

An Experimental Study on Bearing Capacity Factor for Deep Foundations in Sands

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Nishida, Yoshichika, Yamamoto, Zenko, Yagi, Norio メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24517/00011743

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



砂地盤における深い基礎の支持力係数の一考察

西田 義親*, 山本 善行**, 八木 則男*

An Experimental Study on Bearing Capacity Factor for Deep Foundations in Sands

by

Yoshichika NISHIDA, Zenko YAMAMOTO and Norio YAGI

Abstract

According to the field observations the bearing capacity of a deep foundation in sands is not proportional to depth and is smaller than the one expected by the current plastic theory. Then the authors carried out a model loading test of a pile in sands confined by the high pressures similar to the ground stress conditions. They show that the bearing capacity is smaller because the angle of shear resistance under the high pressure becomes lower due to the crush of sand grains. They established a new formula to estimate the angle of shear resistance as the function of the relative density and the break pressure of sand grains, and calculated the bearing capacity factor for the angle.

The following conclusions are presented for a deep foundation.

- 1) The type of load-settlement curve is controlled by the ratio of the lateral pressure to the vertical pressure in sands. And its ultimate bearing capacity depends on but is not proportional to the over burden pressure. It is smaller than the one expected by the current existing theory.
- 2) The bearing capacity factor is smaller than the half of the one for a shallow foundation in sands.
- 3) The bearing capacity of sands becomes linear with depth according as its relative density becomes lower.

1. 緒 言

砂地盤の支持力は砂のせん断抵抗角（内部摩擦角）に支配されるから、深い基礎の先端支持力が基礎底面下の砂の圧縮、せん断特性と密接に関係してくることは容易に想像され、このことは Kerisel (1961)¹⁾, Vesic (1963)²⁾, BCP 委員会 (1969)³⁾, 網干・江野尻 (1972)⁴⁾, 岸田・他 (1973)⁵⁾ らの実験により示されてきた。すなわち、基礎底面下の砂粒子の破碎とこれに伴う砂地盤の圧縮、砂のアーチング

*土木工学科 **旧大学院学生・現奈良県

効果、基礎幅等が深い基礎の支持力に影響することが指摘されており、単なる極限つり合い理論のみによる従来の支持力公式は実際の深い基礎の支持力を算定するのには不十分であることが明らかにされている。それは深い基礎の底面下にある砂には大きな拘束圧が作用し、そのせん断特性が通常室内試験から得られるものと異なるためである。したがって、深い基礎の支持力機構の解明には実際の深い基礎の先端周辺の地盤応力状態と同じ高圧力状態で考慮して、支持力係数を検討した。

2. 実験方法

2.1 実験装置

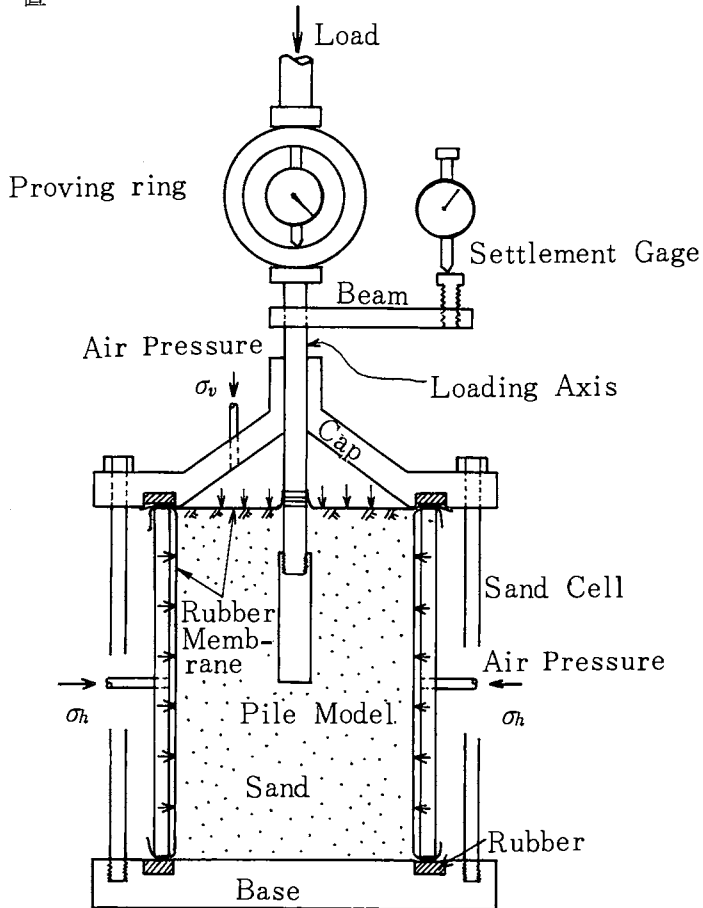


図-1 実験装置

Size of Testing Apparatus			
Model Pile		Sand Cell	
Diameter	2.0cm	Diameter	15cm
Length	8.0cm	Depth	22cm
Embedded length	12.0cm	Thickness	1.0cm
Base Area	3.14cm ²		

実際の地盤応力状態を実験室で再現する一つの方法として三軸試験機のセルを改造した加圧砂槽を用いた。この装置の概略及び寸法を図-1、表-1に示す。側圧 σ_h はセル内にかぶせた直径 15 cm 厚さ 0.2 mm のゴム膜を伸介して、また上載圧 σ_v は载荷軸を通した厚さ 0.2 mm のゴム膜の上から、それぞれ空気圧で砂地盤に伝達される。用いた杭は鋼製円柱であり、底面にはサンドペーパーを貼って粗い基礎面としている。表-1に示した杭の寸法は、杭周辺の砂地盤の締固め範囲や破壊域の大きさを理論的に計算した例⁶⁾ や実測の例から推定し、砂槽の寸法に比べ大き過ぎないように選んである。

地盤に用いた砂は豊浦標準砂で、その物理的性質は表-2に示される。杭は埋込み杭の場合を扱うことにし、砂地盤は1層約 5 cm 厚の4層に分けて締固めを行ない、全実験を通して砂の相対密度が 67 ~ 78%の比較的密で均一なものになるようにした。この地盤の内部摩擦角の推定には土質工学会セン断試験法委員会による結果を参考にした。(図-2)

Sand Properties	
G_s	2.68
W	0.2%
e_{max}	0.960
e_{min}	0.627
D_{10}	0.16mm
D_{60}	0.21mm
U_c	1.3

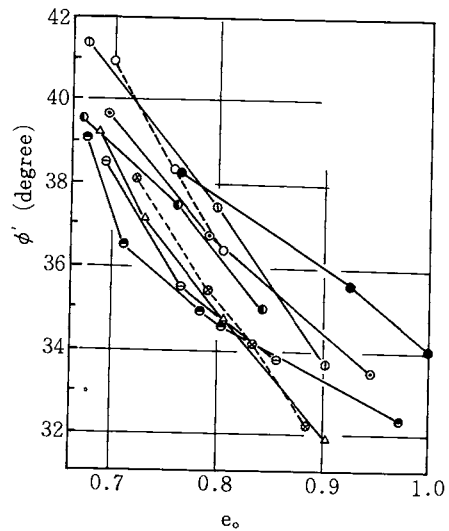


図-2 豊浦砂の初期間げき比と内部摩擦角
(土質工学会セン断法委員会による)

杭の载荷速度は約 0.2mm/min で、ほぼ静的载荷とみなされ、荷重は容量 2 ton の検力計で測定した。また沈下量は最小目盛 1/100mm のダイヤルゲージにより読み取った。砂地盤の加圧に用いた空気圧は圧力調整弁で常に一定圧を保ち、これを容量 10 または 3kg/cm² のブルドン管で計圧した。

空気圧による砂地盤の加圧状態を検討するために側圧 σ_h や上載圧 σ_v の変化に対する杭の軸のまわりの回転に抵抗する側面摩擦の変化を調べたところ、加圧状態は良好であることが確認された。

2.2 実験内容

実験は大別すると2種類である。まず第1には側圧・上載圧比 $K(=\sigma_h/\sigma_v)$ を一定にし $\sigma_m=(\sigma_v+2\sigma_h)/3$ を種々変えた試験である(K一定試験)。これは σ_m に対し支持力がどう変化するか、すなわち杭の根入れ効果を調べる実験である。この研究では $K=1.0$ に対し $\sigma_m=0.25\sim 4.0$ kg/cm² の範囲で実験を行なった(図-3参照)。一般的には、Kの値として静止土圧係数に近い値を用いた方が実際的と思われるが、Kの変化による影響は次に説明する平均有効圧 σ_m 一定試験から判明するので、側圧の加圧の影響の程度をよく観察する意味もあって、 $K=1.0$ とした。次に第2には平均有効圧 σ_m を一定にしKを種々変えたものである(σ_m 一定試験)。Kの値は静止土圧から受働土圧の範囲を考慮して 0.57 ~ 3.25 内の値を採用した(図-4参照)。これにより埋込み杭と打ち込み杭の支持力機構の相違や杭先下の土の移動方向が推定できる。

以上述べた2種類の実験の他に、杭先の土の圧縮や変形の状態を観察するための実験(写真-1参照)や杭先直下の砂の粒子破碎の状況も調べている(図-5参照)。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重・沈下曲線

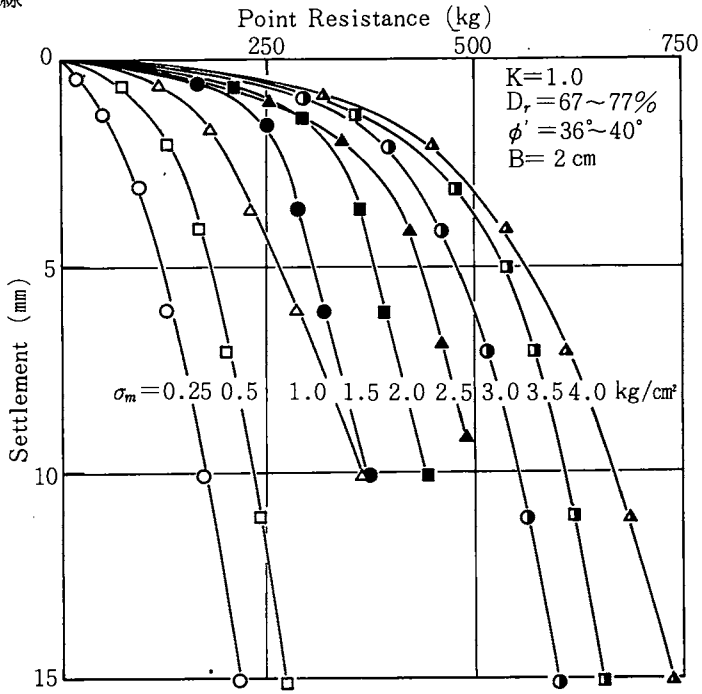


図-3 杭の沈下と先端抵抗 (K一定試験)

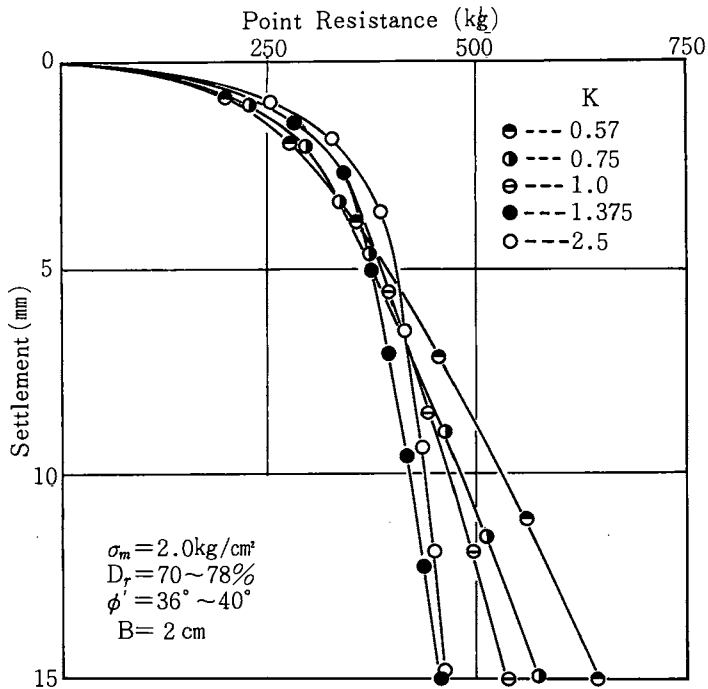


図-4 杭の沈下と先端抵抗 (σ_m 一定試験)

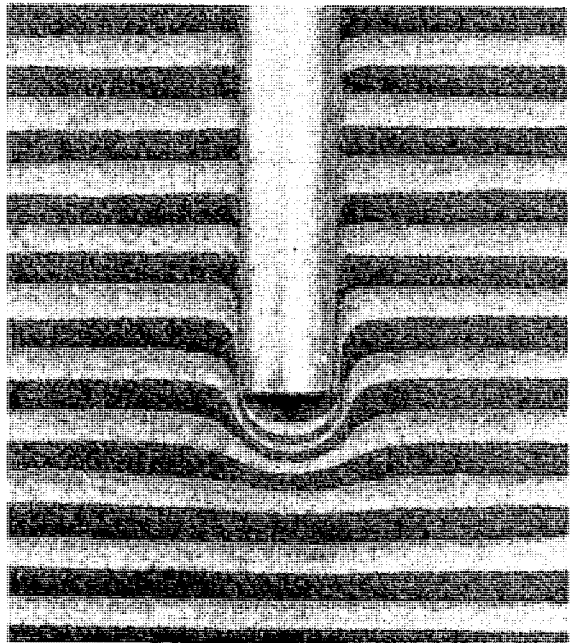
図-3はK一定試験における2～3回の繰返し実験から平均して得た代表的な荷重・沈下曲線である。沈下曲線の立ち上がり部分は平均有効圧 σ_m が大きくなる程急勾配となる。すなわち荷重と沈下との比が大になる。これは砂の弾性係数が拘束圧に比例する⁷⁾からである。ただし図中 $\sigma_m=0.25\text{ kg/cm}^2$ は推定値であり実際は何ら砂地盤を加圧していない状態であるが砂の自重と締固め時に地盤内に残留した応力の和と考えている。いずれにせよどの沈下曲線も Terzaghi の局所せん断, Vesic のパンチングせん断の型式をとっていることがわかる。

図-4は平均有効圧一定試験における2回の繰返し実験から得た平均的な荷重・沈下曲線である。これによると側圧上載圧比Kの変化が荷重沈下曲線に与える影響がよくわかる。まず荷重沈下曲線の初期の立ち上がり直後の部分に注目するとKが大(側圧 σ_h が上載圧 σ_v に比べ大きい)になればなる程先端抵抗が大になっている。これは荷重沈下曲線の初期部分では杭先下の土は鉛直方向にのみ弾性的又は塑性的圧縮を受けるがこの段階が終了した次の段階で杭先直下の土の側方移動が生じるからと思われる。したがって、側圧が大きい方が土の移動抵抗が大きくなり、先端抵抗が大になると考えられる。さらに大きな沈下量が生じると、今後は杭先直下の土が側方上向きに移動するため上載圧の大きい(したがってKが小さい)方が先端抵抗が大になると考えられる。以上の考察によれば、杭先直下の土は第1段階で下方に圧縮され、第2段階で側方に押圧され、第3段階に側方上向きの圧縮を受けることになる。これは剛塑性理論による支持力理論の仮定した土の移動に近い。ただし以上の3段階に到達するまでには大きな沈下が必要であり、この意味で杭先の土の破壊は進行性破壊であるとみられる。また図-4によれば砂地盤の終極的な支持力の大小を決定するものは上載圧であることがわかる。また沈下を小さくして大きな支持力を得るためにはKが大きい場合(具体的に言うと埋込み杭よりも打込み杭の場合)が有利であることがわかる。

3.2 杭先下の砂地盤の圧縮と破壊型式

写真-1は、杭先下の地盤の砂を黒インクで着色して縞の層をつくり破壊の様子を示したものである。この例は上載圧 $\sigma_v=2.0\text{ kg/cm}^2$ のもとに直径2cmの杭を3cm貫入した時のもので、杭先端の平均接地圧は約 207 kg/cm^2 に達している。各縞の厚さは約6mmである。この写真によると深い基礎先端付近の地盤の破壊は杭先の近くに局所化されている。圧縮変形を受ける砂は杭径の約1.5倍ぐらい下方までであり、これはBCP委員会³⁾や岸田ら⁵⁾の実験結果と一致している。また写真からは判別しにくいだが、肉眼観察によれば縞文様が最も薄くなっている杭直下では砂粒子が破碎を受けて白っぽくなっているのが見られた。

図-5は杭先下方の砂の粒子破碎を調べたものである。平均有効圧 σ_m の増加とともに杭先下方に生じる応力も大きくなり、したがって砂の粒子破碎が進んで行くことがわかる。図中K。Compressionと書いたのは圧密試験機により 175 kg/cm^2 の荷重を加えた一次元圧縮後の粒度分布の変化を示したものである。 σ_m が1.0, 1.5～2.0, 2.5～3.0 kg/cm^2 の条件下における



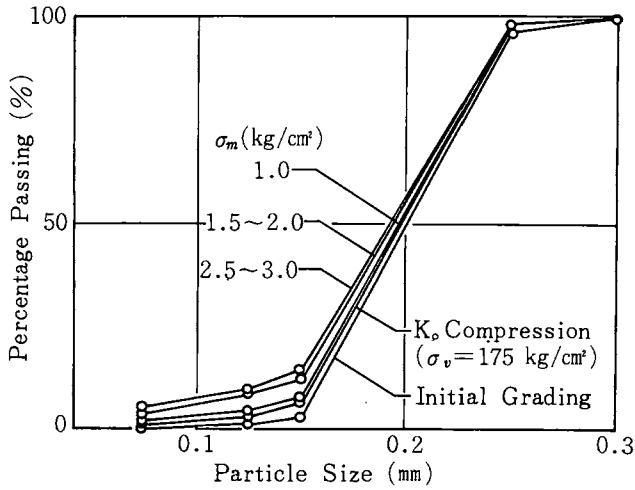


図-5 杭先下の砂の粒子破碎

杭先接地圧はそれぞれ 110~120, 130~150, 160~190 kg/cm² である。圧密試験と比較した時杭先接地圧が圧密圧力よりも小さいにもかかわらず粒子破碎が多いのはせん断力によってさらに粒子破碎が促進される⁹⁾ からである。

3.3 上載圧による支持力の増加

剛塑性理論より推定すれば支持力は深さに比例して増加するはずだが、従来のいくつかの実験結果はそうでないことを示している。その理由を解明するために、本実験結果から得られた荷重・沈下曲線群をもとに支持力の深さ方向の増加を調べてみる。図-3, 4等からわかるように一般に深い基礎

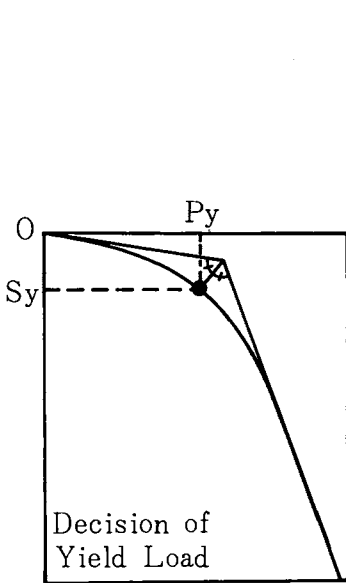


図-6 降伏荷重の決定方法

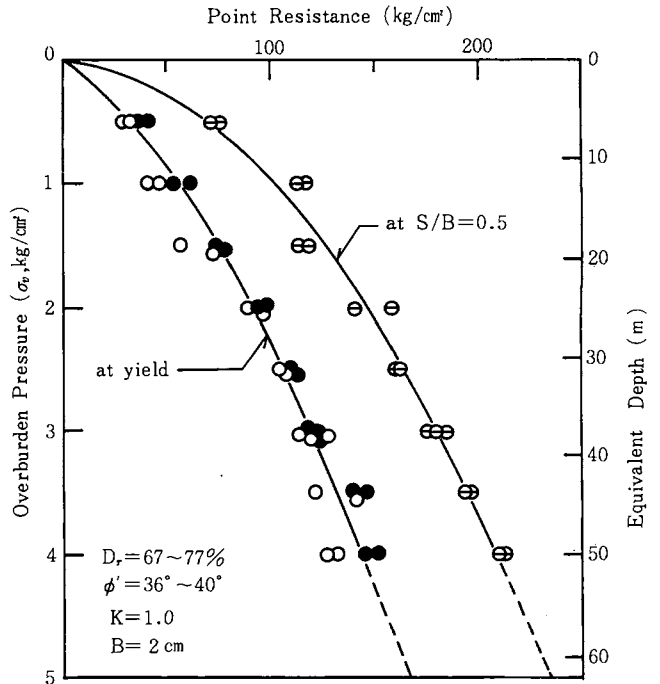


図-7 上載圧と先端抵抗

の載荷試験における荷重・沈下曲線は、剛塑性論に示されるような明瞭な屈曲点を持たない進行性破壊となるから、どの点の荷重を持って支持力とするかを一応定義する必要がある。そこで図-6のように荷重・沈下曲線から支持力としての降伏荷重 P_y を決定する方法を示す。すなわち荷重・沈下曲線の最初の直線部分の延長線と沈下の大きい部分に現われる直線部分の延長線との交点を通りその交角を2等分する線が荷重・沈下曲線と交わる点の荷重を降伏荷重 P_y とする。他方、荷重・沈下曲線を両対数紙上にプロットするとおよそ2本の直線で代表される折線となるが、この屈折点における荷重はほぼ上述の P_y に対応していることが判明した。岸田ら⁵⁾が行なった杭先端荷重と接地圧分布変化との関係を求めた実験によると、この降伏荷重は抗底面最外縁に始まった塑性域が中心部に達した時の先端荷重であると考えられる。

図-7は図-3のK一定試験の結果をもとに支持力と上載圧（深さ）との関係を図示したものである。図の中で黒丸は図-6によって決定した降伏荷重であり、白丸は両対数紙上の荷重沈下関係から決めたものである。また $S/B=0.5$ とあるのは、沈下量 S が杭巾 B の0.5倍の時の支持力を意味する。等価深さは砂の水中重量を 0.8 ton/m^3 として上載圧を換算した。

さて従来の2次元的剛塑性理論に基づいた支持力理論によれば杭の極限支持力 p_u は単位面積当り

$$p_u = CN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \tag{1}$$

ここに c は土の粘着力、 γ は土の密度、 q は上載荷重、 N_c 、 N_q 、 N_γ はそれぞれ支持力係数であり土の内部摩擦角の関数として与えられている。砂地盤からは粘着力 $c = 0$ 、また深い基礎ならば第3項の基礎底面下の土の自重 γ による支持力は無視できるから

$$p_u = qN_q \tag{2}$$

q は基礎面と同一の水平面に作用する押さえ荷重になる。したがって地盤密度が深さ方向に一定であるならば、砂地盤の内部摩擦角も一定となり支持力係数は一定値をとるから杭先端支持力は押さえ荷

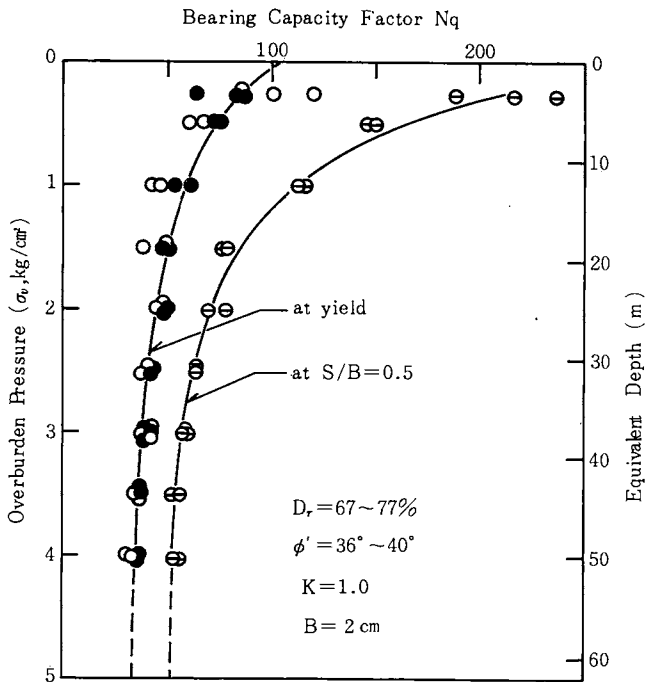


図-8
上載圧と支持力係数

重 q (上載圧 σ_v) に比例するはずである。しかるに図—7では(2)式に示されるような直線関係にはなく、支持力の増加率は深さ方向に減少している。次に図—7を基に、支持力係数 N_q に相当するものを計算して示したものが図—8である。図の中で黒丸と白丸は、普通目盛及び両対数紙上のそれぞれ荷重・沈下関係から求めた降伏支持力を上載圧で割ったものである。図—8によれば深い基礎の降伏支持力係数は浅い基礎の支持力係数の $1/2$ 以下となっている。さらに沈下量が杭径の 0.5 倍になった時の深い基礎の支持力係数は浅い基礎のその約 $1/4$ にしなければならないことがわかる。

このように砂地盤における杭の先端支持力が深さに比例しては増加しないことは、いくつかの実験でも述べられてはいるが、その理由の説明がなく、杭底面下の高応力による砂の大きな圧縮量や杭先下の土の塑性域の局所化現象、砂のアーチング効果などと定性的に言及しているに過ぎない。しかもそれは深い基礎の場合に限って想像推論されることであっても、浅い基礎まで一般化して説明できない。この点については著者らは図—8に示されるように支持力係数が一定でなく深さ方向に減少することを砂の力学的特性から示すとともに、従来の支持力係数 N_q を修正する方法を次に述べる。

4. 高圧下における砂のせん断特性を考慮した支持力係数 N_q の一修正方法

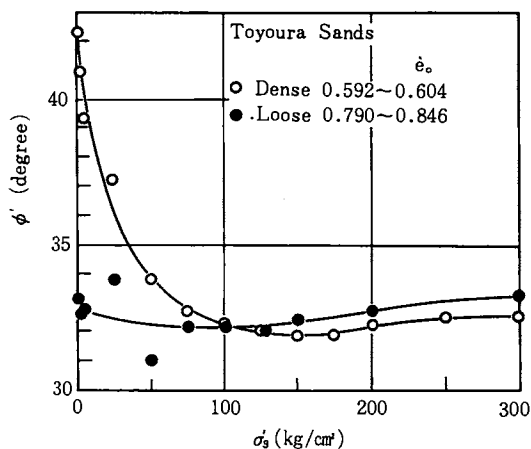
4.1 砂のせん断

普通の室内実験のような低圧下でのせん断試験では、砂粒子の破碎はほとんど問題にならないで、砂の内部摩擦角 ϕ は砂粒子のバックングすなわち間げき比 e または相対密度 D_r の関係となることは理論⁹⁾ 的にも実験¹⁰⁾ 的にも説明されている。しかし杭先端付近の砂のように高圧を受けた場合には砂粒子の破碎とそれに伴う体積減少を生じる結果、砂の内部摩擦角は著しく減少する^{8), 11)}。すなわち砂の内部摩擦角は単に間げき比のみで決まるのではなくせん断時の拘束圧力にも左右されることが明らかである。これは本質的には砂のダイレイタンス特性(砂の粒子破碎をも含めた)が応力・ひずみ関係を支配しており、したがって内部摩擦角をも支配¹²⁾ し得ることになるのである。簡単に表現すると、潜在的に圧縮され易い状態にあればそれだけ砂の内部摩擦角は小さくなり得るということである。そのためゆるい砂や高圧下の砂は内部摩擦角が小さくなると言える。

さて従来の剛塑性理論による支持力計算のための支持力係数 N_q は内部摩擦角 ϕ のみの関数であるが、その時用いられる ϕ は低圧下におけるせん断試験から求めた $\phi \sim e$ 関係に基づいており拘束圧の影響が無視されている。そこでその影響を入れた場合を考えることにする。

4.2 内部摩擦角モデル

図—9は本実験に用いたと同じ豊浦標準砂について三浦, 山内(1971)¹³⁾ が行なった高圧三軸試験結果をもとに側圧 σ_3 と摩擦角 ϕ との関係を図示したものである。密につまった砂の場合は σ_3 の増大とともに急激な摩擦角の低下があるが、 $\sigma_3 = 70 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ 以上になるとほぼ一定となる。これに対しゆるい砂の場合は、 σ_3 の増大にかかわらず ϕ はほとんど一定となる。このように密な砂では σ_3 の増加とともに ϕ の低下が生じるがその大部分は粒子破碎による砂の圧縮に帰因していると考えられる。一方 σ_3 の小さい低圧下では砂の相対密度 D_r と ϕ との間はほぼ直線関係にある¹⁴⁾。以上の事実を基に ϕ , σ_3 , D_r の関係を図—10に示すような直線で一応モデル化することにする。すなわち、ある限界拘束圧 σ_{3cr} 以上では ϕ は D_r や σ_3 に無関係に ϕ_{min} である。そして $\sigma_3 = 0$ の上の摩擦角 ϕ_0 は $D_r = 100\%$ に対して $\phi_0 = \phi_{max}$ 、 $D_r = 0\%$ に対して $\phi_0 = \phi_{min}$ となり、中間の相対密度 D_r に対しては次式で与えられるものとする。



(Tests by Miura & Yamanouchi, 1971)

図-9 拘束圧と砂の内部摩擦角

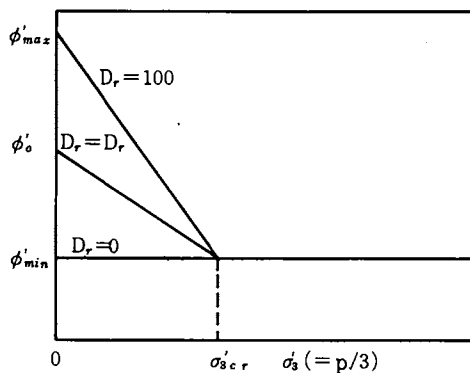


図-10 砂の相対密度，拘束圧と内部摩擦角モデル

$$\phi'_0 = \phi'_{min} + (\phi'_{max} - \phi'_{min}) \frac{D_r}{100} \tag{3}$$

σ_3 が 0 から σ'_{scr} に増加するうちに ϕ' は直線的に減少するから、結局任意の D_r と σ_3 に対して ϕ' は次式で与えられることになる。

$$\phi' = \phi'_0 + (\phi'_{min} - \phi'_0) \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{scr}} \quad (\sigma'_3 \leq \sigma'_{scr}) \tag{4}$$

$$\phi' = \phi'_{min} \quad (\sigma'_3 \geq \sigma'_{scr})$$

ここに σ'_{scr} は砂粒子の破碎強度や粒度分布などから決まるものであり、ある一つの砂については固有の値と考えられる。

次に上述した摩擦角モデルを支持力係数 N_q の中に導入するために杭底面接地圧 p と前述の σ'_3 を関連づけよう。そこで図-11 に示すように杭直下の円柱砂地盤部分を三軸試験下における仮想供試体と考える。杭の接地圧 p が軸圧として作用している時、側圧 σ'_3 が $\sigma'_3 = \frac{1}{3}p$ であると仮定する。ただし $1/3$ は主働土圧係数に近い値として仮に選んだものである。この仮定自体が仮想供試体の内部摩擦角を一定と仮定することと同義であるから議論の余地があるが、支持力係数 N_q の中に拘束圧の応力水準の影響を導入するための一段階として許されると思う。したがって杭先付近の砂の ϕ' は(4)式より

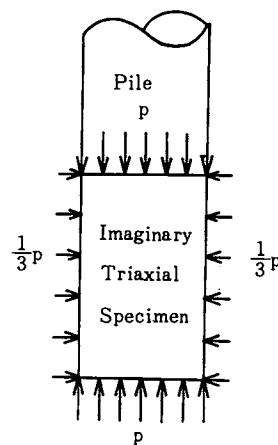


図-11 仮想供試体

$$\phi' = \phi'_0 + (\phi'_{min} - \phi'_0) \frac{p}{3\sigma'_{scr}} \quad (p \leq 3\sigma'_{scr}) \tag{5}$$

$$\phi' = \phi'_{min} \quad (p \geq 3\sigma'_{scr})$$

となり支持力係数 N_q の計算に用いる ϕ' は相対密度 D_r 、杭先接地圧 p 、および砂粒子の鉱物組成と粒度分布で決まると考えられる限界側圧 σ'_{scr} の関係として与えられる。

4.3 修正計算例及び考察

以上のように砂の内部摩擦角に対する考え方を導入して従来の支持力係数 N_q を修正するため、Terzaghi の支持力係数を例にとって計算してみる。計算の手順は次の様になる。

- (1) ある深さの杭に対して押さえ荷重として作用している上載圧 $q(\sigma_v)$ を与える。
- (2) 砂地盤の相対密度を与え、 $p=0$ に対する ϕ' を(5)式から求め、これから N_q を計算する。
- (3) この N_q を(2)式に代入して p を求め、(5)式から次の ϕ' を求めて新たに N_q を求める。
- (4) 以下 ϕ' , N_q , p が収束するまで(3)の計算を繰り返す。

このようにしてある上載圧 q (σ_v) と砂地盤の相対密度 D_r に対する修正支持力及び支持力係数が得られる。ここでは一例として図-9より $\phi'_{max}=42^\circ$, $\phi'_{min}=32^\circ$, $\sigma'_{scr}=70 \text{ kg/cm}^2$ と仮定して計算を行なってその修正した結果を図-12, 13に示す。

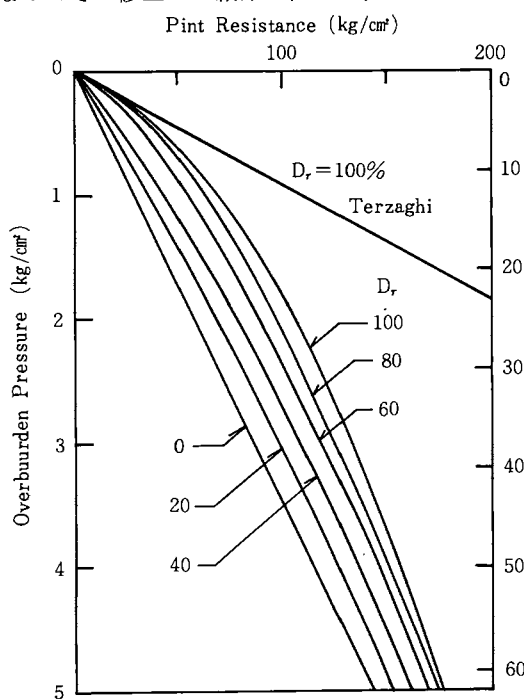


図-12 上載圧と先端抵抗

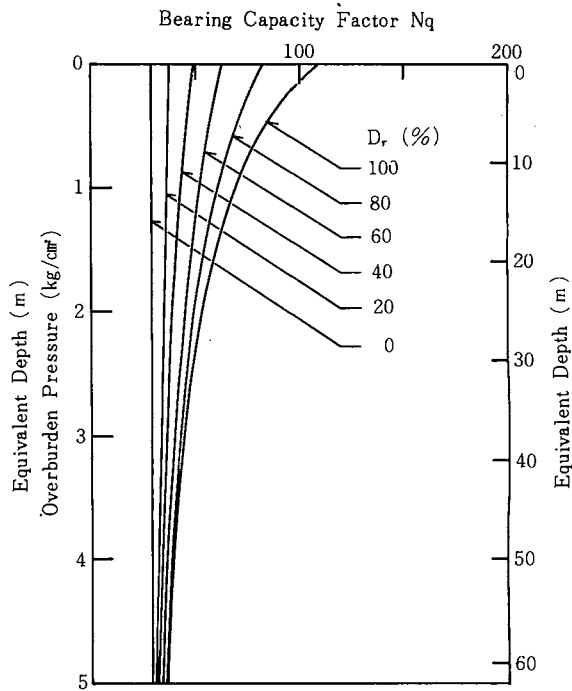


図-13 上載圧と支持力係数

図-12 は先端支持力と上載圧の関係を示したものである。これは図-7の実験結果と明らかに同じ傾向を示している。また砂地盤の相対密度が小さくなるにしたがって、支持力の深さ方向の増加は直線的になる。この傾向は Kerisel の現場実験報告¹⁾と一致している。図-13 は以上の結果を支持力係数 N_q の立場から見たものであり、密な地盤の場合に深い基礎の支持力係数は浅い基礎のその 1/2 以下になることが示されている。ただしこの図に示した関係は砂地盤の砂の物理的特性によっていくぶん異なるであろう。

5. 結 語

この実験研究から得られた結論は次のようなものである。

- (1) 深い基礎の荷重・沈下曲線は典型的な進行性破壊現象を示している (図-3)。

- (2) 荷重・沈下曲線の型を決定するものは側圧上載圧比であるが、最終的な支持力は上載圧に支配される(図-4)。
- (3) 支持力と上載圧の関係は剛塑性論が述べるような比例関係とはならず、上載圧の増加とともに支持力の増加割合は減少して行く(図-7)。
- (4) 降伏接地圧からみた深い基礎の支持力係数 N_0 は浅い基礎のその 1/2 以下である(図-8)。
- (5) 基礎底面下の砂地盤で大きな圧縮変形を受ける範囲は基礎底面下基礎巾の約 1.5 倍までである。そしてこの範囲の砂粒子は高応力により粒子破碎を受けている(写真-1, 図-5)。
- (6) 高圧下における砂のせん断特性を考慮した著者らの支持力係数の計算結果は、砂地盤の相対密度が小さくなる程支持力の深さ方向の増加が直線的になると言う Kerisel の現場実験報告と一致してそれを説明できる(図-12)。

この研究は 2 次元的剛塑性理論による支持力計算法を基に考察計算したものであるから、杭径が支持力に及ぼす影響等を調べるには三次元的に考察する必要があると思われる。

参 考 文 献

- 1) Kerisel: Foundations Profondes en Milieux Sableux, Proc. 5th I.C.S.M.F.E., Vol.2 (1961)
- 2) Vesic: Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, H.R.R., No.39 (1963)
- 3) B.C.P. 委員会: 砂層に支持される杭の支持力に関する研究 (1969)
- 4) 網干・江野尻: 深い基礎の先端支持機構に関する実験的研究, 第 27 回土木学会講演集(昭 47, 福岡)
- 5) 岸田・他: 加圧砂地盤タンクの試作と杭の載荷試験, 第 8 回土質工学会講演集(昭 48, 新潟)
- 6) 西田: 砂地盤に及ぼすクイの締固め範囲の計算, 土と基礎, 13 卷 8 号(昭 40)
- 7) Wu: Soil Mechanics, Alyn and Bacon Inc., Boston, p.431(1966)
- 8) Bishop: The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, Vol.16, No.2 (1966)
- 9) Winterkorn: Macromeritic Liquids, A.S.T.M. Spec. Tech Publ., 156 (1953)
- 10) Caguot & Kerisel: Classification des Proprietes des Argiles Satuves en Fonction del' Indice des Vides, Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol.1 (1965)
- 11) Lo & Roy: Response of Particulate Materials at High Pressures, Soils and Foundations, Vol.13, No.1 (1973)
- 12) 八木: 砂のせん断抵抗について, 京大防災研年報, 13 号 B (1970)
- 13) 三浦・山内: 高拘束圧下における標準砂の排水せん断特性について, 土木学会論文報告集, 第 193 号(昭 46)
- 14) Wu: Relative Density and Shear Strength of Sands, Proc.A.S.C.E., Vol.83, No.SMI (1957)

(昭和49年5月9日受理)