

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

楊 俊傑*・落合英俊**・林 重徳***

ジオグリッドを一層敷設した基礎地盤の支持力特性を模型載荷試験により調べた。補強効果が最大となるジオグリッドの最適敷設深さが存在する。この最適敷設深さは地盤密度やジオグリッドの種類と敷設幅によらず、ほぼ基礎幅と同程度である。ジオグリッド敷設による補強の効果、補強された基礎地盤の支持力特性は破壊形態と密接に関連している。最適敷設深さを境にして破壊形態が明らかに異なる。

Key Words : earth reinforcement, sand, geogrid, loading tests, bearing capacity

1. まえがき

基礎地盤の支持力を増加させる補強土工法の原型は昔の敷そだ工に見ることができるが、近年、急速化、大型化が要求される土木工事において、網を用いたネット工法やシート工法として実用化されてきた。

一方、ジオグリッドは、従来の樹脂網の持っている利点（例えば、土の連続性を阻害しない）を有するばかりでなく、強度が格段に優れ、また、その形状からくる施工性の良さなどから、様々な土木工事において広く用いられている。

図-1に示すような、ジオグリッドを地盤内に一層敷設することによって支持力の増加を図る方法は、基礎地盤の補強工法の一つである。このジオグリッド敷設による補強効果は、敷設深さや敷設幅等によって異なるものであり、それらを定量的に評価した補強基礎地盤の支持力を求める簡便な方法が確立されれば、有力な基礎地盤の支持力改良工法になり得る。

本論文は、その目標の第一ステップとしてジオグリッドを用いた補強基礎地盤の効果や支持力特性等を実験的に検討したものである。

ジオグリッド補強基礎地盤としての補強土効果はジオグリッドの敷設深さや敷設幅だけでなく、地盤の性状、基礎の設置方法（幅、根入れ深さ）にも支配される。それらの因子が補強土効果に及ぼす影響については、いくつかの実験的な研究がなされている¹⁾²⁾が、まだ十分解明されていない。また、ジオグリッドによる補強の効果や補強された基礎地盤の支持力特性は破壊形態と密接に関連しており、補強基礎地盤の支持力を評価する際には

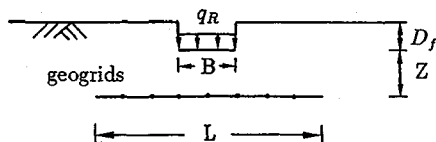


図-1 ジョグリッドを一層敷設した補強地盤の概念図

表-1 補強基礎地盤の支持力に及ぼす影響要因

項目	影響因子
基礎	幅 B , 根入れ深さ D_f
地盤	粘着力 c , 内部摩擦角 ϕ , 単位体積重量 γ
補強材	敷設深さ Z , 敷設幅 L , 引張り強度 F_u , 許容伸びひずみ ϵ_0 , 土との摩擦特性 δ

その破壊形態を明確にすることが重要である。

そこで、本文は、有限幅のジオグリッドを地盤内に一層敷設した補強地盤の表面 ($D_f=0$) に帯状荷重が作用する場合を対象として、ジオグリッドの敷設深さ、敷設幅等が補強基礎地盤の破壊形態、支持力特性、補強の効果に与える影響およびそれらの相互の関係を実験的に調べたものである。

提案する破壊形態に基づいて得られる補強基礎地盤の支持力特性の理論的な評価手法については稿を改めて報告する。

2. 補強基礎地盤の支持力に及ぼす影響要因

図-1に示すような幅 B の帯状荷重が深さ D_f の位置に作用する場合に、補強材を一層敷設することによる補強の効果は無補強時の地盤の破壊域と補強材の敷設位置との相対関係に支配されると考えられる。

ところで、地盤に帯状基礎が載荷された場合、地盤の破壊形態は、地盤の性状と基礎の設置位置によって異なる

* 正会員 工修 熊本大学助手 工学部土木環境工学科 (〒860 熊本市黒髪2丁目39番1号)

** 正会員 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科

*** 正会員 工博 佐賀大学助教授 低平地防災研究センター

表—2 実験ケース一覧表

実験の目的	形態を観察する実験		補強の効果を調べる実験										
			25%		55%				83%				
地盤密度Dr	83%		SS-1		SS-1				SR-2				
補強材	ネット		SS-1		SS-1				SR-2				
載荷幅B	4cm		10cm		10cm				10cm				
敷設幅L/B	3	7	5	1	3	5	7	5	5	1	3	5	7
敷設深さ Z/B	-	-	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	-	0.3	0.3	0.3	0.3
	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	-	-	-	-
	-	-	0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	0.8	-	-	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	-	-	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.0	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	1.2	-	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	-	-	-	-	-	-	-	-	1.4	-	-	-	-
	-	-	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	-	1.5	1.5	1.5	1.5
	-	-	-	-	-	-	-	-	1.6	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.7	1.7	1.7	-	

る⁵⁾。Vesićは砂地盤を対象とし、地盤の相対密度 (D_r) と基礎の根入れ幅比 (D_f/B) によって、地盤の破壊形態を全般せん断破壊、局所せん断破壊、パンチングせん断破壊の三つに分けている⁶⁾。この破壊形態の違いによって、破壊領域の大きさが異なり、また、その破壊領域の大きさは基礎幅によって異なる⁷⁾。したがって、ジオグリッド補強基礎地盤の支持力は、無補強の破壊領域内のどの位置に補強材を敷設するかによって異なると考えられる。すなわち、補強効果は、補強材に関してその引張り強度、許容伸びひずみ、土との摩擦特性のほかに補強材の敷設深さと敷設幅に影響されると考えられる。

一方、前に述べたように、地盤の性状、基礎の根入れ深さによって破壊形態が異なり、その破壊形態と基礎幅が破壊領域の大きさを支配する。したがって、補強基礎地盤の支持力は表—1に示すように補強材の引張り強度、許容伸びひずみ、土との摩擦特性、敷設深さ、敷設幅、地盤の性状及び基礎の幅とその根入れ深さに影響されると考えられる。

本文では、地表面載荷 ($D_f=0$) を対象とし、まず、補強基礎地盤の破壊形態を実験で観察し、次に、これらの要因がジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性と補強効果に与える影響を模型実験により調べながら破壊形態との関連を検討する。

3. 補強基礎地盤の破壊形態

まず、下述のような装置と方法を用い、表—2に示すように補強材の敷設深さと敷設幅を変化させた実験を行って、次に、その結果に基づいて補強基礎地盤の破壊形態を考察する。なお、補強材として用いられた厚さ1.5 mmの高分子ネット Z-28-93の引張り強度は $F_u =$

0.47 tf/m、許容伸びひずみは $\epsilon_0=26\%$ であった。

(1) 実験装置と方法

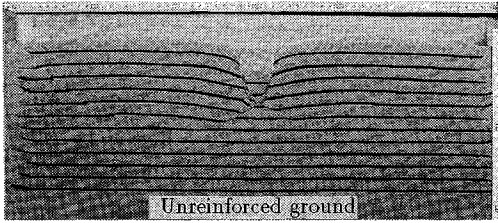
実験装置は幅60 cm、奥行き10 cm、深さ34 cmの土槽⁸⁾である。土槽側面のアクリル板の片方は自由に取外すことができる。試験後、水を浸透させるために、土槽底面に多くの穴をあけている。

まず、土槽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0.2 mmのゴムメンブレンを張り付けた。次に、土槽の底面に、濾紙を一枚敷設した後、気乾状態の豊浦標準砂を用い、多重ふるいをかけた空中落下法により密度 $D_r=83\%$ の地盤を作成する。地盤の破壊形態を観察するために、地盤を作成する際に、深さ方向に約1.5 cmずつ黒色砂を薄く水平に敷設した。作成された地盤表面に剛な載荷板を介してモータにより毎分1 mmの変位制御で荷重を加えた。計測は、載荷板の鉛直変位量である。なお、載荷板底面には、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てある。

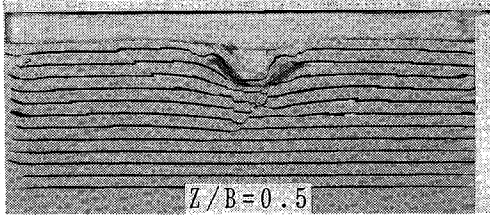
すべり面が肉眼で観察されたと思われる沈下量(30 mmで、基礎幅の75%)に達したとき、載荷を終了した。試験後、砂地盤下部より水を浸透させ、見かけの粘着力を持たせてから、片方の土槽側面を取り外して地盤を切り出し、その断面を観察・撮影した。

(2) 補強基礎地盤の破壊形態

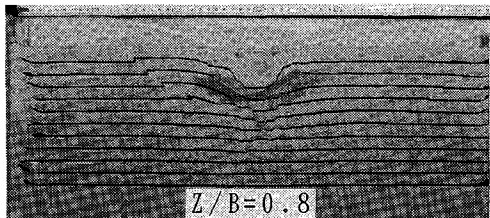
無補強地盤と補強地盤の実験結果の一例を写真—1と2に示す。写真—1に示すように、無補強地盤の場合には、極限釣合法に基づく支持力論で想定されているすべり面と類似な形が発生している。補強地盤(写真—2)においては、破壊形態は、基礎幅 B と同程度の深さを境にして、敷設深さによって明らかに異なる。すなわち、



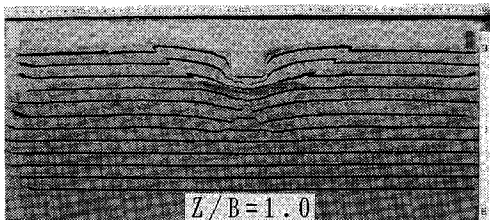
写真一 無補強基礎地盤の破壊形態



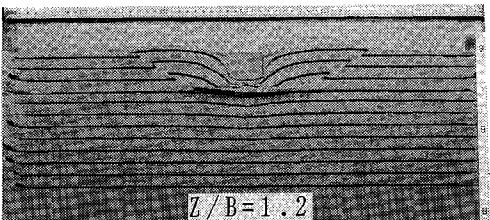
$Z/B=0.5$
(a) $Z/B=0.5$



$Z/B=0.8$
(b) $Z/B=0.8$



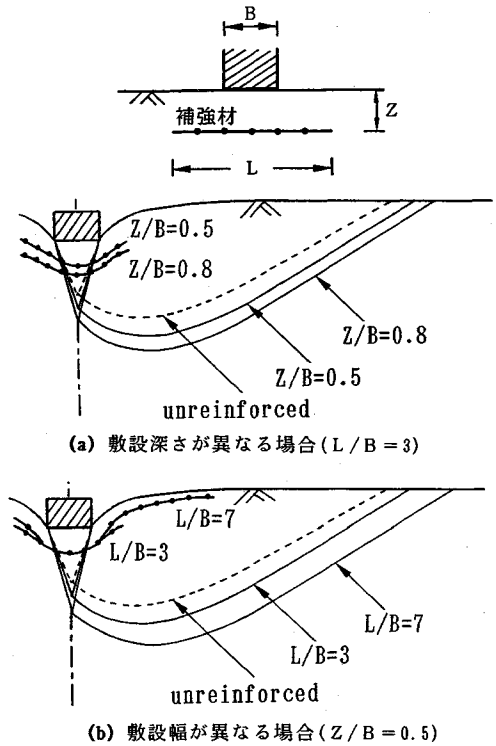
$Z/B=1.0$
(c) $Z/B=1.0$



$Z/B=1.2$
(d) $Z/B=1.2$

写真二 補強基礎地盤の破壊形態 ($L/B=3$)

補強材の敷設深さ Z が基礎幅 B より浅い場合 (写真一2 (a) と (b), $Z/B=0.5$ と 0.8) には, 補強基礎地盤は補強材を横切る形で破壊 (形態 1) が生じている。この場合, 複数のすべり面が発生しているが, 無補強の場合と比較して, 全体としてすべり領域が大きくなる。支



図一2 地盤断面の変形状況により求められたすべり面

持力の増加はこの拡大したすべり面に基づいて考えるべきである。この拡大したすべり面をトレースしたのが図一2である。破壊領域は補強材の敷設深さと敷設幅とともに大きくなるのが分かる。

一方, 敷設深さが基礎幅より深い場合 (写真一2 (d), $Z/B=1.2$) には, 破壊はほとんど補強材の上面で生じている (形態 2)。なお, 写真一2 (c) に示すように, 基礎幅と同程度の深さに敷設された場合 ($Z/B=1$) に, 破壊形態は上述の形態 1 と形態 2 の中間的なものとなる。このため, この深さ (B) を形態 1 と形態 2 を区別する境界敷設深さとして考えられるであろう。

すなわち, 補強基礎地盤の破壊形態は敷設深さに支配され, $Z < B$ の場合, 補強材を横切って破壊する形態 1 と, $Z > B$ の場合, 補強材の上面で破壊する形態 2 の二つに分けられる。地盤の破壊形態が補強材の位置によって変わることが確認された。

このような破壊形態の違いにより, 支持力特性と補強の効果が異なる。したがって, 次の 4 章で, ジオグリッド補強基礎地盤の支持力特性を調べるとともに, この二つの破壊形態により, 荷重～沈下曲線, 地表面の鉛直変位, 土槽底面にある土圧の分布などの特徴を考察する。5 章では, 補強効果および破壊形態との関係を調べる。

4. 補強基礎地盤の荷重～沈下特性

(1) 実験概要

a) 実験装置と方法

実験に用いた土槽は幅 150 cm, 奥行き 20 cm, 深さ 55 cm である。土槽の底面の片側に土圧計を五個設置してある¹⁰⁾。

模型地盤の作成方法, 使用された砂, 土槽側面と砂地盤の摩擦を軽減する方法および載荷方法は前述の破壊形態を観察する実験と同じである。計測は, 載荷重, 土槽底面の土圧ならびに載荷板の鉛直沈下量と載荷板の周辺の地表面の鉛直変位量である。

b) 実験内容

地盤密度が補強基礎地盤の支持力特性に与える影響を調べるために, 全般せん断, 局所せん断, パンチングせん断破壊が起きるように, それぞれ密, 中位, 緩い地盤を作成する。Vesićによれば, 地盤の破壊形態は砂地盤の相対密度と基礎の根入れ幅比 (D_f/B) との相対値に影響される⁶⁾。基礎の根入れ幅比が 2 までのケースを考えた場合, 根入れの破壊形態への影響を見積もって, 密, 中位, 緩い地盤を判断する目安としてはそれぞれ相対密度が 0.75~1, 0.40~0.75, 0~0.40 と考えられる。したがって, 本実験では, 地盤の相対密度を約 83%, 55% および 25% とした。

補強材として二軸延伸ジオグリッド SS-1 を用いる。

その縦方向の引張り強度と許容伸びびずみはそれぞれ 1.2 tf/m と 10% である。載荷幅 $B=10$ cm と 5 cm とし, ジオグリッドを無補強の場合の破壊領域内に敷設するため, ジオグリッドの敷設深さ Z は $Z/B=0.3\sim 1.7$ の範囲で変化させた。また, ジオグリッドの敷設幅 L は $L/B=1, 3, 5, 7$ の 4 種類とした。

補強材の種類による補強効果の差異を調べるために, 一軸延伸ジオグリッド SR-2 を用い, SS-1 を用いた場合の結果と比較した。ジオグリッド SR-2 の縦方向の引張り強度と許容伸びびずみはそれぞれ 8.0 tf/m と 17% である。

以上の実験条件の一覧を表-2 に示す。

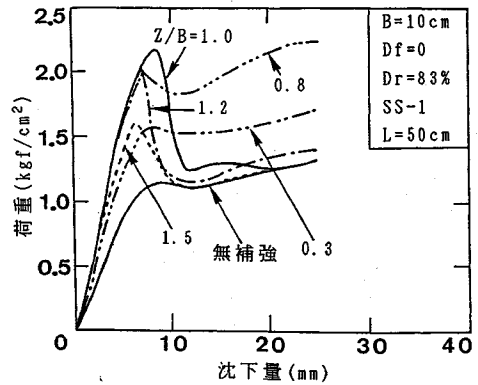
(2) 荷重～沈下曲線

実験結果の一例を図-3 に示す。図-3 (a) に, 地盤密度が 83%, 図-3 (b) に 55%, 図-3 (c) に 25% の場合の荷重～沈下曲線を示す。

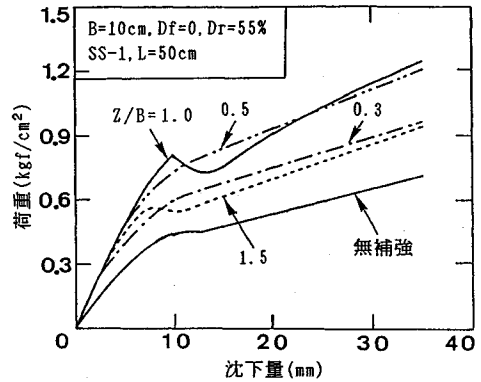
a) 密な地盤の場合 ($D_r=83\%$)

図-3 (a) に示すように, 無補強地盤では, 荷重～沈下曲線はピークを示し, 全般せん断破壊が生じていると考えられる。このような地盤内に補強材を敷設することによって, 荷重～沈下曲線の性状は変わる。

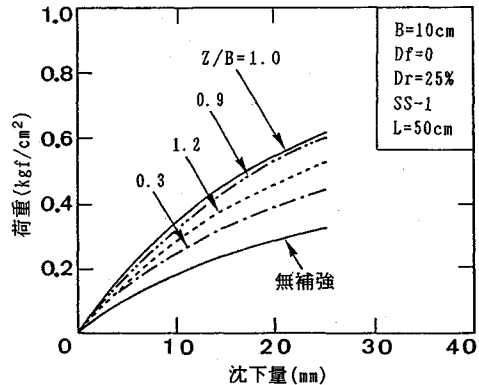
ジオグリッドの敷設深さ Z が基礎幅 B より浅い場合 ($Z < B$, 形態 1), 荷重～沈下曲線は, 無補強地盤のそ



(a) $D_r=83\%$



(b) $D_r=55\%$

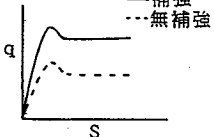
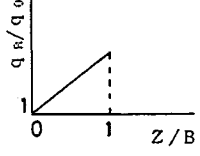
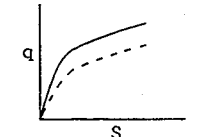
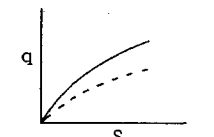
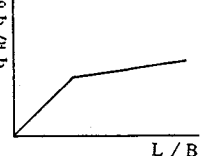
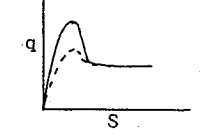
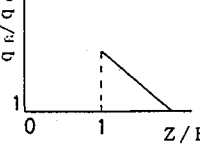
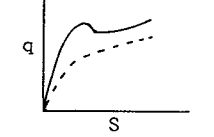
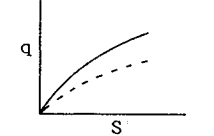
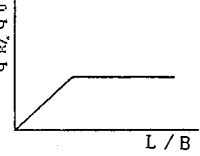


(c) $D_r=25\%$

図-3 荷重～沈下曲線

れと類似した形を示しているが, 補強地盤の荷重は無補強地盤の荷重より全般的に大きく, 補強効果が認められる。この場合, ピーク後の荷重の減少量が小さく, 残留強度は無補強の場合よりかなり大きい。これは次の二つの原因によるものと考えられる。一つは補強時の破壊域が無補強の場合(図-2)より大きいからである。もう一つは, 形態 1 (写真-2 (a), (b)) のような破壊が生じているため, ジオグリッドの張力が発揮しているからである。また, 荷重～沈下曲線はピークを示すので,

表—3 ジオグリッド補強基礎地盤の支持力載荷試験の結果

条件		結果	
敷設深さ比 Z/B	地盤相対密度 D_r	補強地盤の支持力特性 (荷重～沈下曲線)	補強比(q_R/q_0)と敷設深さ比 (Z/B), 敷設幅比(L/B)の関係
$Z/B < 1$	密 $D_r: 0.75 \sim 1$		
	中位 $D_r: 0.4 \sim 0.75$		
	緩い $D_r: 0 \sim 0.4$		
$Z/B > 1$	密 $D_r: 0.75 \sim 1$		
	中位 $D_r: 0.4 \sim 0.75$		
	緩い $D_r: 0 \sim 0.4$		

ジオグリッドを横切る形で全般せん断破壊が生じている。

一方、ジオグリッドの敷設深さが基礎幅と同じまたはそれより深い場合 ($Z \geq B$, 形態2) に、荷重はピークを過ぎた後、急激に減少して、無補強の場合とほぼ同じ値を示す。補強効果は沈下量が小さい場合に認められるが、ある沈下量以降は認められない。この場合はジオグリッドの上層地盤内に全般せん断破壊が生じている。

b) 密度が中位の地盤の場合 ($D_r=55\%$)

図—3 (b) に示すように、補強材敷設深さが基礎幅より浅い場合 (形態1, $Z < B$) には、荷重～沈下曲線は無補強の場合に相似してピークを示さずに、載荷重は沈下とともに単調に増加する。これはジオグリッドを横切って局所せん断破壊が生じているためと考えられる。

一方、ジオグリッド敷設深さが基礎幅と同じまたはそれより深い場合 (形態2, $Z \geq B$) に、荷重～沈下曲線はピークを示し、いったん減少した後、再度増加する。これは補強材の上面で全般せん断破壊が生じていると考えられる。

なお、すべてのケースにおいて補強材敷設による補強効果は基礎沈下によらず認められる。

c) 緩い地盤の場合 ($D_r=25\%$)

図—3 (c) に示すように、パンチングせん断破壊が起きるような緩い地盤の場合、補強材を敷設することによって荷重～沈下曲線の傾向に及ぼす影響ははっきりしないが、無補強の場合に比べて補強の場合の荷重は沈下の初期においても全般的に大きいので、補強の効果は沈下によらず確認される。

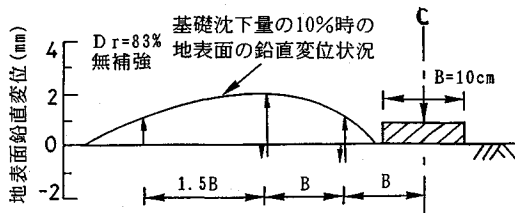
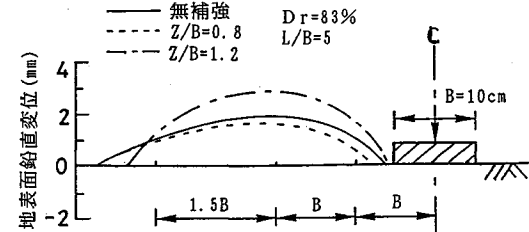
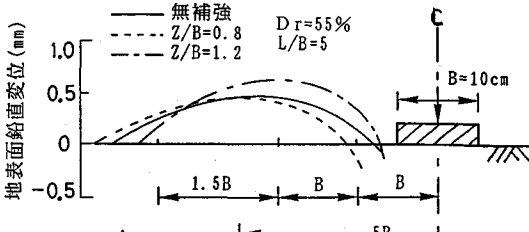


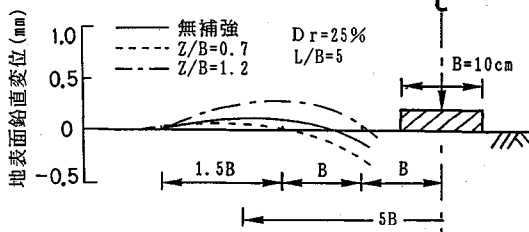
図-4 載荷板の沈下に伴う地表面の鉛直変位状況



(a) $D_r = 83\%$



(b) $D_r = 55\%$



(c) $D_r = 25\%$

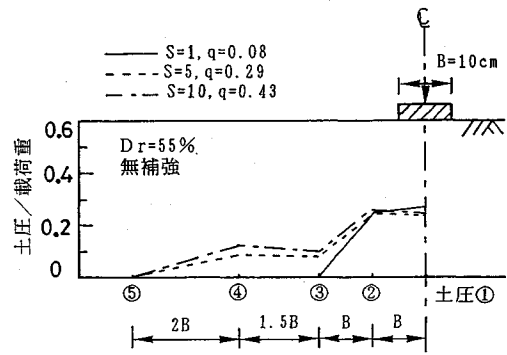
図-5 載荷幅の10%の沈下に達した時の地表面の鉛直変位状況

このように、補強材の敷設深さと地盤の密度によって、補強基礎地盤の支持力特性が異なる。この結果を表-3のようにまとめる。

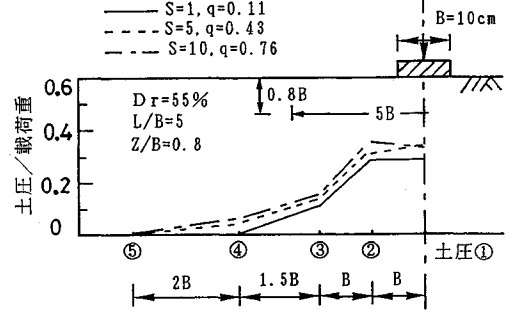
(3) 地表面の鉛直変位状況

地盤の密度や補強材の有無にかかわらず、図-4に示すように、基礎の沈下に伴って基礎に近い地表面はまず最初に、沈下していくが、基礎がある沈下になると、その地表面の沈下はとどまり、さらに、基礎を押し込んでいくと、沈下した地表面は盛り上がってくる。

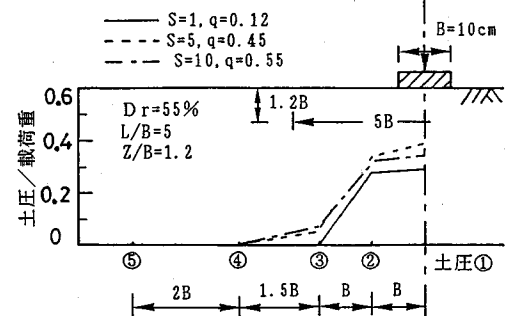
図-5は基礎沈下量が基礎幅の10%に達したときに、地表面の鉛直変位状態を示したものである。地盤の密度と関係なく、補強材の敷設深さが基礎幅より浅い場合(点



(a) 無補強



(b) $Z/B = 0.8$



(c) $Z/B = 1.2$

図-6 載荷重に伴う土槽底面に伝わった土圧 (S: 載荷板沈下 (mm), q: 載荷重 (kgf/cm²))

線、形態1)、基礎に近い地表面の鉛直変位は無補強の場合(実線)に比べて小さくなる。これは写真-2(a)と(b)に示すように、補強材が基礎沈下と共に変形しているの、補強材がその下にある土を押しさえて、その上の土も一緒に沈下するからであると考えられる。

一方、地盤密度と関係なく、補強材敷設深さが基礎幅より深い場合(一点鎖線、形態2)、地表面(特に基礎に近い地表面)の鉛直変位は無補強の場合(実線)より大きい。これは写真-2(d)に示すように、補強材がほとんど変形しない一方、基礎の沈下によるものであると考えられる。

(4) 土槽底面に設置された土圧の分布特性

土槽底面に設置されている土圧が載荷重とともに示す

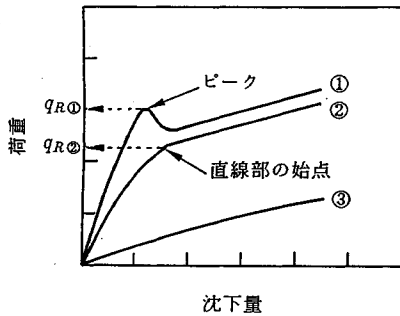


図-7 荷重～沈下曲線の模式図と補強比の決定方法

値を、一例として図-6 に示す。土槽底面に伝われた最大の土圧(土圧①, ②)は載荷重の約3割程度の無補強の場合(図-6(a))に対して、補強の場合(図-6(b), (c))は載荷重の約4割程度に達する。一方、図-6(b)と(c)を比較すると、補強材の敷設深さが基礎幅より深い場合(形態2)、土圧は基礎真下に集中的に生じるが、敷設深さが基礎幅より浅い場合(形態1)、無補強の場合とほぼ同様に、土圧はある程度広がっている。

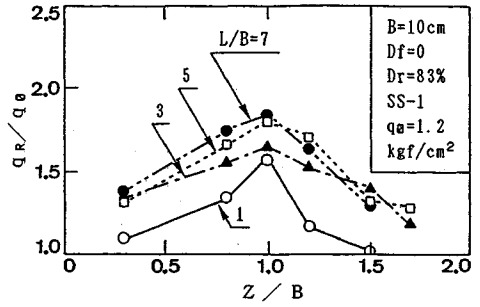
5. 補強材の敷設深さと敷設幅の効果

(1) 補強効果の評価指標

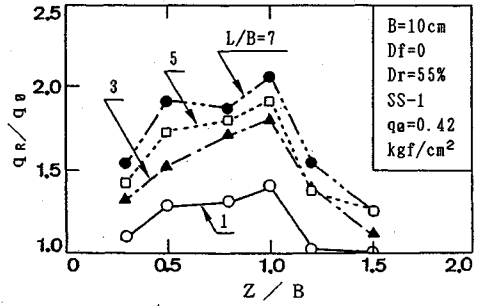
補強効果を評価するために、荷重～沈下曲線の形状に着目した評価指標を導入する。表-3 に示す荷重～沈下曲線は大別すると、図-7 に示すように、ピークを示すケース①、ピークを示さないが、ある沈下量以降、載荷重が直線的に増加するケース②、および載荷重が単調に増加するケース③の3種類がある。

表-3 に示すように、密度が大きい地盤または中位の地盤でジオグリッド敷設深さ比 $Z/B \geq 1$ の場合がケース①に相当し、この場合はピーク後の荷重は減少するので、ピークに対応する荷重を着目荷重とする。中位の地盤における敷設深さ比 $Z/B < 1$ の場合はケース②に相当し、この場合に、載荷重が沈下量とともにほぼ直線的に増加し始める点までは、沈下にもともなう荷重の増加は大きく、その点以降は荷重の増加割合が小さくなるので、直線的に増加し始める点に対応する荷重を着目荷重とする。そして、補強地盤と無補強地盤の着目荷重 q_R と q_0 の比を補強比 q_R/q_0 とする。

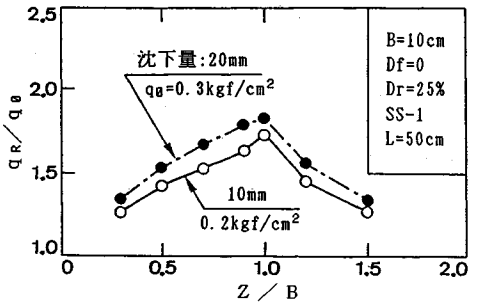
なお、緩い地盤の場合には、荷重～沈下曲線はケース③のようになり、着目すべき荷重を決めるのが難しいので、ここでは、ある沈下量に対する補強地盤と無補強地盤の荷重の比を補強比とする。ジオグリッドの敷設深さ Z および敷設幅 L は基礎幅 B で除して無次元化し、補強比との関係を調べることによって補強効果を検討する。



(a) $D_r = 83\%$



(b) $D_r = 55\%$



(c) $D_r = 25\%$

図-8 補強材敷設深さの効果

(2) 補強材の敷設深さの効果および破壊形態との関係

a) 補強材の敷設深さの効果の検討

補強比 q_R/q_0 と敷設深さ比 Z/B との関係を、敷設幅比 L/B をパラメータとして整理した結果を図-8 に示す。図-8 (a) は密な地盤 ($D_r=83\%$)、図-8 (b) は中位の地盤 ($D_r=55\%$)、図-8 (c) は緩い地盤 ($D_r=25\%$) の結果を示すものである。なお、緩い地盤の場合(図-8 (c))は、沈下量が 10 mm と 20 mm の時の補強比を示している。

地盤の密度や補強材の敷設幅と関係なく、敷設深さが深くなると補強効果は増大するが、ある深さ以上になると補強効果は低下する。このことは、補強効果が最大となる最適敷設深さが存在することを意味する。そして、この最適敷設深さ Z_0 は破壊形態 1 と形態 2 を区別する境界敷設深さ (B) とほぼ同じ値である。

図-9 は、最適敷設深さに及ぼす基礎幅の影響を調べ

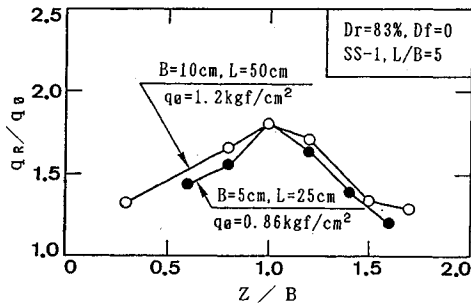


図-9 最適敷設深さに及ぼす基礎幅の影響

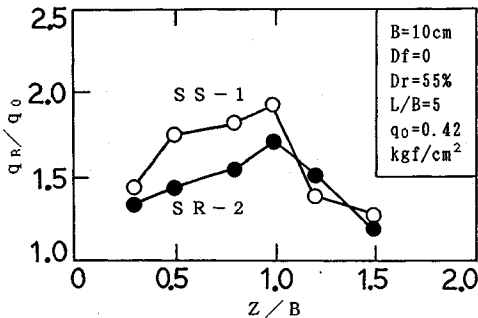


図-10 最適敷設深さに及ぼすジオグリッドの種類の影響

るために、基礎幅 B が 10 cm と 5 cm の場合に、補強比と敷設深さの関係を示すものである。最適敷設深さ Z_0 は基礎幅 B で無次元化された場合、ほぼ 1 程度である ($Z_0/B \approx 1.0$)。

図-10 はジオグリッド SS-1 と SR-2 の場合の補強比と敷設深さとの関係である。最適敷設深さはジオグリッドの種類に影響されないことがわかる。また、敷設深さ比 $Z/B < 1$ の範囲ではジオグリッド SR-2 より SS-1 の補強効果のほうが大きい、 $Z/B > 1$ の範囲では両者の補強効果はほぼ同じになる。

上述のように、敷設深さ比 $Z/B < 1$ の場合、補強効果は敷設深さとともに増加するが、 $Z/B > 1$ の場合、補強効果は敷設深さの増加とともに減少する。次に、このような現象を破壊形態を用いて説明する。

b) 敷設深さの効果と破壊形態との関係

ジオグリッドの敷設による補強効果は、無補強地盤において生じるすべり線と破壊域を、ジオグリッドの存在によって変化させることによりもたらされる。

図-11 に示すように、有限幅の補強材を地表面に敷設した場合、補強材はすべり線と交差することなく、破壊域への影響はほとんどない。従って、補強効果が極めて小さい。しかし、補強材の敷設位置が地表面から次第に深くなると、補強材は破壊域内のすべり線と交差し、破壊域の形成に影響を与える。前述した境界敷設深さ ($Z/B < 1$, 破壊形態 1) までは、図-2 (a) に示したように敷設深さの増大に伴い、破壊域が拡大し補強効果

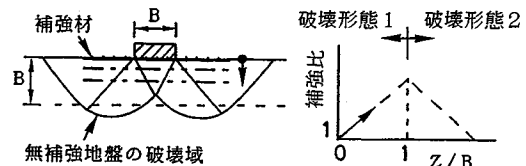


図-11 補強材が地表面から深くなる場合 ($Z/B < 1$) の補強効果の考え

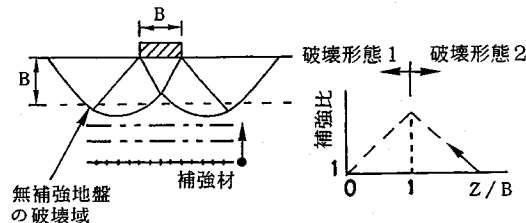


図-12 補強材の基礎と破壊域への接近 ($Z/B > 1$) と補強効果の考え

も増加する。補強材を一層敷設した場合、補強材敷設による一体化のメカニズム^{11), 12)}は、特に敷設深さの深い場合(写真-2 (b))には難しく、補強材を横切る破壊メカニズム(破壊域拡大の効果)と考えられる。なお、この場合、拘束くさび領域の貫入に伴い、遷移領域及び受働領域にある補強材には引張力が生じ、補強効果は引抜き挙動にも支配される(引抜き抵抗の効果)。これは Binquet, J. らの言うアンカー効果^{13), 14)}に相当するものと考えられる。従って、図-10 に示される $Z/B < 1$ の範囲における SS-1 と SR-2 の補強効果の差は、主に両者の引抜き抵抗の差異を反映したものである。

一方、図-12 に示すように無補強地盤の破壊域より十分深い位置に敷設されたジオグリッドは、破壊域の形成に影響せず、従って補強効果もない。徐々に敷設位置が浅くなり、無補強の場合の遷移領域のすべり線と交差する深さになると、破壊域の形成が影響を受け、補強効果となって現れる。しかし、 $Z/B > 1$ の範囲においては、破壊域は補強材の上面で形成され、補強材より下方の地盤にすべり線は生じない。即ちこの場合の補強効果は補強材上面における一面せん断挙動にも支配されている。SS-1 の一面せん断抵抗と SR-2 の一面せん断抵抗には、両者の引抜き抵抗ほどの差異がない¹⁵⁾ため、図-10 に示す $Z/B > 1$ の範囲における補強効果にほとんど違いが見られない。

補強効果は図-8, 9, 10 のようにある敷設深さでピークを持つ。このピークに対応する深さが、破壊形態 1 (補強材が引抜き状態となる)と破壊形態 2 (補強材の上面でせん断すべりとなる)を区分する境界敷設深さであり、最適敷設深さを与える。

補強効果と敷設深さとの関係を表-3 に示す。

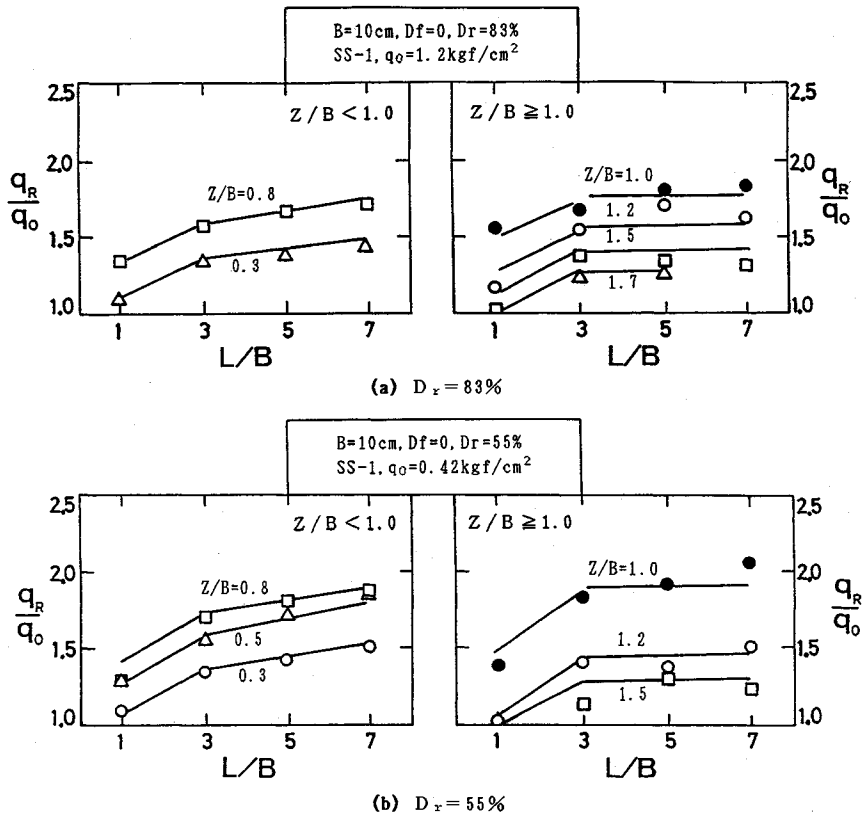


図-13 補強材敷設幅の効果

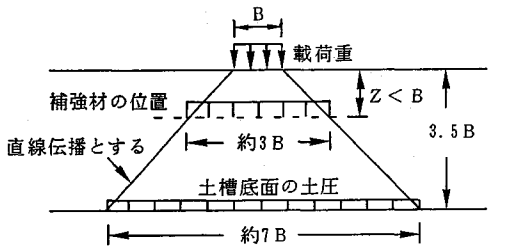
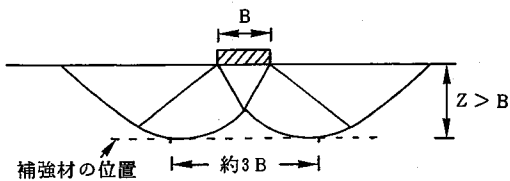


図-14 載荷重による土槽底面に伝達された土圧の分布幅より載荷重の補強材上面への伝達荷重の幅の推定, 補強材敷設幅の効果の解釈 ($Z/B < 1$)



(3) 補強材の敷設幅の効果および破壊形態との関係
 補強比 q_R/q_0 を, ジョグリッドの敷設深さ比をパラメータとして, 敷設幅比 L/B に対して整理した結果が

図-13である。図-13 (a) は地盤密度 $D_r=83\%$, 図-13 (b) は $D_r=55\%$ の場合の結果である。これらの図において, 左図はジョグリッドを最適敷設深さより浅い位置に敷設した場合 (形態1), 右図は最適敷設深さおよびそれより深い位置に敷設した場合 (形態2) の結果である。地盤密度と関係なく, 補強効果は敷設幅が大きくなるとともに増加するが, その増加割合は, 約 $L/B \approx 3$ を境にして, 敷設深さによって異なる。すなわち, 左図 (形態1) の場合, 補強効果は $L/B \approx 3$ 程度まで顕著に増加し, $L/B \approx 3$ 程度以上になると増加の程度が小さくなる。これは, 図-14に示すように, 補強材上面に伝播された荷重分布幅が大体基礎幅の3倍程度で, この範囲内に敷設された補強材の上面に大きな土圧が加わり, 敷設幅に応じる引張り力が比較的有効に発揮できるためと考えられる。

一方, 右図 (形態2) の場合, 補強効果は $L/B \approx 3$ 程度まで顕著に増加し, $L/B \approx 3$ 程度以上になるとほぼ一定になる。この場合には, 図-15に示すように, 補強地盤の破壊がジョグリッドの上層地盤内で発生するため, ある幅 ($L/B \approx 3$) までのジョグリッド敷設幅の増加は破壊域への影響が強いので, 補強効果の増加につながるが, ある幅 ($L/B \approx 3$) 以上になると敷設幅の増加

は破壊域への影響が変わらなくなるので、対する補強効果も変わらなくなるものと考えられる。

この結果も表—3に整理されている。

6. 結 論

ジオグリッドを地盤内に一層敷設した補強地盤の表面に帯状荷重を想定した模型載荷試験を行った。その主な結果を表—3のように整理している。

(1) 補強効果が最大となる最適敷設深さが存在する。この最適敷設深さ Z_0 は地盤の密度、補強材の敷設幅とその種類にかかわらず、ほぼ基礎幅 B と同程度 ($Z_0 \approx B$) 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 ($Z < Z_0 \approx B$) は、補強材を横切る形で破壊する。この場合、敷設深さを増加すれば補強の効果も増加する。また、敷設幅が大きいくほど補強効果は大きくなるが、敷設幅が基礎幅の3倍程度までは補強効果は顕著に増加し、敷設幅が基礎幅の3倍程度以上になると増加の程度が小さくなる。今後、この場合 ($Z < B$) を対象として補強基礎地盤の支持力を理論的に評価していきたい。

(3) 補強材を最適敷設深さ Z_0 より深く敷設した場合 ($Z > Z_0 \approx B$)、補強基礎地盤は、補強材の上面で破壊する。この場合、敷設深さを増加したら補強の効果は逆に減少する。一方、敷設幅が基礎幅の3倍程度までは補強効果は敷設幅とともに顕著に増加するが、敷設幅が基礎幅の3倍程度以上になると補強効果はほぼ一定になる。

参 考 文 献

- 1) K. Miyazaki and F. Hirokawa : Fundamental study of reinforcement of sand layer in model test, Proc. of Int. Geotech. Symposium on Earth reinforcement practice, Fukuoka, Japan, pp.647~652, 1992.11.
- 2) J. Takemura, M. Okamura, N. Suemasa and T. Kimura : Bearing capacities and deformations of sand reinforced with geogrids, Proc. of Int. Geotech. Symposium on Earth reinforcement practice, Fukuoka, Japan, pp.695~700,

1992.11.

- 3) 楊・落合・林・大谷：ジオグリッドで補強された砂地盤の支持力試験，第25回土質工学研究発表会講演概要集，pp.2069~2072, 1990.6.
- 4) 楊・落合：ジオグリッド補強基礎地盤の支持力に及ぼす影響要因，九州大学工学集報，第64巻，第5号，pp.445~451, 1991.10.
- 5) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，1984.
- 6) Vesić : Analysis of ultimate loads of shallow foundation, ASCE, SM1, pp.45~73, 1973.
- 7) Meyerhof, G.G. : An investigation of the bearing capacity of shallow footings on dry sand, Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Rotterdam, Vol.1, 1948.
- 8) 楊・落合・林：ジオグリッド補強基礎地盤の破壊形態，第27回土質工学研究発表会講演概要集，pp.2393~2394, 1992.6.
- 9) 補強土工法，土質工学会土質工学ライブラリー29，pp.39~42, 1986.
- 10) H. Ochiai, S. Hayashi, J. Yang, J. Otani and T. Umezaki : Bearing capacity of geogrid reinforced foundation soils, Proc. of the 10th southeast asian geotechnical conference, Vol.1, pp.107~110, 1990.4.
- 11) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Prediction of bearing capacity in level sandy ground reinforced with strip reinforcement, Proc. Int. Geotechnical Symposium ; Theory and Practice of Earth Reinforcement, Balkema, pp.191~196, 1988.
- 12) Huang, C.C. and Tatsuoka, F. : Bearing capacity in reinforced horizontal sandy ground, Geotextiles and Geomembranes 9, pp.51~82, 1990.
- 13) Binquet, J. and Lee, K.L. : Bearing capacity tests on reinforced earth slabs, J. GT Div. ASCE, 101, pp.1241~1255, 1975.
- 14) Binquet, J. and Lee, K.L. : Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, J.GT Div. ASCE, 101, pp.1257~1276, 1975.
- 15) 林・落合・平井・瀬戸口・荻迫：ジオグリッドの引抜き試験と一面せん断試験の比較，第4回ジオテクスタイルシンポジウム論文集，pp.119~125, 1989.12.

(1993.10.1受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON BEARING CAPACITY OF GEOGRID REINFORCED FOUNDATION GROUND

YANG Junjie, Hidetoshi OCHIAI and Shigenori HAYASHI

The bearing capacity of foundation ground with one layer geogrid was investigated on the basis of results of the loading tests in laboratory. The test results show that there exists an optimum installed depth of geogrid which a maximum reinforcing effect is mobilized. The optimum installed depth is approximately equal to the width of strip footing, and is independent of the geogrid width and the ground density. The reinforcing effects and the qualities of load-settlement are related to the failure models of the reinforced ground. The failure models are different based on the optimum installed depth.