

15.2 土工構造物の管理水準を考慮した性能設計に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、山木正彦、
荒木裕行

【要旨】

土工構造物の要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法の提案に向けて、既往の補強土壁を対象とした動的遠心模型実験について画像解析に基づいた変形モードの分析、限界水平震度と残留変形に関する分析、さらに数値解析により補強材の配置と応力状態の関係を調べた。その結果、補強土壁は特にすべりによる変形を抑制すべきであること、すべりによる変形を除けば補強土壁の変形は主としてせん断変形であり、補強材の本数・設置密度を極端に大きく変えない限りせん断変形による補強領域の変形のしやすさは変化しないことを示した。また、変形がある程度進行した状態になると、限界水平震度と残留変形の相関がよくなることがわかった。さらに、数値解析によって、補強材の本数や設置密度、長さや補強領域における応力状態の関係について検討した。

キーワード：補強土擁壁、動的遠心模型実験、変形モード、限界水平震度、有限要素解析

1. はじめに

道路土工指針類等にて性能設計の枠組みが示されたものの、コンクリート擁壁や補強土擁壁を始めとした土工構造物の修復性等を適切に考慮した具体的な性能評価手法・設計手法は十分には示されていない。

土工構造物においても構造形式によっては修復が容易でないものがある。例えば、擁壁、補強土壁は、盛土に比べて一般に耐震性に優れる一方で、修復が容易ではなく、高さが高いほど、勾配が急なほどその傾向は強まる。このような構造物においては、万一変状が生じた場合の点検方法、補修方法を考慮した設計を行うことが求められる。一方で、管理水準によっては、地震時等に機能に影響する損傷が生じても修復性にすぐれた構造が適している場合もあると想定される。このため、管理水準に応じて異なる要求性能を満足するか、直接的に評価可能な照査手法が求められる。

これらの状況から、土工構造物の管理水準に応じた要求性能を確保するための限界状態を明らかにし、要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法の提案することが本研究の目的である。

今年度は、分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁¹⁾（以下、補強土壁）に関して、既往の動的遠心模型実験の変形モードの整理、限界水平震度と変形に関する分

析、応力状態の把握を目的とした数値解析を実施したので報告する。

2. 補強土壁の変形モードの分析

2.1 概要

平成 17 年度から 20 年度の 4 か年で 19 ケースの補強土壁の動的遠心模型実験^{例として 2), 3), 4)}が行われている。壁面工及び補強材は、L 型のアルミニウム製アングルに高密度ポリエチレン製ジオグリッドを取り付けたものであり、ケース毎に、補強材の配置や基礎地盤の状況などを変え、20G の遠心場において、正弦波や神戸波などの最大加速度を変えながら繰返し加振が行われた。

加振の前後においては、側面から変形状況の写真が撮影されている。昨年度に引き続いて、この写真を基にした画像解析を実施した。この結果に基づいて検討した補強土壁の変形量および変形モードについて報告する。

2.2 画像解析による変形モードの分析方法

2.2.1 対象とする模型実験の概要

本報では、全 19 ケース^{2), 3), 4)}のうち、加振条件や模型条件を考慮し、表-1 に示す 13 ケースを対象として検討を行った。

GW02～GW07 は補強材配置を変化させたケース、GW08 は山岳部に構築される補強土壁を模擬し補強土

壁前面の基礎地盤を傾斜させたケース、GW09は補強土壁の上部に上載盛土を設けたケースである。GW10～14は片切片盛で構築される補強土壁を模擬したケースであり、背後地盤に石膏による地山を模擬したゾーンを設けた。いずれも基礎地盤と裏込土には7号硅砂を用い、基礎地盤は相対密度95%、裏込土は相対密度80%程度とした。

加振はステップ加振を行い、2.0Hz、20波の正弦波の最大加速度を徐々に増加させることを基本としつつも、最大加速度を一旦落として加振した後に改めて大きな最大加速度で加振する、あるいは、途中で地震波を挟むケースが存在するが、これらの加振ステップは整理の対象から除外し、正弦波で最大加速度が単調増加するような加振ステップを検討対象とした。

2.2.2 変形量の分析方法

壁面の残留水平変位に影響する補強土壁の変形モードとして、補強領域内におけるa)せん断変形とb)伸張変形、補強領域の下部に現れるc)すべりの3種類に分類した。なお、ここでいうa)せん断変形は、すべり面の形成を伴わない変形である。補強領域のせん断変形と伸張変形については、壁面付近の2列の標点の位置を各加振ステップの加振後の画像から数値化し、高さ毎のせん断ひずみ及び伸張ひずみを算出した。これより、任意の高さのせん断変形及び伸張変形による水平変位を算出できる。

ここでは最終加振ステップの残留水平変位量が最大となる高さを代表値として整理した。すべりに関しては、壁面近傍の格子状の色砂のずれ量を加振後の画像から読み取り、すべりの角度も考慮しすべりによる水平変位量を算出した。代表的な最終加振後の変形状況を図-2.1に示す。

2.3 補強土壁の変形モード

2.3.1 変形モードの全体傾向

模型実験では、加振ステップ毎の壁面工の残留水平変位量を変位計にて計測している。そこで、変位計による壁面工の水平変位量と画像解析から求めた3種類の水平

変位量の合計との関係を、図-2.2に示す。画像解析から

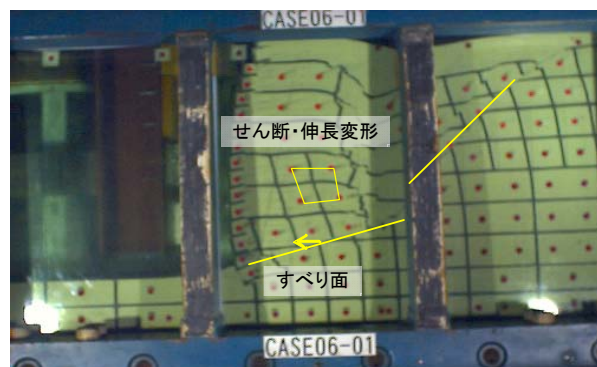


図-2.1 代表的な補強土擁壁動的遠心模型の変形状況 (GW06)

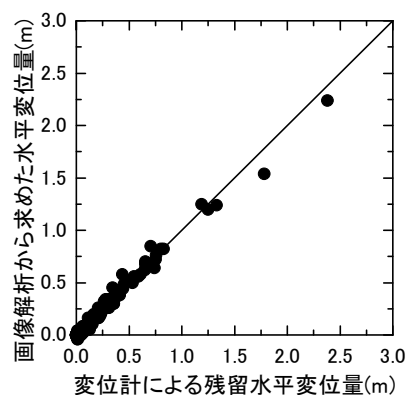


図-2.2 画像解析と変位計による残留水平変位

求めた3種類の水平変位量の合計と変位計による残留変位量は概ね一致しており、壁面の水平変位量を補強領域の変形(せん断と伸張)、すべりの3種類に分類するのは妥当と考えられる。

次に、各加振ステップにおけるせん断変形、伸張変形およびすべり変形の関係を図-2.3に示す。せん断変形と伸張変形の関係によると、伸張変形による水平変位はせん断変形による水平変位の4%程度である。また、せん断変形が0.5m以上生じた時点においては、すべりによ

表-1.1 補強土壁の動的遠心実験の一覧

シリーズ	GW02	GW03	GW04	GW05	GW06	GW07	GW08	GW09	GW10	GW11	GW12	GW13	GW14
補強材配置と長さ	4.8m×8 1.4m×8	4.8m×8	4.8m×5 1.4m×11	4.8m×5	3.1m×8	3.1m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8	3.1m×8 1.5m×8
その他条件							基礎地盤 傾斜	上載盛土	地山距離 0m	地山緩 傾斜	地山距離 離8.4m	地山距離 離4.5m	地山距離 離2.2m
加振方法*	A	A	A	A	B	B	B	B	B	B	B	B	B

*A:正弦波 20 波、B:正弦波 20 波→地震波→正弦波 20 波

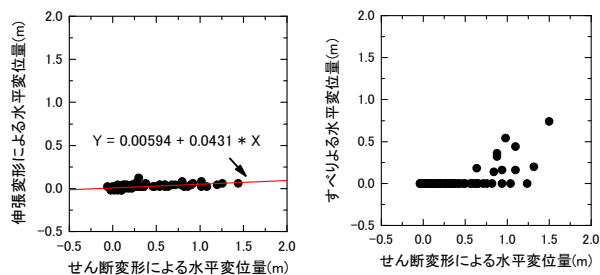


図-2.3 せん断変形による水平変位量と伸張変形、すべりによる水平変位量の関係

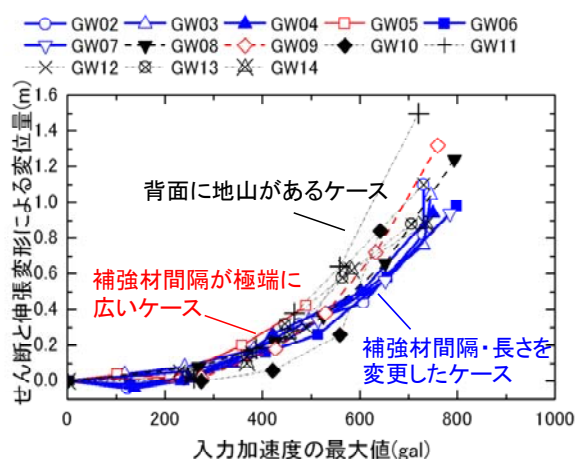


図-2.4 入力加速度とせん断・伸張変形による変位量

る変位量は伸張変形による変位量よりも大きいですが、せん断による変位量との相関は乏しい。つまり、すべりによる変形を除けば、補強土壁の主たる変形モードはせん断による変形である。

2.3.2 補強および模型条件と変位量の関係

図-2.4 に示す通り、入力加速度の最大値とせん断および伸張変形による変位量の関係について、実験ケース毎に整理した。

GW02～GW04、GW06～07 については、表-1.1 に示す通り補強材長さ、間隔、安定補助材の有無など補強条件を変化させているにもかかわらず、入力加速度と変位量の関係にはほとんど違いが無い。つまり、補強条件を多少変えただけでは、せん断、伸張変形の生じ方はほとんど変化しないと考えられる。補強土壁前面を傾斜させた GW08、上載盛土がある GW09 についても、入力加速度 600gal 程度までの変位の生じ方は GW02～GW04 および GW06～07 とほとんど同じである。ただし、入力加速度が 600gal を超え、崩壊に近づくと、やや変位が大きくなる傾向がある。

一方で、補強材本数を極端に減らし、補強材間隔を最大箇所まで 2m まで広げた GW05 では、350gal 程度の入力加速度において GW02～GW04 や GW06～07 よりも変位がやや大きく生じる傾向にある。なお、この GW05 では 490gal 程度の入力加速度を受けた時点で壁面工がずれ、背面土がこぼれ出して崩壊に至っている。

背面に地山が存在する GW10～GW14 については、地山が無いケースに比べて全体的に変位が大きく生じる傾向がある。特に、地山を緩傾斜にした GW11 が最も変形しやすかった。また、補強領域と地山が近接した GW10 については、560gal 程度の入力加速度を受けるまでは水平変位が他ケースよりも小さいものの、これ以上の入力加速度を受けると変位が急増している。

2.3.3 変形モードの発生傾向

補強領域の下部にすべりが入った場合と入らなかった場合の代表例として GW06 と GW07、壁面パネルのずれに伴うこぼれ出しが生じた GW05 について、変形モード毎の残留変位量と最大加速度の関係を図-2.5 に示す。前述した通り、GW05 は補強材数を極端に低減したケースであり、GW07 は GW06 に対して安定補助材を追加したケースである。

GW06 では最終加振ステップにおいて補強領域下部にすべり面が形成されたことにより、急激に残留変位量が増加したことが確認できる。GW06 以外のすべり面が入ったケースについても、概ね同様の傾向にあった。一方、GW07 の変形は水平変位が壁高の 12% (0.96m) に至るまですべりによる変位は生じていない。2.3.2 でも述べたように両ケースのせん断・伸張変形の生じ方はほぼ同じであり、すべりの有無が最終加振ステップによる変位量の違いとして表れていることが明らかである。つまり、補強材間隔や本数を多少変化させても小さな地震外力に対する変形量にはそれほど違いが生じないが、大きな地震外力を受けることで補強土壁が終局状態に近づくと、補強条件によってはすべりの発生によって変形量が急増することがある。せん断・伸張による変形は補強土壁の粘り強い性質を表しているといえ、この粘り強さを十分に発揮させるためには、設計上、特にすべりの発生を抑制する必要があるといえる。ただし、補強土壁に関する傾斜模型実験⁹⁾では、変形の生じ方は補強材の配置だけではなく裏込土の締固め度等の条件によっても影響を受けることが示されていることから、条件によってはせん断変形の抑制についても考慮すべきであり、この点については今後の検討が必要である。

一方、GW05 に関しては、前述の通り 490gal 程度の

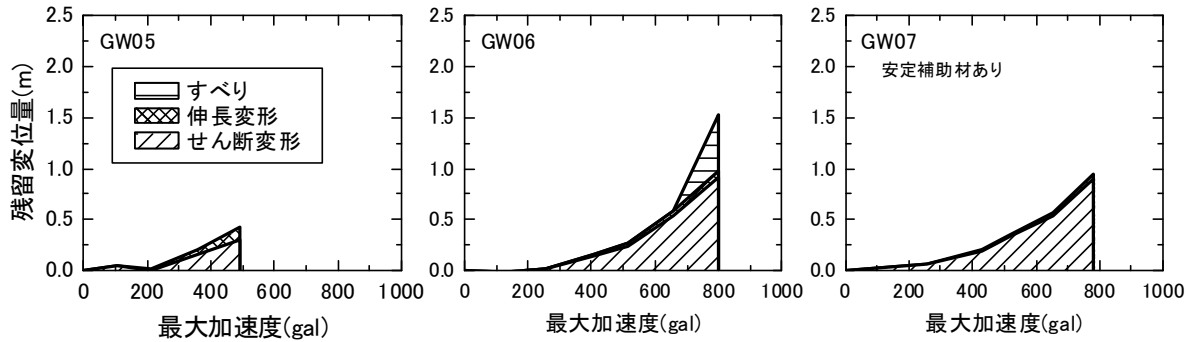


図-2.5 各変形モードの発生状況

入力加速度で壁面パネルの間からのこぼれ出しに至っており、この加振ステップですべりは生じていない。このように補強材数が極端に少ない場合、すべりは生じていないものの地震外力に対する粘り強さ自体が不足していたと考えられ、このような変形モードとなることは避ける必要がある。ただし、背面土のこぼれ出しに関しては壁面の構造等の影響も大きいことに留意する必要がある。

2.4 まとめ

補強土壁の水平変位に着目し、a)補強領域のせん断変形と b)伸張変形、c)補強領域の下部に現れるすべりの3種類に分類して変形モードの検討を行った。その結果、補強土壁の変形モードはせん断変形が卓越して生じること、補強材数、間隔、長さを多少変えても、せん断変形のしやすさはほとんど変わらないことが明らかとなった。ただし、せん断変形は材料や締固めにも依存すると考えられることから、この影響については今後検討が必要である。

補強領域下部にすべり面が入ると急激に残留変位量が増加することから、設計で考慮する外力に対しては特にすべりの発生やすべりによる変位量を抑制すべきである。また、地震外力に対する粘り強さ自体が不足するとすべりは生じなくともこぼれ出しが生じることがあり、このような変形モードとなることは避ける必要がある。

3. 限界水平震度に基づいた耐震性能の分析

3.1 概要

補強土壁の設計においては、1) 壁面との接合部における定着切れ、土中からの引抜け、破断のそれぞれの項目に対する補強材の内的安定、2) 滑動、転倒、支持に対する補強領域の外的安定、3) 補強土壁と背後・基礎地盤の全体安定に関して、所要の安全率を確保するように、壁高にあわせて補強材の諸元等が決定される。このうち、各水平震度における2) 外的安定および3) 全体安定の安全率を求め、これを各々の許容安全率で除した値

が1.0を下回る時の水平震度である限界水平震度とし、これを用いて土工構造物の耐震性能の違いについて検討が行われてきた。

本報では、補強条件を変えた実施された補強土壁の動的遠心模型実験に対して上記のようにして限界水平震度を求め、補強条件、限界水平震度および変形の関係について検討を行った。

3.2 対象とする実験ケースと分析方法

対象とするのは、表-1.1に示した動的遠心模型実験のうち、背面に地山のないGW02～GW07、GW09である。

安定計算は文献¹⁾に準じて、補強領域の転倒、滑動、支持力に対する外的安定、壁面における基礎地盤と背面土の境界を通る円弧滑りに対する安定(全体安定)に関して行なった。安定計算で用いた内部摩擦角は、遠心模型の背面土として用いた相対密度80%の砂7号のCD試験結果に基づき、 44.5° とした。

安定計算では、0.0～0.4程度の水平震度を与えた時の滑動と円弧すべりに対する安全率、転倒に関する離心距離 e 、補強土領域の底面に作用する応力度をそれぞれ求めた。その後、滑動および円弧すべりに対しては許容安全率をそれぞれ1.2および1.0以上であること、支持力に関しては道路橋仕方書に準じて算定した許容支持力以下であることを確認し、転倒に関しては e が底面中央から1/3以内であることを確認し、いずれか項目の安定性が許容値を下回った時の水平震度を、その補強土壁の限界水平震度とした。

3.3 限界水平震度を用いた性能評価に関する考察

対象とした動的遠心模型実験では、2.0Hz、20波の正弦波を用いて最大加速度を徐々に増加させて加振が実施されている。一部ケースでは途中で地震波を挟んでいるが、本報ではこれらの加振ステップは整理の対象から除外し、正弦波で最大加速度が単調増加するような加振ステップを検討対象としている。

各加振ステップにおいて、壁高に対する水平変位の最

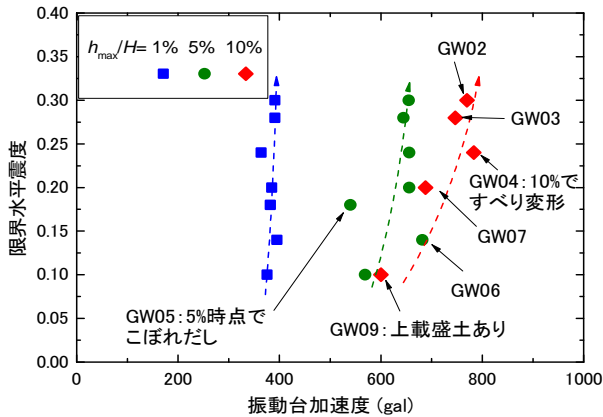


図-3.1 入力加速度と限界水平震度

大値 (h_{max}/H) が 1%、5%、10% を超えた時の入力加速度と限界水平震度の関係を図-3.1 に示す。なお、対象ケースの限界水平震度は 0.1~0.3 であり、限界水平震度を決定した破壊モードは全て円弧滑りである。

限界水平震度は 0.1~0.3 の差が生じたにもかかわらず、 h_{max}/H が 1% を超える時の入力加速度はいずれのケースも 400gal 程度であった。また、 h_{max}/H が 5% を超える場合の入力加速度も、いずれも 600gal 程度である。つまり、 h_{max}/H が 5% 程度以下の場合、限界水平震度の違いは変形の生じ方として表れていないといえる。上載盛土のある GW09 や補強材間隔を極端に広くした GW05 を除くと、限界水平震度の違いは補強材の本数・間隔・長さなどの補強条件の違いに起因していることから、加速度が小さく変位が小さいレベルでは補強条件の違いは水平変位の生じ方にあまり影響していないと言え、これは 2. で述べた分析結果とも矛盾しない。

一方で、 h_{max}/H が 10% を超える時の入力加速度は、限界水平震度が大きくなるとやや大きくなる傾向が読み取れる。つまり、補強土壁の変形が進み、終局状態に近づいた状態では、限界水平震度の違いが変形のし易さや耐震性の違いとして表れている可能性がある。ただし、限界水平震度が 0.1 以下、あるいは 0.3 以上となるような補強土壁に対しては実験データが欠落しているため、今後の追加実験が必要と考えられる。

また、限界水平震度と入力加速度の傾向が異なるケースも存在する。例えば、GW05 は実際には壁面パネルの間からのこぼれ出しによって、 h_{max}/H が 5% で崩壊したが、安定計算上クリティカルとなっているのは円弧滑りによる破壊である。このようなケースでは限界水平震度を過大評価している可能性があり、耐震性評価の前提と

して、壁面からの背面土のこぼれ出しを防止する構造について別途検討が必要である。

3.4 まとめ

0.1~0.3 の限界水平震度を有する補強土壁を対象に、 h_{max}/H が 1%、5%、10% となる際の入力加速度と限界水平震度の関係について検討を行った。 h_{max}/H が 5% 以下程度では、限界水平震度の違いが変形のし易さとして表れなかった。一方、 h_{max}/H が 10% を超える際の入力加速度については、限界水平震度が大きくなるにつれて大きくなる傾向が確認できた。このことから、補強土壁の変形が進行して終局状態に近づくと、限界水平震度の違いが耐震性の違いとして表れる可能性があると考えられる。ただし、ケースによっては限界水平震度を過大評価している可能性があるため、耐震性評価の前提として背面土のこぼれ出しを防止する構造等について別途検討が必要である。

4. 数値解析による補強土壁内応力の検討

4.1 概要

補強材による補強効果は、土と補強材の相互作用による補強領域の一体化効果としてとらえられており¹⁾、これには補強材に生じる引張力による効果や拘束効果が関与していると考えられている⁶⁾。これまで、主として模型実験結果を基に補強土壁の変形モード、変位量に着目した検討を行ってきたが、補強土壁の限界状態や性能を十分に検討するためには、補強土壁内の応力状態の把握が必要である。

そこで、動的遠心模型実験を参考にして有限要素解析を実施し、補強材に生じる張力と土の応力状態に関して検討を行った。なお、本報で示す解析結果は補強条件の違いによる応力状態の変化の傾向を検討することを目的としており、実際の補強土壁の応力状態について厳密に再現したものではないことに留意されたい。

4.2 解析方法

本解析では、地震力が加わる以前の補強土壁内の応力状態の検討を目的としている。そこで、解析対象は補強土壁の 2 次元断面とし、鉛直方向に自重を与えた静的解析とした。

解析メッシュは、表-2.1 に示した動的遠心模型実験のうち、補強材の設置密度・本数や長さを変えた GW05~GW07 を参考に作製した。代表的例として、GW06 の解析メッシュを図-4.1 に示す。解析メッシュの両端は水平方向固定、下端は鉛直方向固定とし、補強土壁の壁面については拘束を行っていない。

裏込土および基礎地盤は線形弾性体の四節点平面要素でモデル化を行った。裏込土と基礎地盤には、それぞれ相対密度が 80%および 95%の 7 号硅砂を想定し、材料定数を設定した。設定した材料定数を、表-4.1 に示す。表-4.1 に示した土要素の弾性係数 E^* は、各層における有効上載圧 σ_v と相対密度 D_r を用いてマイヤーホフの式(式-4.1) から N 値を求め、さらに式-4.2 を用いて設定したものである。 σ_v については、裏込土は裏込土天端から 4m、基礎地盤は裏込土天端から 8.8m の位置において算出した。4.3.1 で後述するように、解析においては、 E^* に係数 α を乗じた E を用い、係数 α に関してパラメータスタディを実施することで、実験結果と解析結果の乖離が小さくなるような検討を行った。

$$D_r = 0.16 \sqrt{\frac{167N}{69 + \sigma'_v}} \quad \text{式-4.1}$$

$$E = 700N \quad \text{式-4.2}$$

補強材および安定補助材（高密度ポリエチレン製ジオグリッド）については、線形弾性体のビーム要素でモデル化した。実験で使用した高密度ポリエチレン製ジオグリッドの補強設計基準強度は 40kN/m であり、設計基準強度におけるひずみを 10%程度²⁾と仮定することで、引張剛性 EA を 400kN/m と設定した。なお、補強材は曲

げ変形に対して抵抗しないものとし、ビーム要素の断面 2 次モーメントはごく小さい値を設定している。また、補強材に付した番号は、基礎地盤上端からの高さ（単位は m）と一致させている。

4.3 解析結果

4.3.1 材料定数の検討

GW05~GW07 の遠心模型実験²⁾においては、基礎地盤上端からの高さが 1m、3m、5m に設置した補強材の軸力が計測されている。そこで、遠心模型実験 GW06 の軸力を対象に、解析結果と実験結果の比較を行うことで、数値解析の妥当性について検討する。軸力の実験結果については、加振直前の値を用いた。また、解析にあたっては、弾性係数に関する係数 α を 1.0、0.5、0.25、0.1 と変化させた。

まず、 α を 1.0、すなわち、表-2 に示した E^* を用いて解析したケースについて、軸力の解析値と実験値を図-4.2 に示す。解析値は実験値と比較すると 1/2~1/3 程度であり、基礎地盤に近いほど両者の乖離は大きい。解析値と実験値には乖離があるものの、壁面からの距離に対する軸力の分布については定性的に類似している。

次に、裏込め土および基礎地盤の E を低減した場合を検討する。裏込め土および基礎地盤について、 α を 0.5、0.25、0.1 として求めた E を用いた解析を行ったが、本

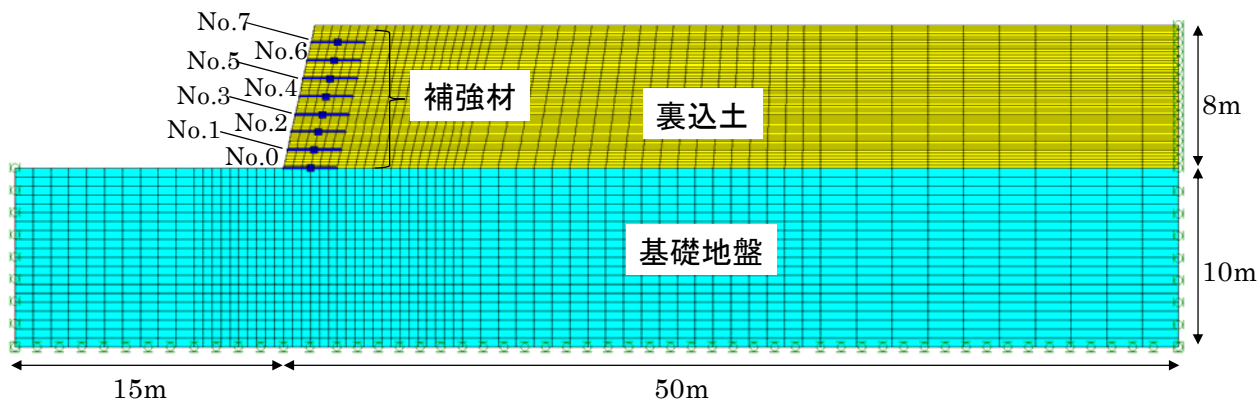


図-4.1 解析メッシュと材料配置

表-4.1 材料定数

	材料	D_r [%]	単位体積重量 [kN/m ³]	N 値	E^* [kN/m ²]	ポアソン比	引張剛性 EA [kN/m]	断面二次 モーメント I [m ⁴]
裏込土	硅砂 7 号	80	14.9	19	13,300	0.33	—	—
基礎地盤	硅砂 7 号	95	15.7	42	29,400	0.33	—	—
補強材 安定補助材	ジオグリッド (製品基準強度 40kN/m)	—	—	—	—	—	400	1.0×10^{-20}

解析では、 E^* に係数 α を乗じた弾性係数 E を用いた。

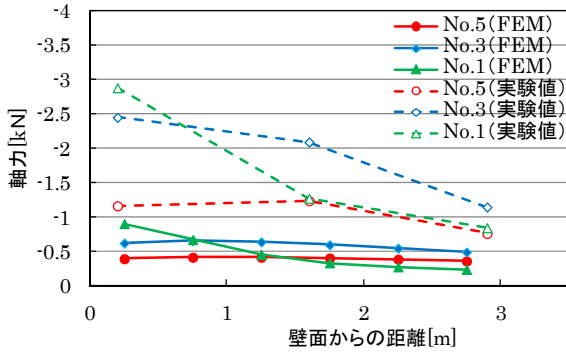


図-4.2 軸力の解析結果と実験結果 (GW06、 $\alpha=1.0$)

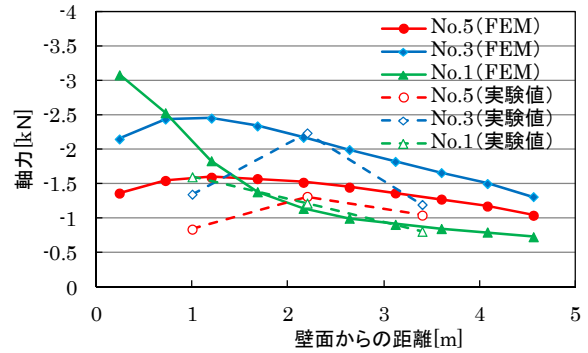


図-4.4 軸力の解析結果と実験結果 (GW05、 $\alpha=0.25$)

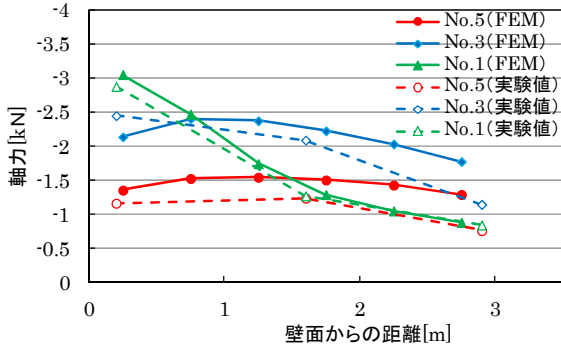


図-4.3 軸力の解析結果と実験結果 (GW06、 $\alpha=0.25$)

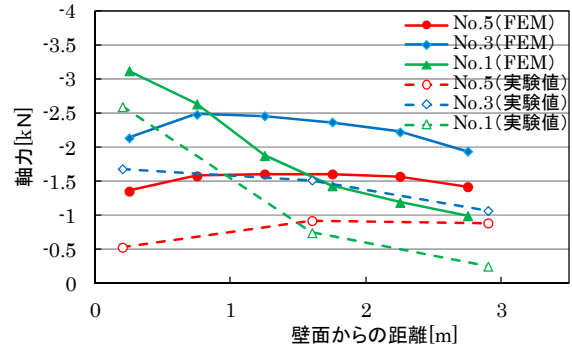


図-4.5 軸力の解析結果と実験結果 (GW07、 $\alpha=0.25$)

報では α を0.25としたケースの解析結果を図-4.3に示す。 α が1.0のケース(図-4.2)に比べて、土の E を低減することで補強材に生じる張力が大きくなり、軸力の解析値と実験値が概ね一致した。壁面からの距離に対する軸力の分布についても、良い一致を見せている。

GW06と同様に、GW05およびGW07についても、 α を0.25として求めた弾性係数を用いて解析を実施した。解析結果と実験結果の比較を図-4.4および図-4.5に示す。解析値と実験値の関係にはGW06ほど良い一致は見られないが、解析結果は概ね妥当と考えられる。

以上の検討から、以降の結果および考察では α を0.25として求めた E 、すなわち、裏込土は 3325kN/m^2 、基礎地盤は 7350kN/m^2 を使用することとした。

4.3.2 裏込土の水平応力分布

裏込土の応力分布の検討を行う。GW05、GW06、GW07を想定したケース、および無補強のケースにおける水平応力分布を図-4.6に示す。補強材を用いたいずれのケースにおいても、補強材周辺の裏込土の水平応力 σ_h が無補強のケースと比較して増大している。自重によって壁面がはらみ出すように変形するが、水平方向への変形に対して補強材が引張力を負担することで、土要素には圧縮応力が生じたものと考えられる。

補強領域全体の σ_h の分布について検討すると、無補強ケースと比較して σ_h が増大しているのは壁面近くが顕著である。GW06、GW07については盛土背面側においても σ_h が増大している領域が確認できることから、補強領域における応力が全体的に増加しているとみられる。

一方、GW05は背面側での応力状態は無補強のケースとほとんど同じであり、水平応力の増加は壁面に近い補強材周辺領域に限定されている。GW05の補強材はGW06、GW07よりも長い、本数が少なく設置密度が小さいことが影響している可能性がある。

4.3.3 壁面付近の応力分布と変形モード

次に、補強材が周辺の土の応力状態に影響を及ぼす鉛直方向の領域について検討を行う。壁面に沿って幅0.5mの土要素の水平応力 σ_h を抽出し、GW05、GW06およびGW07のケースの σ_h と無補強のケースの σ_h の差を、補強材の設置による土の水平応力増分 $\Delta\sigma_h$ として求めた。同様に、補強材の設置による土の有効拘束圧 σ_m の増分 $\Delta\sigma_m$ も求めた。結果を図-4.7および図-4.8に示す。

GW05の $\Delta\sigma_h$ に着目すると、補強材は壁高が0、1、3、5、7mの箇所に設置されており、壁高1~7mの補強材を挟む土では $\Delta\sigma_h$ が増加していることがわかる。補強材から鉛直方向に離れるにつれて $\Delta\sigma_h$ も徐々に減少してお

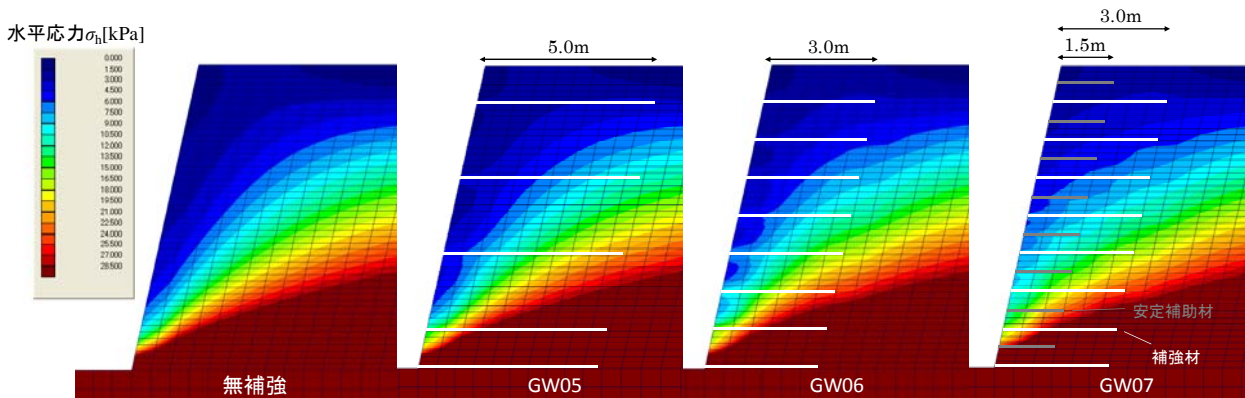


図-4.6 水平応力分布

り、補強材から上下に約 0.5m 離れると $\Delta\sigma_h$ はほぼゼロとなる。 $\Delta\sigma_m$ についてもほとんど同様の傾向を示す。GW05 の補強材間隔は 2m であるため、壁面付近における補強材と補強材の中間部分には厚さ約 1m にわたって補強材による有効拘束圧増加が確認できない領域が存在することになる。

GW06 および GW07 においても、壁高 1m 以上の領域では、補強材から鉛直方向に離れると $\Delta\sigma_h$ および $\Delta\sigma_m$ は減少しているが、GW05 と比較して補強材間隔が狭いことから、補強材と補強材の中間付近においてもゼロにまで低下することはない。

GW05 の応力状態が GW06 および GW07 の応力状態と異なるのは、補強材による土の応力増大効果が背面側においてはほとんど確認できない点と、鉛直方向においても補強材と補強材の中間部分にまで達していない点であり、これは補強材の長さではなく設置密度の違いが影響している可能性が高い。

2. で述べた通り、補強土壁の主たる変形モードであるせん断変形は、GW06 や GW07 のように補強材間隔を多少変化させただけでは変化しないが、GW05 のように極端に補強材数を低減すると変形しやすくなり、他ケースと比較して小さい入力加速度でも裏込土のこぼれ出しに至っている。数値解析で得られた知見を踏まえると、応力状態に関する相違点が補強土壁の変形と破壊に影響していた可能性が高い。

4.4 まとめと課題

遠心模型実験を参考にした数値モデルを作製し、有限要素解析を実施した。補強材に発生する軸力については、実験値と比較して定量的・定性的に近い結果を得ることができた。また、補強条件の違いが補強土壁内の応力状態に与える影響について検討を行ったところ、補強材数を極端に低減したケースでは補強領域内に補強効果が見

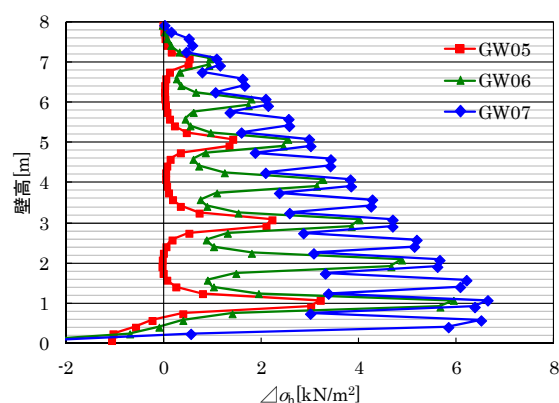


図-4.7 壁面における水平応力の増分

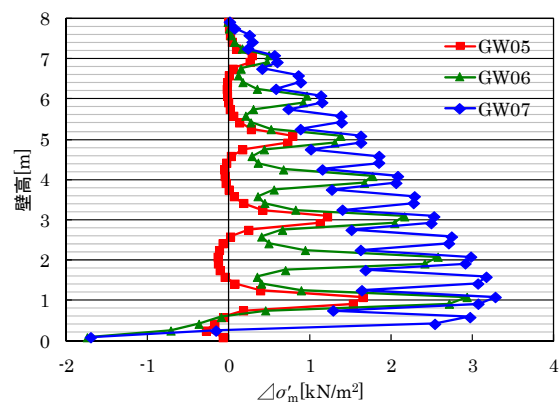


図-4.8 壁面における有効拘束圧の増分

られない領域が存在し、これが変形や破壊のし易さに影響を及ぼしていた可能性があることが示された。

しかしながら、本報で示した解析においては裏込め土を 1 層の線形弾性体でモデル化していることから、弾性係数の拘束圧依存性が十分に反映できていない。また、壁面の最下部の節点が水平方向に拘束されていることから、補強材 No.0 およびその周辺において良好な解析結果が得られていない。これらの点は、今後の研究で解決すべき課題である。

5. まとめ

土工構造物の要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法の提案に向けて、既往の補強土壁の動的遠心模型実験について画像解析に基づいた変形モードの分析、限界水平震度に関する考察、さらに数値解析による応力状態の検討を行った。その結果、以下の項目が明らかとなった。

- 1) 地震外力に対する補強土壁の変形は、変位が小さいレベルでは主としてせん断変形であり、補強材数、設置密度、長さを多少変えても、せん断変形のしやすさは変わらない。
- 2) 補強領域下部にすべり面が生じると急激に残留変位量が増加することから、補強土壁の有する粘り強さを十分発揮させるためには、すべりの発生やすべりによる変位量を抑制することが設計上肝要である。
- 3) 壁面の構造にもよるが、補強条件によってはこぼれ出しが生じることがあり、すべりによる変形とともにこのような変形モードとなることは避ける必要がある。
- 4) 限界水平震度が0.1~0.3と異なっても、壁高に対する水平変位 (h_{max}/H) が5%以下であれば、同程度の入力加速度で同程度の変形が生じる。
- 5) 限界水平震度が大きくなると、補強土壁の h_{max}/H が10%を超える時の入力加速度がやや大きくなる傾向にある。
- 6) 補強材間隔を極端に低減したケースでは、領域内に補強効果が見られない領域が存在し、これが変形のしやすさや壁面からのこぼれ出しに影響を及ぼしていた可能性がある。

今後は、模型実験や数値解析を継続して実施することで、要求性能に対する限界状態の明確化、さらに土工構造物の性能評価手法・設計手法の検討を行う予定である。

参考文献

- 1) (財) 土木研究センター：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 改訂版, 2000.
- 2) 榎本忠夫, 中島進, 佐々木：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験 (その1 実験条件および遠心力載荷時の安定性), 第25回ジオシンセティックスシンポジウム, 2010.
- 3) 中島進, 榎本忠夫, 佐々木哲也：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験 (その2 地震時挙動と変形特性), 第25回ジオシンセティックスシンポジウム, 2010.
- 4) 佐々木哲也, 中島進, 榎本忠夫：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験 (その3 補強土壁の崩壊メカニズム), 第25回ジオシンセティックスシンポジウム, 2010.
- 5) 山木正彦, 石原雅規, 佐々木哲也, 藤田智弘, 小橋秀俊：補強土壁の傾斜実験に基づく限界水平震度に関する一考察, 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, III-298, 2012.
- 6) 安福規之, 落合英俊：土・ジオグリッド系補強土における拘束効果とその評価, ジオシンセティクス論文集, Vol.22, pp.1-12, 2007.
- 7) (財) 土木研究センター：民間開発建設技術の技術審査・証明事業認定規定に基づく土木系材料技術・技術審査証明 報告書 盛土・地盤補強用ジオグリッド・テンサー, 1997.

A STUDY ON PERFORMANCE-BASED DESIGN OF SOIL STRUCTURES IN CONSIDERATION OF MAINTENANCE LEVELS

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Geology and Geotechnical Engineering
Research Group (Soil Mechanics and
Dynamics)

Author : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

YAMAKI Masahiko

ARAKI Hiroyuki

Abstract : Image analysis on deformation modes and seismic performance evaluation of segmental geosynthetics reinforced soil retaining walls (GRS walls) were carried out based on the results of past dynamic centrifuge model tests. In addition, finite element analyses on GRS walls were conducted in order to estimate stress conditions of backfill soil. It was found that the deformation of GRS walls was classified into the three modes, i.e. shear, stretch and slip deformations and that primary deformation mode was the shear deformation. Moreover, the relationship between deformation capacity and reinforcement condition was discussed based on the results of finite element analyses.

Key words : reinforced earth retaining wall, dynamic centrifuge model test, deformation mode, lateral force coefficient, finite element method