異なる補強材を用いた ジオグリッド補強土擁壁の模型振動台実験

中島進¹・Kimhor Hong²・Sarju Mulumi²・古関潤一³・渡辺健治⁴・舘山勝⁵

補強材の特性がジオグリッド補強土擁壁の地震時挙動に及ぼす影響について考察する事を目的として、異なるジオグリッド補強材模型を用いた模型振動台実験を実施した。補強材模型としては目合い3mmのポリエステル製グリッドと、りん青銅板を格子状に組み合わせて作製したものの二通りを使用した。引き抜き特性や、破断強度、引張り剛性が大きく異なるにもかかわらず、壁面に生じた残留変位量や背面地盤の沈下量にはほとんど違いが見られなかった。また、画像解析によって、背面地盤のせん断変形特性を観察した結果にもほとんど違いは見られず、今回の実験条件では補強材特性が補強土壁の耐震性に及ぼす影響は小さかった。

キーワード：ジオグリッド補強土擁壁、振動台実験、補強材特性、残留変位量

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、多数の鉄道盛土を支える従来型の重力式・もたれ式擁壁が被災し甚大な被害を受けた。一方で、剛な一体型壁面工を有するジオテキスタイル補強土擁壁は補修可能な程度の軽微な残留変位を示すにとどまった¹⁾。

以降の大地震においても、補強土擁壁が完全に倒壊するような被害事例は無く、補強土擁壁の設計に当たっては、従来の極限釣合い法による設計ではなく、地震後に生じる残留変位量によってその性能を評価する性能照査型設計法への移行が望まれている。実際に鉄道構造物の設計標準²⁾における補強土擁壁の設計では、L2地震動に対して、堀井ら³⁾が提案したNewmark法⁴⁾とエネルギー一定則を用いた手法による変位量照査が採用されている。

筆者らはこれまで、補強土擁壁の地震時挙動に着目した模型振動台実験⁵⁾において、特に相似則を考慮せずにりん青銅板を格子状に組み合わせて作製した補強材模型を使用してきた。これは、ひずみゲージによる張力計測を優先したことと、滑動、転倒などを対象とした補強土壁の内的安定に着目した検討を行っていたためである。その結果、補強土擁壁の場合には背面の補強領域がせん断変形することによって壁面の変位が増大することが確認され、そうした地震時挙動を反映した補強土擁壁の変位量計算手法⁶⁾も構築してきた。

しかしながら、補強材の剛性や引き抜き抵抗が、補強領域の変形特性にどのような影響を及ぼすのかにつ

図-1 擁壁模型図(単位；cm)

図-2 補強材模型及び擁壁模型との定着方法

いては未解明な部分が多く、提案する計算手法の妥当性について検証するためにも、補強材特性に着目して補強土擁壁に関する模型振動台実験を行う必要があった。

以上を背景として、本研究では二種類の異なる補強

¹学生会員，東京大学大学院 社会基盤学専攻（〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1），²非会員，東京大学大学院 社会基盤学専攻（〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1），³正会員，東京大学 生産技術研究所（〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1）⁴正会員，西日本旅客鉄道株式会社 大阪工事事務所（〒621-0804 京都府亀岡市追分町下島 40-1）⁵正会員，鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）

材模型を使用して、模型振動台実験を実施するとともに、補強材模型の土中引き抜き、直接引張り試験も実施して、異なる特性を有する補強材模型を用いた場合の補強土擁壁の耐震性および背面地盤の変形特性に着目した検討を行ったので、その結果について報告する。

2. 実験方法および補強材特性

(1) 模型振動台実験

実施した模型実験の断面図を図-1に示す。後述する実験結果において、残留変位量の比較対象とする重力式擁壁模型の断面図も図中に併せて示した。支持地盤、背面地盤ともに気乾状態の豊浦砂をホッパーを用いた空中落下法によって相対密度約90%に調整して作製した。配置した補強材の長さは基本的に20cmで、下から7層目と最上層の補強材はそれぞれ45cm、80cmに延長した。

補強材模型としては、図-2に示したように、厚さ0.1mm、幅3mmのりん青銅板を格子状に組み合わせて作製したもの（以下、補強材PB）と、厚さ0.6mm、目合い3mmのポリエステル製補強材模型（以下、補強材PE）の二種類を使用した。摩擦力を効果的に発揮させるために、補強材PBの表面には豊浦砂を接着した。図-2中に併せて示したように、補強材PBは壁面にはんだ付けして設置し、補強材PEはバンドに巻き込んだ上でバンドごと壁面に剛結したので、補強材模型の壁面に対する定着強度は、両実験ともに十分に確保されている。

背面、支持地盤中には5cmの間隔で標点を配置し、加振中の模型地盤を高速カメラを用いて撮影する画像解析システム⁷⁾によって、背面地盤中の局所的な変形についても観察した。

加振は図-3に示したような不規則波を用いて、最大加速度を約900galから1500galまで約300galずつ増大させて実施し、1500galの加振は二回実施した。

(2) 補強材の土中引き抜き試験

二種類の補強材の引き抜き特性を比較するために、土中引き抜き試験を実施した。図-4に土中引き抜き試験の試験装置⁸⁾を示す。相対密度約90%の豊浦砂で作製した模型地盤中に設置した幅約27cm、長さ約50cm（全長約90cm）の補強材模型を毎分約1mmの速度で引き抜いた。引き抜き量は、図-4中に示したように、巻き取り式変位計とワイヤーを用いて壁面より50mm、200mm、400mmの位置でそれぞれ計測した。なお、上載圧は模型振動台実験における応力状態を再現するために、5kPa（振動台実験における背面中央高さ相当）および10kPa（背面底部相当）の二通りで実施した。

図-5にロードセルで計測した引き抜き抵抗と、壁面より50mmの位置における引き抜き量との関係を示す。補強材PEについては、上載圧が5kPaから10kPaに増大することで、最大引き抜き抵抗が増大するとともに、それが発揮される引き抜き変位も増大している。

補強材PB(t=0.1mm)の場合には、引き抜き抵抗が800N

図-3 加振波形の時刻歴 ($\alpha_{max}=900gal$)

図-4 土中引き抜き試験装置

図-5 引き抜き抵抗と引き抜き変位量の関係

程度で補強材の破断が気中部において生じ最大引き抜き抵抗を計測することが出来なかった（図-6 参照）。図-5中に示したPB(t=0.2mm)の実験結果は文献8)において野尻らが実施した上載圧3.5kPaの場合の実験結果で、本研究で利用した補強材模型とは厚さや形状（図-5参照）が若干異なる。これを参考にすると、より薄いPB(t=0.1mm)の最大引き抜き抵抗もPB(t=0.2mm)と同様に補強材PEよりも小さかった事が予想される。PB、PEの補強材の引き抜き特性を比較すると、最大引き抜き抵抗はPEの方が大きいことが予想されるが、PBの方が僅かな変位で大きな抵抗が発揮するという特性を有していることが分かる。

図-6 PB 補強材 (t=0.1mm) の破断状況

桑野ら⁹⁾は、市販されている様々な補強材の特性について破断強度や引き抜き抵抗についてまとめている。本研究で用いた補強材と市販の補強材の引き抜き抵抗を比較するために、桑野らが求めた補強材と地盤の間の摩擦角 ϕ 、粘着力 c から、全面積法による式(1)を用いて市販の補強材の上載圧 5kPa における引抜抵抗を算出した。

$$T = 2 \times A \times (\sigma_v \times \tan \phi + c) \quad \dots \text{式(1)}$$

ここで、 T ；引き抜き抵抗， σ_v ；上載圧， ϕ ；補強材と地盤の間の摩擦角， c ；粘着力， A ；補強材の敷設面積

図-5 中の $T_{\max}$ 、 $T_{\min}$ はそれらの最大値、最小値である。図からわかるように、今回使用した補強材模型は相似則を考慮した場合に、市販されている補強材の $T_{\min}$ に近く低めの引き抜き抵抗を有する模型だった事が分かる。

図-7 に壁面より 50mm、200mm、400mm の各位置で計測した変位量の差を計測点間の距離で除して算出した補強材のひずみ分布を示す。図中に示したのは、壁面より 50mm の計測点において、変位がそれぞれ 0.5mm、1.0mm、5mm、10mm に達した時点でのひずみ分布である。補強材 PE では変位が 1mm の時点では、補強材に殆どひずみが発生していないのに対して、変位が 5mm に達すると補強材の全長にわたり引張りひずみが生じており、補強材の土中からの引き抜けと補強材自体の伸びが混在しながら補強材が引き抜けている事が分かる。一方で、補強材 PB では変位量が 5mm、10mm と比較的大きくなっても、補強材に殆どひずみが発生せずに土中からの引き抜けが卓越していることが分かる。

(3) 補強材の直接引張り試験

補強材の破断強度を把握するために、補強材の直接引張り試験も実施した。図-8に引張り試験装置を示す。補強材PEの場合には、幅5cmの補強材の両端をローラークランプで固定して、毎分2.5mm程度(毎分約1%のひず

図-7 補強材のひずみ分布

図-8 補強材の引張り試験装置

み速度) の速度で载荷した。一方で、補強材PBの場合には、幅3mmのりん青銅板一本を引っ張る方法で試験を行った。なお、りん青銅板をそのままローラークランプで止めようとすると、固定端部での滑りが生じてしまうので、りん青銅板端部をはんだ付けする事で定着を強めてから試験を行った。変位は補強材中央部に取り付けしたレーザー変位計によって計測した。

図-9に単位奥行き当たり換算した張力と、補強材の引張りひずみの関係を示す。張力の換算に当たっては式(2)を用いた。図中凡例の()内の数値は、破断強度を示している。

$$T_e = (T_i / n) \times (1000 / d + 1) \quad \dots \text{式(2)}$$

ここで、 T_e ；単位奥行き当たりの張力， n ；引張り試験における縦材(引張り方向のストランド)本数(PE=16本，PB=1本)， d ；縦材間隔(PE=3mm，PB=90mm)

図-9 補強材の引張りひずみ-張力関係

単位奥行きあたりに換算した場合には、縦材本数が多いPEの方がPBよりも破断強度が8倍程度大きかった。式(2)の右边第一項は、縦材一本当たりの張力であり、補強材PBの場合には約200N程度になった。図-5に示したように、土中引き抜き試験(ストランド本数4本)においては約800N程度で補強材の破断が生じており、今回の実験条件では補強材PBにより発揮されうる抵抗力は、『引き抜き抵抗<補強材の破断強度』より、補強材の破断強度によって決まることが分かる。

破断強度について着目した場合、桑野らが文献9)でまとめた補強材の破断強度は、補強材によって幅があるものの13.30~260.46kN/m(平均82.89kN/m)であり、今回実施した模型振動台実験が実寸の約1/10程度を想定した実験である事を考えると、補強材PBは破断強度が小さい補強材を使用した場合に相当し、補強材PEを用いた場合の実験は破断強度が比較的大きな補強材を用いての実験であると位置づけられる。

表-1に各補強材における最大引張り力 $T_i(\text{peak})$ 発揮時、および $T_i(\text{peak})/2$ が発揮された時の、ストランド一本当たりの引張り剛性の比較を示す。表中に示した引張り剛性は、式(2)右边第一項の (T_i/n) から求まる縦材1本当りに作用する張力と、引張りひずみ ε の関係より求まる等価線形剛性である。表-1に示したようにPBの引張り剛性は、PEよりも大きい。

3. 模型振動台実験の結果

(1) 残留変位量の比較

図-10に実施した模型振動台実験における壁面の残留変位量および背面地盤の沈下量と振動台の最大加速度 α_{max} との関係を示す。背面地盤の沈下量は、壁面からの水平距離が100mmの位置における値である。図中には、従来型擁壁との比較のために、重力式擁壁の結果¹⁰⁾(図中のGr)も併せて示した。Grの実験は、図-1に示したように、模型地盤の条件は今回実施した実験と同様で、図-3に示した加振波形の α_{max} を約1Gとして、二回加振を行った実験である。

表-1 補強材の引張り剛性の比較

	$T_i(\text{peak})/2$ (kN/m/ ε)	$T_i(\text{peak})$ (kN/m/ ε)	$T_i(\text{peak})/2$ (kN/strip/ ε)	$T_i(\text{peak})$ (kN/strip/ ε)
PE1	120.5	143.1	0.36	0.43
PE2	105.1	130.0	0.31	0.39
PB1	65.7	60.5	65.7	5.25
PB2	65.7	29.0	65.7	2.52

図-10 残留変位量の比較

まず重力式擁壁(Gr)と補強土擁壁(PB, PE)の結果を比較すると、PB, PEのどちらの場合でも滑動量、転倒量ともにGrの半分以下で、重力式擁壁よりも高い耐震性を示した。

補強材特性の異なるPB, PEについて比較すると、900~1200galまでは滑動量、背面沈下量は殆ど差が無かった。一方で、引き抜き抵抗や破断強度が大きなPEの方がPBよりも転倒角度は大きかった。この理由については、後で詳しく考察する。

(2) 背面地盤におけるすべり面の形成状況

図-11(a), (b)にPE実験における1200, 1500gal加振終了時の背面地盤の変形状況を示す。図中に示した3本の矢印は、それぞれ20cm, 45cm, 80cmの補強材を示している。図-11(a), (b)から分かるように、20cmの補強材の端部を境界部として壁面側(補強領域)がほぼ均一にせん断変形していた。

また、(a)に示した1200gal加振終了時には、最上層補

図-11 PE実験の背面地盤変形状況

図-12 PE実験のすべり面の位置

強材の先端のすぐ上に配置した色砂層に若干の沈下(図中の円内)が確認できた。その後、1500gal加振終了時には沈下がより顕著になり、この部分にすべり面が形成された事がわかる。このすべり面は、補強領域の下端から最上層補強材の先端部を掠めるようにして地表面まで到達していた。

図-12にPE実験での背面地盤に生じたすべり面の位置を示す。図中には、ガラス面から観察されたすべり面の位置と、実験終了後に背面地盤を撤去する過程で土槽中央部に配置した色砂の観察による土槽中央部でのすべり面の位置をあわせて示した。土槽中央部でのすべり面の観察結果と、ガラス面近傍でのすべり面の形成位置はおおむね一致しているが、側壁摩擦の影響から完全には一致していない。文献7)によると、土槽中央部におけるすべり面角度はガラス面で観察されるすべり面角度より5度程度小さい事がわかっているが、今回のPE実験でも、土槽中央部でのすべり面角度はガラス面か

図-13 PB実験の背面地盤変形状況

図-14 PB実験のすべり面位置

ら観察されたすべり面の角度よりも小さい傾向にあった。

図-13(a), (b)にPB実験における1200, 1500gal加振終了時の背面地盤の変形状況を、図-14にガラス面と土槽中央部におけるすべり面の観察結果を示す。定性的にはPE実験の場合と同様の傾向を示している。図-13(a)でPEの場合と同様に最上層補強材端部のすぐ上の色砂層が沈下している(図中の円内)。しかしながら、その程度を比較するとPEほどは色砂に目違いが生じておらず、その傾向は図-13(b)でも同様で、PBの方がPEよりも壁面の変位が小さかった事と定性的に対応している。

図-14に示したPB実験のすべり面の観察結果もほぼPEの場合と同様であった。ただし、土槽中央部とガラス面とで観察したすべり面角度はPEの場合ほど両者に差が無かった。また、補強領域内部にすべり面が貫いており、引き抜き抵抗や補強材の剛性が小さい補強材を使用した場合に補強領域内部にもすべり面が発生するという井沢ら¹¹⁾の補強土壁の遠心載荷傾斜実験結果と

図-15 変位量及び加速度の時刻歴の例

図-16 900gal 最大せん断ひずみ分布

同様の挙動が確認できた。

(3) 背面地盤の画像解析

高速度カメラを用いて加振中の模型の挙動を撮影したうえで、背面地盤内に配置した標点の変位量を画像解析システムにより求める事によって、背面地盤の局所的な変形も観察した。求めた標点変位量から、4つの標点を1要素とするアイソパラメトリック要素法によって各要素の最大せん断ひずみ γ_{max} を算出した。なお、画像解析システム及びアイソパラメトリック要素法による局所的な γ_{max} の算出法は、文献7), 12)に詳しい。

以下では、図-15に示す慣性力が主働方向に作用して、擁壁の変位量が大きく増大する①、②、③のタイミングにおける画像解析結果を示す。図-16から図-18に900から1500gal (1回目)加振中における図-11, 13に示した領域の最大せん断ひずみ分布を示す。図中の線はそれぞれ20cm, 45cmの補強材のおおよその位置を表しており、点は各要素の中心を示している。

図-16に示した900gal-③に着目すると、PB, PEのいずれにおいても背面補強領域の下部から補強領域に沿うようにして縦方向にひずみが増大している傾向が確認

図-17 1200gal 最大せん断ひずみ分布

図-18 1500gal 最大せん断ひずみ分布

できる。これは、前述したように補強領域がせん断変形する事によって、補強領域と無補強領域との境界部においてすべり面が発生し、局所的なせん断ひずみが増大したためだと推測される。また、PE, PBの両実験共に45cmの補強材の端部付近においてひずみが増大している傾向が確認できる。これは、補強領域のせん断変形と壁面の主働方向への変位に伴い45cmの補強材の端部に引き抜き変位が生じたためだと考えられる。

図-17に示した1200gal加振中のせん断ひずみ分布を見ると、前述した補強領域端部で縦に伸びるようにひずみが増大していた領域が広がると共に、45cmの補強材端部におけるひずみの局所化領域が、補強領域下部の局所化領域とつながるようにして、背面地盤の変形が進行している事が分かる。PBの場合の方が広い領域で変形が生じているが、45cmの補強材端部でのひずみの増大傾向は、PBよりもPEにおいてより顕著になっている。

図-18に示した1500gal加振中のひずみ分布を見ると、PEの場合には45cm補強材の端部から補強領域下部へとひずみの局所化領域がつながり、その領域でせん断変形

が進行している事が分かる。これは、図-11(b)に示した最上層補強材の端部をかすめるようなすべり面が形成された事に対応していると考えられる。一方で、PBの場合には1500gal加振終了時においてもPEほど明確にはひずみの局所化領域がつながっておらず、図-13(b)において、すべり面が完全には形成されていなかった事に対応している。このように、補強領域外に、最上層補強材をかすめるように発生するすべり面がPBよりもPEにおいて早く形成されたことも、PEにおいて転倒量が増大した一因であると考えられる。

(4) 残留変位量の違いに関する考察

本研究で使用したジオグリッド模型の特性を比較すると、下記の通りである。

- ① 引き抜き抵抗 (PE>PB, 図-5より)
- ② 引き抜き剛性 (PB>PE、PBの破断が生じる前、図-5より)
- ③ 引張り強度 (PE>PB, 図-9より)
- ④ 単位奥行き当たりの引張り剛性 (PE>PB, 図-9より)
- ⑤ 補強材一本あたりの剛性 (PB>PE, 表-1より)

今回の振動台実験では、補強材の破断は生じなかったため、③が変位量の違いに及ぼした影響は殆ど無いと考えられる。

これまでの模型実験結果(文献6参照)から壁面の滑動は補強領域直下の支持地盤変形によって、転倒は補強領域のせん断変形によって生じる事が分かっている。

今回の実験では、支持地盤の条件は同一であったために、擁壁の滑動量に関してはほとんど違いが無かった。1500galに達した時点でPBの方が滑動量が若干小さかった理由としては、画像解析(図-18参照)によって確認したように、補強領域の下端から最上層補強材をかすめるようにして地表面まで到達したすべり面が、PEにおいてPBよりも若干早く発生したためだと考えられる。

本研究で用いた上部の補強材が延長されているタイプの補強土擁壁の場合には、補強領域がせん断変形して壁面が転倒しようとする、無補強領域まで延長されて敷設されている補強材の引き抜き抵抗が発揮される。前者の補強領域のせん断変形について考察すると、今回の実験条件では、補強材の引張り剛性が高いことから、PE実験における補強領域の剛性はPB実験よりも高いことが予想され、PE実験の方がせん断変形量は小さかった事が予想される。この考察に合致する傾向は、図-17に示した1200gal加振中の補強領域内部の最大せん断ひずみ分布からも観察することができる。一方で、補強領域のせん断変形に伴って生じる壁面の転倒に対して、延長した45cm、80cmの補強材により引き抜き抵抗が発揮される。ここで引き抜き抵抗に着目すると、補強材が破断する前においては図-5に示したように、補強材PBの方がPEよりも引き抜き抵抗は大きかった。

結果として補強領域の剛性の違い(PE>PB)による補強領域のせん断変形量の大小よりも、補強材の破断前に発揮される引き抜き抵抗の違い(PB>PE)によって壁面の転倒が拘束される影響が卓越した結果、PE実験よりもPB実験の転倒量が小さかったものと考えられる。

4. まとめ

異なる特性を有する補強材模型を用いた補強土擁壁の模型振動台実験および補強材の引張り試験、土中引き抜き試験によって以下の知見が得られた。

- ・ 材料としての剛性が高いりん青銅板を用いて作製した補強材模型の場合、土中引き抜き試験において補強材自体に引張りひずみはほとんど発生しない一方で、わずかな引き抜け変位によって高い引き抜き抵抗が得られた。
- ・ りん青銅板よりも材料としての剛性が低いポリエステル製の補強材の場合、補強材自体が伸びながら引き抜けが生じていた。
- ・ 引き抜き抵抗や、破断強度が大きく異なる二種類の補強材を用いたにもかかわらず、模型振動台実験において壁面に生じた変位量にはほとんど差が無く、今回実施した条件下では、補強材特性の違いが補強土壁の耐震性に及ぼす影響は小さかった。
- ・ 画像解析の結果、いずれの補強材を用いた場合でも背面補強領域のせん断変形と、延長した補強材の引き抜けによるひずみの局所化が確認できた。両者によるひずみの局所化領域はやがてつながり、最上層の補強材をかすめて地表面へと到達するすべり面へと進展したものと考えられる。

謝辞

本研究で実施した補強材の引張り試験及び土中引き抜き試験は、東京理科大学土質研究室所有の実験装置を用いて実施しました。実験装置の使用を御快諾いただいた龍岡文夫教授および装置の使用方法をご教授いただいた平川大貴先生に深謝の意を表します。また、各試験の実施に当っては、東京理科大学の相澤宏幸君、錦織大樹君、相馬亮一君、園田陽介君らの協力をいただきました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Koseki, J. and Tateyama, M. : Performance of soil retaining walls for railway embankments, Soils and Foundations Special issue, pp.311-324, January 1996
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 丸善株式会社, 2007
- 3) 堀井克己, 館山勝, 古関潤一, 龍岡文夫：剛壁面補強土壁

の大規模地震時の安定・変形解析, ジオシンセティックス
論文集, 第13巻, pp.1749-1750, 1998

- 4) Newmark N.M. : Effects of earthquake on dams and embankments,
Geotechnique, Vol15, No.2, pp.139-160, 1965
- 5) Watanabe, K., Munuf, Y., Koseki, J., Tateyama, M. and Kojima, K. :
Behaviors of Several Types of Model Retaining Walls Subjected to
Irregular Excitation, Soils and Foundations, Vol.43, No.5, pp. 13-27, 2003
- 6) 古関潤一, 加藤範久, 渡辺健治, 舘山勝: 補強土擁壁と重
力式擁壁の地震時変位量の簡易計算手法, ジオシンセティック
ス論文集, 第18巻, pp.367-374, 2003.
- 7) Watanabe, K., Koseki, J. and Tateyama, M. : Application of high-speed
digital cameras to observe static and dynamic deformation characteristics
of sand, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.28, No.5, pp.423-435,
2005
- 8) 野尻峰広, 相澤宏幸, 錦織大樹, 笹田泰雄, 平川大貴, 龍
岡文夫: ジオテキスタイル補強土構造物の安定性に及ぼす
補強材の引き抜き特性の影響, 第42回地盤工学研究発表会,
pp.1573-1574, 2007.
- 9) 桑野二郎, 高橋章浩, 木村博憲: 日本で使用されているジ
オグリッドの材料特性と引き抜き特性, ジオシンセティック
ス論文集, 第14巻, pp.195-204, 1999.
- 10) 渡邊健治, 大地震荷重下における擁壁の動的応答および背
面地盤のひずみの局所化が地震時土圧に及ぼす影響, 東京大
学博士論文, 2007
- 11) 井沢淳, 桑野二郎, 高橋章浩, ジオグリッドの特性が補強
盛土の地震時安定性に及ぼす影響, ジオシンセティックス
論文集, 第16巻, pp.37-44, 2001
- 12) Salas Monge, R. and Koseki, J., Plane strain compression tests on cement
treated sand, Proceeding of Fourth International Summer Symposium,
JSCE, pp.223-226, 2002

Shaking table model tests on reinforced soil retaining walls by using different geo-grid models

Susumu Nakajima, Hong Kimhor, Sarju Mulmi, Junichi Koseki,
Kenji Watanabe and Masaru Tateyama

Results from a series of shaking table model tests on geo-grid reinforced soil retaining walls by using different geo-grid models are discussed so as to investigate into the effects of material properties of the geo-grid models (i.e. pull out resistances, rupture strength and tensile rigidity) on seismic performance of the reinforced soil retaining walls. Based on the results from the shaking table model tests, residual displacements of wall facing and settlement of the backfill are almost equal although the material properties of the geo-grid models are largely different. It is also found that the deformation characteristics of the reinforced backfill investigated by using image analysis procedures are also quite similar.

Keywords: geo-grid reinforced soil retaining wall, shaking table model test, reinforcement properties, residual displacement