

砂中の浅基礎の支持力に関する研究

AN INVESTIGATION ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOOTINGS ON SAND

木村 孟*・藤井 斉昭**・斎藤 邦夫***・日下部 治****
By Tsutomu KIMURA, Nariaki FUJI-I, Kunio SAITOH and Osamu KUSAKABE

1. 序 論

浅基礎の支持力問題に関する研究は、理論、実験の両面からこれまで数多く行われてきた。理論的方法は、重ね合わせを利用した Terzaghi 法¹⁾に代表される近似解法と、Sokolovski 式あるいは Kötter 式による厳密解法²⁾、とに大別される。これらの方法は、いずれも地盤を剛塑性体と見なし、すべり線に沿って一様に最大せん断強度が発揮されるとした、極限解析法である。しかし、構造物の大型化に伴い、基礎の寸法効果、進行性破壊現象、異方性の影響等の重要性が指摘されるに至り、従来の解析法の妥当性を問い直す気運が高まりつつある。

これらの問題が浅基礎の支持力に及ぼす影響を解明することを試みた実験的研究もいくつかある。Muhs³⁾、de Beer⁴⁾、Rowe⁵⁾らは、すべり線上で発揮されるせん断強度が一様でないことを指摘し、進行性破壊現象を説明している。著者らは、砂地盤に関し遠心力荷重装置を用いた相似性の高い模型実験を行い、X線によりすべり線の存在を確認するとともに、すべり線上でせん断ひずみが多様に变化する様子をとらえ、進行性破壊現象に対する定量的検討を行った⁶⁾。また小田ら⁷⁾は、砂地盤の初期構造異方性が支持力に大きな影響を与えることを、解析的かつ実験的に示した。

これらの研究により浅基礎の支持力機構がかなり明らかとなったが、いまだその全貌が解明されたわけではなく、今後の研究に負うところが大きい。本論文では、砂地盤の支持力に関する各種の問題のうち、主として以下の事項について、遠心力荷重装置による模型実験の結果に基づいて検討を加えた。すなわち、

(1) 基礎底面の粗さと支持力機構の関連性

* 正会員 工博 東京工業大学助教授 工学部土木工学科
** 正会員 工博 中央大学助教授 理工学部土木工学科
*** 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科
**** 正会員 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科

- (2) 基礎直下に形成されるくさびの形状と接触圧分布との関係
- (3) 砂地盤の圧縮性が支持力値に及ぼす影響

2. 実験の概要

本研究で用いた遠心荷重装置についてはすでに紹介した⁶⁾のでここでは省略し、実験の概要を述べるにとどめる。

模型実験には気乾状態の豊浦砂を利用した。これを片面が強化ガラス張りの試料容器（内寸法：50×30×10 cm）にできるだけ均一に詰め、その表面に模型基礎を置いて遠心荷重装置に取り付けて、支持力実験を行った。この実験ではそのつど、試料容器壁面をアセトンで清浄にし、フッ素潤滑材をスプレーすることにより容器の周面摩擦を軽減させるとともに容器の剛性を高めることに特に注意を払った¹³⁾。実験条件は表一に示すごとくである。表中の等価基礎幅とは、模型基礎幅に遠心加速度と重力加速度の比を掛けたものである。相似則によればこれにより、実物と幾何学的に相似な模型地盤内に、実物と同程度の応力値を生ぜしめることが可能となる。

表一 基礎の粗さが支持力に及ぼす影響を調べるための実験条件

模型基礎幅	B	3,4 cm
根入れ深さ/幅	D_f/B	0, 0.5, 1.0
基礎底面の状態		粗, 滑
付与した加速度	N_g	1~60
等価基礎幅	\bar{B}	3~240 cm
地盤の相対密度	D_r	48~97%

3. 基礎底面の粗滑と支持力機構の関連性について

(1) 底面が滑らかな基礎

底面が滑らかな基礎では、図一に与えた Hill 型の半切の主働くさびが形成されることが塑性論によって示

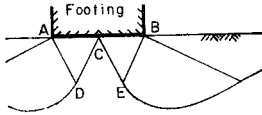


図-1 滑らかな基礎下の Hill 型半切くさび

されている⁹⁾。これは底面が滑らかであれば、底面直下の土が基礎中心を境にして側方に動き得ることにより、当然のこととして理解できる。しかし、これを実験的にはっきりと確かめた例は少なく、著者らの知る限り、Ko と Davidson⁹⁾ によるもののみである。彼らの与えた写真も、Hill 型のくさびを明瞭にとらえているとはいいがたい。支持力に関しては、Meyrhoth¹⁰⁾ は滑らかな基礎では粗なもの 1/2 になると主張し、Sokolovski¹¹⁾ は底面が粗い場合の Terzaghi 解より 30% ほど小さい値を得ている。しかるに Ko と Davidson⁹⁾ は、両者の支持力間にほとんど差がなかったと報告している。彼らは平面ひずみ状態の支持力実験において、容器のはらみ出し量が結果に大きく影響することを指摘した。同様の結論は Arthur ら¹²⁾ によっても得られている。著者らもこの問題について詳細に調べて載荷重 q と拘束方向のひずみ量 ϵ_2 との比 ϵ_2/q を $0.01\%/kgf/cm^2$ ($10^{-4}\%/kPa$) 以下に抑えないと平面ひずみ状態と見なし得ないとの結論に達した¹³⁾。ちなみに Ko らの実験ではこの値が著者らの 10 倍以上となっている。

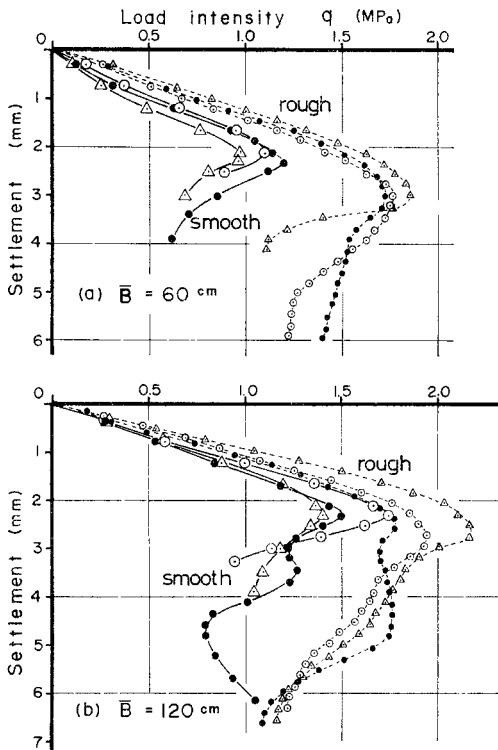


図-2 滑らかな基礎ならびに粗い基礎に対する荷重～沈下曲線

滑らかな基礎底面を得るため、機械仕上げを施した基礎底面にガラス板を貼り付けシリコングリースを薄く塗りその上にラテックス薄膜をのせた。比較のため行った粗い基礎の実験では、これまでと同じく、底面に豊浦砂を接着した。模型実験は、3 cm 幅の基礎による表面載荷で、重力場 (1g) と遠心力場 (20g, 40g, 60g) で実施した。

得られた荷重-沈下の関係を 図-2 に与えた。(a)、(b) いずれも最大強度点から急激に荷重強度が減少する全般せん断破壊の形態を示している。模型地盤内に埋設しておいた鉛散弾の位置を基礎の貫入前と後で X 線をとらえ、その動きをベクトル図にしたのが 図-3 であり、写真-1 はすべり線の X 線写真である。これらにより、底面が滑らかな場合には Hill 型の半切くさびが形成されることが確認できる。図-2 により、基礎底面が滑らかなときの支持力は、粗いものより小さく、 $\bar{B}=60\text{ cm}$ では粗い場合の約 60%、 $\bar{B}=120\text{ cm}$ では約 80% である。重力場実験 ($B=3\text{ cm}$, $1g$) では、これが約 50% であったが、 $\bar{B}=180\text{ cm}$ ($B=3\text{ cm}$, $60g$) では、両者の支持力はほとんど同じであり、この場合には、写真-1 の

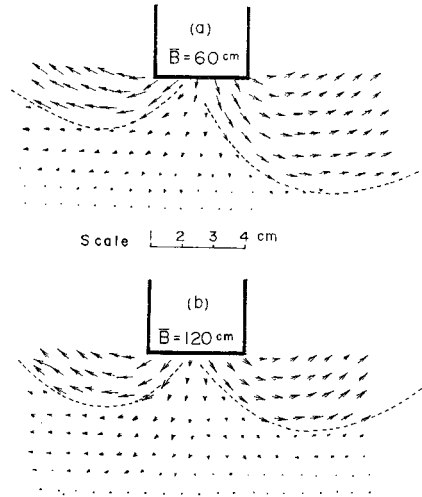


図-3 滑らかな基礎下の地盤の変位状況

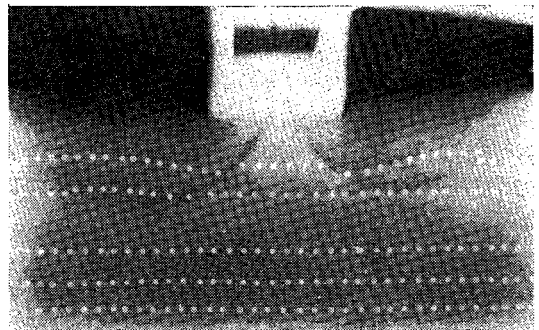


写真-1 滑らかな基礎によるすべり線の X 線写真

ごとき Hill 型くさびは観測されなかった。

以上により、基礎幅の小さい間は、滑らかな基礎の支持力値は、理論から予測されるごとく粗なもののおよそ 1/2 程度であるが、基礎幅が大きくなるに従い粗な場合の値に近づく傾向のあることが結論される。これは de Beer⁴⁾ をはじめ著者らも示したように⁶⁾、基礎幅が増大するにつれ最大荷重に達するまでの沈下量が増すことに起因しているものと予想される。すなわち幅の大きい基礎では、最大荷重時の沈下量が大きいため、図-1 のような Hill 型のくさび形状を保つことができず、図の ΔDCE の部分が圧縮されて単一のくさびが形成されるに至るものと考えられる。

(2) 底面が粗い基礎

基礎底面と地盤の間で摩擦が十分効く場合に、基礎直下に Prandtl 型の二等辺三角形に近いくさびが形成されることはよく知られている⁸⁾。このくさびの大きさについては諸説あり、まだ一致した見解が得られていないが、その大きさの取り方によって、支持力の計算値は大きく変わる。

Terzaghi¹⁾ は、底角 ψ が最大せん断抵抗角 ϕ' に等しい二等辺三角形のくさびを考え、粗い基礎の支持力公式を与えた。Terzaghi がなぜこのような仮定をしたかは知るよしもないが、おそらく計算を簡略にするためであろう。Caquot と Kerisel¹⁴⁾ は、Terzaghi の $\psi = \phi'$ とする仮定が運動学的に誤っていることを指摘し、粗い基礎に対しても、滑らかなときと同じく $\psi = \pi/4 + \phi'/2$ (図-4(a)) とすべきであると主張した。Vesic¹⁵⁾ もこの考え方が実際的であるとしている。Sokolovski 式あるいは Kötter 式によれば、基礎底面の粗さ角 ρ が既知である場合には、地盤内に逐次すべり線網を組み、これにより支持力値の精密解を求めることが可能である。底面が完全に粗い場合には $\rho = \phi'$ とするが、このとき $\psi = 0$ で、基礎底面はすべり線の包絡線となり、すべり線場は図-4(b)のごとくなる。Lundgren と Mortensen¹⁶⁾ は、図-4(b)型のすべり線網を組み、特異点である基礎の両端を通るすべり線の中から、基礎の中心と $(\pi/4 - \phi'/2)$ で交わるものを選び出し、これをくさび側面と見なした。支持力はいくさび側面に働く力のつり合いから求めている(図-4(c))。そのほか Balla¹⁷⁾ や Hu¹⁸⁾ は、くさび底角 ψ を変化させて支持力を安定計算により計算し、最小の支持力を与える ψ が存在する

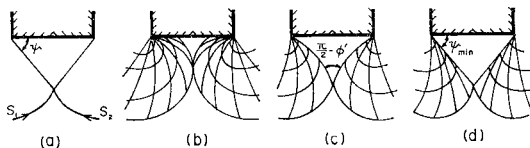


図-4 粗い基礎直下のすべり線

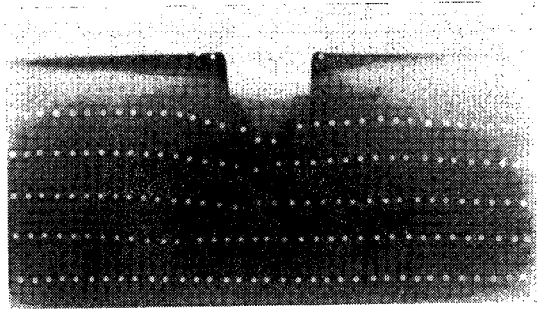


写真-2 粗い基礎によるすべり線のX線写真

ことを示している。

このように底面が粗いときの基礎直下のくさびの取り扱いはいくつかの方法があるが、実験的には見解がほぼ一致している。すなわち、基礎底面に主働くさび ($\psi = \pi/4 + \phi'/2$) に近い大きさのくさびが形成され、基礎の沈下に伴って、くさび側面に沿う土が滑動するようになるという見方である^{13), 19)}。写真-2 は底面が粗い基礎付近の載荷後のX線写真であるが、基礎直下に上に述べたようなくさびが認められる。

著者らは、このような観測の結果を踏まえ、Kötter 解と Balla や Hu の提案したくさびに対する考え方を組み合わせ支持力の理論解を求めることを試みた。すなわち底角 ψ のくさびを基礎直下に考え、くさび側面が完全に粗いとすると $\rho = \phi'$ となり、図-4(d)のようなすべり線網が組める。くさび底角 ψ を変化させて計算した支持力値 $q(\psi)$ と Terzaghi 支持力 q_T との比を表わしたのが図-5 である。Kötter 解を用いた場合にも、最小支持力値を与える ψ が存在する。いまこれを ψ_{min} で定義する。 ψ_{min} と砂の最大せん断抵抗角 ϕ' との関係、基礎の根入れ深さと幅の比 D_f/B をパラメーターとして図-6 に与えた。これにより、 ψ_{min} の値は主働くさび角 $(\pi/4 + \phi'/2)$ と Terzaghi 値 ϕ' との間にあることが示される。特に、表面載荷 $D_f/B = 0$ の場合にはほぼ $\psi_{min} = 1.2 \phi'$ となっており、Meyerhof の提案と一致する。

以上の考察により上記の計算法がこれまでの観測結果とほぼ同様の結論を与えることを示したが、これを遠心力模型実験において確認することを試みた。実験には豊浦砂と比較的均一な粒径のガラス

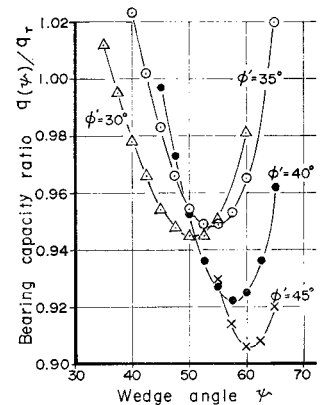


図-5 計算支持力値とくさび底角 (ψ) との関係

表-2 くさび底角の実測値と ψ_{min} との比較

模型地盤	最大せん断抵抗角 ϕ_p'	D_f/B	ψ_{min}	ψ (実測値)
豊浦標準砂	46°	1.0	61.3°	63.2±0.6°
		0	56.2°	57.5±1.0°
ガラスビーズ	35°	1.0	54.4°	55.0±0.8°
		0	42.5°	43.3±0.8°

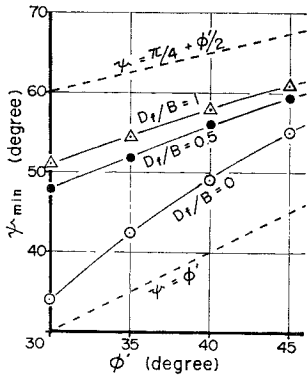


図-6 最小支持力を与えるくさび底角 (ψ_{min}) とせん断抵抗角 (ϕ') との関係

ビーズを用いた。くさび底角は、写真-2 に示すようなX線写真から読み取った。結果を表-2 に与えたが、計算値は2°前後の差で実測値と一致し、上記の計算法で求めた ψ_{min} が実際のくさび底角に対応することが結論される。なお、表中の ϕ_p' は平面ひずみ圧縮試験結果から求めた値である。

他方、底面での粗さ角 ρ を変化させて解析的にすべり線網を組み、底面でのすべり線の方向が実測のくさび形状に最も近くなるときの ρ の値を調べると、豊浦砂に対して $D_f/B=1$ で約 20°, $D_f/B=0$ で約 10°であった。Chen^{(20),(21)} は上界定理による極限解析によって、基礎底面の粗さ角が約 15°を超えると浅基礎の支持力に粗さ角の影響が現れないことを示しているが、上記の観測結果はこの理論的結論とも符合する。

4. 接触圧分布

砂地盤表面に剛な板により載荷したときの接触圧分布は、弾性論から導かれるものとは異なり、載荷板の周縁部で小さく中央部で大きい凸形の分布になることが、Kögler ら⁽²²⁾ の実測によって知られている。しかし、これまでのこの種の研究は、変形の小さい段階に対するもので、弾性計算との比較に主眼が置かれており、支持力との関連においてこの問題を考察した研究は少ない。以下に、模型実験において実測した接触圧分布の結果について述べる。

用いた模型基礎幅は 4 cm である。接触圧分布を測定するため、模型基礎は、図-7 に示すように独立した6枚

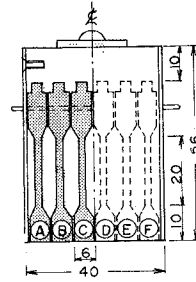


図-7 接触圧分布を測定するための模型基礎の断面

のI型部材を並べた構造とした。これらの部材が接触するフランジ部分は、摩擦抵抗を小さくするためわずかなテープをつけ、その間に薄いテフロンシートをはさんである。I型部材は、部材そのものの圧縮変形が剛性荷重としての性質を変えないように腹部の肉厚を 2 mm とし、ひずみの測定には半導体ゲージを利用した。実験に用いた試料

はこれまでと同じく豊浦砂であり、根入れ幅比 D_f/B を 0, 0.5 の2種とした。模型実験は、重力場 (1 g) ならびに、遠心力場 (15 g, 30 g) で行った。

図-8 は換算基礎幅 \bar{B} が 60 cm の基礎に対する荷重強度と沈下量との関係である。図中の英字を付した曲線は6枚の各I型部材に関する関係を、破線は基礎に働く全荷重から求めた平均荷重強度と沈下量との関係を示している。これらの曲線の形は互によく似ており、いずれも明瞭な最大荷重強度点を有している。しかしながら、最大強度時の沈下量 S_f の値は、荷重端の Δ, \oplus と荷重中央部の $\odot, \textcircled{\odot}$ とではやや異なり、後者では平均荷重強度に対する値 (S_f) とほぼ同じであるのに対し、前者ではこれより若干小さい。この傾向はすべての表面載荷試験において認められたが、根入れのある基礎 ($D_f/B=0.5$) では、最大荷重強度点の沈下量はいずれの部材においてもほぼ同一であった。図-9 は基礎の接触圧分布を沈下の3つの段階について示したもので、縦軸は各部材で計測された荷重強度 (q) と平均荷重強度 (q_{au}) との比である。これにより、接触圧の形状は表面載荷では凸形となるが、若干の根入れがある場合にはほぼ平坦となることがわかる。Faber⁽²³⁾ は、表面基礎では荷重端の高い応力により土が側方へ動くために凸形の接触圧分布となるが、根入れのある基礎では側方からの拘束により荷重端で土が動きにくいため上記のよ

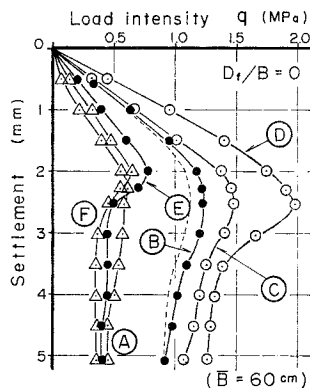


図-8 測定された荷重～沈下曲線

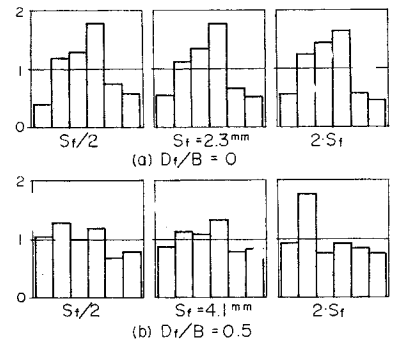


図-9 実測した基礎底面の接触反力分布

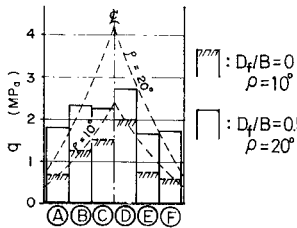


図-10 接触圧分布の実測値と計算値

うな分布とならず、むしろ平坦な分布になるであろうとの推論を行っている。著者らの実験結果は Faber の推論を支持している。

図-10 は、接触圧の実測分布を解析値に対して比較した結果である。実測値は平均荷重強度が最大のときのものであり、解析値は先にも述べたごとく、基礎底面での実測すべり線方向から決定した粗さ角 ($10^\circ : D_f/B=0, 20^\circ : D_f/B=0.5$) を用いて Kötter 式を解き、基礎底面まですべり線を組み立てて求めた。表面基礎では両者の分布形状がある程度合致しているが、根入れのある基礎ではかなり食い違っている。Kötter 解が基礎の底面より上にある部分の土のせん断抵抗を考慮できないことから、根入れのある基礎に関しては当然の帰結と考えられる。接触圧分布をみる限り、表面基礎に対して Kötter 式により基礎底面直下にまですべり線を組むことが妥当のようにみえる。しかしながら、底面付近の変位ベクトルを詳細に調べると、基礎の沈下に伴って、基礎端部付近の土粒子のみが外側に動き、写真-2 の X 線写真によって示したごとくくさびが基礎直下に形成されることがわかった (図-11)。したがって、表面基礎、若干の根入れのある基礎とを問わず、基礎直下まですべり線を組む方法は 実際的でなく、3.(2) で示した基礎直下に剛なくさびを考慮して支持力を求める方法が簡便かつ工学的に有効な方法であると結論できる。

5. 砂地盤の圧縮性が支持力値に及ぼす影響

浅い基礎の支持力に関する従来の研究の多くは、全般せん断破壊を扱ったもので、局所せん断およびパンチングせん断破壊に関する研究はきわめて少ない。局所せん断やパンチングせん断を生じるようなゆるい砂地盤の支持力を評価するこ

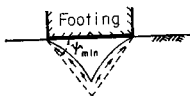


図-11 表面基礎下に形成されるくさび

表-3 模型地盤条件

	相対密度 $D_r(\%)$	最大せん断抵抗角		等価換算 基礎幅 $\bar{B}(\text{cm})$
		三軸 ϕ'_t	平面ひずみ ϕ'_p	
Case-I	89~97	42°	47°	4~180
Case-II	74~82	40°	45°	4~240
Case-III	48~61	37°	42°	4~120

とは非常に難しく、まだ合理的方法が確立されていない。Terzaghi¹⁾ や Vesic²⁴⁾ は、全般せん断に対してのみ適用すべき解析法において、強度定数を適当に低下させることによって、ゆるい砂地盤の支持力を見積る方法を提案している。しかしながら、Vesic も指摘しているごとく、土の相対的な圧縮性は基礎の形状や载荷条件によって変化するから、上記の方法はあくまで一つの便法と見なすべきである。本節では、密度の異なる地盤についての一連の支持力実験の結果によって、砂地盤の圧縮性と支持力との関連性について考察を加える。

実験は幅 4 cm の模型基礎による表面载荷で行った。等価基礎幅 \bar{B} 、および模型地盤の相対密度 D_r と最大せん断抵抗角 ϕ' は、表-3 に示すとおりである。 ϕ' としては、三軸圧縮、平面ひずみ圧縮の両試験で決定した値

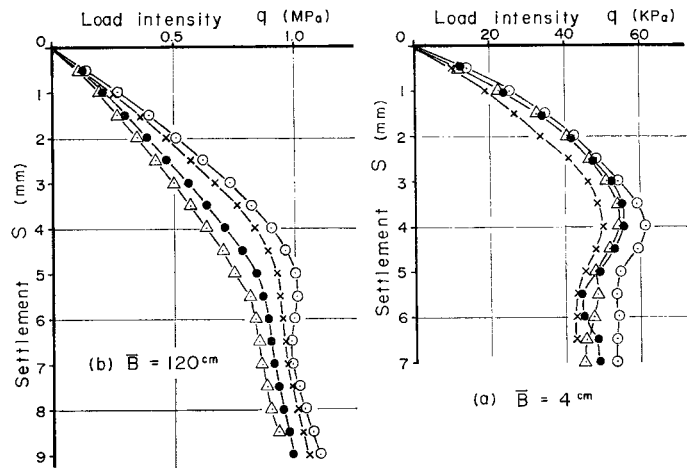


図-12 ゆるい地盤 (Case-I) における荷重-沈下曲線

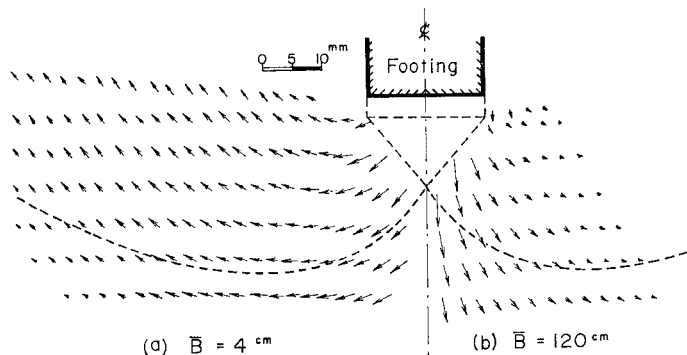


図-13 ゆるい地盤 (Case-I) における変位ベクトル図

を掲げた。Case-I は、従来と同じくパイプレータで密に締め固めたもの、Case-II は砂を 5 mm の層厚ごとに軽い打撃を加えて締め固めたもの、Case-III は試料上面より 5 mm の高さから砂を落下させて作製したものである。

図-12 は、ゆるい地盤 Case-III における荷重-沈下曲線である。(a) 図が $B=4\text{ cm}$ (重力場)、(b) 図が $\bar{B}=120\text{ cm}$ に対するものであるが、ゆるい地盤であるにもかかわらず、(a) 図は明らかに全般せん断破壊の形態を示している。図-13 には観測した地盤内の変位ベクトルを示したが、(a) 図では Terzaghi すべり線に沿うほぼ一樣な変位がみられるのに対し、(b) 図では基礎底面下に卓越した下向きの変位が認められ、この場合にはパンチングせん断破壊が生じている可能性があることがわかる。このような傾向は、程度の差はあるが、密度の高い Case-I, II においても同様に観測された。図-14 は基礎端を通る鉛直線上の水平変位成分と鉛直変位成分の比を、基礎幅に対して描いたものである。基礎幅が小さいときは密度の差によらず変位ベクトルの方向はほぼ同じであるが、基礎幅が増大するに従い、鉛直成分が増える傾向がある。特にゆるい地盤でこの傾向が強く、基礎幅が増すにつれて破壊形態が変化していく可能性があることがわかる。著者らは先に、密な砂地盤に関して最大荷重強度時の基礎

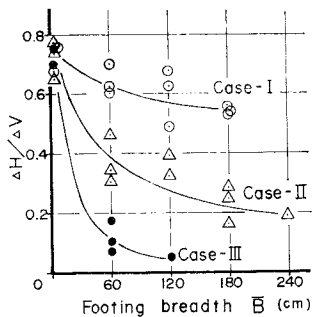


図-14 基礎端を通る鉛直線上の水平変位成分と鉛直変位成分との比 ($\Delta H/\Delta V$) と基礎幅 (\bar{B}) との関係

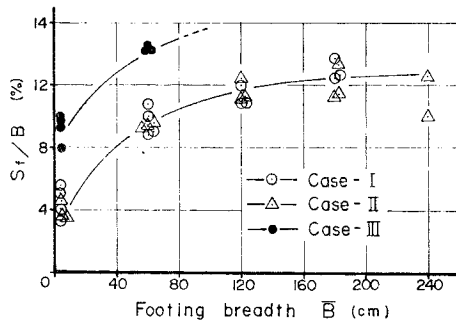


図-15 最大荷重強度時点の沈下量 (S_f) と基礎幅 (\bar{B}) との比と基礎幅との関係

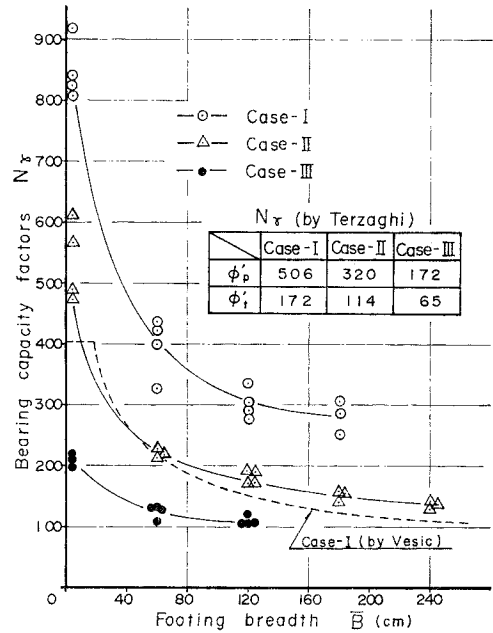


図-16 支持力係数 (N_f) と基礎幅 (\bar{B}) との関係

って土の強度定数を低下させて支持力を求める方法が妥当でないことは明白である。

図-16 は Case-I, II, III に対して、実測した支持力係数 N_f が基礎幅とともに減少の様子を示したものである。これにより、寸法効果は密な地盤のみならずゆるい地盤についても存在することが結論される。これは、先に述べた基礎幅の増加に伴う圧縮性の増大さらには密度の増大に伴うダイレイションの増加等を考えれば、当然のこととして理解される。図-16 中の表は、表-3 の最大せん断抵抗角に対応する Terzaghi の支持力係数 N_f の値である。平面ひずみ試験による ϕ'_p に対応する支持力係数は、いずれの密度においても 30 cm 前後の基礎に対して実測されるのみで、基礎幅が増すに従い、三軸圧縮試験による ϕ'_i に対応する値に漸近していく。これらの実験結果からみて、ゆるい地盤の支持力は、三軸圧縮試験で求めた最大せん断抵抗角 ϕ'_i を用いる限り、これを低減させて計算する必要のないことが結論される。

Vesic⁽²⁴⁾ は、図-15, 16 にみられる寸法効果に着目して、弾性体内の空洞の押し広げ解に基づいた圧縮係数 c_c により支持力係数を低減させる方法を提案している。彼によれば、圧縮係数 c_c は、

$$c_c = \exp\{-4.4 \tan \phi' + 3.07 \sin \phi' \cdot \log_{10}(2 I_r)/(1 + \sin \phi')\} \dots \dots \dots (1)$$

$$I_r = G/(q \tan \phi')$$

で定義される。ここに、 I_r は剛性指数、 G は土のせん断弾性係数、 q は塑性場における平均拘束応力で、Vesic はそれぞれ、基礎底面下 $B/2$ の深さにおける弾性係数および上載荷重に相当するとしている。砂の場合にはこの G と q はともに基礎幅 B の関数になる。Case-I における平面ひずみ圧縮試験の結果より、変形係数 E 、ポアソン比 ν 等を求め、上式で補正した支持力係数と基礎幅の関係は、図-16 の破線で示される。これにより、Vesic の補正法によってもゆるい砂地盤の支持力の評価が可能でないことがわかる。

このように、地盤の相対的な圧縮性を正しく評価し得ない現時点では、著者らが本実験で明らかにした支持力係数の寸法効果(図-16)に基づく次式で支持力係数を評価するのの一つの方法であると考えられる。すなわち、

$$N_{Tq} = \frac{(N_T)_p - (N_T)_t}{3B} + (N_T)_t \dots \dots \dots (2)$$

$(N_T)_p$, $(N_T)_t$: ϕ_p' および ϕ_t' に対する Terzaghi の支持力係数
 B : 基礎幅 (m)

なお、近似的に $\phi_p' = (1.1 \sim 1.2) \phi_t'$ としてよい。

6. その他の問題

(1) 寸法効果

著者らはこれまで遠心载荷装置による砂地盤の支持力実験を数多く行い、浅基礎の支持力問題における寸法効果について定量的考察を加えてきた。著者らの結論は、寸法効果は進行性破壊現象によるもので、地盤を構成す

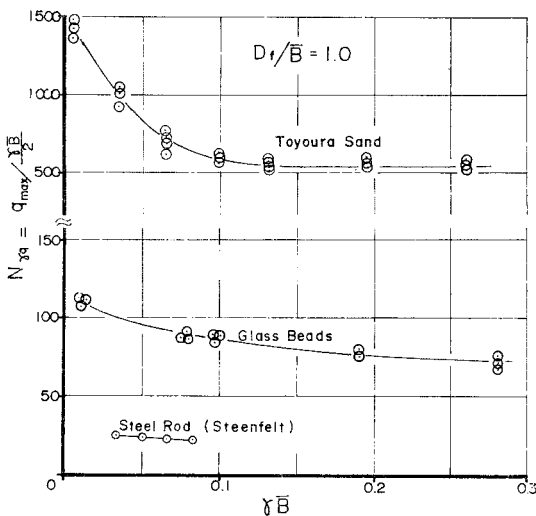


図-17 支持力係数 (N_{Tq}) と自重×基礎幅 (γB) との関係：表面基礎

る材料のダイレイションが大きければ大きいほど、寸法効果が著しくなるというものであった。これに対し、Steenfelt²⁵⁾ は、砂の粒径と基礎幅との比が寸法効果の原因であるとの異なった見解を示した。図-17 は著者らの行った豊浦砂とガラスビーズに関する実験で得た N_{Tq} と γB との関係に、Steenfelt の鋼棒の結果を加えたものである。ここで、 N_{Tq} は最大荷重強さ q_{max} を地盤の単位重量と基礎幅で無次元化した、一種の支持力係数である。Steenfelt の用いた鋼棒はせん断試験においてほとんど体積膨張を示さない。またガラスビーズはせん断を受けてかなりダイレイションするが、豊浦砂ほどではない。これにより、著者らのこれまでの結論が妥当であり、Steenfelt の結論が受け入れにくいものであることは明らかである。寸法効果がダイレイションの度合に大きく影響を受けることは、図-16 にも示されている。

(2) 砂地盤の沈下について

密な砂地盤の沈下を、平板载荷試験等の小型の実験から予測するのに、Terzaghi-Peck²⁶⁾ の実験式がしばしば用いられる。著者らの载荷試験で得られた荷重強度-沈下曲線の初期の勾配を K_r とすると、2種の载荷幅に対して、

$$S_B / S_{B_0} = K_{r0} / K_r \dots \dots \dots (3)$$

となる。 S は沈下量である。 B_0 として 3cm をとり、 K_{r0} を重力場 (1g) における実験から求め、 K_r として等価換算基礎幅 \bar{B} に対する遠心実験結果を用いると、式 (3) は、図-18 に示す実線を与える。図-18 は Bjerrum ら²⁷⁾ によるものであるが、著者らの結果は Terzaghi-Peck による経験公式に非常に近いものとなり²⁸⁾、これによっても遠心载荷装置の有用性が示されているといえることができる。

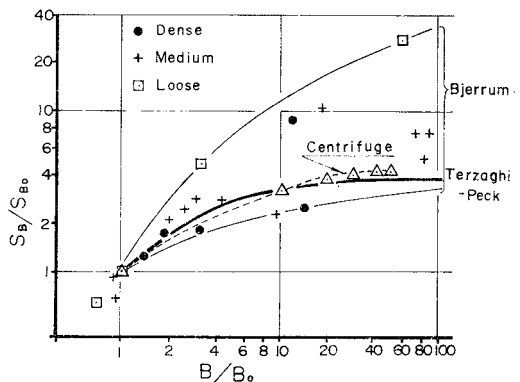


図-18 砂地盤上の载荷試験と実物での沈下比較図

7. 結 論

本研究によって明らかにされた事項を要約すると次のごとくである。

(1) 基礎底面が十分に滑らかなときには、基礎直下に Hill 型の半切くさびが形成されることを X 線写真ならびにマーカーの動きによって確認した。

(2) 幅の小さい基礎では、底面が滑らかなときの支持力は、理論から予測されるごとく粗いときの約 1/2 であったが、基礎幅が大きくなるに従い、その差は小さくなった。

(3) 基礎底面が粗い場合には、底面下に二等辺三角形に近いくさびが形成されるが、その大きさは Terzaghi くさびと主働くさびの間である。

(4) 粗い基礎の底面下に剛性くさびを仮定して極限支持力を特性曲線法により計算すると、最小の支持力値を与えるくさびが求められるが、その形状は実測に近い。

(5) 基礎底面下のくさびは載荷後かなり早い段階に形成され、その内部は剛性であると判断される。

(6) 表面基礎の接触圧分布は凸形となるが、若干でも根入れがあるとかなり均一な分布となる。この差は荷重端部における抑え効果の有無によるものと考えられる。

(7) 密度の小さいゆるい地盤においても、基礎の寸法効果は存在する。

(8) 地盤の圧縮性は、密度のほか基礎幅等を考慮して相対的に決定しなければならない。同一密度の地盤であっても、基礎幅が増すと地盤内の鉛直変位成分が増え圧縮性が増大する。

(9) 三軸圧縮試験によって求めたせん断抵抗角に対応する支持力は、その密度における支持力の下限值を与えるので、ゆるい地盤の支持力も、この定数によって計算すればよい。

(10) 寸法効果は、地盤を構成する材料のせん断時のダイレイションの割合が大きいくほど著しくなる。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons.
- 2) 山口柏樹 : 土の塑性力学, 最上武雄編「土質力学」第7章, 技報堂, 1969.
- 3) Muhs, E. : Discussion on the shallow foundations and pavements, Session 4, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 3, 1965.
- 4) De Beer, E.E. : Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundation, Duke University, 1965.
- 5) Rowe, P.W. : Progressive failure and strength of a sand mass, Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, 1969.
- 6) Yamaguchi, H., T. Kimura and N. Fuji-i : On the scale effect of footings in dense sand, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, 1977.
- 7) 小田匠寛 : 砂地盤の異方性を考慮した沈下・支持力特性, 第22回土質工学シンポジウム, 1977.
- 8) Hill, R. : Mathematical Theory of Plasticity, Clarendon Press, Oxford, 1950.
- 9) Ko, H.Y. and L.W. Davidson : Bearing capacity of footings in plane strain, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, Jan., 1973.
- 10) Meyerhof, G.G. : The ultimate bearing capacity of foundations, Geotechnique, Vol. 2, 1951.
- 11) Sokolovski, V.V. : Statics of Soil Media (English translation), Butterworths, London, 1960.
- 12) Arthur, J.R.F. and K.H. Roscoe : An examination of the edge effects in plane-strain model earth pressure tests, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, 1965.
- 13) 藤井斉昭 : 遠心力載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1976.
- 14) Caquot, A. and J. Kerisel : Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent, Proc. 3rd ICSMFE, Vol. 1, 1953.
- 15) Vesić, A.S. : Analysis of ultimate loads of shallow foundation, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, Jan., 1973.
- 16) Lundgren, H. and K. Mortensen : Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, Proc. 3rd ICSMFE, Vol. 1, 1953.
- 17) Balla, A. : Bearing capacity of foundations, Proc. ASCE, Vol. 88, No. SM 5, Oct., 1962.
- 18) Hu, C.Y. : Variable factors theory of bearing capacity, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM 4, Part 1, July, 1964.
- 19) Gorbunov-Passadov, M.I. : Calculations for the stability of a sand bed by a solution combining the theories of elasticity and plasticity, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 1, 1965.
- 20) Chen, W.F. : Bearing capacity determination by limit analysis, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 6, June, 1973.
- 21) Chen, W.F. : Limit Analysis in Soil Plasticity, Elsevier, 1975.
- 22) Kögler, F. and A. Scheidig : Druchverteilung im Baugrunde, Die Bautechnik, Vol. 5, 6, 7, 1927, 1928, 1929.
- 23) Faber, O. : Pressure distribution under bases and stability of foundations, Structural Engineers, 11, 1933.
- 24) Vesić, A.S. : Bearing capacity of shallow foundations, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York, 1975.
- 25) Steenfelt, J.S. : Scale effect on bearing capacity factor N_c , Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, Tokyo, 1978.
- 26) Terzaghi, K. and R.B. Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, 1967.
- 27) Bjerrum, L. and A. Eggestad : Interpretation of loading tests on sand, N.G.I. Publication, No. 58, 1964.
- 28) Rowe, P.W. : Private communication at informal meeting on centrifuge test, Tokyo, 1978.
- 29) 山口・木村・藤井 : 遠心載荷装置による支持力実験 (第三報), 第10回土質工学研究発表会, 1975.