

◆ 耐震・危機管理技術特集 ◆

補強土壁の耐震性に関する模型振動台実験および安定検討

松尾 修* 堤 達也** 斎藤由紀子***

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震により盛土、擁壁を含めた各種の土木構造物が大きな被害を受けたが、激震地区に存在したジオテキスタイルを用いた補強土壁の被害はきわめて軽微であり、高い耐震性を示したと報告されている¹⁾。ジオテキスタイル補強土壁の地震時安定性については、これまで各種の室内実験や実地震における被災事例にもとづいた研究が行われ、耐震設計を取り入れたいいくつかの手法が示されている^{2),3)}。土木研究所においても1992年に「ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル」²⁾(以下、マニュアル)がとりまとめられた。

本マニュアルでは土のうをジオテキスタイルで巻き込む柔な壁面工を基本としているが、近年、剛な壁面工を用いることにより高い安定性が確保できることが知られている⁴⁾。しかしながら、これまで剛な壁面工を用いた補強土壁の地震時安定性については限られた研究しかなされていない^{5),6),7)}。兵庫県南部地震のような大規模な地震時における剛な壁面工を用いた補強土壁の地震時の挙動、補強メカニズムについては十分に明らかになっておらず、また現行設計法の適用性についての検証も行われていない。ここでは一連の補強土壁の模型振動台実験を実施し、現行設計法を用いた安定計算結果と比較検討したので報告する。

2. 補強土壁の振動台実験

2.1 実験方法

図-1に実験模型断面および実験条件を示す。実験は振動台上に設置した幅4×高さ2×奥行き1mの剛な土槽内に補強土壁の模型を設置し、重力場において水平1方向(図-1参照)の加振を行った。表-1に示すように入力波形、壁面剛性、補強材長、盛土高さ、壁面勾配を変化させて9ケースを実施した。

Shaking Table Tests and Stability Analyses on Seismic Performance of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls

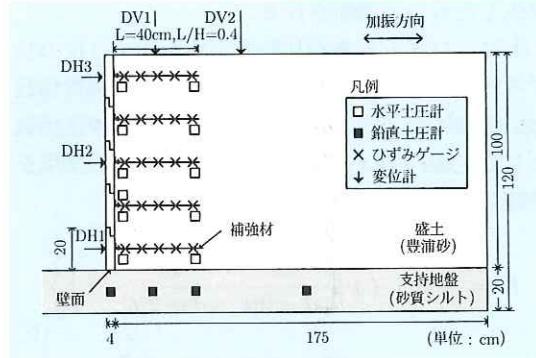


図-1 実験模型断面(ケース1)

表-1 実験条件

ケース	入力波形	剛性 壁面	補強材長 L (m)	盛土高さ H (m)	L/H	壁面 勾配
1 (基本ケース)	正弦波 (5Hz,4sec)	分割型	0.4	1.0	0.4	鉛直
2	正弦波 (5Hz,4sec)	分割型	0.7	1.0	0.7	鉛直
3	正弦波 (5Hz,4sec)	分割型	0.55	1.4	0.4	鉛直
4	神戸波 (卓越周波数1.5Hz)	分割型	0.4	1.0	0.4	鉛直
5	正弦波 (5Hz,4sec)	一体型	0.4	1.0	0.4	鉛直
6	正弦波 (5Hz,4sec)	分割型	0.4	1.0	0.4	1:0.2
7	神戸波 (卓越周波数5Hz)	分割型	0.4	1.0	0.4	鉛直
8	正弦波 (5Hz,4sec)	一体型	0.7	1.0	0.7	鉛直
9	青森波 (卓越周波数5Hz)	分割型	0.4	1.0	0.4	鉛直

実験模型は砂質シルトを最適含水比($w = 16\%$)で十分に締め固めて作成した支持地盤上に補強土壁を盛り立てた。盛土は壁面を支保工で固定した状態で気乾状態の豊浦砂を乾燥密度 $\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$ (相対密度 $D_r \approx 60\%$)になるよう10cmごとに締め固めて作成した。補強材(ジオグリッド SS2、引張り強さ 16.7kN/m)は奥行き方向には一様、深さ方向には20cm間隔で5枚敷設した(ただし、ケース3のみ7枚)、壁面工に金具で連結した。壁面工は高さ20cm、厚さ4cmの木製プレートを用い、分割型壁面は木製プレートをかみ合わせるのみとし、一体型壁面は分割型壁面工を剛な補強板で固定することにより一体化した。

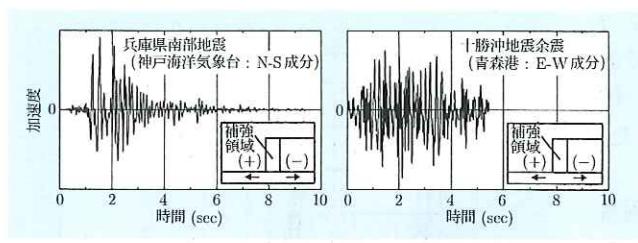


図-2 入力地震波形(周波数調整後)

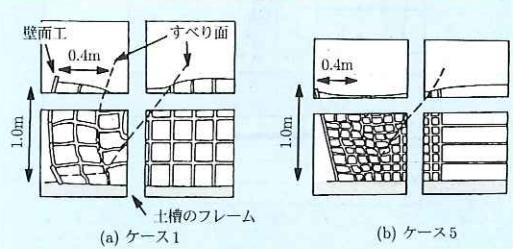


図-3 模型の変形状況

加振は、 0.5Hz 20波の正弦波および実地震波加速度を用いて行った。実地震波には、いわゆる衝撃型波形の1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分(以下、神戸波)、振動型波形の1968年十勝沖地震余震の際に青森港で観測されたEW成分(以下、青森波)の2種類を用いた。神戸波は原波形(卓越周波数 1.5Hz)、および卓越周波数が正弦波と同じ 0.5Hz になるように原波形の時間軸を調整した波形の2波形、青森は後者のみとした。図-2に実験に使用した地震波形を示す。いずれのケースについても加振は最大加速度を $50\sim100\text{gal}$ ごとに大きくすることにより段階的に行った。

計測項目は、加速度、補強土壁の変形、補強材のひずみおよび土圧である。計測位置を図-1中に示す。補強材のひずみおよび土圧については模型築造時より計測した。土圧については支持層内の鉛直土圧、壁面工に作用する水平土圧および補強領域背面位置での水平土圧を測定した。また、土槽前面側の色砂メッシュにより加振後の模型の変形状況を観察した。

2.2 実験結果

2.2.1 補強土壁の変形モードおよび変形量

加振による模型の変形状況の例を図-3、最大加振加速度と壁面付近の盛土の沈下量/盛土高、壁面中央部(DH2)および上部(DH3)の水平変位量/盛土高の関係を図-4にそれぞれ示す。なお、各変形量は加振ステップごとの値の累積値である。補強土壁の変形モードおよびその変位量は実験条件に

より異なる。以下にそれぞれの条件における変形モードおよび変位量について述べる。

(1) 壁面剛性の影響

分割型壁面の場合には、すべり面は補強領域外側から補強領域内の下層の補強材間を通るか、あるいは補強材に沿う形状であり、正弦波で加振したケースでは $L/H=0.4$ であるケース1とケース3では 350gal 程度、 $L/H=0.7$ であるケース2では 550gal 程度ですべり面が生じ始めた。さらに加速度を大きくして加振を行うと、補強領域が前面側にはらみ出し、その背後がくさび状に落ち込む様子を確認できた。壁面の変位は最下段が支持地盤にめり込みつつ前傾し、盛土中央付近の壁面で変位が最大になるようにはらみ出す形状であった。

一方、一体型壁面の場合には、すべり面は分割型と同様な形状であるが、壁面が一体型であるために変形が拘束され、その上端が大きく前傾するような形態であった。すべり面が生じ始める加速

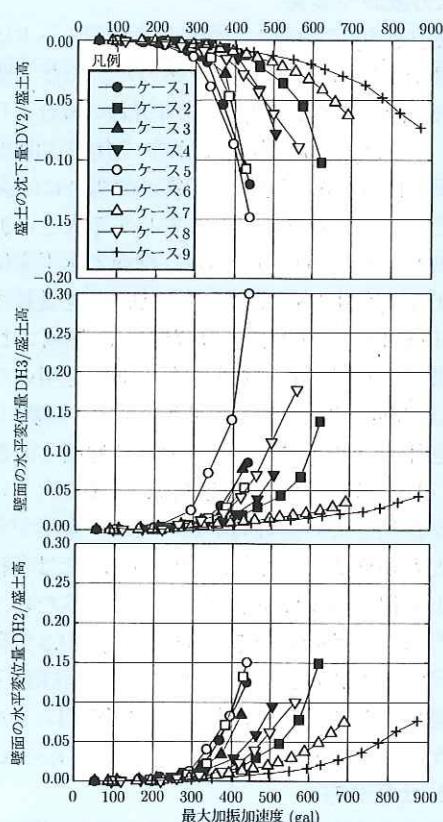


図-4 最大加振加速度と模型の変形量の関係

度は $L/H=0.4$ の場合は 350gal 程度、 $L/H=0.7$ の場合は 500gal 程度であり分割型とほぼ同程度であるが、壁面の水平変位量は上部(DH3)において一体型の方が分割型に比べて約 3 倍大きな値を示した。

(2) 盛土高の影響

ケース 1($H=1.0\text{m}$) とケース 3($H=1.4\text{m}$) は両者とも壁面が分割型であり同様な変形モードを示す。しかし、 $L/H=0.4$ と補強材の長さ比は同じではあるが、ケース 1 より盛土高を高くしたケース 3 の方が変形はいくぶん小さかった。これは 2 ケースが完全に相似ではなく、ケース 3 の方が補強材の敷設枚数が多いことが要因として考えられる。

(3) 壁面勾配の影響

壁面勾配を 1:0.2 とゆるくした場合にも鉛直なケースと同様にすべり面は補強領域外側から補強領域内の下層の補強材に沿う形状で発生し、そのときの加速度は 350gal 程度であった。しかし、変形モードは補強領域が前出しするような形状とは異なり、むしろ壁面上端部付近を中心とした円弧状のすべりを生じた。

(4) 入力波形の影響

地震波を用いて加振した場合にも変形モードは他の分割型壁面の場合と同様であった。ただし壁面の変形は同一加速度で比べると正弦波の場合より小さい。これは正弦波の場合には同一振幅の加速度が 20 波作用するのに対して、地震波の場合には図-2 に示したように壁面の変形に寄与する大きい加速度の波数が少ないためである。壁面の水平変位量 (DH2) が高さ比 5% に達する加振加速度を比較すると、正弦波の場合は 350gal 程度であるのに対し、地震波では原波形(卓越周波数 1.5Hz)を用いた場合には 450gal 程度、卓越周波数を 5Hz に調整した波形を用いた場合には 600~800gal 程度と大きくなる。周波数の低い方が変形に寄与する大きい加速度が作用している時間が長いため、変形が大きいことがわかる。ただし、今回の実験では実物の $\lambda = 1/5$ 程度の縮尺模型を想定しているため、相似則⁸⁾ に従えば時間軸を $\lambda_t = \lambda^{0.75} = 0.3$ 倍程度に縮尺する必要がある。したがって、模型実験上では卓越周波数を 5Hz に調整した波形を用いて加振したケースが実現象に対応していると考えられる。

2.2.2 土圧分布

土圧分布は壁面剛性により大きく傾向が異なる。図-5 に代表してケース 3、5 の各加振中の最大土圧

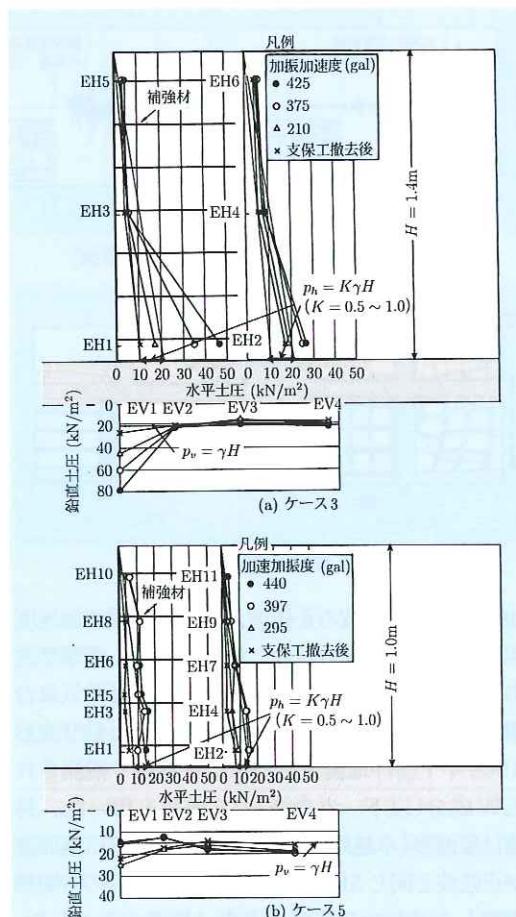


図-5 最大土圧分布

分布を示す。これらは各深度における土圧の最大値をプロットしたものであり、その発生時刻は異なる。ケース 3(分割型壁面)では、盛土地盤内の水平土圧は天端から深度が深くなるほど大きく発生し、同一深さでは、補強領域の背面側より壁面側の土圧の方が大きく発生した。特に、壁面下端では応力が集中し、大きな土圧が発生している。支持地盤内の鉛直土圧は壁面直下部において他の位置より大きく発生した。これらは補強領域の変形の進行に伴って盛土荷重が補強材、壁面工を介して最下段の壁面に集中したこと、および背面土のせん断変形の進行さらには補強領域内へのすべり面の発生に伴いせん断抵抗が低下したこと等によるものであると考えられる。これらの水平・鉛直土圧の応答は他の分割型壁面のケースにおいても同様であった。ただし、壁面が傾斜しているケース 6 では、つま先部での鉛直土圧の応力集中は比較的小さかった。一方、ケース 5(一体型壁面)では、

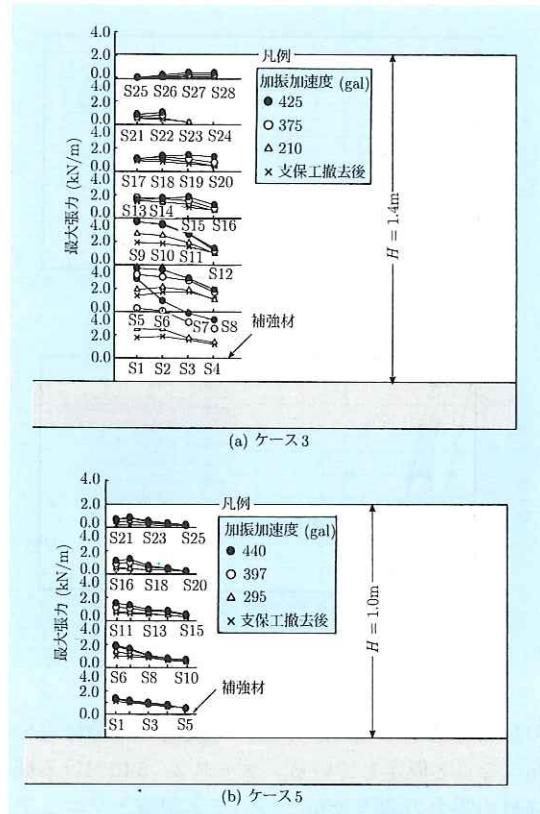


図-6 補強材の最大張力分布

ケース3と比較して全体の水平土圧は小さく、また、壁面下端の水平土圧およびつま先部の鉛直土圧に大きな応力集中は発生していない。

2.2.3 補強材の張力分布

図-6にケース3、5の盛土内の各位置における補強材に発生した最大張力分布を示す。ケース3(分割型壁面)の張力分布は壁面土圧の分布に対応して上層の補強材では小さく、下層の補強材ほど大きく発生した。また、各々の補強材においては壁面に近いほど大きくなる傾向があった。これらのこととは、壁面に近い補強材の張力は壁面への土圧に比例し、背面側にいくにつれて補強材と盛土材との摩擦により張力が減少していくためと考えられる。一方、ケース5(一体型壁面)では壁面に作用する土圧に対応して、深さ方向にはほぼ均等に張力が発生している。これらの傾向は他のケースについても同様に見られた。

3. 実験結果と現行設計法との比較

3.1 全体安定(外的安定)

マニュアルの安定検討の考え方では、まず内的安

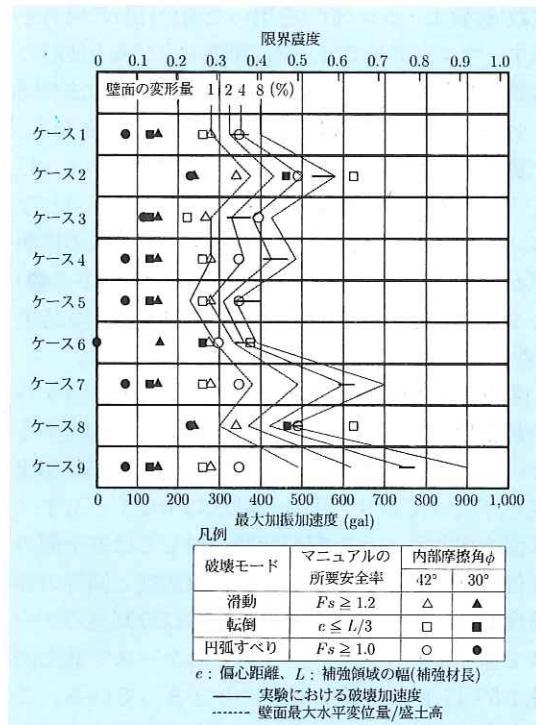


図-7 実験と安定計算結果の比較図

定として補強材の破断、引き抜けを照査し、補強材の強度、配置を決定する。次に外的安定として補強領域を擬似的な重力式擁壁と考え、滑動、転倒、支持力破壊、円弧すべりの4つの破壊モードについて検討を行う。これらの方針に従い実験を対象に安定計算を行った。ただし、今回の実験では支持地盤を十分に締め固めているため、支持力破壊の照査を省略した。土質定数は三軸圧縮試験結果より内部摩擦角 $\phi=42^\circ$ 、 $c=0\text{kN}/\text{m}^2$ とした。

図-7に各破壊モードに対応する限界震度、実験における破壊加速度および壁面の変形量を示す。なお、実験における破壊加速度とは、盛土に明瞭なすべり面を生じさせる加速度レベルのことであり、ここではすべり面が発生した加振ステップとその1つ前の加振ステップの間として横線で示した。図中の点線は実験における各ケースの壁面の最大水平変位量/盛土高を表す(分割型: DH2、一体型: DH3)。限界震度とは図-7に示すマニュアルに規定された安全率を与える震度であり、各破壊モードごとに決まる。それらの限界震度のうちの最小値が実験模型の設計震度(逆算震度)を意味する。ここでは土質定数に実測値($\phi=42^\circ$)を用いた場合(白)とマニュアルに規定された安全側の土質

定数(砂質土: $\phi = 30^\circ$)を用いた場合(黒)の両者を示す。マニュアルでは、壁面剛性および入力波形の差異は考慮されていないため、模型の断面寸法が同じケースについては計算結果は同様なものとなる。土質定数に $\phi = 42^\circ$ を用いた場合にはケース 1, 4, 5, 7, 9 の設計震度は $kh=0.27$ (図-7 中の□)となる。一方、現場で慣例的に使われる土質定数の標準値 $\phi = 30^\circ$ を用いた場合には $kh=0.07$ (図-7 中の●)と小さくなる。以下の検討では $\phi = 42^\circ$ の計算結果(図-7 中の白記号)にもとづき議論を進める。

図-7において設計震度(ここでは白記号のうちの最小値)と実験における破壊加速度を比較するといずれのケースにおいても設計震度が破壊加速度を下回っており、現行設計法は少なくともすべり面を生じるような変形状態に対しては安全側の評価を与えることがわかる。設計震度と同等の加速度レベルにおける壁面の変形量は分割型のケースで盛土高比 1%以下、一体型のケースで盛土高比 1.5%以下と軽微な被害にとどまっている。この程度の被害は現場においても許容できるものと考えられる。また、周波数を調整した実地震波により加振したケース 7, 9 においては、同条件のモデルを正弦波で加振したケース 1 と比較すると設計震度と破壊加速度の差は大きい。本模型の設計震度は $kh=0.27$ であるが、図-4 に示したように 2 種類の実地震波で加振した場合には最大加速度 600~800gal においても壁面の変形量が盛土高比 5%程度にとどまっている。

以上より、従来から設計で考慮してきた中規模地震(L1)に対しては軽微な被害にとどめ、大規模地震(L2)に対してはある程度の変形を許容し、壊滅的な被害を防止するという考え方⁹⁾に従えば、想定する地震の最大加速度に対して、中規模地震の場合は想定する地震の最大加速度値を震度換算した数値と同程度の値を設計震度として、また大規模地震の場合には同様に最大加速度値を震度換算した数値の 1/2~1/3 程度の値を設計震度として採用できることがわかる。ただし、これらは土質定数に実測値を用いた場合であり、標準値を用いた場合にはさらに設計震度を低減することが可能である。

3.2 補強材の張力(内的安定)

マニュアルでは、深さ方向に等間隔に補強材を敷設した場合、補強材に発生する張力の深さ方向

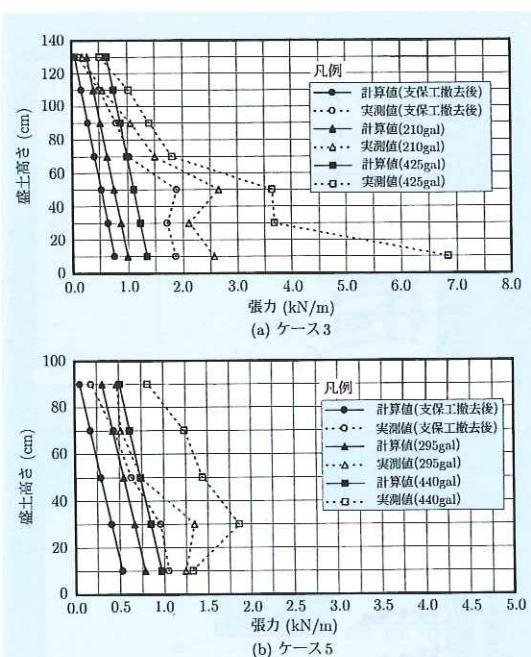


図-8 補強材張力の比較

の分布は常時は三角形分布、地震時の増分は等分布になると仮定している。ケース 3, 5 における補強材の張力の深度分布について実測値とマニュアルによる計算値とを比較した結果を図-8 に示す。実測値は各補強材の長さ方向に数点測定したうちの最大張力を採用している。点線が計算値、実線が実測値を表す。いずれのケースも計算値より実測値の方が大きいが、ケース 3(分割型)の場合には盛土下部に行くほど両者の差が大きくなる傾向が見られる。一方、ケース 5(一体型)の場合には平均的に実測値の方が大きい。地震時の増分のみに着目した場合あるいは他のケースについても同様の傾向である。実測値が計算値より大きいのは、現行設計法における補強材張力計算法が危険側であることを示唆するが、補強材の設計強度は静的引張試験にもとづいているとともに材料安全率が見込まれており、全体的な安全性に問題があるかどうかは、さらに検討の必要性がある。

4. まとめ

ジオテキスタイル補強土壁の模型振動台実験を行い、この実験を対象に現行設計法を用いて安定検討を実施した。これらの実験および検討で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

(1) 分割型壁面と一体型壁面を比較すると変形

モードが大きく異なり、壁面の最大水平変位量に着目すると一体型の方が変形量が大きくなつた。

(2) 壁面に作用する土圧、補強材に発生する張力は壁面の変形モードに影響され、分割型の場合にはともに壁面最下部に局所的に大きな値が発生したが、一体型の場合には深さ方向にはほぼ均等に発生した。

(3) 土質定数に実測値を用いた場合には、現行設計法にもとづく模型の設計震度は模型の破壊加速度に比べて小さく、設計震度と同等の加速度レベルにおける変形は最大でも盛土高比1.5%程度にとどまっている。L1地震に対しては軽微な被害にとどめることを目標とすれば、設計震度は想定される地震の最大加速度値を震度換算した数値と高々同程度の値に設定すればよいと考えられる。

さらに、設計震度 $k_h = 0.27$ の模型が最大加速度600~800gal程度の実地震波に対しても盛土高比5%程度の変形量にとどまっている。L2地震に対しては壊滅的な被害を防止することを目標とすれば、設計震度は想定される地震の最大加速度値を震度換算した数値の1/2~1/3程度の値に設定することができると考えられる。

(4) 補強材に発生する張力について設計値と実験値を比較すると全般的に実験値の方が大きくなる傾向にある。この点については、設計上の張力分布形状の仮定、補強材の破断に対する安全率の設定、地震時の補強材強度の設定等を含めてさらに検討する必要がある。

現行の震度法にもとづく極限釣り合い設計法は地震による変形量を直接的に考慮できない。大規模地震に対してはある程度の変形を許容することにより合理的な設計とすることが望ましく、将来

的には大規模地震に対しては変形量にもとづく設計法に移行する必要がある。そのためには簡易的な変形予測法の開発が必要であり、本検討結果をふまえて今後さらに検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) F.Tatsuoka, J.Koseki and M.Tateyama : Performance of Geogrid-Reinforced Soil Retaining Walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, January 17, 1995, Proceedings of First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo '95, Vol.1, pp.55-62, 1995.
- 2) 建設省土木研究所土質研究室、施工研究室、動土質研究室：シオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、土木研究所資料第3117号、1992.3
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説、土構造物、丸善、1992.10
- 4) F.Tatsuoka : Roles of Facing Rigidity in Soil Reinforcing, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Vol.2, pp.831-870, 1993.
- 5) M.Sakaguchi, M.Muramatsu and K.Nagura : A Discussion on Reinforced Embankment Structures Having High Earthquake Resistance, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, IS-Kyushu '92, Vol.2, pp.287-292, 1993.
- 6) M.Sakaguchi, K.Yamada and M.Tanaka : Prediction of Deformation of Geotextile Reinforced Walls Subjected to Earthquakes, Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol.1, pp.521-524, 1994.
- 7) R.J.Bathurst, Z.Cai, M.Alfaro and M.J.Pelletier : Seismic Design Issues for Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls, Proceedings of the International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, pp.79-97, 1997.
- 8) S.Iai : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.105-118, 1989.3
- 9) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第二次提言」、土木学会誌、第81巻、第2号、pp.1-10, 1996.2

松尾 修*



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
動土質研究室長
Osamu MATSUO

堀 達也**



同 動土質研究室研究員
Tatsuya TSUTSUMI

斎藤由紀子***



同 動土質研究室
Yukiko SAITO