

応力レベルと構造特性が自然堆積砂質土地盤の支持力に及ぼす影響

萩原敏行¹・大内正敏²・日下部治³

¹正会員 工博 群馬大学助教授 工学部建設工学科 (〒376 桐生市天神町 1-5-1)

²正会員 (株)白石 開発技術部課長 (〒101 東京都千代田神田区岩本町 1-14)

³正会員 Ph.D. 広島大学教授 工学部第四類(建設系) (〒724 東広島市鏡山 1-4-1)

工事中のニューマチックケーソン作業室内を利用して、自然堆積の砂質土地盤上で実施された現場載荷試験を、不攪乱試料を用いて遠心模型実験装置内で1/13.3の縮尺模型でできるだけ忠実に再現し、支持力・破壊特性についての直接比較を試みた。その結果遠心実験は、現場試験の初期地盤反力係数を小さく見積り、塑性変形量を過大に評価したが、極限支持力を60～70%程度の値として安全側に近似することができた。さらに、これらの結果と攪乱試料による支持力遠心実験との比較から、 5kN/m^2 程度の粘着力の存在と粒子破碎に起因する内部摩擦角の拘束圧依存性が、支持力ならびに支持力係数の寸法効果の程度に影響していることが明らかにされた。

Key Words: bearing capacity, model test, undisturbed sands, soil structure, particle breakage, centrifuge test, cohesion, in-situ test

1. はじめに

著者らは、自然堆積砂礫地盤の支持力・破壊特性を明らかにすること、および遠心模型実験の実地盤への適用性について検討することを目的として、自然堆積の密なスコリア地盤で実施された現場載荷試験¹⁾との荷重-沈下挙動、破壊形状についての直接比較を、遠心実験装置を用いた不攪乱スコリア試料による縮尺模型実験によりすでに行っている²⁾。

遠心実験では、特にプロトタイプとの圧力レベルの相似性と模型地盤として不攪乱試料を用いることにより、原地盤の構造特性を出来る限り忠実に再現することを目標とした。ここで構造特性は、主として粒子破碎現象のような粒子そのものが圧力レベルに依存して示す材料特性、粒子配列に依存した異方性および有意な粘着力成分の存在を意味している。

そしてそこでの報告では、(1)遠心実験は、現場試験の降伏支持力値を15%以内の精度で安全側に予測するが、初期地盤反力係数を1/4程度に小さく、再載荷地盤反力係数はほぼ正しく見積もること、(2)破壊メカニズムは、現場試験と遠心実験との間に定性的な一致が見られたこと、(3)降伏支持力までは現場試験の弾性変形量を精度良く予測したが、塑性変形量は過大に見積もったことが主な結論

であった。これらの結果は、二次堆積シラス斜面上の現場載荷試験と、1/20の縮尺遠心模型との直接比較からの知見³⁾ともほぼ一致するものである。

しかしながら、直接比較の対象地盤としたスコリアは火山性噴出物であり、不攪乱状態で 100kN/m^2 程度の粘着力を有する特有な多孔質の粒子構造を持つ材料であった⁴⁾。このため、上述の結論はかなり特殊な地盤の例としての位置づけもあり、また現場試験と遠心実験の直接比較に関するデータは現状では非常に少ないことから、他の自然堆積地盤での直接比較を実施し、さらに同種のデータを蓄積する必要がある。

平成4年6月に、神奈川県小田原市早川河川の自然堆積砂質土地盤において、橋梁基礎工事中のニューマチックケーソン作業室内を利用した、直接基礎の現場載荷試験⁵⁾、不攪乱試料のブロックサンプリングが行われ、引続き不攪乱試料を用いた一連の力学試験⁶⁾が、スコリアの研究事例^{1), 4)}とほぼ同一な手法のもとで実施された。

そこで本研究では、自然堆積砂質土地盤上で実施された現場載荷試験との直接比較の支持力遠心実験を実施し、この結果との比較・検討により、これまでに得られているスコリアでの観察結果の一般性について検討した。さらに、不攪乱試料と攪乱試料を

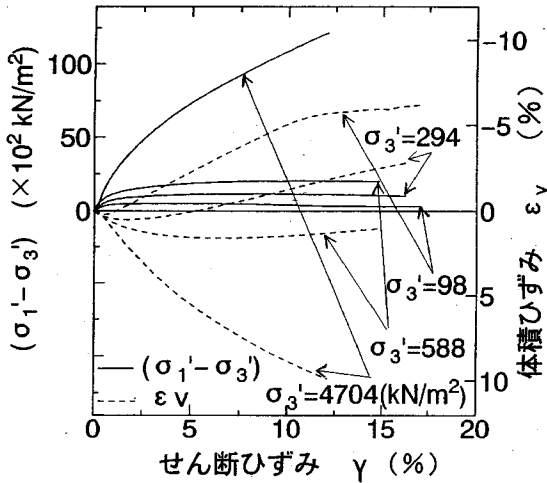


図-1 不攪乱早川河口砂の応力-ひずみ関係

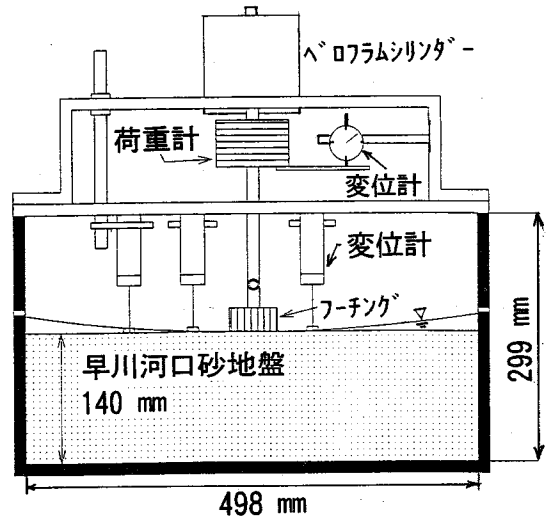


図-2 遠心実験システム

用いた支持力実験結果の比較より、応力レベルと地盤材料の構造特性が自然堆積砂質土地盤の支持力に及ぼす影響について考察した。

現場荷重試験は、幅 $B=0.2, 0.3, 0.4$ m の正方形基礎を用いた3ケースについて実施された。現場試験の試験方法ならびに結果の詳細は、別報⁵⁾を参照されたい。なお、本研究では構造特性のうち、異方性を除く粒子破碎ならびに粘着力に着目し、これらが基礎の支持力特性に及ぼす影響について検討を行った。

2. 不攪乱・攪乱試料による支持力遠心実験

模型地盤の試料⁶⁾ (以下早川河口砂と呼ぶ)は、比重が2.76で、平均粒径が0.15～0.23 mm、均等係数が1.6～2.3で、細粒分を0.6～9.4%含む細砂を主体としている。不攪乱早川河口砂について実施した三軸圧縮試験から得られた主応力差-せん断ひずみ関係を、図-1に示す。図より、不攪乱早川河口砂の応力-ひずみ関係には拘束圧依存性のあることがわかる。すなわち、不攪乱早川河口砂のせん断特性は、拘束圧 $\sigma_3' = 588 \text{ kN/m}^2$ までの応力-ひずみ関係にピークが見られる体積膨張を示す脆性的な挙動から、 $\sigma_3' = 4704 \text{ kN/m}^2$ でのせん断ひずみが10%を超えても主応力差が漸増する体積圧縮の卓越した延性的な挙動へと変化している。これは不攪乱試料の有する粘着力成分の劣化と、せん断による

粒子破碎が主因であることが明らかにされている⁶⁾。また、 $\sigma_3' = 98 \text{ kN/m}^2$ 以下の拘束圧で行った結果で整理したモール円の包絡線からは、 5 kN/m^2 程度の粘着力が存在することが確認されている。

模型地盤は、ブロックサンプリングされた早川河口砂の不攪乱ブロック ($250 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$) を用いて作成した。模型地盤の作成手順と実験方法は、スコリア地盤で採用した方法²⁾ に準じて行なった。また、攪乱地盤の作成手順は、不攪乱地盤の地盤作成手順の前に締固め段階が付与されるだけで、以後は不攪乱地盤と同様とした。攪乱地盤は、不攪乱地盤の平均乾燥密度 ($\gamma_d = 14.0 \text{ kN/m}^3$) にほぼ近い値となるように、木箱 ($150 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$) の中で作成した。すなわち、5層に分けて、一層あたり30mmを3分間ハンドバイブレーターで、試料上に置いた板の上より振動を加えて締固めた。

遠心実験に用いた模型フーチングは、30mm厚の鋼製で $30 \times 30 \text{ mm}$ の寸法を有する正方形とした。このフーチング寸法は、試料容器の寸法と境界条件の影響を考慮して決定した。遠心加速度 (模型縮尺率) n は、模型フーチング ($B=30 \text{ mm}$) の換算基礎幅が、現場試験の基礎寸法 ($B=B_p=0.4 \text{ m}$) に等しくなるよう $13.3G$ とした。ここで、換算基礎幅は、遠心実験からプロトタイプ基礎幅 B_p に換算した基礎幅と定義する。荷重伝達方式は、現場試験と同じくフーチングの回転を許すヒンジ結合とした。

表-1 現場試験と遠心実験の比較結果

実験ケース (地盤条件)	遠心 加速度 (G)	降伏支持力 q_v (kN/m ²)	q_v 時沈下 S_v/B	極限支持力 q_r (kN/m ²)	q_r 時沈下 S_r/B	地盤反力係数 ($\times 10^2$ N/m ³)	
						初期	再載荷
現場 試験 HU-1(不攪乱)	13.3	1030	0.02	1470	0.19	266.0	411.0
		540 (0.52)	0.06 (3.00)	911 (0.61)	0.19 (1.00)	51.0 (0.19)	204.0 (0.50)
HU-2(不攪乱)	13.3	590 (0.57)	0.10 (5.00)	950 (0.65)	0.28 (1.47)	26.0 (0.01)	126.0 (0.31)
HD-1(攪乱)	13.3	383	0.18	618	0.37	7.4	—
HD-2(攪乱)	13.3	440	0.18	574	0.28	5.1	40.0

※()の値は現場試験に対する比を表す。

支持力遠心実験には、宇都宮大学所有の遠心模型実験装置(有効半径:1.18m, 最大遠心加速度:100G)を使用した。試料容器は、スコリアの遠心実験²⁾と同じ鋼製の直方体容器(内寸法: 299mm × 498mm × 262mm)を使用した。実験に使用した載荷システムは、図-2に示す通りである。載荷は、ペロフラムシリンダー(最大容量 4.9kN)を直接容器上部に固定する荷重制御方式とし、現場載荷試験の載荷方法に近似させた。

載荷パターンの時間縮尺は、 $1/n^2$ 則 (n : 模型縮尺率) に従い決定した⁷⁾。すなわち、現場試験の載荷・除荷パターンに要した時間は 240 min であるので、遠心実験では全載荷過程を 2 min 以内になるよう制御した。

実験手順は、不攪乱・攪乱地盤とも、まず試料容器の下部から 500mm のヘッド差で約 2 時間通水を行い、地盤の飽和状態を高めた後、試料容器を遠心アームに取り付けた。その後、載荷システムをセットし、地盤表面を水で満した。遠心アームを約 15 分間で 13.3G まで加速し、載荷実験を行った。模型地盤の飽和過程、遠心加速の際は、現場試験の場合と同様に、地表面の乱れと上向き浸透流によるボイリングに留意した⁵⁾。実験時の水深は、模型地盤表面中央で地表面に一致するように保持した。

遠心実験は、現場試験の $B = 0.4$ m の正方形基礎で行われたケースの試験結果⁵⁾との直接比較、ならびに支持力係数の寸法効果を調べる目的で、不攪乱地盤 4 ケース、攪乱地盤 4 ケースを実施した。さらに、重力場での $B=30$ mm 正方形基礎を用いた不攪乱・攪乱地盤による支持力実験を各 2 ケース行った。

3. 現場試験と不攪乱試料を用いた遠心実験との直接比較

(1) 荷重-沈下挙動

表-1は、降伏・極限支持力、地盤反力係数について遠心実験(不攪乱地盤)と現場試験の結果を定量的に比較したものである。図-3は、荷重-沈下曲線の直接比較の結果を示したものである。図から直ちに、現場試験に比べて遠心実験では、初期勾配、極限支持力 q_r がともに小さいことが確認される。ここで q_r の定義は、スコリアの場合と同様に、載荷荷重と沈下量の関係において、後半部に直線を示し始める点の荷重値とした²⁾。また降伏支持力 q_v は、荷重強度 q と沈下量 S の関係を両対数グラフにプロットし、初期の直線部分と後半部の直線部分をそれぞれ延長し、その交点の荷重値と定義した。

遠心実験から得られた初期地盤反力係数は、現場試験の値の $1/5 \sim 1/100$ 程度と小さく、遠心実験同士のばらつきも大きい。しかしながら、再載荷時の地盤反力係数の結果は $1/2 \sim 1/3$ 程度となり、初期地盤反力係数の結果に比べるとばらつきの程度も小さくなっている。

遠心実験における初期地盤反力係数の過小評価とばらつきの原因は、フーチング寸法の小さい遠心模型では、初期のフーチング設置方法のような実験上の差異やベディングエラーに加えて、地表面の乱れや試料の局所的な特異性の影響を強く受けやすいためと考えられる。

遠心実験の極限支持力は現場試験の $60 \sim 70\%$ 程度で、現場試験に比べて小さめの安全側の値を与

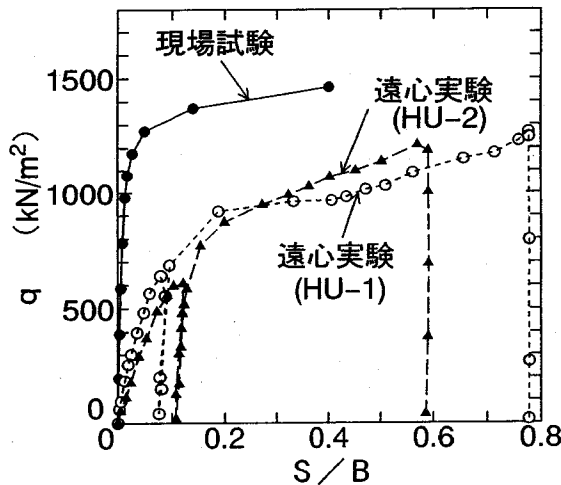


図-3 荷重-沈下曲線
(現場試験と遠心実験との直接比較)

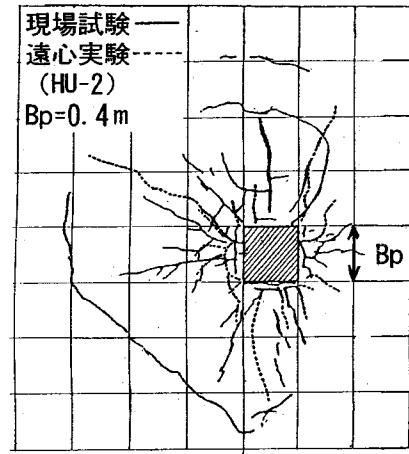


図-4 地表面の破壊形状の比較

えている。同一の試料容器、フーチング寸法、遠心加速度の条件で実施したスコリア地盤（正方形基礎）の支持力遠心実験からも、現場試験の支持力に比べ70%程度となる結果が得られている。

遠心実験と現場試験の一致度については、初期地盤反力係数の過小評価に比べると、再載荷地盤反力係数、支持力値については比較的良好な結果が得られている。これはシラス²⁾、スコリア²⁾の場合と同様な結果である。

基礎沈下量の比較は、表-1に示す通りである。ここで、現場試験の極限支持力時沈下量は、最終荷重ステップ(1470kN/m²)まで載荷した後、1分後の沈下量と定義している。降伏支持力時の沈下量は、遠心実験の方が現場試験に比べて3~6倍と大きくなった。これに対して極限支持力時の沈下量は、遠心実験と現場試験の比が1.0~1.5と比較的良好一致した。ここにおいても、シラス地盤³⁾、スコリア地盤²⁾の場合と同様に遠心実験は、現場試験に比べると強度の発現が遅く変形量が大きく出ることが指摘される。

攪乱砂試料を用いた模型地盤上の重力場支持力実験と、これと等価な基礎幅の遠心実験との直接比較を行った Bagge らの報告⁸⁾でも、荷重-沈下曲線の初期勾配は、重力場実験に比べ遠心実験の方がやや低くなるデータが示されている。一方、岡原ら⁹⁾の人工的に作成した乾燥豊浦砂模型地盤での帯基礎の重力場実験と遠心実験との直接比較からは、載荷

初期の荷重-沈下曲線の傾きは、両者で一致する結果が報告されている。

シラス、スコリアや今回の早川河口砂のような自然堆積の不攪乱地盤で載荷実験を行う限りは、試料採取から実験時までの試料の乱れと試料の不均一性は、回避できない影響として存在する。そして、小型模型では、現場試験に比べてこれらの影響は、荷重-沈下曲線の初期勾配や結果のばらつきに大きく影響するものと考えられる。

(2) 地盤の破壊性状

地盤断面の破壊性状の比較については、現場試験ではフーチング直下に明瞭な主働くさびを形成しておらず⁵⁾、これは遠心実験でも同様であった¹⁰⁾。また、現場試験で観察されたフーチング直下の色調の変化を伴う明瞭なせん断層⁵⁾は、遠心実験の破壊断面からは確認されなかった。一方、地表面クラックの発生領域は、現場試験、遠心実験とも最大基礎幅の3倍程度まで達し、破壊領域についてはほぼ定性的な一致が認められた(図-4)。これらとほぼ同様な実験結果は、スコリア地盤上の正方形基礎の直接比較の場合²⁾でも指摘された。

以下では、地盤の破壊性状に及ぼす要因を、粒子破碎とせん断層に分けて行った考察結果を述べる。

a) 粒子破碎

三浦¹¹⁾は、杭先端の支持機構に及ぼす粒子破碎の影響について、砂層内で行った杭載荷の模型実験

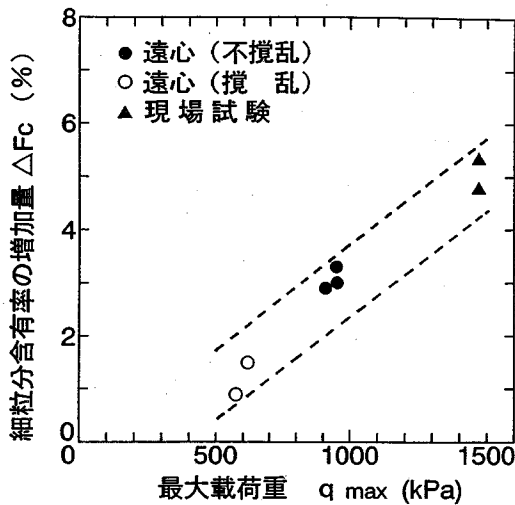


図-5 基礎直下に見られる粒子破碎

により詳細に調べている。その結果、載荷試験により杭直下に粒子破碎の卓越領域がコーン状に発達することを指摘している。また、杭頭でなされる外力のうち約80%が、粒子破碎に消費されること定量的に示し、杭先端部の支持力・破壊特性に砂の粒子破碎が大きく影響していることを明らかにしている。

一方、Botlon and Lau¹²⁾による円形基礎による支持力遠心実験では、粒子破碎性の強い砂地盤では、基礎直下の体積圧縮性が強いいため、極限支持力時の沈下量比が大きく、明瞭なすべり線がでにくいとの指摘がなされている。

図-5は、それぞれの試験地盤から十分離れた位置の細粒分含有率に対する、載荷実験後のフーチング直下の細粒分含有率の増加量 ΔFc (%)と最大載荷重 q_{max} との関係を示している。図より、フーチング直下の粒子破碎の程度は、地盤に作用する圧力レベルが高い程大きくなっている。スコリア地盤の現場載荷試験、支持力遠心実験の結果からも、フーチング直下の粒子破碎率と最大載荷重との間に比例関係が認められた^{11), 2)}。

早川河口砂は、斜長石を主体とする鉱物構成である。このため早川河口砂は、ほぼ同一な粒径分布であるが硬度の高い石英を主成分とする豊浦標準砂に比べ、8Mpa程度の拘束圧レベルで、せん断時により卓越した粒子破碎を示すことが明らかにされている⁹⁾。そして、マスに見られる図-5の粒子破碎率と荷重レベルの関係は、要素の三軸圧縮試験で指摘

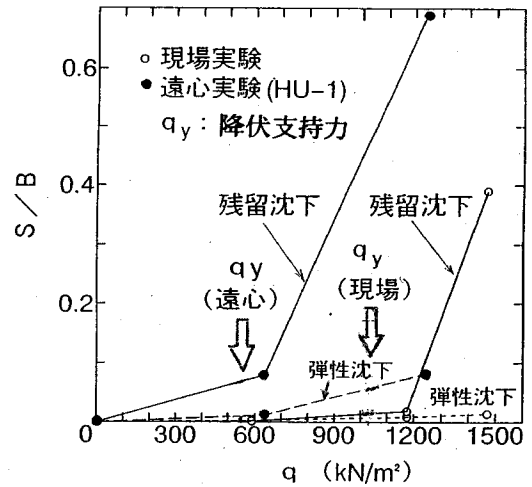


図-6 荷重-弾性沈下関係

された粒子破碎と破壊時平均主応力の関係とも定性的に一致している⁹⁾。

従って、荷重レベルの増加により基礎直下で粒子破碎が生じ、これに伴う著しい体積収縮が、荷重-沈下挙動の硬化特性、ならびに基礎直下に主働くさびが形成されない要因になっていると考えられる。さらに、局所的なせん断破壊を示す正方形基礎の三次元性も、明瞭なすべり線の見られない一因をなすといえよう。

b)せん断層

今回の現場試験と遠心実験では、載荷試験終了時の沈下量比がほぼ等しくなるような条件で破壊形状を比較した。龍岡¹³⁾は、遠心実験でせん断層の発生しない理由として、重力場実験と絶対的な沈下量が異なる粒子径効果と、破壊の進行性の程度の相違を挙げている。今回の早川河口砂のケースやスコリア地盤の場合では、現場試験の基礎幅は $B=0.4m$ と小さい。このため、破壊の進行性の影響は少なく、現場試験と遠心実験とで粒径基礎幅比が異なる粒子径効果による影響が大きいといえる。

以上より、遠心実験の破壊メカニズムには、地盤材料の粒子破碎、基礎の形状ならびにその寸法が影響していると考えられる。

(3) 基礎の沈下特性と粒径サイズの影響

現場試験の荷重と弾性沈下の関係を、遠心実験と比較した結果が図-6である。遠心実験の弾性沈下

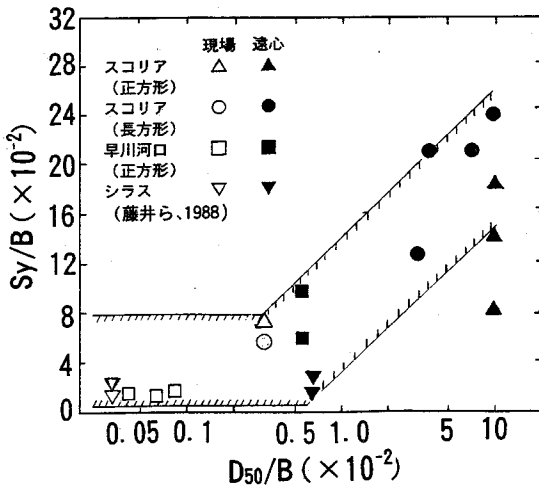


図-7 粒子サイズの影響

は、降伏支持力を超える付近までは、現場試験より算定した弾性沈下の結果と比較的良好一致を示している。これに対して、残留沈下は载荷初期より遠心実験の方が大きくなり、その差は降伏支持力を超えると急増している。

遠心実験での塑性沈下の過大評価は、スコリア地盤の現場試験と遠心実験との直接比較においても確認され、模型基礎幅と粒径サイズの比の小ささを差異の一因として指摘した²⁾。

図-7は、早川河口砂についての D_{50}/B が基礎の沈下特性に及ぼす影響を、シラス³⁾、スコリア²⁾の結果と併せて比較したものである。降伏支持力までの沈下量は、現場試験に比べて遠心実験が大きくなっており、ほぼ D_{50}/B の片対数で直線的に増加する傾向が明らかである。降伏支持力時の沈下は粒径の影響を受け、 D_{50}/B が大きい程顕著となる。図より、現場試験とほぼ同程度の沈下量・基礎幅比を与える遠心実験の D_{50}/B を外挿すると 10^{-3} 程度、すなわち、平均粒径の数百から1000倍の基礎幅が必要となる。今回の早川河口砂での遠心実験では、 $D_{50}/B=5.7 \times 10^{-3}$ である。従って、早川河口砂の場合にも粒子サイズの影響は、程度は小さいながらも存在しているといえる。また著者らは、粒子サイズが、基礎の沈下量に加えて q_v 、 q_r 、および地盤反力係数の結果にも影響することを指摘した¹⁴⁾。粒状材料を用いた縮尺模型実験を行う限り、程度の差はあっても粒径サイズの影響は常に存在するため、

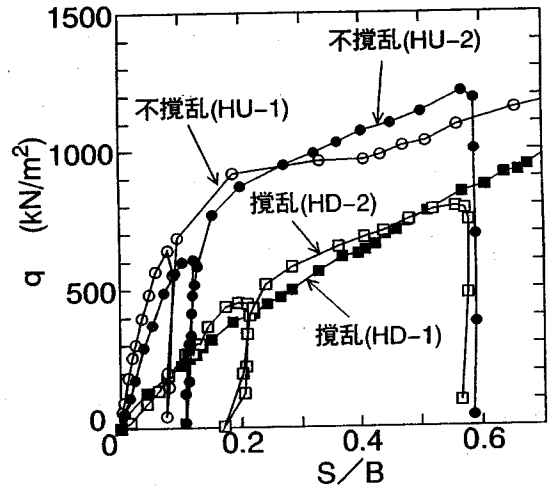


図-8 荷重-沈下曲線(不攪乱・攪乱地盤の比較)

粒径と基礎幅の相対的な大きさを考慮する必要がある。

4. 不攪乱地盤と攪乱地盤の支持力実験比較

(1) 不攪乱・攪乱地盤の支持力実験

攪乱地盤の遠心実験で得られた荷重-沈下曲線を、不攪乱地盤の結果と比較したものが図-8である。現場試験と不攪乱地盤による遠心実験との差異と同様、攪乱地盤結果は不攪乱地盤結果に比べ、初期地盤反力係数、極限支持力がともに小さいことがわかる。攪乱地盤の実験結果を、不攪乱地盤のケース(HU-2)と比べると、降伏支持力、極限支持力の値は60~70%程度、初期地盤反力係数は20~30%程度の値である。攪乱地盤は、不攪乱地盤とほぼ同等な密度となるように調整したので、これらの差異の主な原因は、不攪乱早川河口砂地盤の有する粘着力成分⁹⁾によるものと考えられる。

以上より、プロトタイプ的基础幅を $0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ とした早川河口砂地盤の支持力遠心実験でも、スコリアの事例²⁾と同様に、粘着力成分が初期の地盤反力、支持力に影響しているものと考えられる。また、攪乱地盤の降伏支持力時沈下量は、不攪乱地盤に比べて約2倍であるが、極限支持力時の沈下量については、20%以内の精度で不攪乱地盤の結果にほぼ等しい。

これらのことから、初期の地盤反力は粘着力成分、

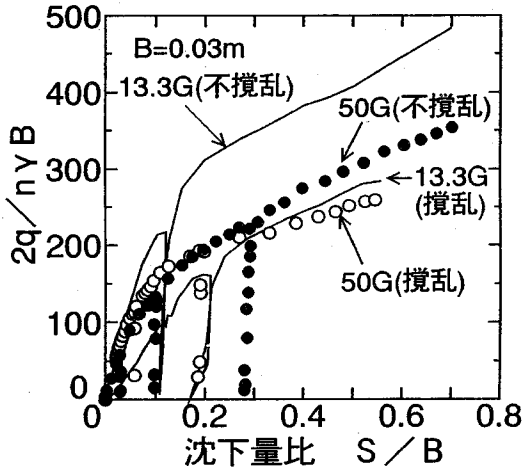


図-9 応力レベルの増加による攪乱の劣化の変化が荷重-沈下挙動に及ぼす影響

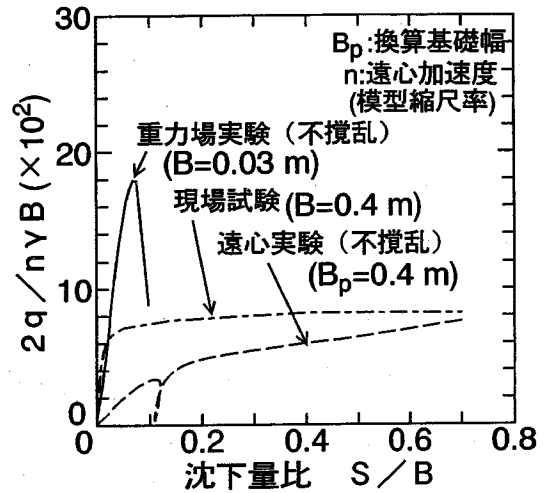


図-10 荷重-沈下曲線に及ぼす応力レベルの影響(早川河口砂地盤)

極限支持力は内部摩擦角がそれぞれ主に支配的な要因となっていると推察される。そして、内部摩擦角のフルモビライズには不攪乱・攪乱地盤ともほぼ同等の変位量が必要とされると考えられる。同様のことは、スコリアの不攪乱・攪乱試料による支持力遠心実験結果²⁾でも指摘されている。

スコリアの事例²⁾と同様に今回の早川河口砂のケースでも、要素試験の結果⁶⁾に対応して不攪乱地盤と攪乱地盤で行った支持力遠心実験の間で、荷重-沈下挙動に明確な相違が認められた。この不攪乱と攪乱との挙動の差異は、主に攪乱による粘着力成分の劣化であると推察される。

なお、この他の要因として、不攪乱地盤の有する異方性、初期の粒子構造や応力履歴等の影響も含まれていると考えられるが、それらの定量的評価については、今後の検討課題としたい。

(2) 支持力に及ぼす応力レベルの影響

図-9は、早川河口砂の不攪乱地盤の実験で得られた荷重-沈下曲線を、攪乱地盤の結果と比較したものである。13.3Gでは、不攪乱地盤の結果は、攪乱地盤に比べて初期勾配、極限支持力とも大きく明瞭な違いが認められる。これに対して、50Gでは、不攪乱・攪乱地盤ともほぼ同様な曲線形状となっており、遠心加速度すなわち圧力レベルが増大するにつれて、不攪乱地盤と攪乱地盤の差異は次第に減少

していることがわかる。これは、圧力レベルが増大するにつれて、不攪乱地盤の全支持力に占める粘着力成分の割合が次第に減少してくるためと解釈される。

早川河口砂の不攪乱試料と攪乱試料による三軸圧縮試験結果の比較からも、攪乱による初期接線係数、最大主応力差の劣化の程度は、拘束圧レベルの増加とともに次第に低減することが明らかにされている¹⁶⁾。

図-10は、早川河口砂地盤について、現場試験と不攪乱地盤の重力場・遠心場実験の荷重-沈下曲線を比較したものである。重力場実験では、現場試験に比べて、全支持力に占める粘着力項の割合が卓越するため、荷重-沈下挙動は、現場試験と大きく異なっている。これは、三笠らの指摘¹⁶⁾にもあるように、両者の圧力レベルの相違によると考えられる。これに対して遠心実験の結果は、現場試験と支持力公式の自重項、粘着力項の相似性を共に満足するため、極限支持力は現場試験の70%程度の値として安全側に予測している。図-11には、スコリア地盤で行った比較結果¹⁷⁾を示した。不攪乱地盤の遠心実験と現場試験の荷重-沈下曲線はほぼ等しく、早川河口砂地盤の場合と同様な傾向を示していることが明らかである。

以上より、原位置不攪乱地盤と同じ密度に調整した攪乱模型地盤では、自然堆積砂礫地盤の支持力・変形特性を正確に再現し得ないことがわかり、原位

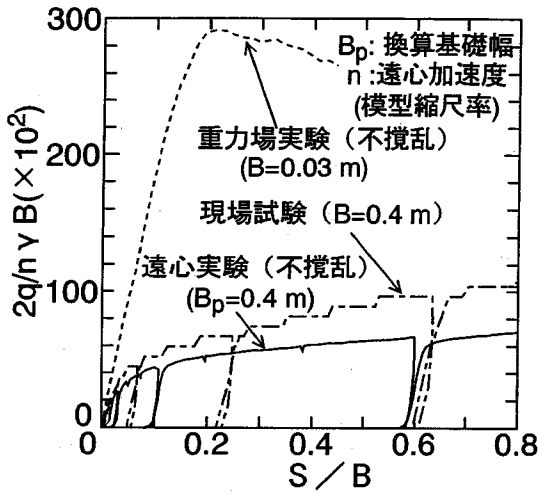


図-11 荷重-沈下曲線に及ぼす応力レベルの影響 (スコリア地盤)

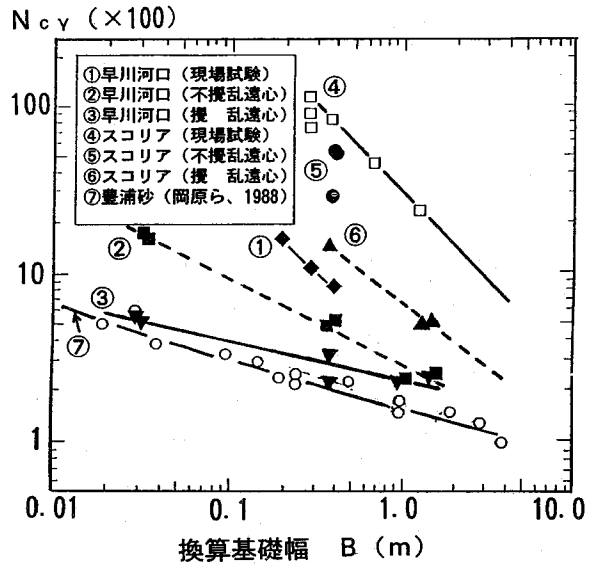


図-12 正規化した支持力と換算基礎幅の関係

置の応力レベルと構造特性を保持させた不攪乱試験を用いた支持力遠心実験を行うことの工学的有用性が再認識された。

5. 支持力係数の寸法効果に及ぼす構造特性の影響

図-12は、極限支持力 q_u を $\gamma B/2$ で正規化した支持力係数 $N_{c\gamma}$ と換算基礎幅との関係を、既往の実験結果¹⁸⁾ とともに示している。 $N_{c\gamma}$ の低減傾向を直線で近似すると、それぞれ以下ようになる。

- ①早川河口砂現場試験 : $N_{c\gamma} = 32860 \cdot B^{-1.00}$
- ②不攪乱早川河口砂地盤 : $N_{c\gamma} = 3670 \cdot B^{-0.58}$
- ③攪乱早川河口砂地盤 : $N_{c\gamma} = 689 \cdot B^{-0.27}$
- ④スコリア現場試験 : $N_{c\gamma} = 263020 \cdot B^{-1.00}$
- ⑥攪乱スコリア地盤 : $N_{c\gamma} = 20760 \cdot B^{-0.75}$
- ⑦豊浦砂地盤¹⁸⁾ : $N_{c\gamma} = 640 \cdot B^{-0.30}$

不攪乱早川河口砂地盤の遠心実験の $N_{c\gamma}$ は、既往の再調整した模型砂地盤の結果に比べて大きく、 $N_{c\gamma}$ の基礎幅に対する低減傾向、すなわち寸法効果の程度も著しいことがわかる。この傾向は、スコリア、早川河口砂の現場試験結果でも同様に認められる。攪乱地盤と不攪乱地盤との相違は、攪乱地盤の作成方法から粘着力成分であると考えられる。既往の砂地盤と不攪乱地盤では地盤材料は異なるが、

内部摩擦角の違いはあまりないことが予想される。従って、不攪乱のスコリア地盤、早川河口砂地盤で支持力大きいことは、粘着力成分が影響していると解釈される。

一方、基礎幅すなわち圧力レベルの増大につれて、不攪乱地盤の結果は次第に乾燥砂地盤の実験結果に近づき、攪乱地盤の支持力値との差異も減少しており、50 Gでの早川河口砂の不攪乱地盤の $N_{c\gamma}$ は、攪乱地盤の結果にほぼ一致している。このことから、粘着力成分の支持力値に及ぼす影響は、基礎幅すなわち圧力レベルの増加とともに低減することも示唆される。日下部ら¹⁹⁾の拡張したKötter式を用いて、粘着力成分を変化させて行った支持力解析の結果からも、粘着力が大きい程、寸法効果の程度が著しくなることが明らかにされている。

Hettler and Gudehus²⁰⁾は、支持力係数の寸法効果を内部摩擦角の圧力レベル依存のみを考慮することにより説明できるとして、図-12より、現場試験ならびに不攪乱地盤は、攪乱地盤に比べて支持力係数の寸法効果がより顕著となっていることがわかる。今回行った沖積層の早川河口砂は、粘着力が 5kN/m^2 と小さいの対して、固結性の洪積スコリアは 100kN/m^2 の高い値を示している。現実の自然堆積砂地盤の粘着力は、ほぼこの範囲内にあることが予想される。このため、5~20 mの実構造物の基礎幅レベルでも自然堆積砂地盤の支持力係数の寸法効果には、内部摩擦角の拘束圧依存性に加えて、

粘着力の影響も考慮する必要があることが示唆される。

6. 結 論

スコリア地盤で実施したものとほぼ同様な手法で、現場載荷試験との直接比較の支持力遠心実験を、自然堆積の不攪乱砂質土試料を用いて再度行い、スコリアの観察結果の一般性について検討した。その結果、スコリアの場合と同様に、不攪乱試料を用いた遠心実験では試料の乱れの影響、および粒径と基礎幅の相対的な大きさを考慮すべきことが示唆された。本研究より得られた主な結論は、以下のようになる。

(1) 遠心実験は、現場試験の初期地盤反力係数を小さく見積り、塑性変形量を過大に評価したが、極限支持力を60～70%程度の値として安全側に近似することができた。

(2) 遠心実験の塑性変形の過大評価の原因として、試料採取から載荷実験時までの間の試料の乱れの影響、および模型フーチング寸法の小さいことが挙げられた。

(3) 遠心実験の破壊形状は、現場試験と同様に明瞭な主動くさびを形成せず、また現場試験で観察されたせん断層は、遠心実験では確認されなかった。

(4) 遠心実験は、現場試験に比べると強度の発現が遅く、変形量が大きく出る結果となり、シラス、スコリアの直接比較の観察結果と同様となった。

(5) 不攪乱地盤と攪乱地盤で行った支持力遠心実験の間に、荷重-沈下挙動の明確な相違が認められ、この原因は、主に攪乱による粘着力成分の劣化によることが示された。

(6) 自然堆積砂礫地盤の支持力ならびに支持力係数の寸法効果の大きい原因は、有意な粘着力成分の存在と、圧力レベルの増加に伴う地盤材料の粒子破碎、ならびに粘着力の劣化によることが明らかにされた。

(7) 自然堆積砂礫地盤の支持力・変形特性を実験室内で再現させ、明らかにするためには、原位置の圧力レベルと構造特性を保持させた、不攪乱試料を用いた支持力遠心実験を行うことの工学的有用性が再認識された。

参考文献

- 1) 前田良刀, 日下部治, 大内正敏: 密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性, 土木学会論文集, No.430 / III -15, pp.97-106, 1991.
- 2) 日下部治, 萩原敏行, 前田良刀, 大内正敏: 不攪乱試料を用いた支持力遠心実験と現場載荷試験との比

較, 土木学会論文集, No.457 / III -21, pp.107-116, 1992.

- 3) Fujii, N., Kusakabe, O., Keto, H. and Maeda, Y.: Bearing capacity of a footing with an even base on slope; Direct comparison of prototype and centrifuge model behaviour, *Proc. of Centrifuge '88*, pp.301-306, 1988.
- 4) 日下部治, 前田良刀, 大内正敏, 萩原敏行: 不攪乱スコリアの強度・変形特性と攪乱の影響, 土木学会論文集, No.439 / III -17, pp.69-78, 1991.
- 5) 大内正敏, 日下部治, 萩原敏行, 阿部慎太郎: 堆積砂地盤上の直接基礎載荷試験に見られるせん断層の発達と粒子破碎, 土木学会論文集, No.487 / III -26, pp.207-216, 1994.
- 6) 萩原敏行, 日下部治, 大内正敏, 岡本圭司: 構造特性に着目した不攪乱早川河口砂の強度・変形特性, 土木学会論文集, No.487 / III -26, pp.119-128, 1994.
- 7) 高田直俊, 日下部治: 講座 遠心模型実験 3. 原理, 土と基礎, Vol.35, No.12, pp.89-94, 1987.
- 8) Bagge, G., Fuglsang, L.H., James, R.G., Tan, F., Corte, J.F., Fargeix, J. and Garnier, J.: Surface footings on a sand with a capillary zone, *Proc. of ICSMFE*, Vol.2, pp.887-890, 1989.
- 9) 岡原美知夫, 高木章次, 森 浩樹, 小池信一, 龍田昌毅, 龍岡文夫, 森本 励: 浅い基礎の支持力に関する大型 2次元実験(その1), 第24回土質工学研究発表会, pp.1239-1242, 1989.
- 10) 萩原敏行, 小池広明, 日下部治, 大内正敏: 不攪乱砂質土試料を用いた支持力遠心実験と現場載荷試験との比較, 第29回土質工学研究発表会, pp.1351-1354, 1994.
- 11) 三浦 哲彦: 杭先端付近における砂の粒子破碎と杭の支持機構, 土と基礎, Vol.32, No.2, pp.45-50, 1984.
- 12) Bolton, M.D. and Lau, C.K.: Scale effect arising from particle size, *Proc. of Centrifuge '88*, pp.127-131, 1988.
- 13) 龍岡文夫: 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について, わかりやすい土質力学原論(第1回改訂版), pp.51-108, 1992.
- 14) 萩原敏行, 大内正敏, 日下部 治, 前田良刀: 自然堆積粒状材料を用いた支持力遠心実験の再検討, 土と基礎, Vol.43, No.11, pp.43-46, 1995.
- 15) 萩原敏行, 関 晴夫, 日下部 治, 大内正敏, 前田良刀: 自然堆積の不攪乱・攪乱砂質土試料を用いた支持力遠心実験, 第49回土木学会年次講演会, pp.762-763, 1994.
- 16) Mikasa, M. and Takada, N.: Significance of centrifuge model test in soil mechanics, *Proc. of 8th ICSMFE*, Vol.1, pp.273-278, 1973.

- 17) 萩原敏行：固結性自然堆積砂礫の強度・変形特性とその支持力に関する実験的研究，東京工業大学学位論文，1994.
- 18) 岡原美知夫，高木章次，小幡 宏，森 浩樹，龍田昌毅：支持力の寸法効果に関する遠心模型実験，第43回土木学会年次講演会，pp.250-251，1988.
- 19) Kusakabe, O., Maeda, Y. and Ohuchi, M.: Large-scale loading tests of shallow footings in pneumatic caisson, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.118, No.11, pp.1681-1695, 1992.
- 20) Hettler, A. and Gudehus, G.: Influence of the foundation width on the bearing capacity factor, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.81-92, 1988.
- (1995. 3. 22受付)

STRESS LEVEL AND SOIL STRUCTURE EFFECTS ON BEARING CAPACITY CHARACTERISTICS OF NATURALLY DEPOSITED SAND

Toshiyuki HAGIWARA, Masatoshi OHUCHI and Osamu KUSAKABE

A series of centrifuge model tests with a reduced model by factor of 1/13.3 was performed using undisturbed block samples of naturally deposited sand, to attempt direct comparisons of bearing capacity and failure mechanism with an in-situ loading test. It was found that centrifuge models predicted ultimate bearing capacities to be 60-70 % of a corresponding prototype, and elastic deformations close to the prototype. It was also seen that in the centrifugal models, clear slip lines were not developed, and settlements at yield load were much larger than those observed in the prototype. Furthermore, it was indicated that the bearing capacity and the failure mechanism on the naturally deposited sand were strongly affected by the stress level and the soil structure.