

# 背面地盤に鉛直荷重を受けるジオシンセティックス補強土擁壁の変形・破壊機構 に関する 2 次元モデル実験と解析

(Deformation and failure mechanism of geosynthetic-reinforced retaining wall  
due to vertical loading on backfill soil – 2D model tests & numerical simulation)

岩田敏和<sup>1</sup>, 石井健嗣<sup>2</sup>, 中井照夫<sup>3</sup>, H.M.Shahin<sup>4</sup>, 菊本統<sup>5</sup>

1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・修士課程 1 年

2 名古屋工業大学大学院・創成シミュレーション工学専攻・修士課程 2 年

3 名古屋工業大学・都市社会工学科・教授

4 名古屋工業大学・都市社会工学科・准教授

5 名古屋工業大学・都市社会工学科・助教 ([kikumoto@nitech.ac.jp](mailto:kikumoto@nitech.ac.jp))

## 概 要

ジオシンセティックス補強土工法は優れた経済性及び施工性から近年数多く採用されている。しかし、その補強メカニズムは完全には解明されていない。本研究では、鉛直荷重を受ける垂直補強土擁壁について 2 次元モデル実験と数値解析を実施し、ジオシンセティックスによる補強メカニズムを基礎的な立場から検討した。補強材の敷設間隔・長さ及び鉛直荷重の載荷位置を変化させた実験および数値解析の検討結果より、十分な補強効果を期待するためには、補強土地盤の内的・外的安定性が共に確保されることが肝要であることが分かった。また、地盤の応力・ひずみ特性や地盤－補強材間の摩擦特性を適切に考慮した非線形の数値解析は実験結果の傾向をよく捉えていることから、補強土地盤の変形・破壊挙動を予測する有効な手法となる可能性が示された。

キーワード：補強土，支持力，ジオシンセティックス

## 1. はじめに

ジオグリッドやジオテキスタイルに代表されるジオシンセティックスを用いた補強土工法は、地盤変位の抑制や構造物への作用土圧の低減、基礎の支持力増加を目的として、擁壁や盛土、自然斜面に頻繁に適用されている。しかしながら、地盤－補強材－構造物の力学的相互作用は複雑であり、設計・施工法の更なる合理化のためには補強メカニズムに関して、基礎的な立場から種々の補強要因を考慮した検討が欠かせない。

そこで本研究では、背面地盤に鉛直荷重を受ける垂直補強土擁壁の安定問題を例に、補強土工法の補強メカニズムを検討する。本工法に関する現設計法(円弧すべり法などに代表される剛体の極限釣り合い法<sup>1)</sup>)は、大変形時の補強地盤内に生じるすべり面に対する釣り合い式を提案している。その中では補強材は単なる引張り材としての扱いであり、補強土地盤が大変形に至るまでに補強材が地盤に及ぼす拘束圧の増加やそれによる地盤の強度増加、補強材自体の摩擦力による補強領域の一体化効果等が考慮できていない。また、これまでにも補強土擁壁近傍での支持力特性に関しては、擁壁の剛性や鉛直荷重の載荷位置に着目し

た実験<sup>2)</sup>や繰返し載荷の影響を考慮した実験<sup>3)</sup>が実施されているが、その多くは擁壁と裏込め地盤の応答に着目したものであり、基礎地盤も含めた地盤全体の変形・破壊は考慮していない。これらに対して本研究では補強材の力学的特性を考慮して、基礎地盤も含めた擁壁周辺の地盤全体をモデル化した 2 次元モデル実験と非線形有限要素解析を実施し、補強土工法の補強メカニズムについて考察を行うとともに、補強材の長さや敷設間隔、鉛直荷重の載荷位置を変化させたパラメトリックスタディを通して効果的な補強方法を提案することを目的としている。

## 2. モデル実験と数値解析の概要

### 2.1 補強土擁壁の 2 次元モデル実験の概要

鉛直荷重を受ける補強土擁壁に関するモデル実験は、著者らが開発した 2 次元モデル実験装置を用いて実施した。実験装置の概略図を図 1 に示す。模型寸法は現場の約 1/50 を想定し、擁壁高さ  $H = 240$  mm、直接基礎幅  $B = 120$  mm、根入れ深さ  $D = 30$  mm とした。地盤材料には直径 1.6 mm と 3.0 mm のアルミ棒を重量比 3 : 2 の割合で混合したアルミ棒積層体(単位体積重量  $\gamma = 20.4$  kN/m<sup>3</sup>)を用いた。図 2

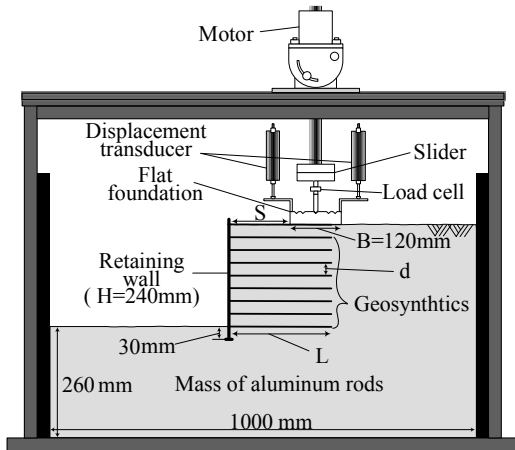


図1 2次元モデル試験機

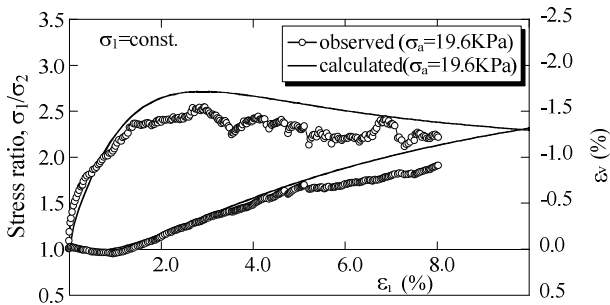


図2 アルミ棒積層体の二軸せん断試験と解析の比較

に示すアルミ棒積層体の二軸せん断試験の実験結果<sup>4)</sup>より、アルミ棒積層体は中密～密な砂に近い応力ひずみ特性を示すことが分かる。

擁壁と直接基礎にはアルミ製で剛な性質のものを用いた。擁壁には補強材を設置するため所定の位置にスリットを設けており、補強材を剛接した。補強材は引張りに抵抗し、曲げ剛性を持たないトレーシングペーパーに10mm間隔でアルミ棒を貼り付けて作成した。別途実施した摩擦試験によりアルミ棒積層体との摩擦角は20°である。

擁壁背面地盤の地表面に直接基礎を設置し、直接基礎の接地面にサンドペーパーを貼り付けることで地盤との摩擦を考慮した。基礎-地盤間の摩擦角は15°である。実験では、水平スライダーにより基礎の水平変位を許しつつ、試験機上部のモーターから直接基礎の中心部に鉛直荷重を行った。基礎に作用する鉛直荷重および基礎の変位(水平、鉛直方向)をそれぞれ荷重ロードに取り付けたロードセル、水平変位計、基礎の両端に設置した接触式変位計により測定した。また、所定の沈下量ごとに地盤側面からデジタル写真を撮影し、画像解析ソフト(PIV)を用いて地盤内のひずみ分布を求めた。

## 2.2 数値解析の概要

地盤材料の弾塑性モデルに基づく非線形有限要素解析コードFEMtij-2Dによりモデル実験のシミュレーションを行った。解析メッシュの一例を図3に示す。解析は微小変形理論に基づく弾塑性有限要素解析を平面ひずみ条件下

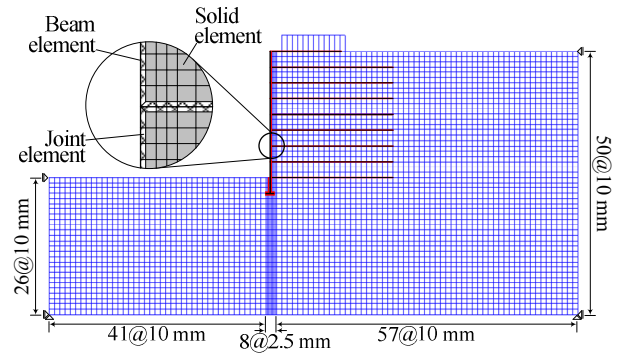


図3 解析メッシュの一例

表1 地盤の材料パラメータ

$\lambda$	0.008	
$\kappa$	0.004	
$N=e_{NC}$ at $p = 98$ & $q = 0$ kPa	0.3	same parameters as Cam-clay model
$R_{cs} = (\sigma_1/\sigma_3)_{cs}$	1.8	
$\nu_e$	0.2	
$\beta$	1.2	shape of yield surface (same as original Cam-clay at $\beta=1$ )
$a$	1300	influence of density and confining pressure

で実施した。地盤要素は4節点のアイソパラメトリック要素で表した。補強材は曲げとせん断を表現するために弾性beam要素で表し、引張試験より剛性を $EI = 1.34 \times 10^{-7}$  N m,  $EA = 1.31 \times 10^3$  Nとした。直接基礎は弾性体、擁壁は弾性beam要素として、共に変形が生じない程の高い剛性を与えた。擁壁、直接基礎および補強材と地盤間の摩擦は弾塑性joint要素<sup>5)</sup>で表し、別途実施した摩擦試験より摩擦角はそれぞれ8°, 15°, 20°とした。

解析では、まず拘束圧 $p = 9.8 \times 10^{-6}$  kPaでの間隙比 $e = 0.328$ と仮定して、領域下端から260mmまでの地盤を自重圧密させる。続いて、モデル試験と同様に補強材の設置→地盤の自重圧密→転圧の手順を繰り返して補強土擁壁を作成する。この際、擁壁の節点は水平、鉛直方向共に変位固定条件とした。このようにして算出した初期状態から、直接基礎の中心に鉛直変位を与えてモデル試験のシミュレーションを行った。解析領域のスケールや境界条件はモデル実験と同一で、底面は完全固定、側面は水平変位のみ固定した。

地盤材料の応力-ひずみ関係は、等方硬化型のsubloading  $t_{ij}$  model<sup>6)</sup>で記述する。このモデルは中間主応力が土の強度・変形特性に及ぼす影響やひずみ増分方向の応力経路依存性、密度と拘束圧の影響を適切に考慮できる。アルミ棒積層体の構成パラメータを表1に示す。aは密度と拘束圧の影響、 $\beta$ は降伏面の形状に関するパラメータであり、残りはCam-clay modelと共通のパラメータである。これらの構成パラメータは一般的な土の要素試験によって簡単に定めることができる。図2には、実線でアルミ棒積層体の二軸試験<sup>6)</sup>のシミュレーション結果を示してある。

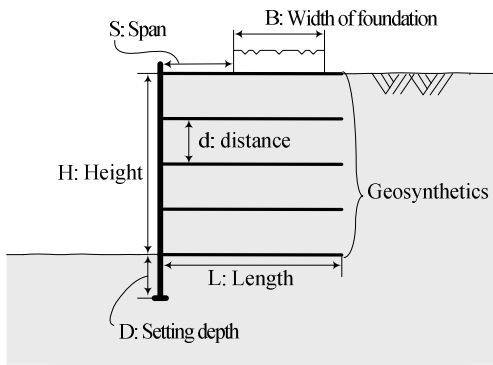


図4 実験および解析パラメータの説明

表2 実験・解析の検討パターン

		L/H					
		1					
		S/H					
d/H	1/12	1/12	1/4	5/12	3/4	1	
	1/8	●	●	●	●	●	●
	1/6	●	●	—	—	—	—
	1/4	—	●	—	—	—	—
	1/3	—	●	—	—	—	—

図より、subloading  $t_{ij}$  model は実測値に見られるひずみ硬化・軟化特性や正負のダイレイタンスを良く捉えていることが分かる。

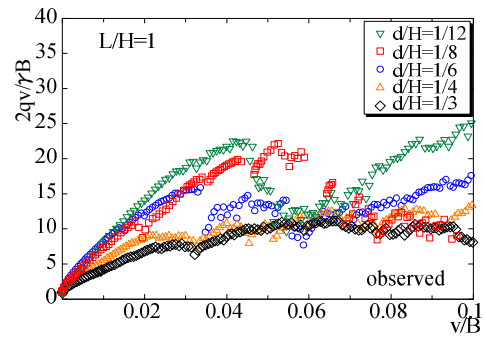
### 2.3 検討パターン

実験と解析の諸元を図4に示す。擁壁の高さ  $H = 240$  mm、擁壁の根入れ深さ  $D = 30$  mm、直接基礎の幅  $B = 120$  mm を固定条件とし、計12ケースについて実験と解析を行った。一連の検討では補強材長さ  $L$  ( $L = H, 7/12H$ ) と敷設間隔  $d$  ( $d = 1/12H, 1/8H, 1/6H, 1/4H, 1/3H$ )、擁壁と直接基礎との水平離隔  $S$  ( $S = 1/12H, 1/4H, 5/12H, 3/4H, H$ ) を変化させた。実験・解析の検討パターンを表2に示す。

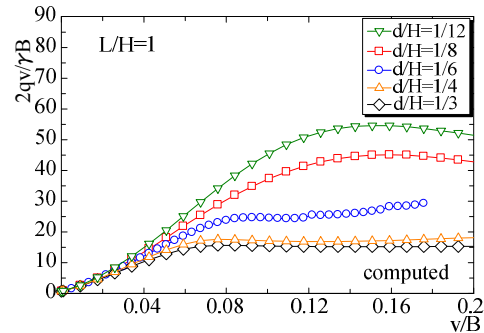
## 3. 結果と考察

### 3.1 補強材の敷設間隔による差異

補強材長さ  $L/H = 1$ 、擁壁と直接基礎との水平離隔  $S/H = 1/12$  の場合について、補強材の敷設間隔  $d/H$  を変化させて実施した支持力試験での鉛直荷重—鉛直変位の関係を図5に示す。(a)、(b)はそれぞれ実験値と解析値を示しており、両図の縦軸は直接基礎に作用する鉛直荷重  $q_v$  を  $\gamma B/2$  で、横軸は基礎の鉛直変位  $v$  を  $B$  で除して無次元化した値で評価している。なお、解析結果は支持力が実験値に比べて大きくなるため両図の軸のスケールは変えている。実験結果より、 $d/H = 1/4$  以上の場合に比べて、 $d/H = 1/8$  以下の場合では、荷重—沈下曲線の初期勾配や極限支持力が明らかに大きくなり、明確な補強効果が期待できる。一方で、 $d/H = 1/4$  以上の場合では、明確な極限支持力は確認できず、補強効果は期待できない。すなわち、補強材による基礎の極限支持力増加や沈下抑制などの明確な補強効果を得るた



(a) 実験値



(b) 解析値

図5 基礎の荷重 - 変位関係(補強材の敷設間隔による差異)

めには、適切な間隔(本実験では  $d/H = 1/8$  以下)で補強材を敷設する必要があると言える。同様の結果は解析結果からも理解することができる。なお、本数値解析は、補強材の敷設間隔が小さい場合での基礎の極限支持力を過大に評価しているものの、敷設間隔の減少に伴う支持力の増加、敷設間隔の影響をよく表現していることが分かる。

次に、極限支持力に達した鉛直変位量付近(実験  $v/B = 0.04$ 、解析  $v/B = 0.13$ )でのせん断ひずみの分布を図6に示す。図ではせん断ひずみの大きさを色の濃淡で表現している。(a)、(b)はそれぞれ実験値と解析値を示しており、補強材の敷設間隔による差異について考察を行う。実験値より、 $d/H = 1/4$  以上の場合、直接基礎の右端部にせん断変形が集中しており、直接基礎が右肩下りの不同沈下を生じ、補強領域内部の地盤にせん断変形を生じていることが分かる。一方、補強材の敷設間隔が小さい  $d/H = 1/12$  の場合では、補強材を設置した補強領域内部ではほとんど変形を生じないものの、補強材の右端部やその外側の領域にせん断帯が形成されていることが分かる。

以上の結果より、補強材の敷設間隔が大きな場合では、補強領域内部でせん断破壊が卓越して、内的安定性が失われるので明確な補強効果が期待できない。一方、適切な間隔で補強材を敷設すれば明確な補強効果が得られ、補強領域内部の内的安定性が確保されるため、直接基礎の支持力の増加が期待できる。ただし、載荷量を増加すると最終的には補強領域の外側にせん断帯が形成されて外的安定性が失われ、破壊に至る。解析値を実験値と比較すると、本数値解析は補強材の敷設間隔による違いを含めて、鉛直荷

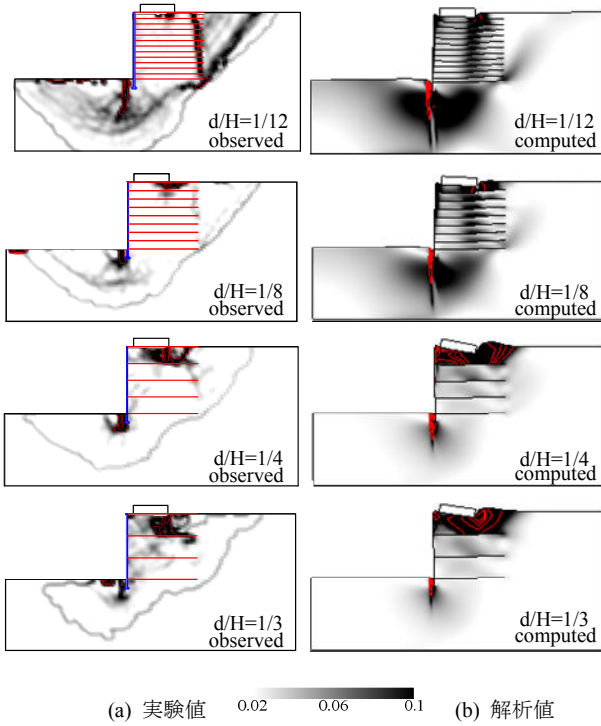


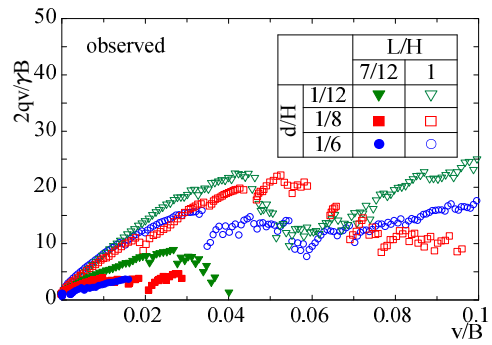
図6 セン断ひずみの分布 (補強材の敷設間隔による差異)

重を受ける補強土擁壁地盤の変形メカニズムをよく表現していることが分かる。

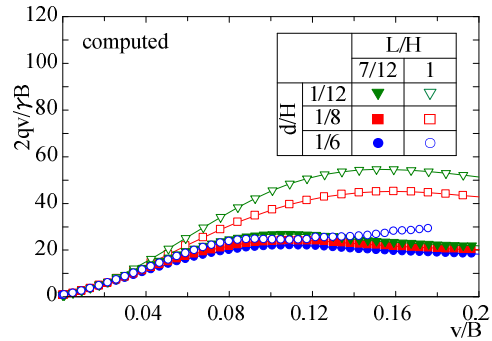
### 3.2 補強材の長さによる差異

前節では補強土擁壁の内的安定性を得るためには、補強材を適切な間隔で敷設することが大切であることを述べた。ここでは、前節で補強土擁壁の内的安定性と補強効果が確認された補強材の敷設間隔  $d/H = 1/12, 1/8, 1/6$  について、補強材の長さ  $L/H$  を変化させた考察を行う。 $L/H = 7/12, 1$  の場合について、直接基礎の鉛直荷重-鉛直変位の関係を図7に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値を示している。実験値より、補強材の敷設間隔によらず、 $L/H = 1$  の場合に比べて  $L/H = 7/12$  の場合では、荷重-沈下曲線の初期勾配や極限支持力は明確に低下することが分かる。このような傾向は実験で特に顕著であり、 $L/H = 7/12$  の場合では、敷設間隔によらず基礎の鉛直変位量  $v/B = 0.04$  程度に達するまでに補強土擁壁周辺の地盤が崩壊し、実験の継続が不可能になった。以上の結果より、補強材敷設間隔が小さい場合でも、補強材長さが十分でなければ補強効果は期待できないといえる。なお、本数値解析は実測値の定量的な予測に課題を残すものの、実験で確認された補強材の敷設間隔や長さによる差異をよく捉えている。

次に、補強材長さの影響に関して、敷設間隔  $d/H = 1/8$  のときの補強材長さ  $L/H = 1, 7/12$  における地盤内でのせん断ひずみの分布をそれぞれ図8, 9に示す。各図は基礎の沈下量の増加に伴うせん断ひずみの進展(実験  $v/B = 0.01, 0.02$ , 解析  $v/B = 0.04, 0.07$ )を示している。図8の実験値より、 $L/H = 1$  の場合における補強領域内部の地盤に着目すると、基礎の右端部に局所的なせん断変形を生じ



(a) 実験値



(b) 解析値

図7 鉛直荷重 - 鉛直変位関係 (補強材の長さによる差異)

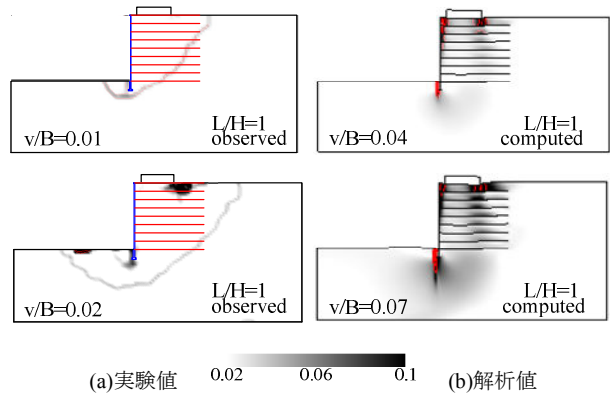


図8 セン断ひずみの分布 ( $L/H=1$ )

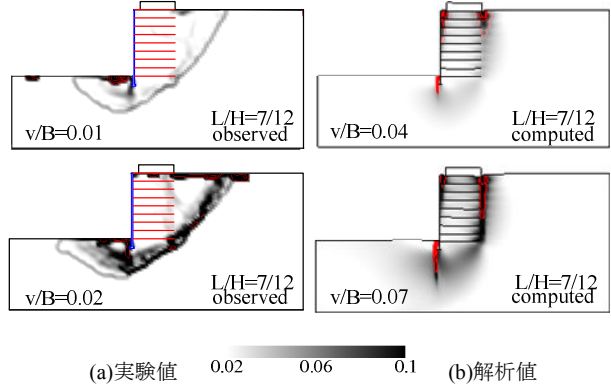
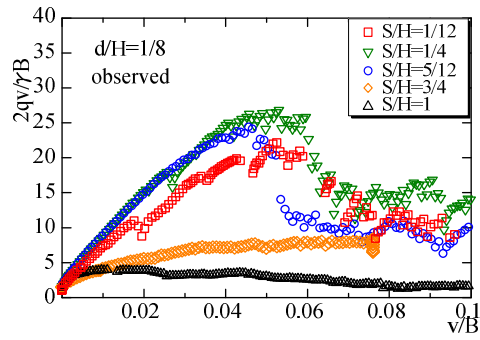
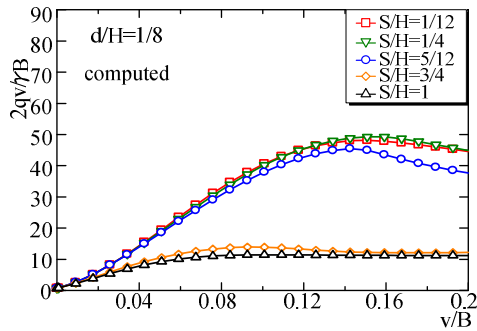


図9 セン断ひずみの分布 ( $L/H=7/12$ )

るが、基礎の沈下量が増加してもせん断帯へと発達することはなく、補強領域の内的安定性は確保されていると考え



(a) 実験値



(b) 解析値

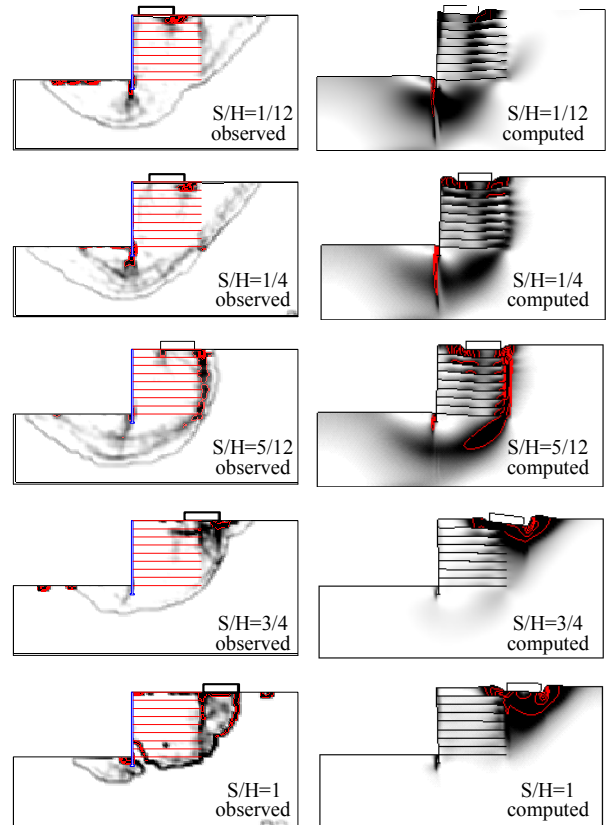
図 10 鉛直荷重 - 鉛直変位関係 (载荷位置による差異)

られる。一方、補強領域外部の地盤に着目すると、 $L/H = 7/12$  の場合では、補強領域のすぐ外側にせん断帯が形成されており、基礎の沈下量  $v/B = 0.02$  では補強土擁壁を含む土塊が円弧すべりを生じていることが分かる。 $L/H = 1$  の場合では、基礎の沈下量  $v/B = 0.01$  の時に形成されたせん断帯の領域に補強材が敷設されていることで補強土擁壁のその後の変形を抑制している。なお、解析値では、 $L/H = 7/12$  の場合におけるすべり線の形状が実験値と異なるものの、実験値と同様に補強材の長さが十分であれば補強領域の外部にせん断帯が形成されていることは示されている。

以上の結果から、補強領域内部の安定性を確保するためには補強材は適切な間隔で敷設する必要があるが、補強領域の内的安定性が確保されていても補強領域外部の地盤が崩壊して外的安定性が損なわれる可能性もあるため、十分な補強材長を確保する必要がある。

### 3.3 鉛直荷重の载荷位置による差異

これまでの一連の検討から、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の安定問題は補強領域の内的安定性とその外側の地盤の外的安定性の両面から議論する必要があり、両者を満足するためには適切な補強材の敷設間隔およびその長さを設定する必要があることが示された。ここでは前節にて明確な補強効果が確認された補強材の長さ  $L/H = 1$ 、敷設間隔  $d/H = 1/8$  において、擁壁と基礎との水平離隔  $S/H$  を変化させて、鉛直荷重の载荷位置の違いが補強土擁壁の補強効果に及ぼす影響に関する考察を行う。擁壁と基礎との水



(a)実験値 0.02 0.06 0.1 (b)解析値

図 11 せん断ひずみの分布 (载荷位置による差異)

平離隔  $S/H = 1/12, 1/4, 5/12, 3/4, 1$  の計 5 パターンについて直接基礎の鉛直荷重 - 鉛直変位の関係を図 10 に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値である。実験値より、 $S/H = 5/12$  以下の場合では、 $S/H = 3/4$  以上の場合に比べて荷重 - 沈下曲線の初期勾配や極限支持力が明らかに大きく、補強効果が得られている。一方、基礎直下に補強材が敷設されていない  $S/H = 3/4$  以上の場合では、あまり補強効果が得られず、 $S/H = 5/12$  以下の場合と比較して極限支持力は約  $1/5$  に低下している。以上の結果より、基礎の極限支持力増加や沈下抑制などの明確な補強効果を得るためには、鉛直荷重の载荷位置まで補強材を設置する必要がある。なお、本数値解析は実験値の定量的な予測に課題を残すものの、実験で確認された载荷位置が補強効果に及ぼす影響の差異をよく捉えている。

次に、極限支持力に達した鉛直変位量付近(実験  $v/B = 0.04$ , 解析  $v/B = 0.13$ )での地盤内のせん断ひずみの分布を図 11 に示す。(a), (b)はそれぞれ実験値と解析値である。図より、補強領域直上に载荷する  $S/H = 5/12$  以下の場合では、すべり面が背面地盤から基礎地盤に至る広い領域で形成されており、補強土擁壁の安定性が確保されている。一方、 $S/H = 3/4$  以上の場合では、直下に補強材が敷設されていない基礎の右端部にせん断変形が集中し、すべり面は浅く狭い領域で発達するため、補強土擁壁の安定性が損なわれている。また、数値解析の結果は擁壁と基礎の水平離隔

表3 影響要因のまとめ

		L/H					
		7/12	1				
		S/H					
H/H	1/12	1/12	1/4	5/12	3/4	1	
	1/8	△	○	—	—	—	—
	1/6	△	○	—	○	△	△
	1/4	—	▽	—	—	—	—
	1/3	—	▽	—	—	—	—

○：内的安定性・外的安定性を共に確保  
 △：内的安定性を確保  
 ▽：外的安定性を確保

によるすべり面の形状の差異を適切に予測している。

以上の結果より、補強土擁壁地盤の補強効果を期待するためには、鉛直荷重の載荷位置直下まで補強されていることが必要であり、その場合には補強領域の外的安定性は確保されることが分かった。ただし、これまでの一連の検討から、明確な補強効果を得るためには、補強領域直上に鉛直荷重が載荷される場合においても、補強土擁壁の内的・外的安定性を満足するように適切な補強材長さ、敷設間隔を設定する必要があることは言うまでもない。

#### 4. まとめ

本研究では、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の応力・変形挙動について、2次元モデル実験と数値解析による検討を行った。補強土擁壁の補強要因として補強材の長さ・敷設間隔・鉛直荷重の載荷位置のパラメトリックスタディを実施して、補強材による補強メカニズムと効果的な補強方法についての考察を行った。本研究より、補強土擁壁が明確な補強効果を発揮するためには補強土擁壁の内的安定性と外的安定性が十分に確保される必要があることがわかった。表3に本研究で実施した一連の検討パターンについて、補強土擁壁の内的・外的安定性との関連性をまとめた。表では、補強土擁壁の内的安定性、外的安定性が確保された場合をそれぞれ△と▽で、双方が確保された場合を○で表現した。また、各節より導かれた結論は以下のようにまとめられる。

- 鉛直荷重を受ける補強土擁壁の安定性を確保するためには、補強材の設置に関して、
  - 補強領域の内的安定性が確保されるように一定間隔以下の間隔で補強材を敷設すること。
  - すべり面が形成される領域まで補強材を敷設して外的安定性を確保すること。
  - 鉛直荷重の載荷位置直下まで補強材を敷設すること。を満足する必要がある。
- 補強材の敷設間隔が大きいと擁壁背面の補強領域内にせん断破壊が卓越して内的安定性が損なわれるため、基礎の支持力増加や沈下抑制などの補強材の効果は期待できない。
- 補強材の長さが十分でなければ、補強材が未到達な箇所にてせん断帯が形成されて外的安定性が失われるため、

効果的な補強効果は得られない。

- 補強土擁壁の補強効果を期待する上では、鉛直荷重の載荷位置まで補強材を設置することが必要であり、その場合、補強領域は外的に安定する。ただし、明確な補強効果を得るには、補強領域の内的安定性も満足する必要があるため、補強材は適切な長さ、敷設間隔以下で敷設することが必要である。
- 本数値解析は、模型実験の定量的評価には課題を残すものの、補強材の長さ、敷設間隔、鉛直荷重の載荷位置による違いが補強効果に及ぼす影響を適切に予測しており、鉛直荷重を受ける補強土擁壁の変形・破壊挙動を予測する有効なツールとなり得る。

#### 謝辞

日頃、有意義な議論を頂いている本学張鋒教授に謝意を表します。

#### 参考文献

- 福岡正巳ほか編：ジオテキスタイル、土質基礎工学ライブラリー141-145
- Tatsuoka, F., Tateyama, M., and Murata, O. (1989) Earth retaining wall with a short geotext ile and rigid facing, *Proc. of the 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. And Foundation Eng.*, 1311-13149
- Alexiew, D. (2008) Ultimate bearing capacity tests on an experimental geogrid-reinforced vertical bridge abutment without stiffening facing, *New Horizons in Earth Reinforcement*, 507-511
- Nakai, T., Shahin, H. M., Watanabe, A. and Yonaha, S. capacity problems – model tests and numerical simulations, *Proc. of the 17<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng.*, (accepted).
- Nakai, T. (1985): Finite element computations for active and passive earth pressure problems of retaining wall, *Soils & Foundations*, 25(3), 98-112.
- Nakai, T. and M. (2004): A Simple Elastoplastic Model for normally and over consolidated soil with unified material parameters, *Soils & Foundations*, 44(2), 53-70.