y.Kato : Microscopic particle crushing of sand subjected to high pressure one-dimensional compression, Soils and Foundations, 41 巻 1 号, pp.69～82, 2001.
- 14) 桑嶋啓治，兵動正幸，上俊二：杭の先端支持力特性に及ぼす周辺地盤の挙動と粒子破碎の影響，土木学会論文集 C 第 69 号，pp.259～271，2013.
- 15) Keiji Kuwajima, Masayuki Hyodo, Shunji Ue : Deformation and Particle Crushable Effect on End Bearing Capacity, Experimental Micromechanics for Geomaterials Joint workshop of the ISSMGE TC101-TC105, 2013.

第 5 章 破碎性地盤における杭の支持力評価

5.1 概説

杭の支持力を求めるには、杭の載荷試験による方法と各種支持力公式に基づく方法とに大別され、支持力公式を用いた計算結果と実測値の不一致の一つに、杭先端部付近における土の粒子破碎現象に密接に関係していることを第 4 章で述べた。この第 5 章では、静力学的な支持力公式を用いて砂層に設けられた杭の先端支持力を計算する場合に、砂の粒子破碎による影響をどのように考慮すべきかについて実験的に検討している。

杭の先端支持力をどのように定義するかは、模型杭実験の結果を解釈する上で大変重要である。杭の極限支持力は、許容支持力を定める場合の基準となるものであり、模型杭載荷実験における杭の極限支持力は、一定荷重のもとで沈下の進行が止まらなくなり、荷重沈下曲線が沈下量軸と平行になるときの荷重と定義されている。しかし、鉛直載荷試験ではこのような現象が認められることはまれであり、極限支持力に達する以前に終了していることが多い。そのため破碎性地盤における杭の支持力を設計する際には、杭の荷重と沈下の関係、および地盤の応力状態を考慮し、微小領域から大変形領域まで把握すること、これらを結びつけて考えることが重要である。

場所打ち杭のような非排土杭 (non-displacement pile) は、杭打設時に杭先端周辺地盤に先行圧力を与えない。従って、先端支持力は応力球根を形成しつつ徐々に発揮されるため、荷重沈下曲線上に顕著な変化点もなく、極限支持力に達するのに杭径の数倍もの非実用的な沈下量を要する¹⁾。実用的な沈下量の範囲では真の極限先端支持力の定義が不可能なため、実務的な観点から種々の基準が提案されており、選択に困ることがあるが、これらのうち、両対数グラフ上に描いた先端支持力～正規化沈下量関係に現れる明確な折れ曲がり点を第一限界荷重、杭頭降伏応力と定義し、杭先端の沈下量が杭径の 10%における先端支持力を第二限界荷重と定義するのが妥当であろうとの意見が一般的である。²⁾ 打ち込み杭のような排土杭 (displacement pile) では、打設法等により程度に差異は生じうるが設置時に先行圧力を生じているので、一種の再載荷になるため荷重沈下曲線に明確な折れ曲がり点が現れる。

第 1 章で述べたように、これまで本研究グループにおける極限支持力の定義は、平山³⁾にない杭径の 100%の時の先端支持力を極限先端支持力と定義してきた。しかし、対象としている打ち込み杭の打設時において、少なくとも 1m、または所定の支持力が得られるま

第 5 章

で杭を貫入させることを考慮に入れると、杭貫入量に着目した支持力の評価が必要となる。また、打込み杭は油圧ハンマやディーゼルハンマにより打設された後、一旦応力が解放され、その後構造物の荷重により、再載荷される。そのため繰返し載荷における支持力特性を、把握しておく必要がある。

特に破碎性地盤においては、そのせん断特性にも見られるように最大強度を発現するまでにかかなり大きな変形を伴うことを示してきた。近年、土構造や構造物基礎の設計において、許容応力度法から限界状態設計法への移行が進められていこともあり、対象構造物の目的に応じた地盤変形の限界状態を考慮し、地盤の変形レベルに対応した強度の評価について、その重要性が増していると考えられる。破碎性地盤における支持力メカニズムは、鉛直下方向へ向かう高密度化領域の形成を実験によって示し、応力伝達の様子を有限要素法の解析結果より示した。粒子破碎による地盤の圧縮性によって特に水平方向への応力の伝達はあまりみられない。そのため、 $S/D=1.0$ 程度で、球根状の応力域を形成するが、さらに杭の貫入が進むことにより、この応力域がさらに拡張し、新たな応力域を形成するといえる。このようなメカニズムを繰り返しながら破碎性地盤における杭先端地盤では、粒子移動と粒子破碎を伴う進行性破壊が生じていると考えられ、 $q_{p100\%}$ で定義されるように $S/D=1.0$ を極限支持力として、理論上の定義に従うことは、破碎性地盤ではあまり合理的な考えとして考えることは出来ない。

そこで、杭貫入量が杭径の 100%と 200%のときに、繰返し載荷を行い、最終杭貫入量が杭径の 300%まで実験を行い、支持力特性を検討し、支持力特性を地盤材料の圧縮性を考慮した形で評価を行う。以下、本章の構成を節に従って概説する。まず、第 2 節では、貫入量を杭径の 300%まで貫入させた実験結果を基に、荷重沈下曲線に着目して、破碎性土と豊浦砂の違いを検討している。次いで、第 3 節では、杭貫入量レベル毎の支持力を評価し、これまでの本研究グループにおける研究成果を基に、支持力特性を試料の圧縮性や杭貫入量に着目して評価する。第 4 節では、本研究で得られた研究成果を現場の問題に応用するために、破碎性地盤における杭の支持力に関する検証を行う。最後に、第 5 節では、得られた知見をまとめて要約としている。

5.2 支持力特性

図-87 は、載荷～除荷～再載荷時の先端支持力と杭先端の沈下量 S を杭径 D で除した正規化沈下量 S/D の関係を示したものであり、図(a)は $K=0.5$, $\sigma_v=200\text{kPa}$, 図(b)は $K=0.5$, $\sigma_v=400\text{kPa}$, 図(c)は $K=1.0$, $\sigma_v=100\text{kPa}$, 図(d)は $K=1.0$, $\sigma_v=300\text{kPa}$ の実験結果を試料の違いに着目して示したものである。これらの実験は、模型地盤を拘束する上載圧および応力比 K 値をそれぞれ 0.5 および 1.0 に制御して支持力試験を実施している。図(b)と図(d)を比較すると、図(b)に示す $K=0.5$, $\sigma_v=400\text{kPa}$ の条件で実施した支持力値よりも、図(d)に示す $K=1.0$, $\sigma_v=300\text{kPa}$ の実験結果の方が、上載圧 σ_v が小さいにもかかわらず、主応力比 K の値が大きい条件の方が、先端支持力は増大していることがわかる。また、 K 値の増加に伴う支持力の増加傾向は豊浦砂のほうが顕著であり、破碎性土であるドッグズベイ砂とチイビシ砂は、あまり増加しておらず、破碎性土の支持力に及ぼす主応力比 K の影響は小さい様子がわかる。

またこれらの図から、どの試料も、初期載荷と沈下曲線では、荷重の小さい段階から沈下が生じ荷重の増加に従い沈下量は増大傾向を示すが、全体として緩やかな曲線となるので、明瞭な折り曲がり点が見られず、局所破壊を示すことがわかる。このような傾向を示す原因としては、第 4 章の写真-6 で示したように、支持地盤の粒子間構造が形成されていく段階であると言える。

地盤全体を構成する土粒子は、外力を受けることにより脆弱な部分から破碎を生じていくようになる。破碎の程度が小さいか、ほとんどない場合には、土粒子表面突起のかみ合い内によって、インターロッキング効果が発揮する。せん断による体積変化は正のダイレタンシーを示すが、粒子表面部の破碎になってくると、次第に負のダイレタンシーへ移行するようになり、破碎された粒子がさらなる外力の作用で破碎され、粒子表面および母材を含む大きな破碎へと発展するようになる。さらに、破碎により生じた細かい破砕片に応力が集中しやすいことから細粒分が増加し、圧縮変形が卓越してくるようになり、破碎性地盤であるチイビシ砂やドッグズベイ砂において、その傾向が顕著に見られる。

実際の杭基礎における地盤の破壊においても、荷重の増加に伴い地盤を構成する土粒子は粒子破碎を生じており、明確な極限がないという意味で同様な支持力曲線を示しており破壊は進行的であるといえる。

また、再載荷時には、初期段階において、少ない沈下しか生じないが、除荷したときの

第 5 章

応力（履歴応力）に近づくことによって、荷重の増分に対して変位が急増し、明瞭な折り曲がり点が現われることがわかる。その後、荷重沈下曲線は初期載荷時の曲線に戻る傾向にあり、その後の沈下レベルにおいては、先の繰返し載荷による影響は見られないことがわかる。再載荷時に現れる折り曲がり点付近の荷重は、再載荷時に受けた最大荷重にほぼ等しくなっており、打ち込み杭ではこの荷重が極限状態とみなすことができ、載荷試験での極限荷重の判定はきわめて容易となる。このような傾向を示す要因としては、処女載荷重部では、土粒子の破碎性により、破碎性地盤では先端支持力は小さいが、先行荷重によって、地盤全体を構成する土粒子は、破碎を繰り返し粒子間の間隙を埋めるように再配列を行う。その際、破碎により生じた細かい破砕片に応力が集中しやすいことから細粒分が増加し、土は次第に均等係数の高いなだらかな粒度分布へと変化し、結果として地盤が締め固められ、応力球根が形成されているためと考えられる。また、一旦、載荷履歴を受けるとその載荷強度以下の範囲では、ほとんど破碎が起こらず、地盤の支持力挙動は弾性的となる。これまでに、実際の杭の荷重～沈下曲線の折り曲がり点の荷重は杭がそれまでに受けた最大荷重に対応するという見解が得られているが、ここでの実験結果は、豊浦砂と同様に破碎性土であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂においても、この見解の妥当性を示していることがわかる。この実験結果から判断すると、打ち込み杭のように大きな先行荷重を受けた杭は、埋め込み杭に比べ沈下量が小さくなることになり、破碎性地盤において有効的なものになると考えられる。つまり、杭の沈下量や許容支持力を求めるときには、杭打設時の先行荷重を十分考慮して解析することが大切であることがわかる。

先端支持力の大きさを評価すると $S/D=1.0$ における各試料の先端支持力は 3 章で述べたように、チイビシ砂、ドッグズベイ砂よりも豊浦砂のほうが大きいことがわかる。しかし、 $S/D=2.0, 3.0$ と杭の貫入量を増加させるにともない、豊浦砂の先端支持力には顕著な増加は見られないが、チイビシ砂、ドッグズベイ砂は増加する傾向にあり、極限状態が判断しにくいことがわかる。 $K=1.0, \sigma_v=100\text{kPa}$ の実験結果に着目すると、チイビシ砂の先端支持力は、 $S/D=1.5$ 付近で豊浦砂より大きな値を示していることがわかる。

沈下量が杭径の 100%の時の先端支持力を $q_{p100\%}$ 、と定義したと同様に 200%の時の先端支持力を $q_{p200\%}$ 、300%の時の先端支持力を $q_{p300\%}$ として、以下の考察を行う。

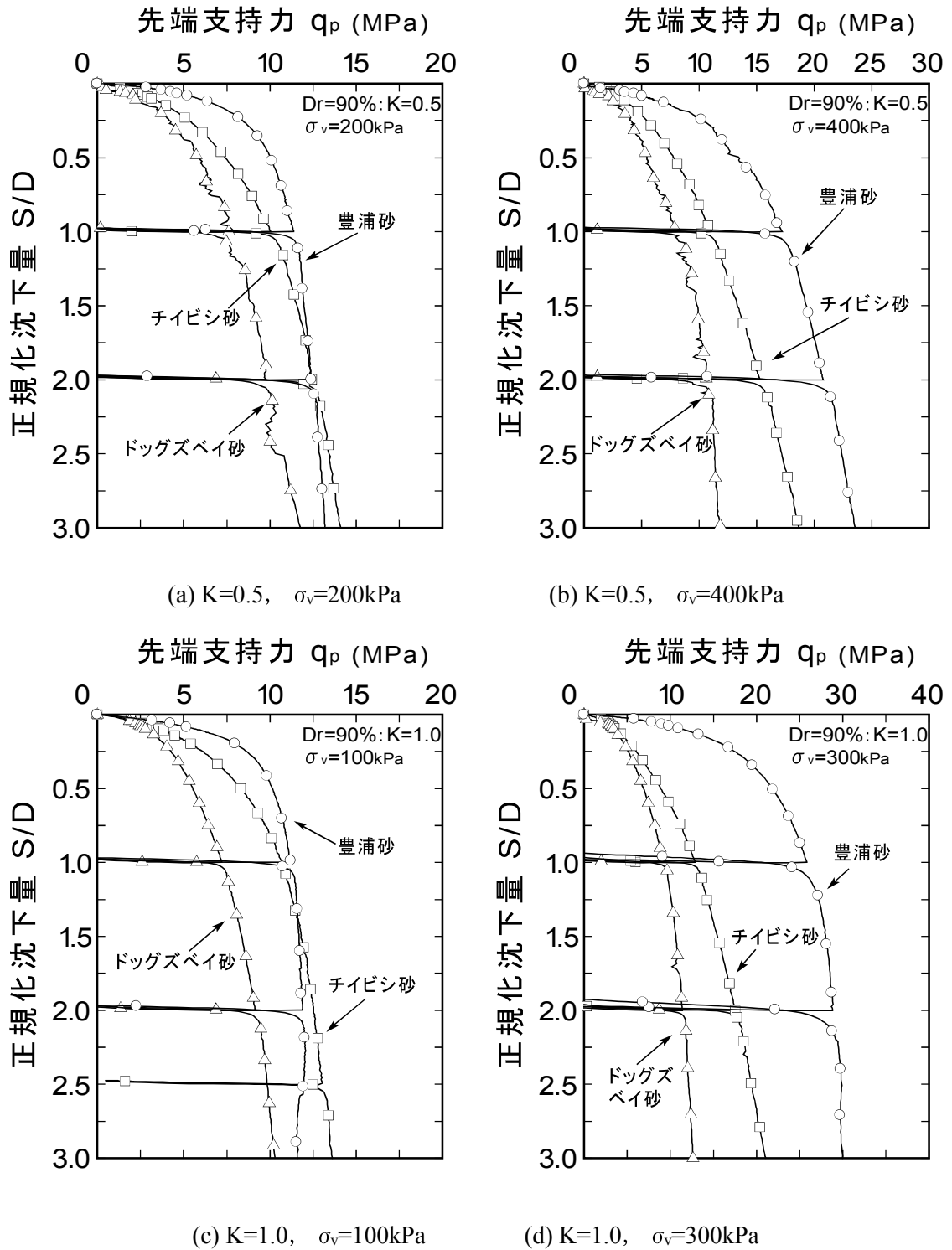


図-87 先端支持力と正規化沈下量の関係

5.3 杭の支持力評価

5.3.1 荷重沈下曲線

図-88 は、 $q_{p100\%}$ で除した先端支持力と正規化沈下量の関係を示したものであり、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ 、の条件で上載圧の変化に着目してまとめたもので、図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂の実験結果である。これらの図から、各試料の沈下曲線を $q_{p100\%}$ で正規化するとあまり有意な差が見られないことがわかる。杭先端支持力～沈下曲線は次の Kondner 型の双曲線で精度良く近似できることが知られている⁴⁾。

$$q(s) = \frac{S}{a + bS} \cdots \cdots \cdots (53)$$

チイビシ砂、ドッグズベイ砂、豊浦砂に対して近似を行った結果、各試料について次式に示す近似式が得られた。

$$\text{チイビシ砂： } q(s) = \frac{S}{0.474 + 0.51} \cdots \cdots \cdots (54)$$

$$\text{ドッグズベイ砂： } q(s) = \frac{S}{0.357 + 0.62S} \cdots \cdots \cdots (55)$$

$$\text{豊浦砂： } q(s) = \frac{S}{0.184 + 0.8S} \cdots \cdots \cdots (56)$$

図-88 より、カーボネイト砂であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂は相似であり、豊浦砂の近似曲線とは異なっていることがわかる。同じ S/D で比較すると、 $q_p/q_{p100\%}$ の値は、 $S/D=1.0$ までは、破碎性土より豊浦砂の方が大きく、 $S/D=1.0$ 以降では、豊浦砂より破碎性土の方が大きくなっていることがわかる。これは、三軸試験において軸差応力 q の最大値が、破碎性土より豊浦砂の方が早期の軸ひずみで発現するためであると推察される。また、間隙比の大きな破碎性土は圧縮性が大きく、粒子破碎を伴いながら杭が貫入し、間隙比が小さくなることによって支持力が徐々に発現されていくものと考えられることができる。

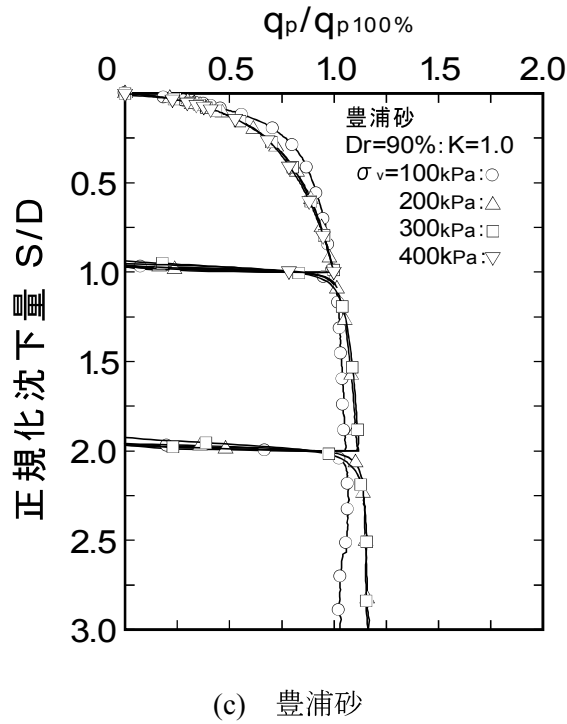
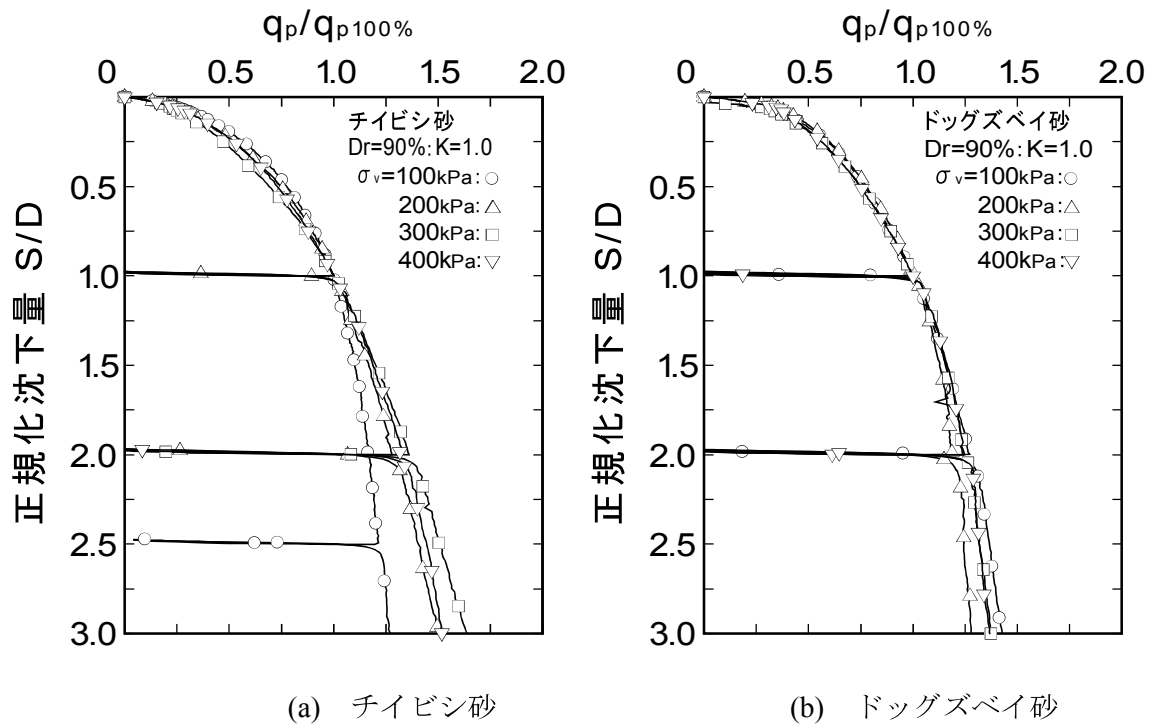


図-88 $q_p/q_{p100\%}$ と正規化沈下量の関係

5.3.2 圧縮性を考慮した支持力評価

これまでに、杭先端の支持力の発現に砂質地盤材料の圧縮性が大きく関わっていることを明確にするとともに、砂質地盤中の杭の先端支持力の評価に圧縮性の影響を積極的に取り入れ、式(57)に示す一つの経験的な手法を提案された。

$$q_{p100\%} = F_f^* N_q \sigma_m \dots \dots \dots (57)$$

ここで、 F_f^* は、式(5.7)に示すように主応力比 K を考慮した拡張修正係数であり、 σ_m は平均有効主応力である。また、 N_q は、Prandtl が導いた全般せん断破壊に対する支持力係数であり、式 (60) に示している。

$$F_f = \frac{N_q^*}{N_q} \dots \dots \dots (58)$$

$$F_f^* = \alpha F_f \dots \dots \dots (59)$$

$$\alpha = \frac{3}{2K+1}$$

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \exp(\pi \tan \phi') \dots \dots (60)$$

式(57)は、三軸圧縮試験より、内部摩擦角 ϕ と圧縮係数 C_p を求め、Prandtl の支持力係数を用いて、 $S/D=1.0$ における先端支持力 $q_{p100\%}$ を求めるものである。任意の沈下量における先端支持力の評価は出来ない。そこで、式(54)～(56)に示す近似式を用いた任意の沈下量における支持力評価を、式(61)に示す。

$$q_p = q(s) F_f^* N_q \sigma_m \dots \dots \dots (61)$$

この手法により、 $S/D=3.0$ 以上の支持力評価の信頼性などの問題が挙げられるが、近似曲線は破砕性地盤の荷重沈下曲線の特徴をよく表しており、ある程度の支持力の予測は可能であると考えられる。

次に、実際に模型実験より得られた $q_{p100\%}$ 、 $q_{p200\%}$ 、 $q_{p300\%}$ を整理して、修正係数 F_f^* と圧縮係数 C_p の関係を求める。特にチイビシ砂とドッグズベイ砂の $q_{p300\%}$ に着目し、 $F_f^* < 1.0$ であるかが問題となる。図-89(a)～(c)は、模型実験の結果より式(60)を用いて求めた $S/D=1.0, 2.0, 3.0$ における支持力係数 N_q と上載圧 σ_v の関係を、 $Dr=90\%$ 、 $K=1.0$ の条件で S/D の違いに着目してまとめたもので、図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂

第 5 章

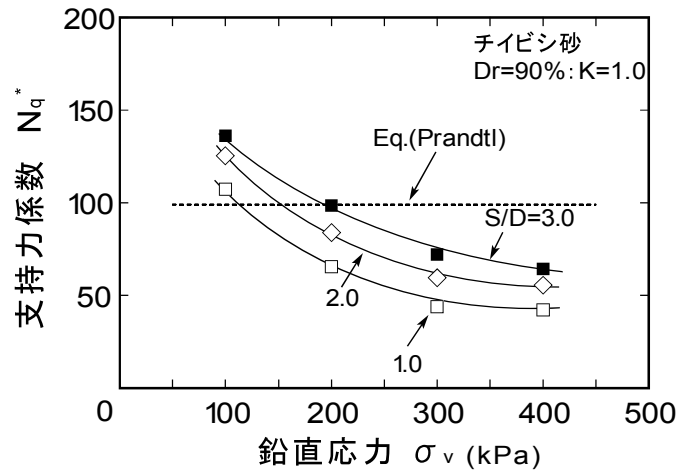
の実験結果である.

$$N_q^* = \frac{q_p}{\sigma_v} \dots \dots \dots (62)$$

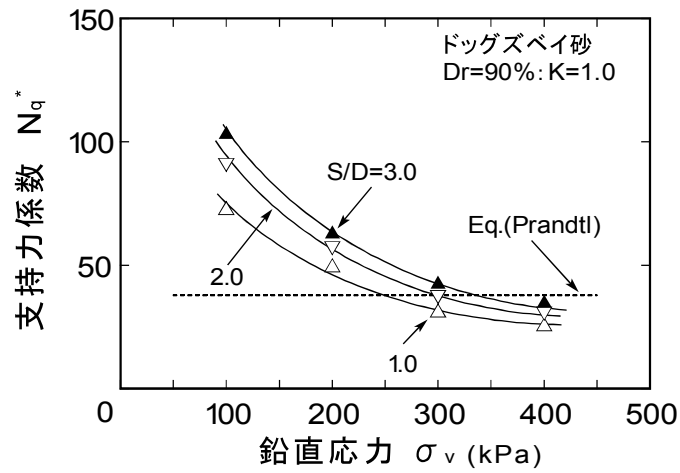
図中には、比較のために式(60)で計算された Prandtl の支持力係数 N_q も示されている。 N_q の計算に用いた ϕ' は、第 2 章で述べたように特性状態の ϕ 、すなわちせん断過程で最大の体積圧縮ひずみを与える応力状態において発揮される値 ϕ_{ch} である。 ϕ_{ch} を設計強度パラメーターとして用いる理由としては、初期構造の拘束圧によらず一義的に決定でき、試料の状態に関係なく、すなわち乱さない試料であろうが、乱した試料であろうが得られる ϕ_{cv} は同じである。したがって乱さない試料を用いる必要はない。またこの摩擦角は、土が発揮できる最低限の摩擦角である。最低限の摩擦角を保証するという意味においては、安全性を確保するという設計の理念からすると都合のよいパラメーターである。以上のことを総合的に考慮すると、 ϕ_{ch} の設計への利用がより合理的であるように考えられる。

この図から、式 (60) より求めた Prandtl の支持力係数 N_q と、実験から得られた $S/D=1.0$ における支持力係数 N_q^* を比較すると、豊浦砂の N_q^* は、 N_q より 60 程度大きいこと、ドッグズベイ砂の N_q^* は、 $\sigma_v=250\text{kPa}$ 以上の応力域で N_q より小さくなること、チイビシ砂の N_q^* は、 $\sigma_v=120\text{kPa}$ 以上の応力域で N_q より小さくなることがわかる。また $S/D=3.0$ に着目すると、ドッグズベイ砂の N_q^* は、 $\sigma_v=350\text{kPa}$ 以上の応力域で N_q より小さくなること、チイビシ砂の N_q^* は、 $\sigma_v=200\text{kPa}$ 以上の応力域で N_q より小さくなることなど、両者には対応関係が見られないことがわかる。これらの実験結果より、豊浦砂の実験値は過小評価されていることとは逆に、カーボネイト砂であるチイビシ砂とドッグズベイ砂は、過大評価されている応力域があることがわかる。また、載荷実験より得られた N_q^* は上載圧とともに低下しており、その傾向は、豊浦砂よりもカーボネイト砂であるチイビシ砂やドッグズベイ砂に顕著に見られることがわかる。これらの実験結果より、杭基礎の支持力は式 (60) だけでは評価できないことがわかる。

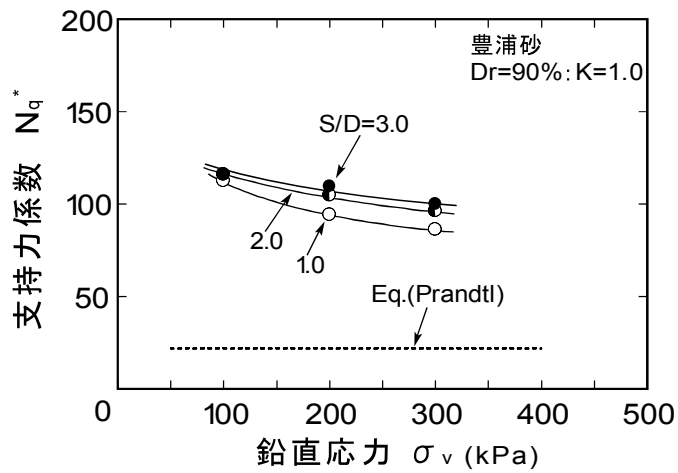
第 5 章



(a) チイビシ砂



(b) ドッグズベイ砂



(c) 豊浦砂

図-89 支持力係数と上載圧の関係 (S/D=1.0, 2.0, 3.0)

第 5 章

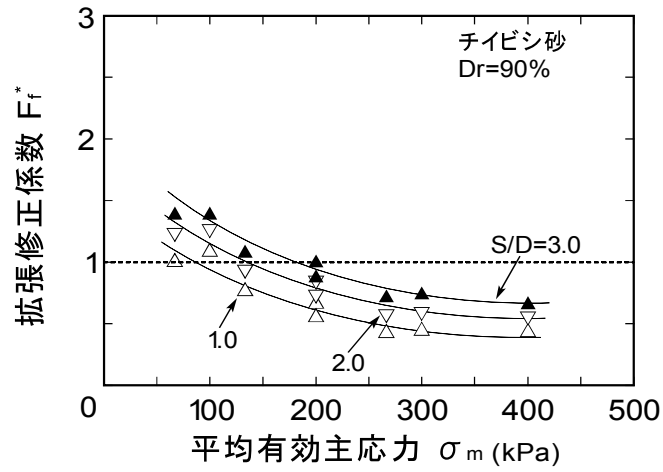
図-90(a)~(c)は、式(59)を用いて求めた $S/D=1.0, 2.0, 3.0$ における拡張修正係数 F_r^* と平均有効主応力 σ_m の関係を、 S/D の違いに着目してまとめたもので、図(a)はチイビシ砂、図(b)はドッグズベイ砂、図(c)は豊浦砂の実験結果を σ_m で整理して示している。ここで、もし $F_r^* < 1$ であるなら、式より求まる支持力は実測される先端支持力を過大評価することになる。(F_r^* は安全率のようなものである。) $S/D=1.0 \sim 3.0$ の豊浦砂は、本実験で行った応力範囲では、 $F_r^* > 1$ となっていること、 $S/D=1.0$ におけるドッグズベイ砂は、 $\sigma_m=250\text{kPa}$ 以上の応力域で、 $F_r^* < 1$ となり、 $S/D=3.0$ の F_r^* は、 $\sigma_m=350\text{kPa}$ 以上の応力域で、1 以下となっていること、 $S/D=1.0$ におけるチイビシ砂は、 $\sigma_v=100\text{kPa}$ 以上の応力域で $F_r^* < 1$ を示し、 $S/D=3.0$ でも、チイビシ砂は $\sigma_v=200\text{kPa}$ 以上の応力域で $F_r^* < 1$ となることがわかり、これらの図より、カーボネイト砂であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂の場合 $F_r^* < 1$ という状況がかなり広い応力域で存在するということがわかる。また、 F_r^* の値はいずれの試料においても、 σ_m の増加にともない減少していることもわかる。この図より、チイビシ砂、ドッグズベイ砂は Prandtl の予測式より大きくなる見込みがない応力域が存在することから、圧縮性による修正が必要なことがわかる。以上のことを踏まえ、式(61)を試料の圧縮性を取り入れた有効なものにするためには、 F_r^* と圧縮特性を関係づけることが必要である

図-91(a), (b)は圧縮係数 C_p' と拡張修正係数 F_r^* の関係を正規化沈下量 S/D に着目して示したものであり、それぞれ図-91(a)は、 $S/D=0.1$ と 0.5 においてまとめており、図-91(b)は、 $S/D=1.0$ と 3.0 においてまとめている。これらの図より、拡張修正係数 F_r^* には、試料の違い、平均有効主応力 σ_m の違いに関係なく、圧縮係数 C_p' とほぼ一義的な関係対応関係にあることがわかる。また、それぞれの正規化沈下量 S/D で整理することが出来る。ここで、正規化沈下量 S/D で整理した拡張修正係数 F_r^* の値を $F_r^*(S/D)$ として以下の考察を行う。

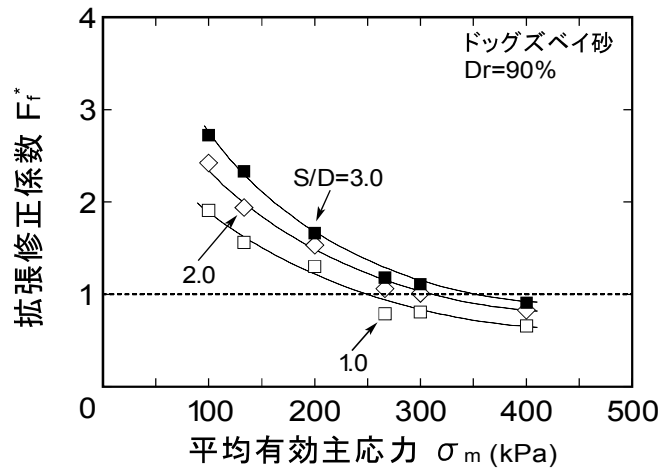
この $F_r^*(S/D)$ は、正規化沈下量 S/D ごとの値が異なっており、正規化沈下量 S/D が増加すると $F_r^*(S/D)$ の値は大きくなり、安全側に修正されるようすがわかる。特に、 $S/D=3.0$ における $F_r^*(S/D)$ はと C_p' の関係は、 $S/D=0.1$ より、かなり大きな値を示している。しかしながら、圧縮性の大きな破碎性土では、 $F_r^*(S/D=3.0)$ においても 1 以下の値を示しており、試料の圧縮性を考慮することが必要なことがわかる。また、図-91 に示す圧縮係数 C_p' と $F_r^*(S/D)$ の関係性を示した線をまとめて、図-92 に整理している。

この図を用いることによって、 $q_{p10\%}$ や $q_{p100\%}$ などのそれぞれ正規化沈下量の支持力値が簡単に求めることが可能となる。つまり、ある地盤の支持力を求める場合、まず、ある σ_v (深さに対応) が与えられるとすると、 σ_v から σ_m が求まる。次いで σ_m からその材料の圧縮係数 C_p' を等方圧縮試験の結果に基づいて評価する。圧縮係数 C_p' が求まると、正規化沈

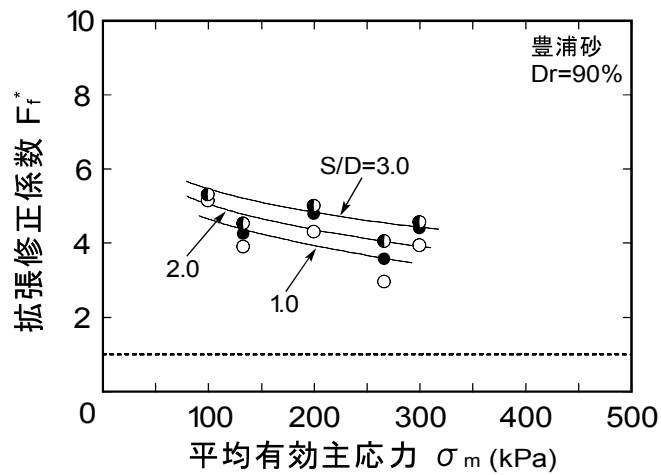
第 5 章



(a) チイシ砂

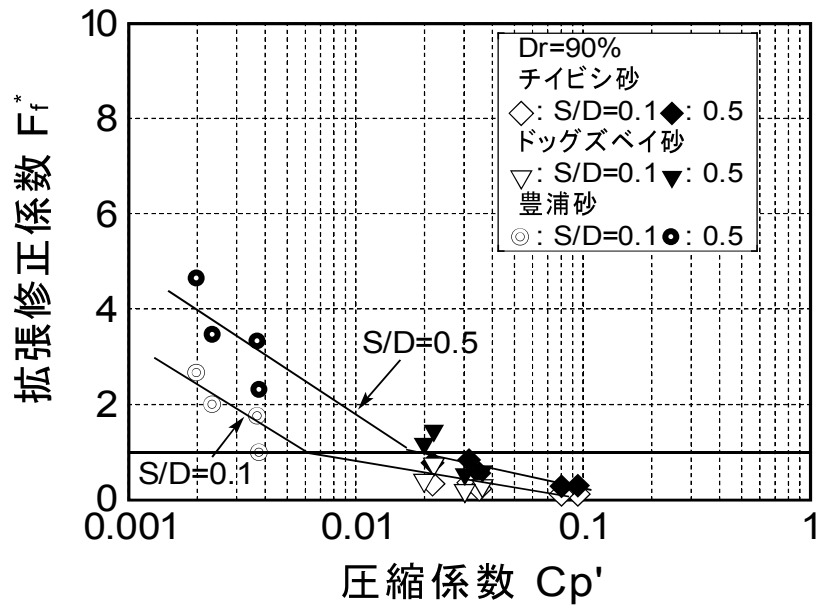


(b) ドッグズベイ砂

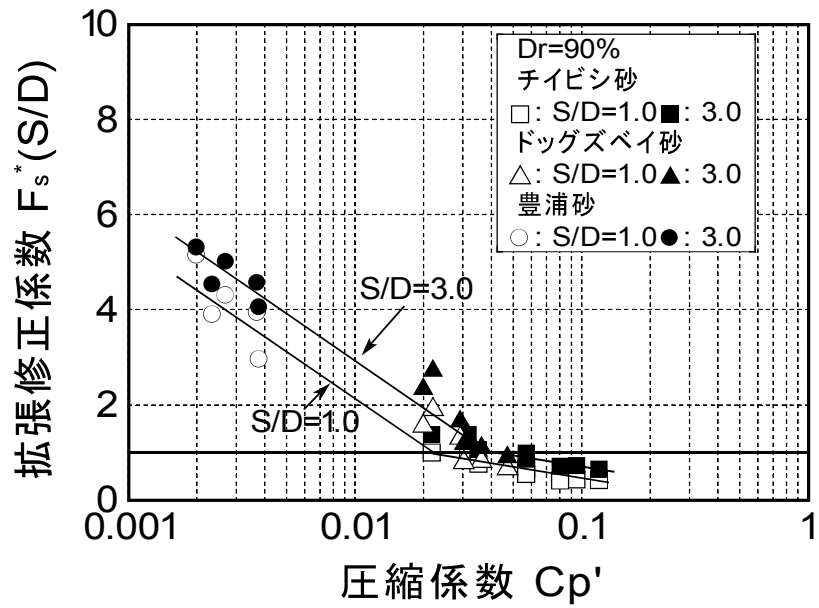


(c) 豊浦砂

図-90 拡張修正係数と平均有効主応力の関係



(a) S/D=0.1 と 0.5



(b) S/D=1.0 と 3.0

図-91 拡張修正係数ラインと圧縮係数の関係

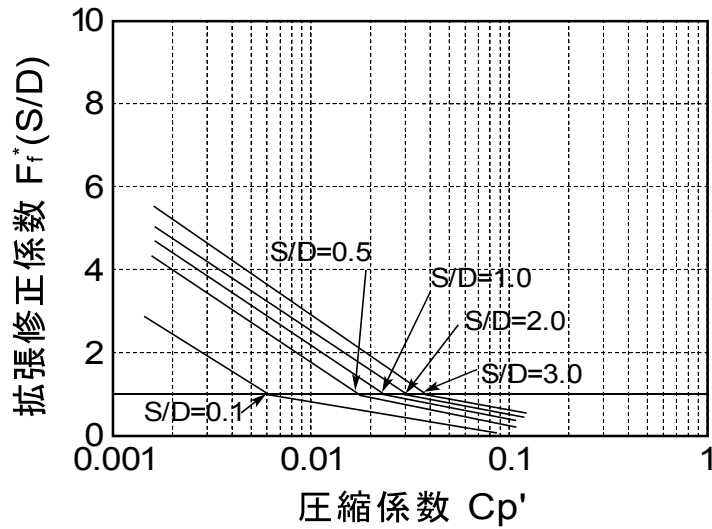


図-92 拡張修正係数ラインと圧縮係数

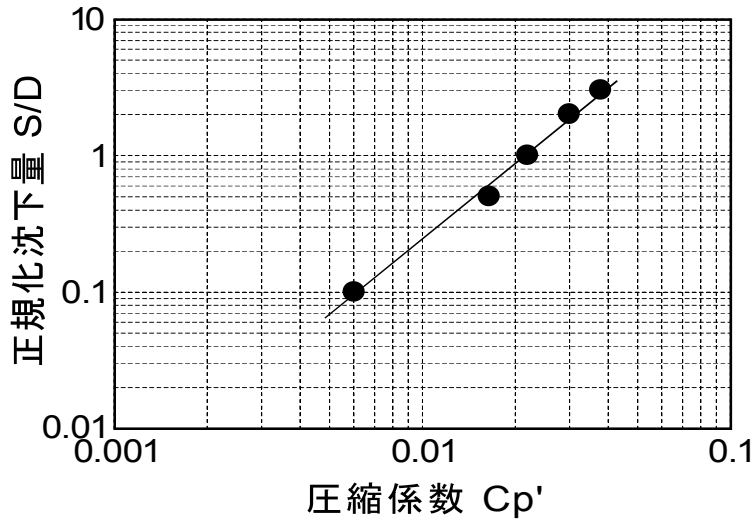


図-93 圧縮係数の正規化沈下量の関係

下量ごとの支持力値が図-92 に示す $F_f^*(S/D)$ によって与えられ、最終的に $q_{p10\%}$ と、 $q_{p50\%}$ 、 $q_{p100\%}$ および $q_{p300\%}$ が具体的に評価される簡便な手法として用いることができる。この事は、圧縮性を示す C_p' が求まれば圧縮性を陽な形で取り入れた先端支持力の評価が可能であるということを示唆している。破碎性地盤における杭の先端部での支持力メカニズムは、杭貫入と同時にその直下の地盤において圧縮抵抗領域が形成される。主働部直下の地盤が土粒子の破碎によって圧縮性が卓越する場合には、明確なすべりを生じることなく、圧縮抵抗領域で塑性変形が累積していくことになる。そのため、地盤材料の圧縮性の違いが、支持力発現特性に大きく影響していると言える。

第 5 章

図-93 は圧縮係数 C_p と拡張修正係数 F_r^* が 1 のとき、つまり Prandtl が塑性理論より導き出した支持力公式の値が一致するときの正規化沈下量を示している。この図より、地盤材料の圧縮係数 C_p が示すように小さな応力域もしくは、圧縮性が小さい地盤材料では、正規化沈下量が早い段階から、安全側に修正されることがわかる。しかし、圧縮性の大きな破砕性地盤では、正規化沈下量がかなり大きな値を示していることがわかる。また、従来の $S/D=1.0$ を極限支持力として評価して良いのは、圧縮係数 C_p が 0.02 以下であり、これは、地盤工学が通常扱う領域において豊浦砂は該当するが、破砕性土であるチイビシ砂やドグズベイ砂は該当しないことが明らかとなった。また、この図-93 は、地盤材料の破砕性に起因する圧縮の程度と先端支持力特性との関係を具体的に示しており、この結果を用いることにより、破砕性地盤における杭の支持力発現メカニズムについての理解を増すことが出来る。

5.4 研究成果の検証

本研究から得られた結論を現場の問題に応用するために、破砕性地盤における杭の支持力に関する検証を行う。第 1 章でも述べたように、世界的にみると沿岸海域に破砕性地盤として位置づけられている堆積物が広く分布している。堆積物は北緯 30° から南緯 30° の間の主に熱帯、亜熱帯地域に分布するのみならず、オーストラリア南部沿岸やスコットランドとアイルランド西海岸のような高緯度の地域にも広範囲に存在しており、わが国においても沖縄を含む南西諸島の地域に分布している。近年、沖縄地方のサンゴ礁海域では離島架橋や港湾施設の整備が進められている。沖縄では、従来 N 値の大きな島尻泥岩層を支持層としてきたが、深度が深い場合には、石灰岩層を基礎として、施工した実績があり、試験結果も論文で紹介されているため、それらのデータを用いて検討を行った。

沖縄地方の海域におけるボーリング調査の例を図-94 に示している。この図より島尻層泥岩を基盤とし、その上位に琉球石灰岩、現世サンゴ礁堆積物の順に堆積している。サンゴ堆積物は、サンゴ礫交じりの石灰質砂、石灰質の細、中粒砂、サンゴ礫の層からなり、N 値は全般的に小さく 15-20 の値を変動している。琉球石灰岩層は、古いサンゴ礁堆積物が隆起沈降の繰り返しで二次的に固結し岩石化したもので、固結と未固結の相互を形成している。N 値は固結層で 50 以上あるが、未固結層は N 値 0-30 の緩い砂礫からなっており、ほとんどの場合、島尻層泥岩を支持地盤として設計されてきた。

第 5 章

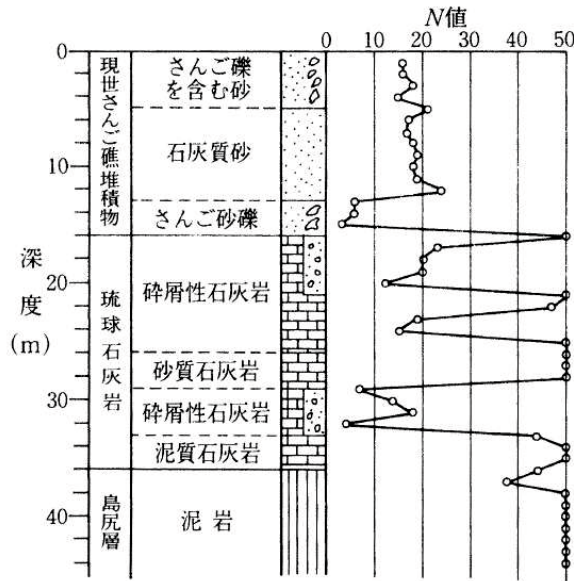


図-94 さんご礁地盤のN値⁸⁾

しかしながら，昭和 63 年度に着工された来間大橋は，これまで支持層としてはほとんど取扱われていない琉球石灰岩を一部基礎地盤とすることで，設計，施工された．この来間大橋は，図-95 に示すように沖縄県宮古郡下地町に位置している．宮古島を主島とし，来間島はその南西約 1.6km に位置している．図-96 に来間大橋付近の柱状図と図-97 に概要図を示している．橋長が 1,674m にも及んでおり，ほとんど全長にわたって基盤が深い位置にあるために支持杭の長さが 30～38m に達している．図中に示す④が，島尻泥岩で，そのうちいくつかは，③の琉球石灰岩を支持層としていることが分かる．

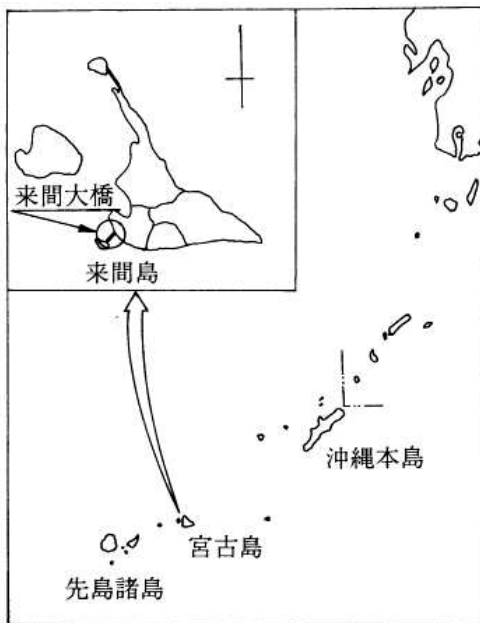


図-95 来間大橋位置図⁸⁾

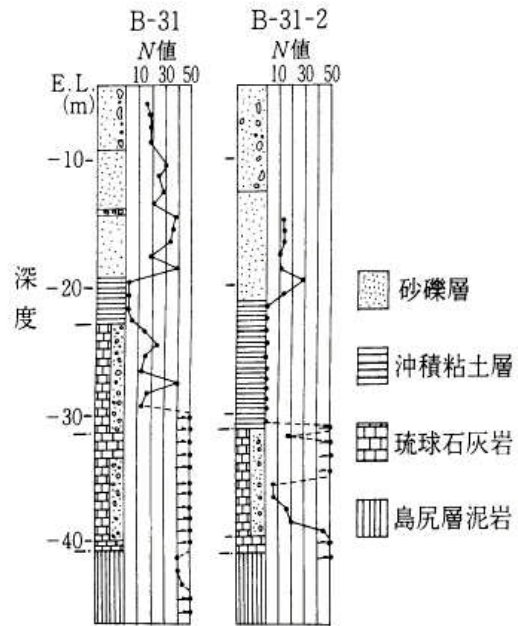


図-96 柱状図⁸⁾

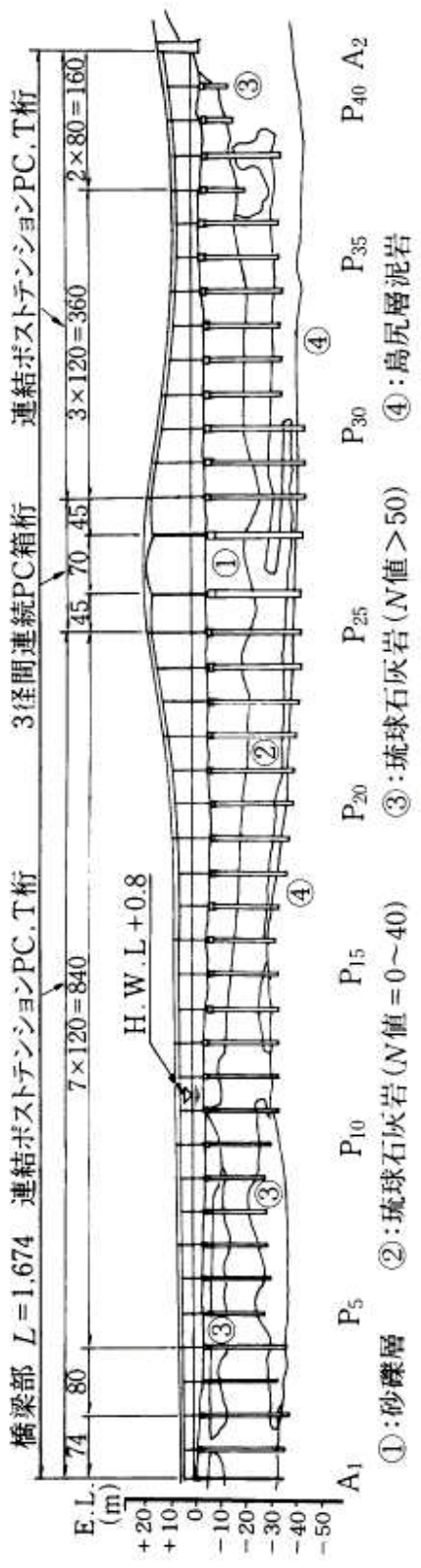


図-97 来間大橋概要図(8)

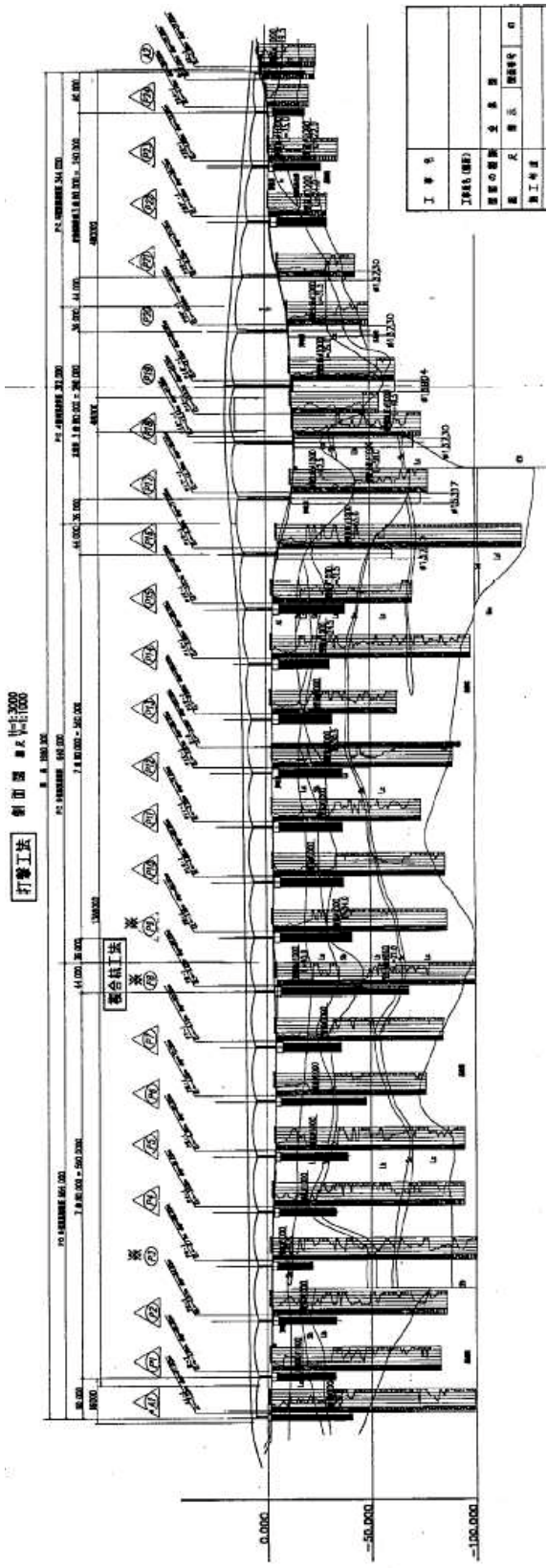


図-98 古宇利大橋 土層断面図(9)



写真-13 古宇利島大橋⁹⁾



図-99 古宇利島大橋位置図⁹⁾

次に述べる事例は、写真-13 ならびに図-98 と図-99 に示す今帰仁村古宇利島と名護市屋我地島とを結ぶ古宇利大橋である。この橋は、1,960mの離島架橋であり、2005年2月8日に開通した。架橋地点の海底地質は、図-98 に示すように先第三紀本部層（古期石灰岩、火山岩等）を基盤として、最大深度 114mに達する第四紀琉球層群（琉球石灰岩、非石灰質砂礫等）が被覆しており、最上部に現海底面を形成する沖積層が堆積している。

この古宇利大橋の特徴は、コスト削減を図る観点から、琉球石灰岩層を積極的に支持層として採用している点であり、結果として杭長は当初計画より大幅に短くなり、約 19 億円のコストが削減された。標準貫入試験における島尻層泥岩の N 値は、50 以上が得られる良好な支持層であると考えられるが、深度 100m に達するものもあるため、島尻層の上層に分布する琉球石灰岩に着目されている。この地盤の層厚は平均して 20m 程度であり、検討の結果、最も長い杭で 38m、平均的には 31m 程度の鋼管杭が使用された。なお、鋼管杭の厚さ 12~16mm、直径 1,000mm である。このように、古宇利大橋において取り組んできた琉球石灰岩層を支持層とする合理的な基礎工法設計・施工法の確立に向けたアプローチは、これまで支持層として不適と考えられてきた琉球石灰岩層を、今後、積極的に支持層として採用できる道筋を開いたものと評価されている。

第 5 章

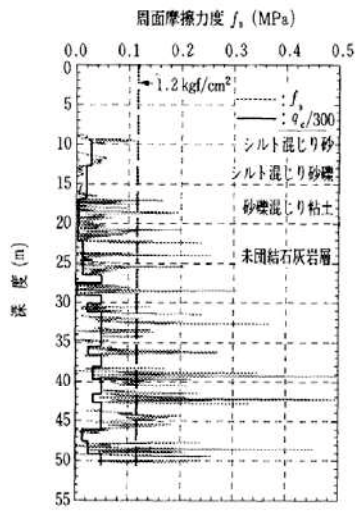


図-100 周面摩擦力¹⁰⁾

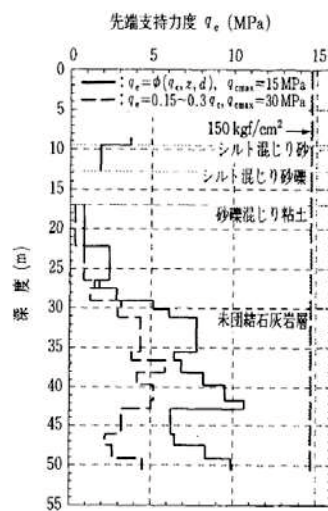


図-101 先端支持力¹⁰⁾

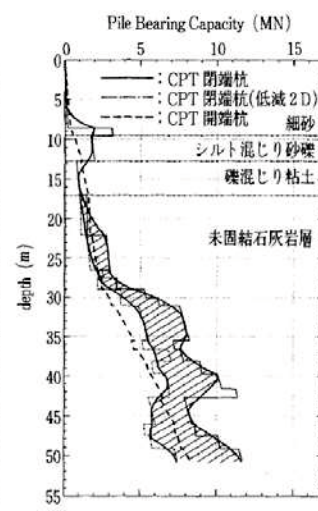


図-102 杭の支持力カーブ¹⁰⁾

この古宇利大橋の調査で実施された杭の支持力設計の検討方法，ならびにその結果について述べる．海洋構造物の支持力設計において，複雑な地盤で信頼性の高い q_c 値を用いた CPT-Method による検討がされた．図-100 と図-101 は，P2 位置での周面摩擦力度と先端支持力度を示している．図-102 は，推定支持力カーブが示されており，先端支持力は深度 35m 付近まで増加している様子がわかる．また，その値は，4.5MPa から 8MPa 程度であることが読み取れる．

ここで，本研究で提案した手法によって検証を試みる．深さ 35m での σ_v は，487kPa と推定できる．(ただし，実験で用いた条件である $Dr=90\%$ ， $e=1.042$ ， $\gamma_t=1.39g/cm^3$ を使用)．つづいて， σ_v から $\sigma_m=(1+2K_0)/3 \cdot \sigma_v=267.4kPa$ ($K_0=1-\sin \phi_{ch}$ の $=1-\sin(42.5^\circ)$) が求まる．次いで $\sigma_m=267kPa$ からチイビシ砂の圧縮係数 C_p' を等方圧縮試験の結果に基づいて評価した結果から $C_p'=0.082$ が求まる．求められた C_p' から修正係数 F_r^* を読み取ると，その値は， $F_r^*(S/D=1.0)=0.45$ と $F_r^*(S/D=3.0)=0.68$ となる．なお，それぞれの値は，杭貫入量 S を杭直径 D で除した値の $S/D=1.0$ と 3.0 のときに対応する値である． Nq は，ブランドルの支持力公式から求められる支持力係数であり，これらの数値を用いて求めると，それぞれ $q_{p100\%}=11MPa$ と $q_{p300\%}=16.8MPa$ となる．なお，図-103 に計算のフロー図を示している．

続いて，同じく P3 と P9 での検討も試みる．P3 の深さ 32.2m の地点では，急速載荷試験が実施されており，極限支持力 576tf が得られている．杭の直径を 1m とすると，先端支持力は 7.3MPa であることが文献¹¹⁾より推定される．同じく，模型杭載荷試験より得られた支持力を算定する計算式より得られた値は，それぞれ $q_{p100\%}=10.8MPa$ と $q_{p300\%}=16.2MPa$ となる．そして P9 の深さ 40.7m の地点では，原位置において静的載荷試験が実施されて

第 5 章

おり、文献¹¹⁾より極限支持力 600tf が得られている。静的載荷試験に用いられた杭の直径を 1m とすると、先端支持力は 6.4MPa となる。模型杭載荷試験より得られた支持力を算定する計算式より得られた値は、それぞれ $q_{p100\%}=12\text{MPa}$ と $q_{p300\%}=18\text{MPa}$ となる。これらの古宇利大橋において実施された試験結果と計算結果の比較を表-8 にまとめている。

次に述べる事例は、図-104 に示す沖縄県宮古島の宮古島と伊良部島とを結ぶ予定の伊良部大橋である。この橋は、全長 3,540m で、2006 年 3 月 18 日に起工し、2015 年 1 月の開通が予定されている。架橋地点の海底地質は、図-105 に示すように沖縄特有の島尻泥岩と島尻砂岩の島尻層群を支持層としている。試験場所は、宮古島側の P3 橋脚と P9 橋脚である。試験方法は、押込み載荷試験をそれぞれ実施しており、その載荷試験より得られた極限支持力は、深さ 15.8m の P3 橋脚で 5057kN¹³⁾ (6.4MPa) と深さ 21.3m の P9 橋脚で 6300kN¹³⁾ (8.0MPa) となっている。

本研究で提案したプランドルの支持力公式を修正した式を用いて計算を行う。P3 の地点で、深さ 15.8m での σ_v は、220kPa となる。つづいて、 σ_v から $\sigma_h=71\text{kPa}$ 、 $\sigma_m=121\text{kPa}$ が求められる。チイビシ砂の圧縮係数 C_p' を等方圧縮試験の結果に基づいて評価した結果から $C_p'=0.039$ が求まる。求められた C_p' から修正係数 F_r^* を読み取った結果、 $F_r^*(S/D=1.0)=0.77$ と $F_r^*(S/D=3.0)=0.98$ となった。最終的に得られた値は、それぞれ杭貫入量 S が杭直径 D と等しい $S/D=1.0$ における支持力 $q_{p100\%}=8.5\text{MPa}$ と、杭貫入量 S が杭直径 D の 3 倍の時 $S/D=3.0$ における支持力 $q_{p300\%}=11\text{MPa}$ となった。

同じく深さ 21.3m で P9 橋脚の検討を行った結果、 σ_v は 296kPa となり。つづいて、 σ_v から $\sigma_h=96\text{kPa}$ 、 $\sigma_m=163\text{kPa}$ が求められる。チイビシ砂の圧縮係数 C_p' を等方圧縮試験の結果に基づいて評価した結果から $C_p'=0.052$ が求まり、求められた C_p' から修正係数 F_r^* を読み取った結果、 $F_r^*(S/D=1.0)=0.65$ と $F_r^*(S/D=3.0)=0.87$ となった。最終的に得られた値は、それぞれ $q_{p100\%}=9.7\text{MPa}$ と $q_{p300\%}=13\text{MPa}$ となった。これらの伊良部大橋において実施された試験結果と計算結果の比較は表-9 にまとめている。

第 5 章

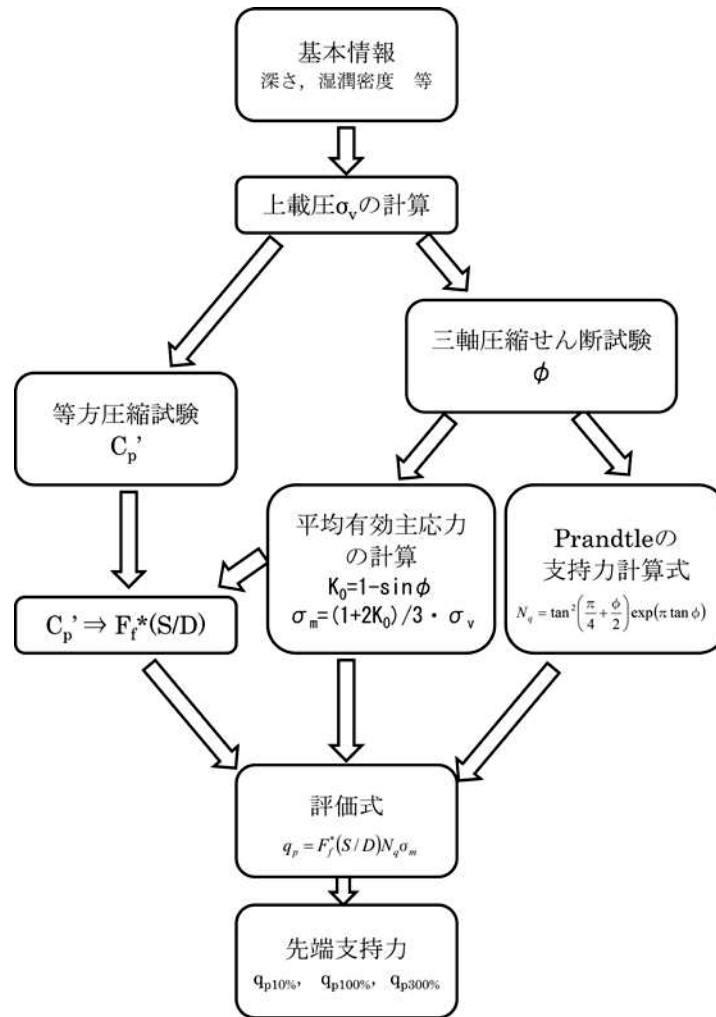


図-103 計算のフロー図

表-8 杭の支持力の検討結果（古宇利大橋）

場所	深度 (m)	実測値 (MPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_m (kPa)	Cp'	F _{f1.0}	F _{f3.0}	q _{p100%} (MPa)	q _{p300%} (MPa)
P2	35	5	487	158	267	0.082	0.45	0.68	11.0	16.8
P3	32.2	7.3	452	147	248	0.077	0.48	0.71	10.8	16.2
P8	40.7	7.6	566	184	311	0.094	0.42	0.63	12.0	18.0

表-9 杭の支持力の検討結果（伊良部大橋）

場所	深度 (m)	実測値 (N)	実測値 (MPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_m (kPa)	Cp'	F _{f1.0}	F _{f3.0}	q _{p100%} (MPa)	q _{p300%} (MPa)
P3	15.8	5057	6.4	220	71	121	0.039	0.77	0.98	8.5	11.0
P9	21.3	6300	8.0	296	96	163	0.052	0.65	0.87	9.7	13.0

第 5 章

これらの値を比較すると、総じて原位置載荷試験より算定された極限支持力は、それぞれ杭貫入量 S が杭直径 D と等しい $S/D=1.0$ における先端支持力 $q_{p100\%}$ の 7 割から 8 割程度の値であることが分かる。安全率を考慮し、設計に用いる先端支持力の算定値がその半分程度であると考えれば、地盤の状態は、終局状態に至っておらず、荷重-沈下曲線における急激な変化はあまり見られないと考えられる。そのため、基礎構造物の長期安定を見込むことが出来ると思われる。しかしながら、先端支持力が 5MPa 発揮するときは粒子破碎が生じていることが考えられる。また、 C_p' は、 0.1 程度であることを考慮すると、粒子破碎に起因する支持力の修正が必要になり、さらに所定の支持力を発現するときの沈下量にも留意しておく必要がある。

さらに、今後の実務レベルにおける課題として、基礎地質の最上部に分布するさんご等の石灰質砕屑物からなる砂礫層を支持層として積極的に利用することが挙げられる。砂礫層におけるさんご砂礫層の粒子は本研究で示したように破碎されやすいため、支持力が発現されにくいことや、琉球石灰岩と成分は同じであるが砂礫層は固結していないため、 N 値は小さいことが挙げられる。これらの課題は更なる困難な問題であると言えるが、今後さらなる研究が進み、さらに合理的な基礎工法設計・施工法の確立に向けたアプローチがすすめば、支持層として利用できるものになると考えられる。

5.5 本章の要約

本章では、圧縮性の異なる 3 種類の砂質土について模型杭載荷実験を行い、得られた結果をもとに、杭貫入量に着目し、圧縮性を取り入れた杭の先端支持力の評価を行った。これらにより得られた知見をまとめると以下ようになる。

- ① 各試料毎に荷重沈下曲線は異なる傾向を示す。特に $S/D=1.0$ 以上での支持力の発現傾向は、豊浦砂に比べ、チイビン砂とドッグズベイ砂は増加傾向にある。
- ② Prandtl の支持力予測式では模型実験での結果をうまく表現できず、既存の方法のみでは支持力の予測は困難である。
- ③ チイビン砂やドッグズベイ砂は、拡張修正係数 $F_r^* < 1$ 以下になる応力域が存在し、既存の支持力公式では先端支持力を過大評価していることになる。
- ④ 正規化沈下量ごとに圧縮係数と拡張修正係数の間には一義的な関係がある。これらの関係から圧縮性を取り入れた先端支持力の評価が可能となる。

参考文献

- 1) 岸田英明, 高野昭信 : 大口径杭の鉛直極限支持力, 土と基礎, Vol.28, No.11, pp.13~20, 1980.
- 2) 山肩邦男 : 場所打ちコンクリート杭の極限荷重判定法に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演概要集 B, pp.1303~1304, 1989.
- 3) 平山英喜 : 杭の鉛直支持力に関する理論と実際への適用, 土と基礎, Vol.36, No.7, pp.5~10, 1988.
- 4) 平山英喜, 福山悦治 : 杭の荷重-沈下曲線に対する 2 定数関数の適用性, 土木学会回年講 III, pp.732~733, 1987.
- 5) Negussey, D., Wijewickreme, W.K.D. and Vaid, Y.P. : Constant-Volume Friction Angle of Granular Materials, Can.Geotech.J.Vol.25, pp.50~55, 1988.
- 6) Keiji Kuwajima, Masayuki Hyodo, Adrian F.L. Hyde : Pile bearing capacity in crushable soils, Proceedings of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media Pile bearing capacity in crushable soils, pp.369-374, 2007.
- 7) Keiji Kuwajima, Masayuki Hyodo, Adrian F L Hyde, Pile Bearing Capacity Factors and Soil Crushability, American Society of Civil Engineers (ASCE), Volume135, Number 7, pp.901-913, July 2009.
- 8) 宮城調勝, 新城俊也, 池間好一, 福島英次 : 来間大橋の基礎地盤と下部工の施工, 農業土木学会誌 3, No.62, 第 3 号, pp.191~196, 1994.
- 9) 前川智宏 : 古宇利大橋について, しまたてい No.33, pp.6~8, 2005.
- 10) 東浜安邦, 續誠, 西村真二, 武田力 : 古宇利大橋工事を通じて見た石灰地盤の調査および評価法と設計への適用の諸問題, 土と基礎, No.49, pp.19~21, 2001.
- 11) 親泊正孝 : さんご礫混じり土に適用された強度試験とその結果に関する幾つかの考察, 土と基礎, No.49, pp.8~11, 2001.
- 12) 宮城調勝, 新城俊也, 池間好一, 福島英次 : 来間大橋の基礎地盤と下部工の施工, 農業土木学会誌 62-3, pp.191~196, 1994.
- 13) 小島健太郎, 大城光聖, 金聲漢, 宮本弘一, 涌田充裕, 上原裕 : 島尻層群における打込み鋼管杭基礎の載荷試験について (伊良部大橋), 第 21 回沖縄地盤工学研究発表会講演概要集, 2008.

第 6 章 結論

6.1 研究成果

本論文は、破碎性地盤における杭の支持力発現特性を実験的に検討するために、破碎性土として位置づけられている 2 種類のカーボネイト砂と豊浦標準砂を用いて模型杭載荷実験を行った。その結果得られた知見をまとめると、以下のようになる。

第 1 章 序論

第 1 章では、土質力学で提案されている支持力理論ならびに支持力公式について述べた。続いて、本研究グループにおける破碎性地盤における支持力に関する研究の流れを整理した上で、本論文の位置づけ、ならびに目的と構成について述べた。

第 2 章 破碎性地盤の変形強度特性

第 2 章では、破碎性地盤の力学特性を把握するため、物性試験および等方圧縮試験・三軸試験を行った。それにより得られた結果を要約し、以下にまとめる。

- ① 破碎性土であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂の間隙比は豊浦砂よりも高い。これは、ドッグズベイ砂、チイビシ砂が粒子自体に間隙を多く持つため、高い圧縮性を示す一つの要因として挙げられる。
- ② 等方圧縮過程において豊浦砂が降伏しないような小さな圧縮応力域において、破碎性土はチイビシ砂とドッグズベイ砂は降伏する。地盤工学で対象とする通常の応力域 (0 ~ 1MPa 程度) で破碎しやすくなる土粒子からなる地盤では、粒子破碎に起因する様々な問題に直面することになり、解決すべき問題であるといえる。
- ③ 模型杭載荷実験を行った応力域において、試料の圧縮性はチイビシ砂が最も高く、続いてドッグズベイ砂、豊浦砂の順になっている。せん断過程において得られた最大体積ひずみ v_{max} と拘束圧 σ_r の関係において、破碎性土であるチイビシ砂とドッグズベイ砂は圧縮一方の挙動を示す。また、その傾向は、チイビシ砂よりドッグズベイ砂の方がより顕著に見られた。砂のせん断特性に及ぼす粒子破碎の影響については、せん断

第 6 章

応力の下で粒子破砕が生じたため、供試体全体の体積が減少し、ダイランシー効果の低下をもたらす。結果として、せん断強度が低下することを、破砕性地盤を取り扱う上で最も留意しておく必要がある。

- ④ セカントアングル ϕ_p は拘束圧 σ_r の増加にともない減少するが、豊浦砂の場合その影響は少ない。これに対し、破砕性土であるドッグズベイ砂、チイビシ砂の場合は拘束圧の影響を大きく受け、セカントアングルの減少の割合は急激である。また、特性状態におけるセカントアングル ϕ_{ch} の値は、豊浦砂よりも破砕性土の方が大きい。
- ⑤ 破砕性土のせん断特性として、せん断初期の剛性は小さいが、ひずみの増加と共に高いせん断力を示す。その結果、内部摩擦角は大きな値を示すが、体積ひずみは収縮の挙動を示す。

第 3 章 杭の支持力特性

第 3 章では、破砕性地盤であるチイビシ砂、ドッグズベイ砂およびシリカ系の砂である豊浦砂について模型杭載荷実験を行い、先端支持力、周面摩擦力の発現特性について実験的に検討を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- ① 先端支持力の発現特性に影響する大きな要因として、地盤材料の破砕性が挙げられる。
- ② 支持力と拘束圧の関係において、先端支持力は拘束圧の増加と共に非線形的に増加する。その増加割合は、破砕性地盤は豊浦砂より小さい。
- ③ 先端支持力はどの試料も沈下曲線に明瞭な降伏点が現れず、破壊は局所的であり、周面摩擦力はどの試料も沈下曲線に明確なピークが示され、破壊が全般的な滑りに起因している。
- ④ 破砕性地盤における先端支持力と沈下量の関係は非線形である。また、かなりの大きな沈下量でないと終局状態には至らず、通常設計で対象とする杭径の 10% 程度の沈下量では、決して鉛直支持力の極限状態とは言えない。
- ⑤ 周面摩擦力の最大値と先端支持力のそれが発揮される沈下量は一致しない。最大周面摩擦力が発揮される沈下量は、豊浦砂の実験結果に見られるように通常 1~3% 程度であるが、破砕性地盤では 5~10% 程度であり、大きいと言える。また、先端支持力の場合に比べると極めて小さいといえる。
- ⑥ 破砕性地盤における周面摩擦力は、最大周面摩擦力を発現した後の低下が大きい。ま

第 6 章

た、土粒子の破碎に起因して、すべりは土粒子間で生じているため、杭表面の粗度との摩擦力より砂の摩擦力で考慮の方が安全である。そのため、破碎性地盤において摩擦杭の利用は控えた方がよい。

- ⑦ 杭貫入による地盤内の応力状態を有限要素法により確認した結果、破碎性地盤においては、地盤の変形が横方向よりも鉛直下方向へ広がる分布を示した。また、応力分布も同様に、鉛直下方向へ広がりを示している。

第 4 章 杭貫入による地盤の変形と粒子破碎

第 4 章では、破碎性地盤における杭の支持力発現メカニズムを合理的に理解するために、杭貫入による砂地盤の変形と粒子破碎、および両者の相互関係に着目して実験を行った。以下に得られた知見をまとめる。

- ① 砂地盤の変形は、杭貫入により杭先端を中心として半円状に発達する。
- ② 杭先端においてすべり線は見られず、破壊は局所的である。
- ③ 杭周辺の砂は最大周面摩擦力が発現されるまでせん断変形し、それ以降、顕著な変形が見られない。
- ④ 豊浦砂に見られる杭周辺を上昇していくような砂の挙動は、破碎性土では見られない。
- ⑤ 粒子破碎は杭先端を中心として球状に発達する。
- ⑥ 破碎性地盤においても杭先端付近に地盤の密度の高い領域が生じていることが観察された。杭直下で生じた大きな応力によって粒子破碎が生じ、その結果地盤全体の圧縮性が增大している。
- ⑦ 破碎性地盤は、地盤全体が変形しやすいと考えられる。これは、粒子同士の接触部は粒子の破碎により、たえず配置を換えることにより不安定な配列構造をなしている。

第 5 章 杭の支持力評価

第 5 章では、圧縮性の異なる 3 種類の砂質土について模型杭載荷実験を行い、得られた結果をもとに、杭貫入量に着目し、圧縮性を取り入れた杭の先端支持力の評価を行った。これらにより得られた知見をまとめると以下のようなものである。

第 6 章

- ① 破砕性地盤における先端支持力と沈下量の関係は非線形であり、 $S/D=1.0$ 以上でも先端支持力は増加する傾向にある。そのため、破砕性地盤における杭の施工方法としては場所打ち杭よりも、打ち込み杭の方が望ましい。
- ② Prandtl の支持力予測式では模型実験での結果をうまく表現できず、既存の方法のみでは支持力の予測は困難である。豊浦砂は実験値の方が大きく過小評価しており、逆に破砕性地盤では、拡張修正係数 $Ff^* < 1$ 以下になる応力域が存在し、過大評価している。この主な原因は、杭先端部付近の土粒子の破砕によるものと考えられる。
- ③ 既存の支持力公式をもとに修正係数を用いることにより、実験値と計算値との整合性を考慮した式を提案した。
- ④ 正規化沈下量ごとに圧縮係数と拡張修正係数の間には一義的な関係がある。これらの関係から圧縮性を取り入れた先端支持力の評価が可能となる。

謝辞

本論文は、私が山口大学および徳山工業高等専門学校で得られた研究成果をまとめたものです。この学位論文を取りまとめるにあたり、多くの方々より温かいご指導、ご鞭撻を頂きました。

山口大学教授 兵動正幸先生には、熱心なご指導を頂きました。先生からの研究内容や論文に対するご指導は、大変参考になりました。また、見識の広さや研究に対する姿勢など、多くのものを学ばせて頂きました。先生から頂いたお言葉の数々は、私の財産です。

山口大学教授 松田博先生、山口大学教授 中田幸男先生、山口大学准教授 鈴木素之先生、山口大学助教 吉本憲正先生には、お忙しい中、論文の内容についてご指導や不備な点に対するご指摘を頂きました。先生方から指導を頂くたびに、論文の内容が充実していくことができました。公聴会を無事に終えることができましたのも、先生方の多くのご指導のたまものです。心より感謝の意を表します。

山口大学名誉教授（宇部建設コンサルタント取締役会長） 村田秀一先生には、山口大学で研究室所属からお世話になり、また、進路の際には、お忙しい公務の間をぬって、工学部長室でいろいろな話をお伺いさせて頂きました。また、学位論文の本審査のときには、偶然ですがお話をさせていただき、励ましのエールを頂きました。

徳山工業高等専門学校名誉教授 藤原東雄先生は、私が徳山高専に入学した時からの恩師であり、私が今こうして、母校で教鞭をとることができているのも、先生のおかげです。山口大学での研究室においても「兵動先生の研究室に行きなさい」とご指導を頂き、今日までの私の道しるべを作っていただきました。最後までご迷惑をおかけいたしました。今後、先生を目標に努力してまいりたいと思います。

徳山工業高等専門学校教授 上俊二先生は、藤原先生同様、私が徳山高専に入学した時からの恩師であり、目標です。徳山高専在学中には、卒業研究で直接、熱心なご指導を頂きました。また、学位論文をまとめる際には様々な便宜を図っていただき、大変ご迷惑をおかけいたしました。今後は、このご恩を少しでも返せていけるように、そして、これからの研究室を盛り上げていけるように惜しみない努力をしたいと思います。

徳山工業高等専門学校技官 福田靖氏には、本論文をまとめるにあたり、惜しみない精力的なご協力を頂きました。私が見落としていた個所も細かいところまで確認して頂きありがとうございました。今後も、一緒に、研究室を盛り上げていきたいと思っています。

周南地域地盤工学セミナー会員の方々には、セミナーを通していろいろと勉強させていただきました。実務経験が豊富な皆様からのご意見は、大変刺激的であり、これからも議論を通して、セミナーを有益なものにしていきたいと思えます。また、公聴会前には、洋林建設株式会社 坂本修氏ら複数の方から励ましの連絡を頂き、大変勇気づけられました。また、株式会社ソイル・ブレーション 河村志朗氏、渡邊一氏、カワノ工業株式会社 原田旬氏、株式会社トクヤマ 重田輝年氏には公聴会にわざわざ出席していただき、ありがとうございました。大変心強く感じました。また、多くの皆様の応援に感謝したいと思います。

マルタニ試工 長澤幸司氏からも公聴会の後、連絡を頂きました。思えば、山口大学のころにお世話になった試験機も、徳山高専に納入していただいた試験機もマルタニ試工で、貴重なデータを数多く計測することができました。感謝しております。

徳山工業高等専門学校土木建築工学科の諸先生方をはじめ、教職員の皆さまには、授業や公務、研究面で様々な便宜を図って頂きました。さらに、日頃より温かく見守って頂き、土木建築工学科の懐の深さに、何度となく救われた思いです。これからも学校のため、そして学生のために、頑張りたいと思えます。

徳山工業高等専門学校の地盤工学研究室で卒業論文を執筆された多くの卒業生には、実験やデータ整理等で惜しみないご協力を頂きました。これまでの多くの研究活動に対して深く感謝の意を表します。

以上、本論文は上述した方々をはじめ、多くの方のご指導やご協力があり、この度まとめることができました。これもひとえに、皆様のご支援とご指導の賜物と、深く感謝しております。最後に、私事ではありますが、これまで温かく見守り育てて頂いた両親、祖母、そして、妻と三人の子供達に深く感謝するとともに、これからも皆、心身ともに健康であることを願っています。