

遠心力载荷装置を用いた補強砂地盤の支持力実験

Bearing Capacity of Reinforced Sandy Ground Using Centrifuge Tests

楊 俊傑 (よう しゅんけつ)

中国海洋大学教授

豊澤 康男 (とよさわ やすお)

鋼産業安全研究所建設安全研究グループ 主任研究官

1. はじめに

基礎地盤の表層部に補強材を1層または多層に敷設する場合の支持力に関する研究が多数報告されている^{1),2)}。補強材をある一定の敷設幅で地盤内に1層敷設した場合、その補強効果は補強材の敷設深さによって異なることが明らかにされている。これらの報告によると、補強効果を最大限に発揮させるための最適敷設深さは基礎幅の0.5~1.0倍とされている^{2),3)}。また、これらの結果は重力場での支持力模型実験によるものである。従来から指摘されたように、この種の模型実験では土の自重応力が小さいため、実物を再現できないばかりでなく、補強地盤の場合は、土中に敷設された補強材にその引張り力を十分に発揮させることができないため、引張り力による補強効果を適切に評価できないと考えられる。

本研究では、数多くの要因³⁾に支配されている補強基礎地盤の支持力特性を把握するために、条件を変化させて繰り返し行え、同一地盤の再現や実物に相当する応力状態の再現がてきる遠心力载荷装置を用い、遠心場において補強砂地盤の支持力模型実験を行うこととする。また、遠心模型実験から得られた結果と重力場における従来の実験結果との比較を行う。

2. 実験概要

実験に用いた遠心力载荷装置 (NIIS Centrifuge-I) の有効回転半径は2310 mm, 最大遠心加速度は200 Gであり、装置の詳細は既報⁴⁾を参照されたい。実験土槽の寸法および载荷試験の模式図を図-1に示す。

载荷は载荷幅に対して毎分約1%の変位制御で、計測は荷重と载荷板の鉛直変位量およびレーザー変位計による载荷板の中心から95 mm離れたところの地盤表面の鉛直変位量である。なお载荷板底面に砂との摩擦が十分に発揮されるように接着剤でサンドペーパーを付着させた。

模型地盤は気乾状態の豊浦砂を用い、重力場で多重ふるいをういた空中落下法によって、層厚220 mmとなるように作製した(表-1)。

なお、土槽の側面と砂地盤の摩擦を軽減するために、土槽側面にシリコングリースを塗布し、その上に厚さ0.25 mmのゴムメンブレンを貼り付けた。

破壊形態を観察する実験では、地盤を作製する際に、深さ方向に10 mm間隔で墨を着色した砂を5 mmの厚

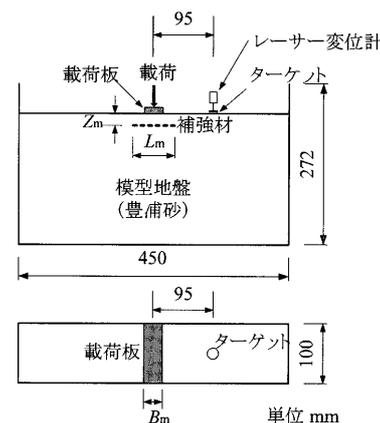


図-1 実験土槽の寸法と载荷試験の模式図

表-1 重力場で作製された砂地盤の性質

相対密度 D_{r0} (%)	78	61	34
乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	1.564	1.508	1.425
間隙比 e_0	0.688	0.750	0.852

さで水平に敷設した。実験後、砂地盤下部より水を浸透させ、見かけの粘着力を持たせてから、片方の土槽側面を取り外し、地盤を切り出し、その断面を観察・撮影した。

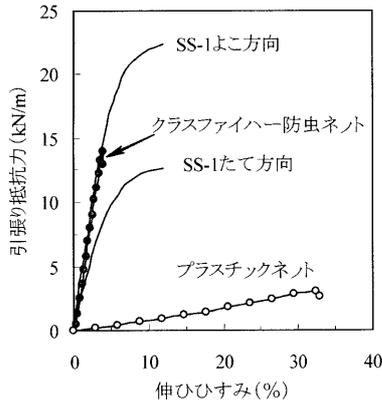
模型補強材については、Taniguchiらは龍岡らが提案した補強率を実物と模型で一致するように補強材の厚さを $1/n$ にしており⁵⁾、Ovesenは補強材の厚さを $1/n$ にする代わりに、模型補強材の強度を実物の $1/n$ にしている報告がある⁶⁾。

本研究はジオグリッド系の模型補強材として、図-2と写真-1(a)に示すような、目合いや厚さ等の寸法が基礎幅 B_m や試料粒子(豊浦砂)に対して適当と考えられ、強度が高い市販のグラスファイバー防虫ネットを用いることとする。なお、防虫ネットと比較するために、図-2と写真-1(b)に示すような低強度のプラスチックネットも実験に用いた。

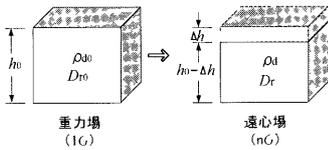
3. 遠心加速度による地盤密度の変化と支持力実験の相似則に関する実験結果

支持力実験の相似則を検証するために、表-2に示すように換算基礎幅 B_p が1 mになるように、模型基礎幅 B_m と遠心加速度 nG の組み合わせ(B_m, nG)を2種類変化させた。また重力場で作製された砂地盤の密度 D_{r0} を3種類とした。

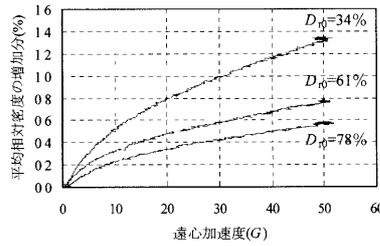
論文



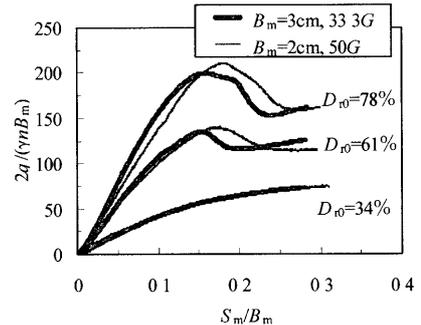
図—2 模型補強材とシオクリット (SS-1) の強度および剛性の比較



図—3 遠心加速度による地盤沈下の模式図



図—4 遠心加速度による地盤密度の変化



図—5 相似則を検証するための実験結果(無補強)

表—2 相似則を検証するための実験条件 (無補強)

B_m nG	D_{r0} (%)		
	78	61	34
30mm, 33.3G	○	○	○
20mm, 50G	○	○	○

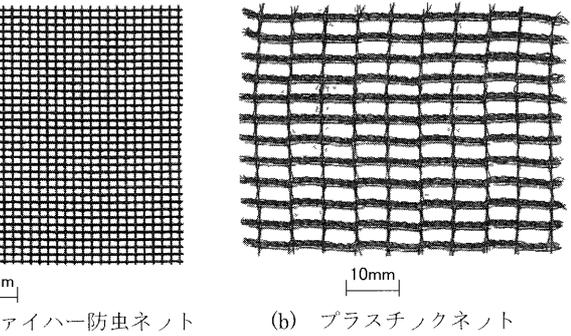
図—3 に示すように重力場で作製された厚さ h_0 , 乾燥密度 ρ_{d0} , 相対密度 D_{r0} の地盤に遠心場をかけた場合、遠心加速度により地盤が Δh たけ圧縮されるとすれば、対する乾燥密度と相対密度が大きくなり、それぞれ ρ_d と D_r になるとすると、相対密度の増加分 ΔD_r は次式により算定される。

$$\Delta D_r = D_r - D_{r0} = \frac{\rho_{dmax} \rho_{dmin}}{\rho_{dmax} - \rho_{dmin}} \frac{1}{\rho_{d0}} \frac{\Delta h}{h_0} \quad (1)$$

沈下量 Δh (図—3 参照), 地盤の厚さ h_0 (220 mm) と密度 ρ_{d0} (表—1 参照) を式(1)に代入して計算した遠心加速度による地盤密度の増加分 ΔD_r を図—4 に示す。

遠心加速度に伴う相対密度の増加は、ほぼ10 Gまでは顕著であるが、10 G以上になるとその傾向は弱まり、遠心加速度とほぼ比例関係を示す。遠心加速度が50 Gになった場合の相対密度の増加分は、重力場で作製された密度が34%の場合でも1.3%となっており、それほど有意な差がないと考えられる。相対密度が34%の場合でも、遠心加速度33.3 Gと50 Gによる相対密度の増加分は0.28%しかなく、遠心加速度の増加による密度の増加が相似則の検証に与える影響は少ないと考えられる。

図—5 は表—2 に示す条件で行った無補強地盤における支持力実験の結果である。横軸は沈下量 S_m を基礎幅 B_m で、縦軸は荷重 q を地盤の湿潤単位体積重量 γ , 遠心加速度 n および基礎幅 B_m で正規化したものである。



写真—1 実験に用いた模型補強材

地盤密度が小さい場合 ($D_{r0}=34\%$) は、極限支持力も荷重～沈下挙動もよく一致している。しかし、地盤密度が大きい場合 ($D_{r0}=61\%, 78\%$) は密度が小さい場合に比べて極限支持力はより明確に表れ、荷重～沈下挙動には若干違いがあるものの、極限支持力はほぼ同じ値であった。

4. 補強砂地盤の支持力特性

実験条件は表—3 に示すとおりである。

口絵写真—17 に示すように、無補強地盤の場合には、極限釣合い法に基づく支持力論で想定されているすべり面と類似な形ですべり面が発生している。また破壊領域の幅と基礎幅 B_m の比は約12倍であり、これは重力場での実験結果³⁾と同様である。

補強地盤の場合は、重力場と同じく補強材の敷設深さによって破壊形態が明らかに異なる。口絵写真—18(a) に示すように補強材の敷設深さ Z_m が基礎幅 B_m より浅い場合 ($Z_m/B_m=0.5$) には、補強地盤は補強材を横切る形で破壊が生じている。また破壊域が無補強地盤に比べて大きくなる。なお、重力場で生じた複数のすべり面は観察されなかった。これを破壊形態1とする。一方、口絵写真—18(b) に示すように、敷設深さが深い場合 ($Z_m/B_m=1.2$) には、重力場の結果と同様に破壊はほとんど補強材の上面で生じている。これを破壊形態2とする。補強材の敷設幅 L_m が基礎幅 B_m と同じ場合 ($L_m/B_m=1$, 口絵写真—18(c) と (d) およびそれぞれの拡大写真の口絵写真—19 と 20 には、同様な結果が得られているが、形態1の場合(口絵写真—18(c))は破壊域の増加が認められない。しかし、この場合にも口絵写真—19 に示す拡大写真のように補強材の破断が確認され、補強

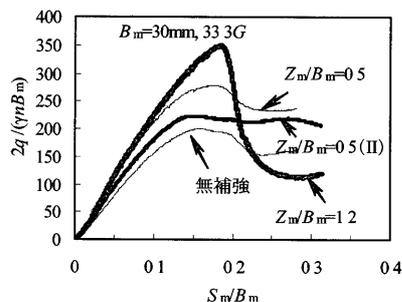


図-6 荷重～沈下曲線 ($L_m/B_m=3$)
(II プラスチックネット使用)

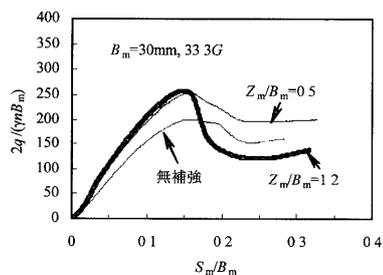


図-7 荷重～沈下曲線 ($L_m/B_m=1$)

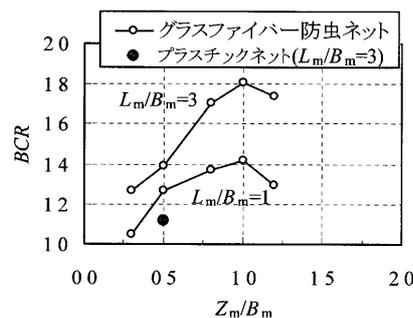


図-8 補強比 BCR と敷設深さの関係

表-3 補強砂地盤の実験条件一覧

($D_{50}=78\%$, $B_m=30\text{mm}$, 33 3G)

実験目的 Z_m/B_m	破壊形態 観察		補強効果検討				
	0.5	1.2	0.3	0.5	0.8	1.0	1.2
$L_m/B_m=1$	I	I	I	⓪	I	I	⓪
$L_m/B_m=3$	I	I	I	⓪, ⓑ	I	I	⓪
$L_m/B_m=5$				I			
$L_m/B_m=7$				I			

I クラスファイバー防虫ネット II プラスチックネット

材の引張り力が発揮されていることが分かる。

図-6 および図-7 は表-3 の○印で囲んだ実験ケースおよび無補強地盤における荷重～沈下曲線である。補強材の敷設深さが浅い場合 ($Z_m/B_m=0.5$, 形態1) は、破壊形態が類似しているのに対応して、荷重～沈下曲線は無補強地盤のそれとほぼ類似した形を示している。一方、敷設深さが深い場合 ($Z_m/B_m=1.2$, 形態2) は、ピーク後の荷重の減少が著しく、残留強度が小さくなる。以上の結果は重力場においても確認されている³⁾。

図-8 は補強地盤と無補強地盤の極限支持力の比 BCR と敷設深さ比 Z_m/B_m との関係を敷設幅比 L_m/B_m をパラメーターとして整理したものである。重力場³⁾と同じく、補強材の敷設幅に関係なく、補強効果が最大となる最適敷設深さが存在し、この最適敷設深さは破壊形態1と形態2を区別する境界敷設深さ (B_m) とほぼ同じ値であると見られる。なお、図-6 においても分かるように、強度が小さく、伸びが大きいプラスチックネットもわずかながら補強効果があることが認められた。

図-9 は補強効果と敷設幅の関係を示すものである。補強効果の増加割合は約 L_m/B_m が3以上になると小さくなるという重力場の結果³⁾と違い、遠心場では、 $L_m/B_m=5$ まで補強効果はほぼ直線的に増加するが、 $L_m/B_m=5$ 以上になってから増加の割合が小さくなる。これは遠心場において補強材の上面に作用している土被り圧の効果が発揮されたためと考えられる。

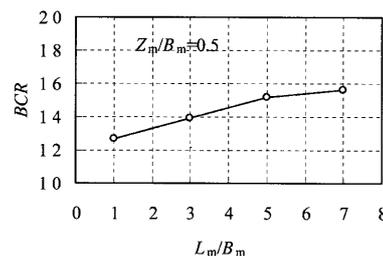


図-9 補強比 BCR と敷設幅の関係

5. おわりに

ジオグリッド系補強材を地盤内に1層敷設した補強砂地盤の支持力実験を遠心場において行い、重力場での実験結果と比較検討を行った。今後、さらに補強材の引張り強度による補強効果の違いを詳細に検討したい。

なお、模型補強材プラスチックネットのご提供および模型補強材の引張り試験を行っていただいた三井化学産資(株)技術部平井貴雄氏に深甚な謝意を表する。

参考文献

- Huang, C C and Tatsuoka, F Bearing capacity in reinforced horizontal sandy ground, Geotextiles and Geomembranes 9, pp 51~82, 1990
- 例えば, Ochiai, H et al IS Kyushu' 92, Vol 1, pp 647~652, pp 695~700, 1992, IS Kyushu '96, Vol 1, pp 603~608, 1996
- 楊 俊傑 落合英俊 林 重徳 シオクリット補強基礎地盤の支持力特性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No 499/Ⅲ-28, pp 117~126, 1994
- Toyosawa, Y, Hori, N, Tamate, S, Hanayasu, S and Ampadu, S K Deformation and failure characteristics of vertical cuts and excavations in clay, Proc of International Conference on Centrifuge 94, Singapore, pp 663~668, 1994
- Taniguchi, E, Koga, Y and Yasuda, S Centrifugal Model Tests on Geotextile Reinforced Embankments, Proc of 8th Asian Regional Conference, ISSMFE, Kyoto, pp 499~502, 1987
- N K Ovesen Centrifuge Tests of Embankments Reinforced with Geotextiles on Soft Clay, Proc of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, pp 14~21, 1984

(原稿受理 2003 1 10)