

遠心力载荷装置を用いた 補強基礎地盤の支持力実験

豊澤康男¹・楊 俊傑²・三浦清一³・末政直晃⁴

¹正会員 工修 独立行政法人 産業安全研究所 主任研究官 建設安全研究グループ
(〒 204-0024 東京都清瀬市梅園 1-4-6)

E-mail: toyosawa@anken.go.jp

²正会員 博(工) 中国海洋大学教授 (元 独立行政法人 産業安全研究所 重点研究支援協力員)

³フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科 (〒 060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

⁴正会員 博(工) 武蔵工業大学助教授 工学部 (〒 158-0087 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

基礎地盤の表層部に補強材を一層敷設した補強砂地盤の支持力を遠心模型実験により調べた。得られた結果は、重力場における従来の模型実験結果とほぼ同様であった。すなわち、1)補強効果が最大となる補強材の最適敷設深さが存在し、この最適敷設深さは補強材の敷設幅にかかわらず、ほぼ基礎幅と同程度である。2)補強材の敷設幅にかかわらず最適敷設深さを境として、補強基礎地盤の支持力特性と地盤の破壊形態が異なる。3)補強材を最適敷設深さより浅く敷設した場合、敷設幅とともに補強効果は増加するが、ある敷設幅以上になると補強効果増加の程度が小さくなる。

Key Words : earth reinforcement, bearing capacity, centrifuge test, sand

1. まえがき

基礎地盤の表層部に補強材を一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)~6)}。補強材をある一定の敷設幅で地盤内に一層敷設した場合、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が、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^{4),5),7)}。また、これら結果は重力場での支持力模型実験によるものであり、従来から指摘されているように、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^{8)~10)}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することができないと考えられる。地盤の自重応力を考慮するためには、一段高位の相似性を約束する遠心模型実験あるいは実物規模の実験を行うことが必要である。ところが、2 章で述べるような数多くの要因に

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、実物規模の実験よりも、条件を変化させて繰り返し行え、同一地盤を再現できる模型実験¹¹⁾が有効である。

そこで本研究では、遠心力载荷装置を用いた遠心場での補強基礎地盤の支持力実験を行う。まず、砂地盤を対象とした実験を行い、重力場における従来の実験結果を検証する。次に関東ローム地盤を対象とし、砂地盤と同様な実験を行い、その補強基礎地盤の支持力特性を調べる。

2. 重力場における補強砂地盤の支持力模型 実験結果^{7),12)}

ジオグリッドを地盤内に一層敷設した補強基礎地盤の支持力は、ジオグリッドの引張り強度、許容伸びひずみ、土との摩擦特性、敷設深さ、敷設幅、地盤の性状および基礎の幅と根入れ深さに影響されている⁷⁾。楊ら^{7),12)}はジオグリッド補強砂地盤を対象

表-1 NIIS Centrifuge-I の主要仕様

有効回転半径 (mm)	2310
最大遠心加速度 (G)	200
最大積載荷重 (kg)	500
主電動機容量 (KW)	DC150
プラットホーム (mm)	L:900, W:750, H:1200

とし、ジオグリッドの敷設深さと敷設幅、ジオグリッドの種類、砂地盤の密度、基礎の幅と根入れ深さを変化させた一連の二次元重力場模型荷重試験を行った。得られた結果は、ジオグリッドの種類、地盤の密度、基礎の幅と根入れ深さに関係なく、次のようにまとめられる。

1) 補強効果が最大となる補強材の最適敷設深さは補強材の敷設幅にかかわらず、ほぼ基礎幅と同程度である。

2) 補強材を最適敷設深さより浅く敷設した補強基礎地盤は、補強材を横切る形で破壊し、破壊域は敷設幅とともに増加する。この場合、敷設深さを増加すれば補強効果も増加する。また、敷設幅が基礎幅の3倍程度以上になると補強効果増加の程度が小さくなる。

3) 補強材を最適敷設深さより深く敷設した場合、補強基礎地盤は補強材の上面で破壊する。この場合、敷設深さを増加すると補強効果は逆に減少する。

以下では本研究で実施した遠心模型支持力実験の概要と実験結果について考察する。

3. 実験概要

(1) 実験装置

実験に用いた遠心力荷重装置 (NIIS Centrifuge-I) の主な仕様を表-1に示す。装置の詳細は既報¹³⁾を参照されたい。プラットホームに搭載された実験土槽の寸法および荷重試験の模式図を図-1に示す。

土槽をプラットホームに搭載し、模型地盤を作製した後に、支持力荷重装置を取り付ける。次に、遠心装置を駆動し、所定の遠心加速度に達した後、地盤表面に剛な荷重板を介してモータにより荷重幅に対して毎分約1%の変位制御で荷重を加えた。計測は、荷重と荷重板の鉛直変位量およびレーザー変位計による荷重板の中心から95mm離れたところの地盤表面の鉛直変位量である。また、土槽内側壁面と荷重板側面との間に土が入り込むのを防ぐため、荷重板側面にスポンジをごく薄く貼り付けた¹⁴⁾。なお、砂地盤の場合は、荷重板底面には、砂との摩

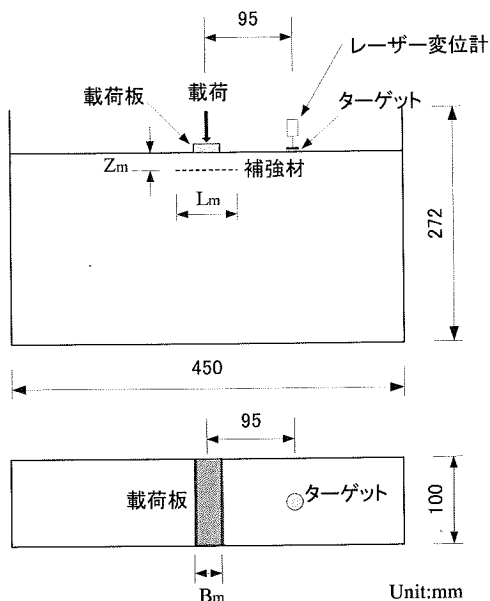


図-1 実験土槽の寸法と荷重試験の模式図

表-2 実験に用いた豊浦砂の物理的性質

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.64
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.645
最小乾燥密度 ρ_{dmin} (g/cm ³)	1.335
含水比 w (%)	0.11

表-3 重力場で作製された砂地盤の性質

相対密度 Dr_0 (%)	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

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。

(2) 模型地盤の作製方法

模型地盤は砂地盤と粘性土地盤の二種類であり、それぞれ気乾状態の豊浦砂と粒度調整された関東ロームを用い、重力場で作製されたものである。

a) 砂地盤の作製方法

砂地盤は多重ふるいを用いた空中落下法により堆積させ、層厚 220mm となるように作製した。使用した豊浦砂の物理的性質、粒径分布、作製された地盤の性質をそれぞれ表-2、図-2、表-3に示す。

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 0.25mm のゴムメンブレンを貼り付けた。

破壊形態を観察するための実験では、地盤を作製

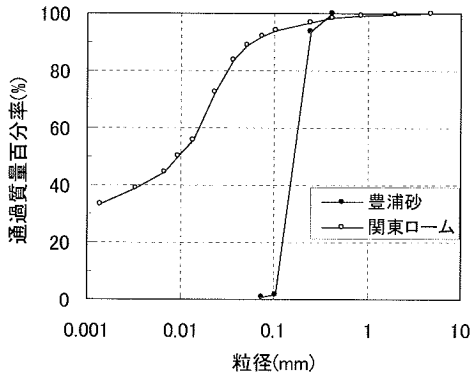


図-2 実験に用いた試料の粒径加積曲線

表-4 実験に用いた関東ロームの物理的性質と重力場で作製された模型地盤の性質

土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.660
自然含水比 w_n	(%)	118.6
液性限界 w_L	(%)	145.1
塑性限界 w_p	(%)	76.1
塑性指数 PL		69.0
最適含水比 w_{opt}	(%)	88.8
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	(g/cm^3)	0.681
模型地盤の含水比 w	(%)	106.7
模型地盤の湿潤密度 ρ_t	(g/cm^3)	1.097
模型地盤の乾燥密度 ρ_d	(g/cm^3)	0.531
模型地盤の間隙比 e		4.009
模型地盤の飽和度 S_r	(%)	70.8
模型地盤の締固め度 D_c	(%)	78

する際に、深さ方向に 10mm 間隔で墨を着色した砂を 5mm の厚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。

b) 関東ローム地盤の作製方法

実験に使用した関東ロームの物理的性質および重力場で作製された地盤の性質、試料の粒径分布特性をそれぞれ表-4と図-2に示す。模型地盤は 2mm ふるいで裏ごしした試料を用い、深さ方向に対して一様な強度を有する地盤を作製した。

静的に圧縮して締め固めた一軸圧縮試験用供試体を用いた一軸圧縮試験結果によると、供試体を 50mm ずつ二層に分けて作製した場合、先行圧縮圧力と一軸圧縮強さにほぼ線形関係が見られた。また破壊も供試体中央高さ付近で発生した。そのため、層厚が 50mm 程度の範囲であれば静的に圧縮して

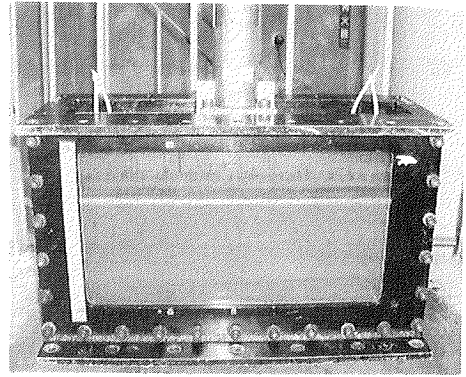


写真-1 圧縮による関東ローム地盤の作製様子

締め固めた効果は試料全体に伝達され、ほぼ一様な強度の供試体が作製できる¹⁹⁾。

そこで、一軸圧縮試験用供試体の作製方法と同様に、模型地盤は 1 層が 50mm となるように分量を調整した試料を土槽に入れ、写真-1に示すようにペロフラムシリンダーにより 147.2kPa (1.5kgf/cm²) の圧縮圧力で 30 分間締め固めて作製した。この作業を 3 回繰り返して地盤高さを約 150mm にした。補強材を敷設した実験では、その上に補強材を敷設し、さらに所定の補強材敷設深さになるように分量を調整した試料を土槽に入れ、同じ圧力で圧縮した。この場合、圧縮時間は所定の圧縮後の厚さが 50mm に対する割合に 30 分を乗じた値とした。なお、土槽の内側壁面にはシリコングリースを塗布して土との間に生じる摩擦を低減した。

試験後の地盤の変形状態を観察するための実験では、二層目の地盤を作製した後(厚さ 100mm)に、一層あたりに 5mm となるような地盤を 10 層程度作製し、各層の間に気乾のカオリン粉を薄く撒いた。実験後、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。

(3) 模型補強材

遠心模型実験を重力加速度の n 倍の遠心加速度場で行った場合、用いられる模型補強材については、補強材の厚さを $1/n$ にする代わりに、Ovesen¹⁶⁾は模型補強材の強度を実物の $1/n$ にしており、Taniguchi¹⁷⁾らは龍岡ら¹⁸⁾が提案した補強率を実物と模型で一致するようにしている報告がある¹⁹⁾。

本研究では、遠心場における模型実験は実物に相当する応力状態を再現できるため、模型補強材も実物に相当する引張り強度や許容伸びひずみを有するものを用いるべきであると考えられる。すなわち、遠心模型実験に用いる模型補強材の目合いや厚さ等は模

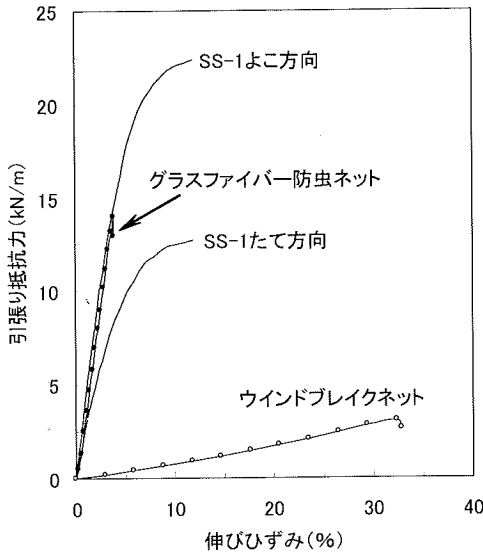
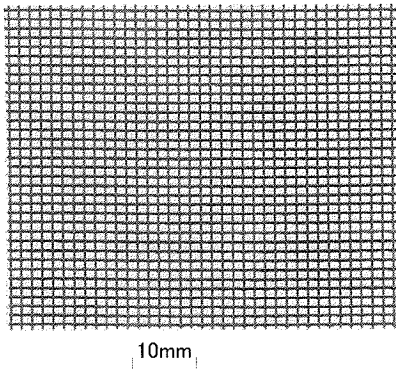
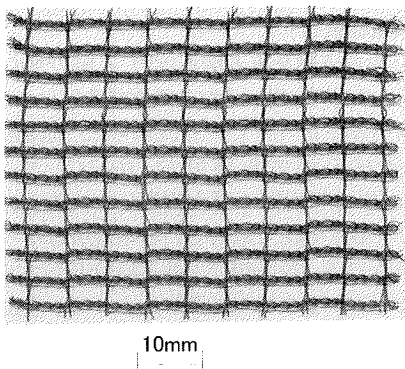


図-3 実験に用いた模型補強材とジオグリッド SS-1 の強度および剛性の比較



(a) グラスファイバー防虫ネット (厚さ 0.35mm)



(b) ウインドブレイクネット (厚さ 1.00mm)
写真-2 実験に用いた模型補強材

表-5 相似則を検証するための実験ケース

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

型基礎の幅や試料土の粒径に見合った小さい寸法になるべきであるが、その引張り強度や許容伸びひずみは実物に相当するものが適当であると考えている。

本研究ではジオグリッド系の模型補強材を用いる。ジオグリッドの主な特徴としては、格子状で目づれがしないことと引張り強度が大きく、許容伸びひずみは 10 ~ 20 % と小さいことが挙げられる。

図-3と写真-2(a)に示すような、簡単に入手できる市販の防虫ネットを模型ジオグリッドとして用いることとする。図-3は模型実験に用いた補強材とジオグリッド SS-1 との強度の比較を示す。

防虫ネットはグラスファイバー製で、写真-2(a)に示すように諸寸法が基礎幅 ($B_m=30\text{mm}$) や試料粒子 (図-2参照) に対して適当と思われるが、引張り強度が 13.98kN/m と高く、許容伸びひずみも 3.9 % と小さい。また、曲げ剛性がほとんどなく、目づれがしにくい。なお、この引張り強度が高く許容伸びひずみが小さい防虫ネットと比較するために、図-3と写真-2(b)に示すような引張り強度が 3.07kN/m と低く、許容伸びひずみが 32.4 % と大きいウインドブレイクネットも実験に用いた。

4. 遠心加速度による地盤密度の変化と支持力実験の相似性に関する実験結果

遠心力装置を用いた支持力実験の相似則を検証するために、Ovesen は砂地盤上の円形基礎の支持力実験を行った。実物基礎直径が 1m になるように、遠心加速度と基礎直径を広い範囲に変化させており、得られた荷重~沈下挙動も極限支持力も一致している^{20),21)}。

本研究においても、換算基礎幅 B_p が 1m 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) を二種類変化させた。また重力場で作製された砂地盤の密度 D_{r0} を三種類とした。実験条件は表-5に示す。

なお、実験に用いた豊浦砂の平均粒径は 0.172mm で、最小の基礎幅 20mm の 0.86 % となっている。この値は試料の平均粒径が基礎幅の 2 ~ 3 % 以下で

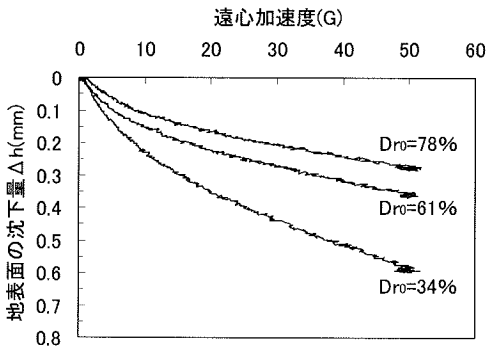


図-4 遠心加速度による地表面の沈下

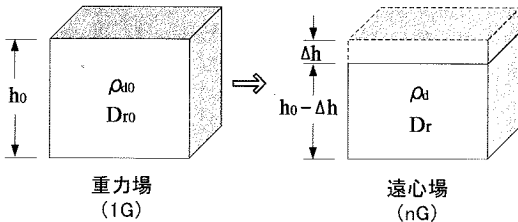


図-5 遠心加速度による地盤沈下の模式図

あるため、粒径による影響は認められないと考えられる²²⁾。

表-5に示すように相似則を検証するために、異なる遠心加速度をかけることになる。

さらに、遠心加速度により砂地盤が沈下することが明らかである。重力場で作製された地盤密度が同じであっても、異なる遠心加速度場で支持力実験を行うため、支持力載荷直前の地盤密度が平均的に見て異なってくる。

以下では、遠心加速度が地盤密度に与える影響を調べる。次に、相似則を検証する実験結果を示す。

(1) 遠心加速度による地盤密度の変化

遠心加速度による地盤表面の鉛直変位量は、図-1に示すように載荷板の中心から 95mm 離れたところに設置されたレーザー変位計により計測されている。図-4がその実験結果の一例である。遠心加速度が大きいくほど、重力場で作製された地盤の密度が小さいほど、地表面の沈下量が大きいくことが分かる。

この沈下量の変化による密度の変化を調べるために次のように考える。

図-5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} の地盤を遠心場にかけて場合、遠心加速度により地盤が Δh だけ圧縮され

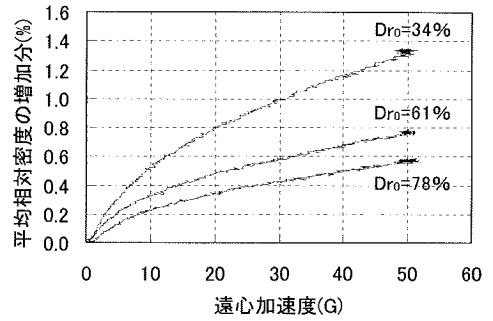


図-6 遠心加速度による地盤密度の変化

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。 ρ_d と D_r がそれぞれ式(1)と(2)で与えられる。

$$\rho_d = \frac{h_0}{h_0 - \Delta h} \cdot \rho_{d0} \quad (1)$$

$$D_r = \frac{\rho_{d \max}(\rho_d - \rho_{d \min})}{\rho_d(\rho_{d \max} - \rho_{d \min})} \quad (2)$$

式(1)を式(2)に代入すれば、遠心場での相対密度 D_r を算定できる。

遠心加速度による密度の増加分 ΔD_r は次式により算定される。

$$\begin{aligned} \Delta D_r &= D_r - D_{r0} \\ &= \frac{\rho_{d \max} \rho_{d \min} (1/\rho_{d0} - 1/\rho_d)}{\rho_{d \max} - \rho_{d \min}} \\ &= \frac{\rho_{d \max} \rho_{d \min}}{\rho_{d \max} - \rho_{d \min}} \cdot \frac{1}{\rho_{d0}} \cdot \frac{\Delta h}{h_0} \end{aligned} \quad (3)$$

遠心場における模型地盤の沈下量 Δh が分かれば、支持力載荷直前の地盤の乾燥密度 ρ_d 、相対密度 D_r 、遠心加速度による密度の増加分 ΔD_r がそれぞれ式(1)、(2)、(3)により算定できる。

計測された遠心加速度による地表面の沈下量 Δh (図-4参照)、重力場で作製された地盤の厚さ h_0 (220mm) と乾燥密度 ρ_{d0} (表-3参照) を式(3)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-6に示す。

遠心加速度に伴う相対密度の増加は、遠心加速度が大きいくほど、または重力場で作製された地盤の初期密度 D_{r0} が小さいほど大きいくが、これらの密度の増加傾向はほぼ 10G までは顕著であるが、10G 以

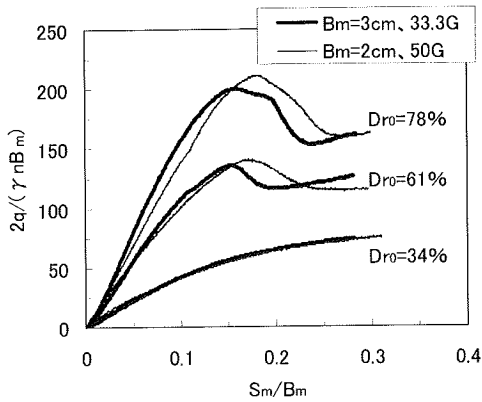


図-7 相似則を検証するための実験結果

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 50G になった場合の相対密度の増加分は、密度が 78 % の場合は 0.58 %、61 % の場合は 0.78 %、34 % の場合は最大で 1.3 % となっている。支持力載荷直前の地盤密度は重力場で作製された密度に比べて若干増加するが、それほど有意な差がないと考えられる。

さらに遠心加速度 33.3G と 50G による相対密度の増加分の差は、初期密度が 78 % の場合は 0.16 %、61 % の場合は 0.18 %、34 % の場合は 0.28 % となっているが、いずれの場合においても、遠心加速度の違いによる密度の増加は相似則の検証に与える影響がほとんどないと考えられる程度であった。

なお、一様な密度に作った模型地盤は、自重応力に応じて密度は深度分布で変化し、浅部での変化が小さく深部でより変化が大きいのでは当然である。ここでは地表面沈下量の測定結果に基づき実験条件の変化を示す指標として平均圧縮量を用いた。

(2) 相似則を検証する実験の結果

図-7は表-5に示す条件で行った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 で正規化したものであり、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。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。この結果は三笠ら²³⁾の結果と同じであると思われる。

しかし、地盤密度が大きい場合 ($D_{r0}=61\%, 78\%$)、極限支持力はほぼ同じであるとみられるのに対して荷重～沈下挙動には若干違いが生じている。遠心模型実験では砂地盤模型の大きさも相似な大きさに合

表-6 補強砂地盤の実験ケース一覧

($D_{r0}=78\%, B_m=30\text{mm}, 33.3\text{G}$)

実験目的 Z_m/B_m L_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
1	I	I	I	I	I	I	I
3	I	I	I	I; II	I	I	I
5				I			
7				I			

I: グラスファイバー防虫ネット

II: ウインドブレイクネット

わすことが望ましいが、本実験では一種類の模型容器を用いている。このことが地盤密度が大きくなると荷重～沈下挙動に若干の差が生じる要因のひとつとなったと考えられる。

5. 補強基礎地盤の支持力特性

補強基礎地盤の支持力特性を調べるために、砂地盤と関東ローム地盤の二種類について支持力試験を行った。以下ではそれぞれの実験結果を考察する。

(1) 補強砂地盤の支持力特性

補強砂地盤の実験ケースは表-6に示すように破壊形態を観察するための実験と補強効果を調べるための実験の二種類とした。なお、比較のために無補強の場合についてもそれぞれ同様な実験を行った。

a) 破壊形態

無補強地盤と補強地盤の破壊形態を写真-3と写真-4に示す。写真-3は無補強地盤、写真-4は補強地盤の結果である。無補強の場合(写真-3)と補強で敷設深さ比 $Z_m/B_m=0.5$ の場合(写真-4(a)と(c))は、基礎の沈下量が基礎幅の 80 % まで押し込んだ時のものであり、補強で $Z_m/B_m=1.2$ の場合(写真-4(b)と(d))は、基礎の沈下量が基礎幅の 50 % の時のものである。

写真-3に示すように、無補強地盤の場合には、極限釣合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が発生している。また破壊領域の幅は 360mm で基礎幅 $B_m=30\text{mm}$ の 12 倍程度である。これは重力場での実験結果(破壊領域の幅/基礎幅 $=480\text{mm}/40\text{mm}=12$)⁷⁾と同様である。

重力場と同じく補強地盤の場合は、補強材の敷設

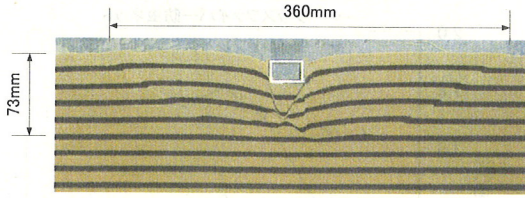
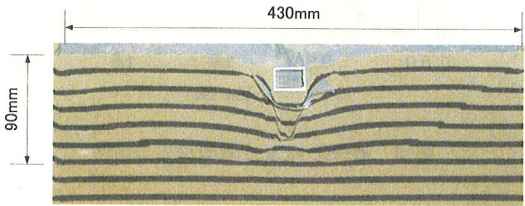
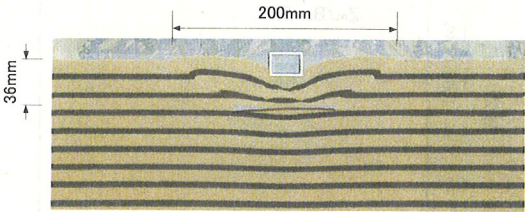


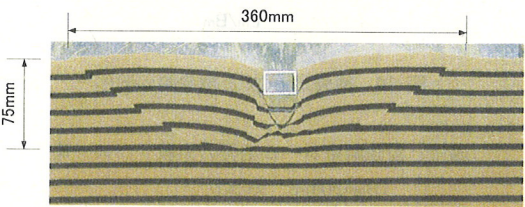
写真-3 無補強地盤の破壊形態 ($B_m=30\text{mm}$, 33.3G)



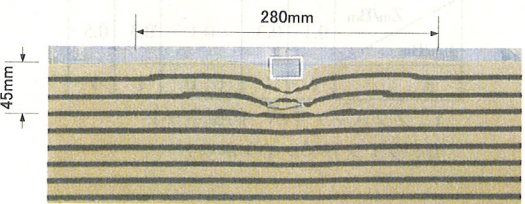
(a) $L_m/B_m=3$, $Z_m/B_m=0.5$



(b) $L_m/B_m=3$, $Z_m/B_m=1.2$



(c) $L_m/B_m=1$, $Z_m/B_m=0.5$



(d) $L_m/B_m=1$, $Z_m/B_m=1.2$

写真-4 補強地盤の破壊形態 ($B_m=30\text{mm}$, 33.3G)

深さによって破壊形態が明らかに異なる。写真-4(a)と(b)は敷設幅 L_m が基礎幅 B_m の3倍の場合の結果である。写真-4(a)に示すように補強材の敷設深さが浅い場合 ($Z_m/B_m=0.5$) には、補強地盤は補強材を横切る形で破壊が生じ、破壊域が無補強地盤に比べて大きくなる。ただし、重力場で生じた複数のす

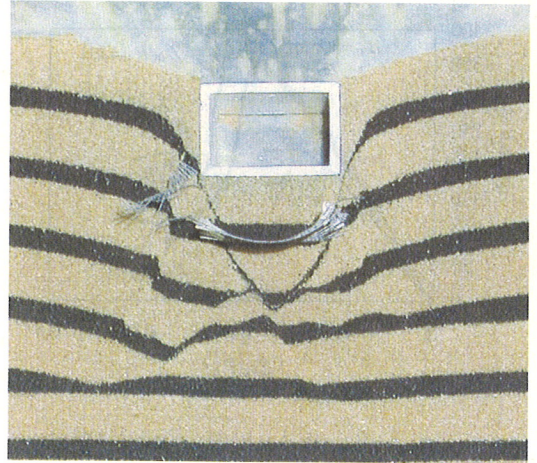


写真-5 写真-4(c)の拡大写真 (重力場で見られない補強材の破断が確認されている)

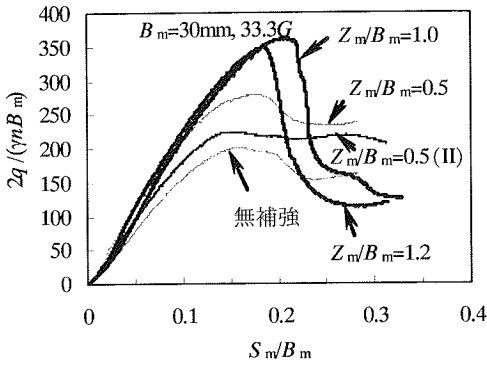
べり面⁷⁾は観察されなかった。このような補強材を横切り、無補強地盤と類似したすべり面が発生した形態を破壊形態1とする。一方、敷設深さが深い場合 ($Z_m/B_m=1.2$) には、写真-4(b)に示すように、重力場の結果と同様に破壊はほとんど補強材の上面で生じた。このような破壊を破壊形態2とする。

また、写真-4(c)に示すように補強材の敷設幅 L_m が基礎幅 B_m と同じ ($L_m/B_m=1$) で、敷設深さ Z_m が基礎幅 B_m よりも小さい場合の破壊形態は写真-4(a)と類似しているが、無補強地盤の場合に比べて破壊域の増加が認められない。しかし、この場合でも写真-5に示す拡大写真のように補強材の引張り力が発揮されているのが明らかである。写真-4(d)に示すように補強材の敷設幅 L_m が基礎幅 B_m と同じ ($L_m/B_m=1$) で、敷設深さ Z_m が基礎幅 B_m より大きい場合の破壊形態は全体的に見て写真-4(b)と類似しているが、補強材の幅が小さいため、写真-4(b)のように破壊が補強材の上面で発生し、すべり面の発生を阻止し切れていない。

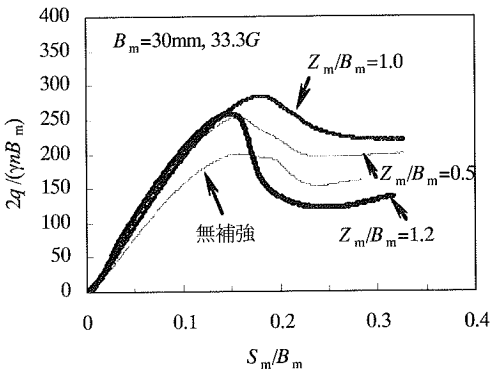
b) 支持力特性および破壊形態との関係

補強効果を調べる実験から得られた荷重～沈下曲線の一例を図-8に示す。

図-8(a)は敷設幅比 $L_m/B_m=3$ 、図-8(b)は $L_m/B_m=1$ の場合の結果である。いずれの場合においても、補強材の敷設深さが浅い場合 ($Z_m/B_m=0.5$, 形態1)、破壊形態が類似しているのと同様に荷重～沈下曲線は無補強地盤のそれと類似した形を示している。一方、補強材の敷設深さが深い場合 ($Z_m/B_m=1.2$, 形態2)、ピーク後の荷重の減少が激しく、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⁷⁾。



(a) $L_m/B_m=3$; (II: ウィンドブレイクネット使用)



(b) $L_m/B_m=1$

図-8 荷重～沈下曲線

c) 補強効果および破壊形態との関係

図-8に示すように、沈下に伴い荷重は最大値を示し、その後減少するので、最大荷重を極限支持力として考える。

補強地盤と無補強地盤の極限支持力の比 BCR を用いて補強効果を評価するために補強比 BCR と敷設深さ比 Z_m/B_m との関係は敷設幅比 L_m/B_m をパラメータとして整理したものが図-9である。重力場⁷⁾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-8(a)においても分かるように、引張り強度が小さく、許容伸びひずみが大きいウィンドブレイ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る。

図-10は敷設深さが浅い場合 ($Z_m/B_m=0.5$, 形態 1) の補強効果と敷設幅の関係を示すものである。補強

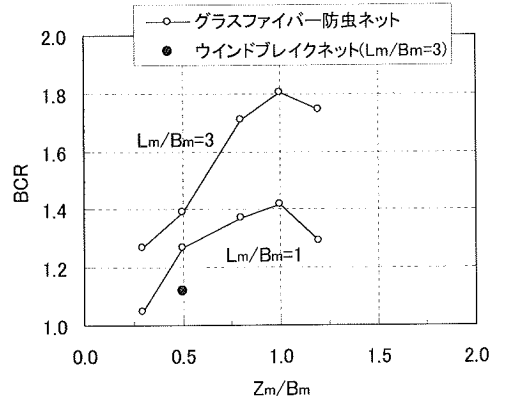


図-9 補強比 BCR と敷設深さの関係

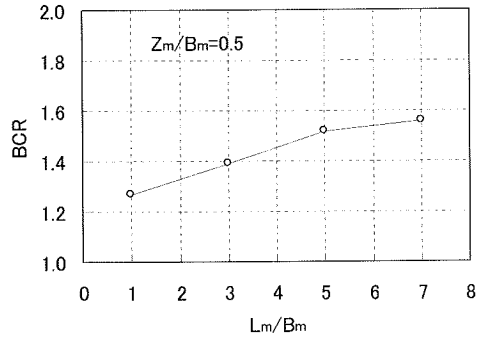


図-10 補強比 BCR と敷設幅の関係

表-7 補強関東ローム地盤の実験ケース一覧

($B_m=30\text{mm}$, 33.3G)

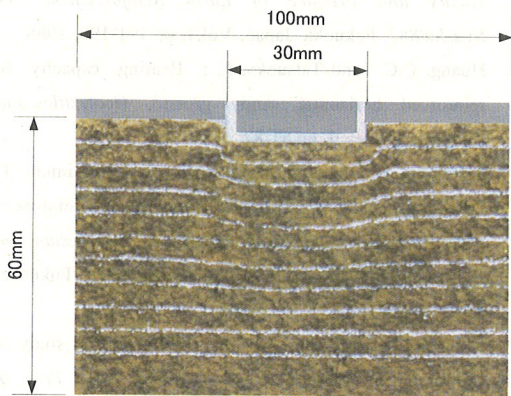
実験目的 Z_m/B_m L_m/B_m	破壊形態観察		補強効果検討		
	0.1	0.3	0.1	0.3	0.5
3	I	I	I; II	I	I

I: グラスファイバー防虫ネット

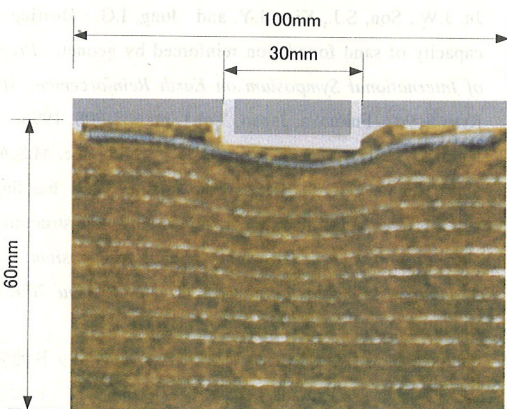
II: ウィンドブレイクネット

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⁷⁾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。

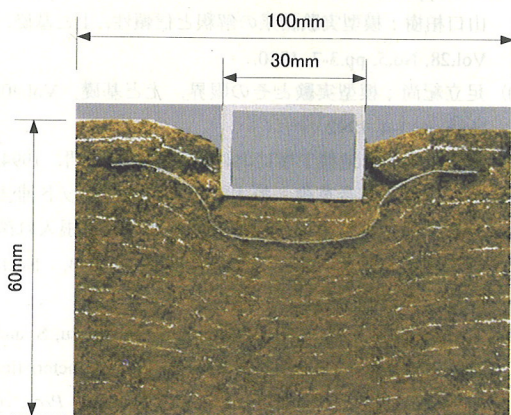
遠心場では基礎直下や周辺地盤においては大きな拘束圧が発生している。拘束圧が変化すると、支持



(a) 無補強の場合



(b) $L_m/B_m=3, Z_m/B_m=0.1$



(c) $L_m/B_m=3, Z_m/B_m=0.3$

写真-6 関東ローム地盤の変形形態 ($B_m=30\text{mm}, 33.3\text{G}$)

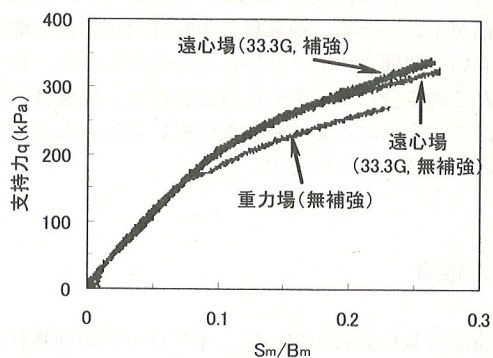


図-11 関東ローム地盤の荷重～沈下曲線 ($B_m=30\text{mm}$)
(補強の場合の実験ケースは表-7に示されるとおり)

地盤の地盤物性値や変形性も変わってくると考えられるが、境界敷設深さは重力場とほぼ変わらない結果となった。これは「敷設深さ」の変化の影響の方が拘束圧の増加による支持地盤の地盤物性値や変形性の変化の影響よりも大きいことを示している。

(2) 補強関東ローム地盤の支持力特性

補強砂地盤の支持力特性と比較するために、補強関東ローム地盤の支持力載荷試験を行った。実験ケースは表-7に示すように破壊形態を観察するための実験と補強効果を調べるための実験の二種類である。なお、比較のために無補強の場合についてもそれぞれ同様な実験を行った。

実験から得られた無補強地盤と補強地盤の破壊形態を写真-6に示す。写真-6(a)は無補強地盤、写真-6(b)は補強で、 $Z_m/B_m=0.1$ 、写真-6(c)は、補強で $Z_m/B_m=0.3$ の場合の結果である。なお、無補強の場合(写真-6(a))と補強で $Z_m/B_m=0.1$ の場合(写真-6(b))は、基礎の沈下量が基礎幅の25%まで押し込んだ時のものであり、補強で $Z_m/B_m=0.3$ の場合(写真-6(c))は、基礎の沈下量が基礎幅の80%のものである。いずれの場合においても、地盤は三次元の円形基礎¹⁵⁾と同様にパンチングのような破壊形態を示している。

一方、荷重～沈下曲線は図-11に示すようにパンチング破壊と対応している形になっている。遠心場における荷重は重力場に比べてさほど大きくならない。これは 147.2kPa (1.5kgf/cm^2)の圧縮圧力で作製された地盤は33.3Gの遠心加速度場においても過圧密状態にあるためと考えられる。また、遠心場において、補強材を敷設した場合は補強材の敷設深さや補強材の種類にかかわらず無補強の場合と荷重～沈下曲線がほぼ重なり、補強の効果が認めら

れない。これは補強材の両端が拘束されず、また敷設幅が小さいため、補強材の引張り力が粘性土地盤において発揮されていないためと考えられる。もちろんこの場合は、補強砂地盤と異なり、補強材の敷設深さの違いによる補強効果の違いもほとんどないことが確認されている²⁴⁾。

6. 結論

遠心力载荷装置を用いてジオグリッド系補強材を地盤内に一層敷設した補強基礎地盤の支持力実験を行った。

砂地盤について得られた結果は次のようにまとめられる。

(1) 補強効果が最大となる補強材の最適敷設深さは補強材の敷設幅にかかわらず、ほぼ基礎幅と同程度である。

(2) 補強材を最適敷設深さより浅く敷設した補強基礎地盤は、補強材を横切る形で破壊し、破壊域は敷設幅とともに増加する。この場合、敷設深さを増加すれば補強効果も増加する。また、敷設幅が基礎幅の5倍程度以上になると補強効果増加の程度が小さくなる。

(3) 補強材を最適敷設深さより深く敷設した場合、補強基礎地盤は補強材の上面で破壊する。この場合、敷設深さを増加すると補強効果は逆に減少する。

以上の結果は、重力場での結果とほぼ同様であるが、重力場におけるこれらの結果は、さらに補強材の種類、地盤の密度、基礎の幅と根入れ深さに関係なく認められている^{7),12)}。

一方、関東ローム地盤の遠心载荷試験では、補強材の敷設深さや補強材の種類を変化させても補強の効果が認められなかった。

謝辞：本研究を行うに当たって模型補強材ウインドブレイクネットをご提供いただき、また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)技術部平井貴雄氏並びにご協力いただいた深井佳代子氏、市川智史氏、落合純也氏(当時 武蔵工業大学学生)に深甚な謝意を表する。

参考文献

1) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement, *Proc. of International Symposium on*

Theory and Practice of Earth Reinforcement (IS Kyushu'88), Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.191-196, 1988.

2) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Bearing capacity in reinforced horizontal sandy ground, *Geotextiles and Geomembranes* 9, pp.51-82, 1990.

3) Takemura, J., Okamura, M., Suemasa, N. and Kimura, T. : Bearing capacities and deformations of sand reinforced with geogrids, *Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu'92)*, Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.695-700, 1992.

4) Miyazaki, K. and Hirokawa, F. : Fundamental study of reinforcement of sand layer in model test, *Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement Practice (IS Kyushu'92)*, Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.647-652, 1992.

5) Ju, J.W., Son, S.J., Kim, J.Y. and Jung, I.G. : Bearing capacity of sand foundation reinforced by geonet, *Proc. of International Symposium on Earth Reinforcement (IS Kyushu'96)*, Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.603-608, 1996.

6) Kotake, N., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Siddiquee, M.S.A. and Huang, C.C. : Effects of tensile and bending rigidities of reinforcement in reinforcing soil structures and ground, *Proc. of International Symposium on Landmarks in Earth Reinforcement (IS Kyushu 2001)*, Fukuoka, Japan, Vol.1, pp.571-576, 2001.

7) 楊 俊傑, 落合英俊, 林 重徳: ジオグリッド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.

8) 三笠正人: 土質工学と模型実験, 土と基礎, Vol.28, No.5, pp.1-2, 1980.

9) 山口柏樹: 模型実験結果の解釈と信頼性, 土と基礎, Vol.28, No.5, pp.3-7, 1980.

10) 足立紀尚: 模型実験とその限界, 土と基礎, Vol.40, No.5, pp.1-4, 1992.

11) 土質工学会: 地盤工学における模型実験入門, 1994.

12) 楊 俊傑, 落合英俊, 鈴木敦己: ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性に及ぼす基礎の幅と根入れ深さの影響, 熊本大学工学部研究報告, Vol.43, No.1, pp.21-26, 1994.

13) Toyosawa, Y., Horii, 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.

14) 山口柏樹, 木村孟, 藤井斉昭: 遠心载荷装置による浅基礎の支持力実験, 土木学会論文報告集, 第 233号, pp.71-85, 1975.

15) 玉手聡, 堀井幸幸, 豊澤康男, 末政直晃, 片田敏行,

- 高野裕亮：支持地盤の不安定性が移動式クレーンの転倒に及ぼす影響，土木学会論文集 No.596/III-43, pp.163-174, 1998.
- 16) Ovesen, N.K. : Centrifuge Tests of Embankments Reinforced with Geotextiles on Soft Clay, *Proc. of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing*, pp.14-21, 1984.
- 17) 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.
- 18) 龍岡文夫, 安藤裕元, 岩崎高明, 中村和之：不織布による粘性土盛土の補強，土と基礎，Vol.33, No.5, pp.15-20, 1985.
- 19) 寺師昌明, 谷口栄一：講座，遠心模型実験，8.適用事例：複合地盤に関する問題，土と基礎，Vol.36, No.7, pp.69-76, 1988.
- 20) Ovesen, N.K. : The scaling law relationship - Panel Discussion, *Proc. 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.4, pp.319-323, 1979.
- 21) 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.
- 22) 高田直俊, 藤井斉昭：講座，遠心模型実験，5.適用事例－圧密問題・安定問題－，土と基礎，Vol.36, No.4, pp.79-84, 1988.
- 23) 三笠正人, 高田直俊, 望月秋利：遠心力を利用した土構造物の模型実験，土と基礎，Vol.28, No.5, pp.15-23, 1980.
- 24) 平尾和年：ジオテキスタイルによる軟弱地盤の支持力改良とその評価法に関する研究，九州大学学位請求論文，pp.62, 1997.

(2003.1.9 受付)

BEARING CAPACITY OF REINFORCED GROUND USING CENTRIFUGE TESTS

Yasuo TOYOSAWA, Junjie YANG, Seiichi MIURA and Naoaki SUEMASA

The bearing capacity of sandy ground with one-layer reinforcement was investigated based on the results of centrifuge model tests in the laboratory. The results agreed with those of the conventional model test in gravitational force field: 1) There exists an optimum depth for installing reinforcement at which the reinforcing effect is a maximum; this depth is approximately equal to the width of strip footing, and is independent of the reinforcement width. 2) The qualities of load-settlement and the failure modes vary with the optimum installed depth, and are independent of the reinforcement width. 3) When the reinforcement depth is shallower than the optimum installed depth, although the reinforcing effect increases with reinforcement width, when a certain reinforcement width exceeds, the increase in reinforcing effect lessens.