

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、荒木裕行

【要旨】

土工構造物の管理水準に応じた要求性能を考慮した性能評価手法・設計手法の提案を目的とし、地盤条件や補強条件等をパラメータとした補強土壁の動的遠心模型実験を実施した。実験を行った補強土壁に対して安定計算を行い、安全率が最小となるすべり面に作用するせん断応力比—せん断ひずみ関係を整理したところ、地盤材料の強度変形特性の影響が強く表れていることが明らかとなった。そこで、安定計算によりすべり面を定め、水平震度を作用させた時にすべり面に対して生じるせん断応力比を求め、このせん断応力比と要素試験で得られた地盤材料の強度変形特性からすべり面を含む補強領域で生じるせん断ひずみを計算した。得られたせん断ひずみを壁面水平変位に換算したところ実験で計測された水平変位と良く一致しており、本計算手法は補強土壁の性能を示す補強領域の変形量の簡易的な計算手法として有効と考えられる。

キーワード：補強土壁、動的遠心模型実験、安定照査、限界水平震度、せん断変形

1. はじめに

土工構造物においては、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、補強土壁は通常の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優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、土工構造物の性能設計を行う上では、管理水準に応じて異なる要求性能を満足するか否かを、安全性、供用性、修復性の観点から設定される限界状態に対して照査する必要がある。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版¹⁾では、道路土工—盛土工指針²⁾および道路土工—擁壁工指針³⁾に準じて補強土壁の性能設計の枠組みが導入され、補強盛土および補強土壁の各要求性能に対する各限界状態と照査項目が例示された。しかしながら、現行の設計では既往の経験・実績を踏まえて地震動の作用に対する安定照査を行うことで所要の性能を確保しているとみなせるとされており、変形に関する具体的な照査項目・手法は示されていない。

このような背景を踏まえ、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、

管理水準に応じた要求性能を考慮した性能評価手法・設計手法を提案することが本研究の目的である。

過年度に実施した事例分析や模型実験に基づく補強領域の変形モードの進行過程の分析では、補強土壁はせん断変形が卓越した変形モードを示し、壁面水平変位は主として補強領域のせん断ひずみに起因していること、補強領域内にすべり面が形成されると補強材の損傷や壁面水平変位の急増が生じることが明らかとなった。一般に補強材の損傷や過大な変位の修復は困難であるため、補強領域にすべり面が形成されると、供用性や修復性が損なわれた状態となる可能性がある。したがって、供用性や修復性に関する限界状態を想定した場合、補強土壁の耐震性能評価においてはすべり面の形成以前の変形に着目した変形照査手法が重要と考えられる。

変形照査手法について提案するにあたり、本研究ではジオテキスタイル補強土壁を想定した動的遠心模型実験を実施している。過年度には補強材配置や地盤材料の異なる動的遠心模型実験を実施しており、これらの条件が補強土壁の地震時変形挙動に与える影響について検討した。今年度は補強材の材料特性に影響に着目し、強度変形特性が異なる補強材を用いた補強土壁の動的遠心模型実験を実施した。また、過年度に実施した動的遠心模型実験結果も併せて整理を行い、補強領域の変形に着目した分析を実施することで、補強領域の変形量および壁面

の水平変位量を簡易的に計算する手法を提案する。

2. 動的遠心模型実験

2.1 実験条件

遠心模型実験で用いた模型の概要図を図-2.1 に示す。遠心加速度はいずれも 20 G であり、以降で示す数値は実大換算値である。

本報告で分析対象とするのは実験ケースを表-2.1 に示す。後述する補強領域の変形量計算手法の提案に向けた分析を踏まえて、今年度実施した実験に加えて過年度に実施した実験を加えた全 12 ケースである。GW07 から GW15 については榎本ら (2010)、中島ら (2010)、佐々木ら (2010) においても実験条件や安定性、地震時挙動、崩壊メカニズム等に関する検討が加えられており、詳細についてはこれらの既往文献を参照されたい。

対象とする全ケースを通じて壁高は 8.0 m、壁面勾配は 0.22、基礎地盤の厚さは 1.6m である。基礎地盤にはいずれも東北硅砂 7 号を用いて $Dr \approx 95\%$ (GW15 は $Dr \approx 75\%$) を目標に作製した。背面地盤および補強領域の

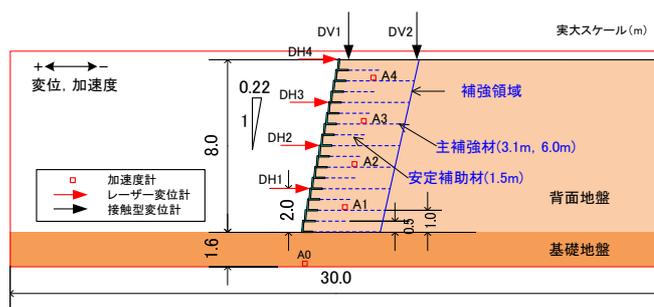


図-2.1 遠心模型の概要図

地盤については $Dr \approx 80\%$ とした東北硅砂 7 号を基本ケースとしたが、その他にもガラスビーズ (以降では GB と表記)、東北硅砂 7 号と GB の混合材料 (乾燥質量比で 1:1)、豊浦砂 ($Dr \approx 50\%$) を用いたケースを実施した。これらの地盤材料は粒度がほぼ同じであり、強度変形特性の異なる砂質材料として用いた。地盤材料の材料特性および排水三軸圧縮試験 (供試体寸法: 直径 50mm、高さ 100mm) の結果を表-2.2 および図-2.2 に示す。なお、GB の結果においてはピーク応力状態以降を中心に不連続的な応力低下が生じており、土粒子間のすべり挙動が

表-2.1 遠心模型実験一覧

ケース	基礎地盤	背面地盤 補強領域	壁高 (m)	補強材		安定補助材		補強材	加振 方法	特記条件
				長さ (m)	本数	長さ (m)	本数			
GW07	東北硅砂 7 号 $Dr=99.8\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=79.9\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	B	基本ケース
GW10	東北硅砂 7 号 $Dr=101.0\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=78.4\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	B	地山 0.0 m
GW15	東北硅砂 7 号 $Dr=73.1\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=81.4\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	C	加振パターン 基礎地盤緩
GW16	東北硅砂 7 号 $Dr=98.8\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=80.5\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	D	加振パターン
GW20	東北硅砂 7 号 $Dr=94.7\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=80.0\%$	8.0	6.0	8	1.5	8	A	B	補強材長
GW24	東北硅砂 7 号 $Dr=95.6\%$	ガラスビーズ $Dr=82.0\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	A	地盤材料
GW25	東北硅砂 7 号 $Dr=97.8\%$	東北硅砂 7 号+GB $Dr=78.8\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	A	地盤材料
GW26	東北硅砂 7 号 $Dr=99.5\%$	豊浦砂 $Dr=49.3\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	C	地盤材料
GW27	東北硅砂 7 号 $Dr=96.5\%$	豊浦砂 $Dr=47.8\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	A	地盤材料
GW28	東北硅砂 7 号 $Dr=97.8\%$	東北硅砂 7 号+GB $Dr=78.3\%$	8.0	6.0	8	1.5	8	A	B	地盤材料 補強材長
GW29	東北硅砂 7 号 $Dr=94.0\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=76.3\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	B	B	補強材
GW31	東北硅砂 7 号 $Dr=94.3\%$	東北硅砂 7 号 $Dr=77.5\%$	8.0	3.1	8	1.5	8	A	B	アクリル製壁面工

顕著な材料であると考えられる。

主補強材および安定補助材には高密度ポリエチレン製の2種類のジオテキスタイルを用いた。補強材Aを基本とし、補強材Bは引張強度が補強材Aとほぼ同じであるが剛性が異なる補強材として用いた。引張り試験により得られた補強材の引張荷重—ひずみ関係を図-2.3に示す。同図には補強材の破断強度 T_t および伸長ひずみ約2%で評価した面積剛性 E_t (=弾性係数×補強材の厚さ) を合わせて示した。

加振は2.0 Hz、20波の正弦波を用い、最大加速度を50~100 gal 程度ずつ大きくするステップ加振を基本としたが、最大加速度を徐々に大きくする(加振方法A)、途中で1回ないし2回の地震波加振(神戸波)を挟む(加振方法B)、初回ステップの最大加速度を大きくする(加振方法C)、初回3ステップは神戸波を用いて振幅を徐々に大きくするステップ加振とし、その後に正弦波を用いたステップ加振を行う(加振方法D)と細かい条件は異なる。加振パターンの概要図を図-2.4に示す。なお、図-2.4では各加振ステップでの加振記録を連続して示しているが、実際には加振ステップ間に装置の調整等の作業を実施した。

正弦波については2.0 Hz、20波の主要動の前後に5波分の同じ周波数を有するテーパを与えた。神戸波についてはJMA-kobeの原波形である。加振は壁面部分の最大水平変位が1 m程度に到達した時点、最大水平変位が1 m程度に到達する以前に補強土壁が大きく壊れた時点、あるいは補強土壁内にすべり面の形成が確認された時点で終了しており、全ケースで終了条件が統一されているわけではない。

2.2 実験結果

2.2.1 最終加振後の変形状態

最終加振終了時における壁面模型の変形状況の写真を写真-2.1に示す。GW07、GW 20、GW28を除くと、背面地盤および補強領域の下部において加振によるすべり面の形成が確認できた。写真-2.2に代表的な実験後の補強土壁模型の写真を示す。赤い破線で示すように、遠心模型実験では多くのケースで補強領域下部と背面地盤を結ぶ2つの直線状のすべり面が観察された。補強領域下部におけるすべり面は、主として基礎地盤G.L.+1.0 mないし2.0 mに設置した主補強材(図-2.1)の背面側端部付近から法先を結ぶような形状を示した。すべり面の角度などの違いはあるものの、すべり面の形状については地盤材料等の違いによらず同様であった。

GW07 については最終加振終了後においても補強領

表-2.2 補強領域および背面地盤に用いた地盤材料の材料特性

Case	ρ_s (g/cm ³)	D_r (%)	e	γ (kN/m ³)	D_{50} (mm)	ϕ_{peak} (°)	ϕ_{cs} (°)
東北硅砂7号	2.635	80	0.73	14.9	0.178	43.1	38.4
ガラスビーズ(GB), FGB #100	2.485	80	0.60	15.3	0.178	30.5	26.2
豊浦砂	2.643	50	0.79	14.4	0.179	36.8	35.5
東北硅砂7号+GB (乾燥質量比 1:1)	2.560	80	0.66	15.1	0.178	36.4	32.2

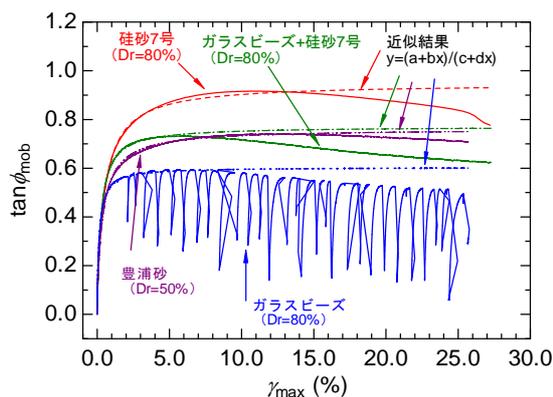


図-2.2 CD試験による $\tan \phi_{mob}$ - γ_{max} 関係

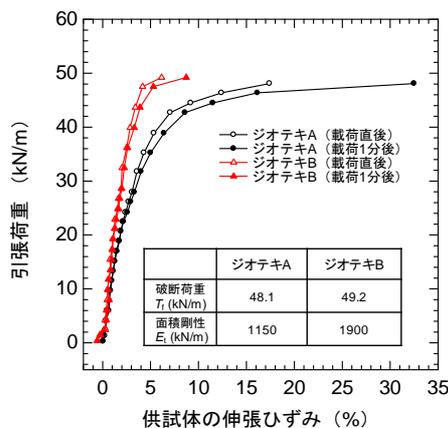


図-2.3 補強材の引張試験結果

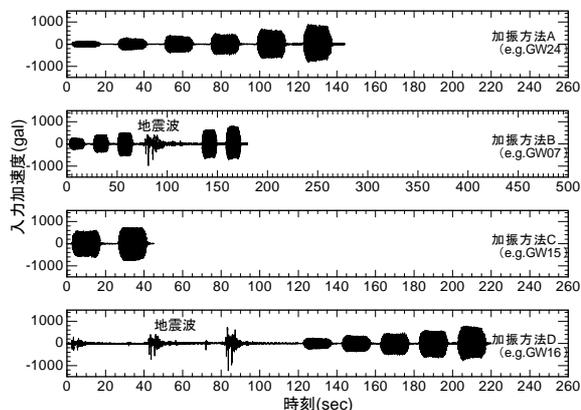


図-2.4 加振パターンの概要図

域内にすべり面を確認できていないが、さらに大きい加振レベルでの加振を行えばすべり面が形成された可能性は高い。GW15については壁面工下部で支持力破壊が生じているが、これはこのケースのみ基礎地盤の密度が小さいことに起因すると考えられる。

GW20、GW28では、背面地盤側では明確なすべり面が生じているものの、補強領域内でのすべり面は不明確であった。これは、他ケースよりも補強材が長いことが一因と考えられる。

2.2.2 応答加速度および壁面水平変位の関係

実験時に計測された入力加速度、応答加速度、壁面水平変位の関係を図-2.5に示す。A₀およびA₄の計測位置は図-2.1に示す通りであり、ここでは正弦波を用いた加振結果のみを整理対象とした。また、壁面水平変位はDH1からDH4(図-2.1)における各加振ステップ終了時の累積残留水平変位のうち最大の値を用いた。

いずれのケースも小さな加振レベルでは応答加速度は入力加速度と同程度あるいはやや増幅傾向にあるが、すべり面が確認された加振ステップで応答加速度が頭打ちとなる傾向が認められた(図-2.5)。

補強領域の応答加速度が頭打ちになる加速度は、地盤材料の違いおよび主補強材長さの違いによって明確に異なる。内部摩擦角が大きくなるにつれて(例えばGW24、GW25、GW27、GW07)、また、補強材が長いケース(GW20、GW28)では短いケース(GW07、GW27)と比較して、頭打ちとなる入力加速度が大きくなる傾向がある。

背面が地山のGW10については、GW07よりも頭打ちとなる入力加速度は小さい。これは、変形モードの違いに起因する可能性がある。

地盤材料は同じで加振方法が異なるGW07(加振方法B)とGW15(加振方法C)、GW26(加振方法B)とGW27(加振方法C)について比較すると、GW07とGW15、およびGW26とGW27の結果はそれぞれ重なるようにプロットされている。このことから、ステップ加振による加振履歴が補強土壁の加速度応答や変形に与える影響は小さいと考えられる。

2.2.3 壁面水平変位と天端沈下量の関係

加振によって生じた壁面水平変位の累積値最大値と天端沈下量の累積値の関係を図-2.6に示す。天端沈下量としては法肩部で計測したDV1と、補強材の背面側端部付近で計測したDV2を用い、それぞれ壁面水平変位量との関係を示した(図-2.6)。全体的な傾向としてDV1よりもDV2の方が沈下量が大きくなる傾向があり、DV2

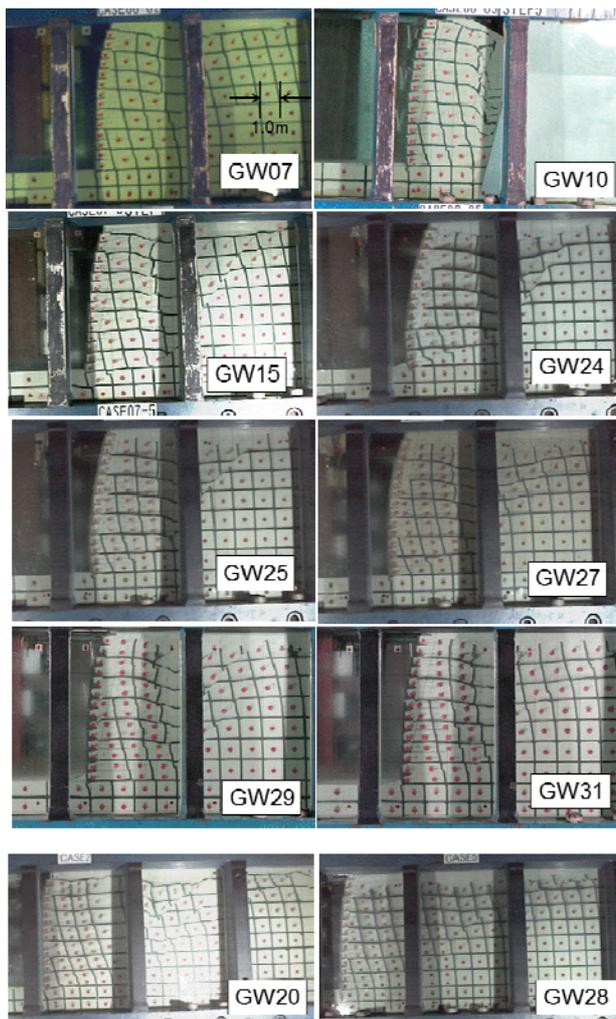


写真-2.1 実験終了後の模型状況 (一部)

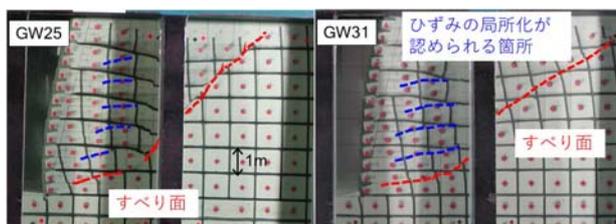


写真-2.2 補強領域の変形状況

の値は壁面水平変位量と比較すると同程度かやや小さい。すなわち、ケースによるばらつきはあるものの天端沈下量は概ね壁面水平変位量以下である。

次に補強土壁壁面のはらみ出し面積 A_e と天端の沈下面積 A_s を計算し、両者を比較した結果を図-2.7に示す。面積の計算に当たり設定した A_e および A_s の模式図は図-2.7aに示す通りである。 A_e は壁面での水平変位量および法肩の沈下量に基づき、はらみ出し部分を台形の組み合わせと近似して算出した。また、 A_s については2.2.4で述べるような滑動に関する安定計算を行って補強領域と背面地盤を通る直線状のすべり面を設定し、補強領域

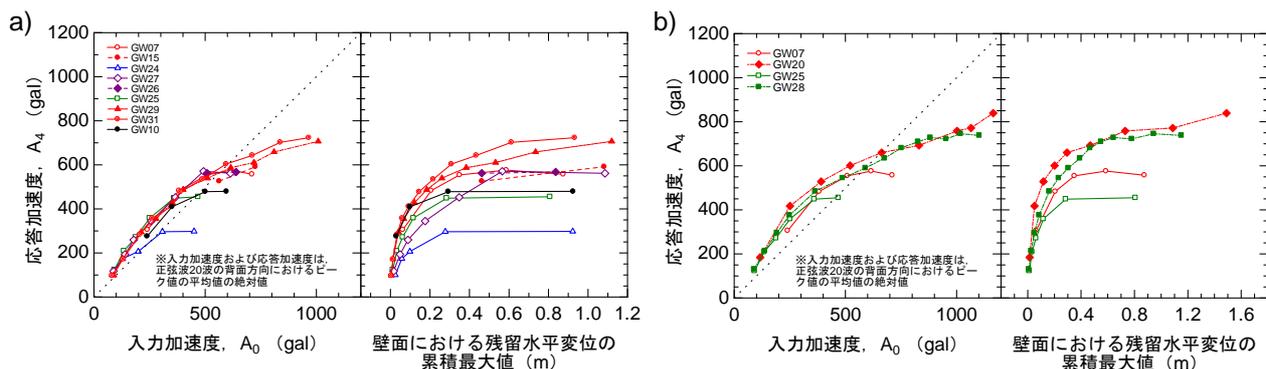


図-2.5 入力加速度，応答加速度，累積水平変位の関係

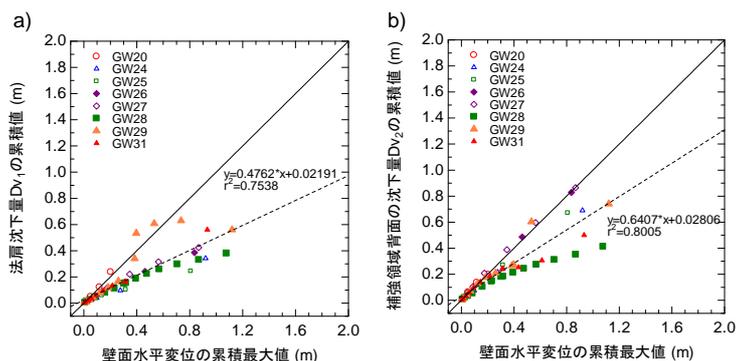


図-2.6 沈下量と壁面水平変位

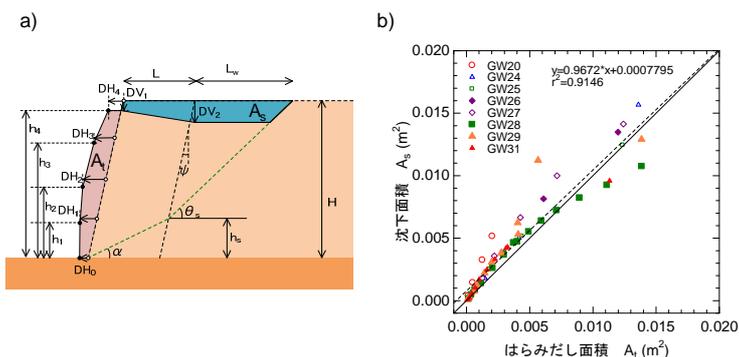


図-2.7 沈下面積とはらみ出し面積

背面側からすべり面までが水平に沈下すると仮定して計算を行った。ただし、安定計算で用いた補強領域背面に作用する主働土圧は地震時土圧（修正物部岡部法）とした。

面積の計算では補強領域の体積変化は考慮していないものの、はらみ出し面積 A_1 と天端の沈下面積 A_s はほぼ一致している。つまり、天端沈下部分が壁面はらみ出しとなっていることがわかる。

2.2.4 2wedge 法による安定計算

すべり面の形状に基づいて 2wedge 法を採用し、遠心模型実験を対象に滑動モードおよび転倒モードに対する安定計算を実施した。計算を行う上で考慮した模式図を図-2.7a に示す。なお、本稿では動的实验における補強

土壁の動的挙動をできるだけ乖離の小さい静的な現象と捉え、その挙動を評価することが目的である。そのため、計算手法は現行設計マニュアル^リで示される手法とは異なることに留意されたい。また、安定計算を行うにあたり設定した条件を以下に述べる。

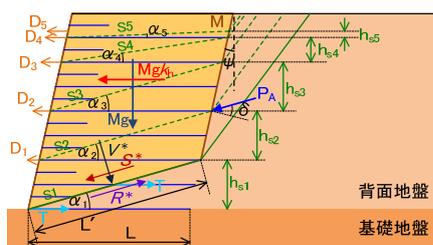
- 補強領域に作用する慣性力

安定計算ではすべり面より上部の補強領域を一つのブロックとし、一体として挙動すると仮定して計算した。慣性力はすべり面より上部の補強領域の重量に対して水平震度 k_h を乗じることで求めた。

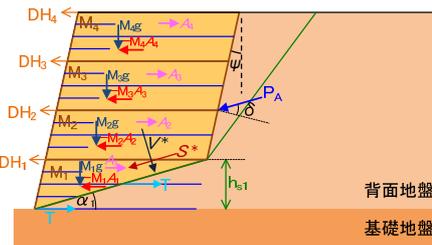
- 補強領域の仮想背面に作用する主働土圧

遠心実験では主働方向（壁面前面方向）に慣性力が働くタイミングで壁面が主働方向への変形が生じることが

a) 安定計算および壁面変位の推定



b) 遠心模型実験の整理



a) および b) で用いた諸量

- g : 重力加速度
- k_h : 水平震度
- k_{hr} : 限界水平震度
- P_A : 仮想背面に作用する主動土圧 (添え字 v : 鉛直成分, h : 水平成分)
- δ : 仮想背面での壁面摩擦角
- ψ : 仮想背面の傾斜角度
- ϕ_{peak} : 補強領域および背面地盤材料の内部摩擦角のピーク値
- ϕ_{res} : 補強領域および背面地盤材料の内部摩擦角の残留値
- c : 補強領域および背面地盤材料の粘着力
- L : 補強領域幅 L_c : 補強材定着長さ L : すべり面の長さ
- SR : せん断応力比

a) で用いた諸量

- G_v : 法尻から補強領域の重心位置までの鉛直距離
- G_h : 法尻から補強領域の重心位置までの水平距離
- SI : すべり面
- α_i : すべり面の傾斜角度
- M : 任意のすべり面より上部の補強領域全体の質量
- h_{s1} : すべり面と仮想背面の交点の高さ
- h_{s2} : すべり面と交わる補強材の高さ
- T_d : すべり面と交わる補強材の設計引張強さ
- T_c : すべり面と交わる補強材に生じるモデル化した張力
- S^*, V^* : すべり面に作用する水平・鉛直力
- R : 滑動に対する抵抗力

S^*, V^* : すべり面の土要素に作用する水平・鉛直力

- F_s : 補強領域の滑動に関する安全率
- F_a : 補強領域の転倒に関する安全率
- D_i : 高さ h_{si} における壁面変位
- $\gamma_{max,ini}$: あるすべり面に対する最大せん断ひずみ (初期ひずみ)
- $\gamma_{max,acc}$: あるすべり面に対する繰返し載荷による最大せん断ひずみ (累積ひずみ)
- d_{in} : 初期ひずみによる壁面水平変位
- d_{sc} : 累積ひずみによる壁面水平変位

b) で用いた諸量

- α_1 : 安全率が最小のすべり面の傾斜角
- M_1 : 安全率が最小のすべり面より上部の補強領域全体の質量 (高さ 2m ピッチで 4 分割)
- h_{s1} : 安全率が最小のすべり面と仮想背面の交点の高さ
- T : すべり面と交わる補強材に生じる張力
- T_m : すべり面と交わる補強材に生じる張力の計測値
- T_{FE} : 補強材の引抜き強さ
- A_i : 高さ 2m ピッチで 4 分割した各補強領域において計測した加速度の代表値
- s^*, v^* : 計測値に基づくすべり面に作用する水平・鉛直力
- s^*, v^{**} : 計測値に基づくすべり面の土要素に作用する水平・鉛直力
- DH_1, DH_2, DH_3, DH_4 : 壁面水平変位の計測値 (添え字は変位計の初期設置高さを示し, 1: G.L.+2m, 2: G.L.+4m, 3: G.L.+6m, 4: G.L.+8m)
- γ_{xy} : 法尻部分でのせん断ひずみ ($=DV_x(m)/2(m)$)

図-2.8 遠心模型実験結果の整理に関する模式図

確認されている (中島ら, 2010)。壁面前面方向に慣性力が生じるのは背面方向への加速度が作用している状態であり、このとき補強領域の仮想背面に作用する主動土圧は減少する。実験で計測された動的な作用力を静的な作用力として置き換えるにあたり、地震時土圧と慣性力を同時に与えると補強領域全体への作用力を過大に見積もる可能性がある。そこで、本研究で行う安定計算では背面主動土圧として常時レベルの主動土圧を与えることとした。土圧の算定にあたっては ϕ_{res} を用いて計算したクローンの主動土圧とした。また仮想背面部分に地山が存在する GW10 については、主動土圧をゼロとした。

補強領域背面側での摩擦係数は補強領域の変形に伴って変化すると考えられるが、補強領域の変形と摩擦係数の関係は十分把握できていないため、計算上では ϕ_{res} とした。また、補強領域内において地盤材料のせん断抵抗に用いる強度定数は ϕ_{res} とした。

- ・ ジオテキの強度特性と補強効果

補強材の張力 T はジオテキ A およびジオテキ B の設計引張強さ T_d (いずれも 40kN/m) とした。ただし、各補強材位置における上載圧と土の ϕ_{peak} を用いて得られた引き抜き強さ T_{FE} (土研センター, 2013) が T_d より小さい時は T_{FE} を用いた。

表-2.3 実験ケースの安定計算結果

Case	補強領域および背面地盤	滑動モード		転倒モード	
		k_{lmin}	h_{s1} (m)	k_{lmin}	h_{s1} (m)
GW07	東北硅砂 7 号 ($D_r=80\%$)	<u>0.51</u>	1.0	0.53	1.0
GW15					
GW16					
GW29					
GW31	東北硅砂 7 号 ($D_r=80\%$) 背面: 地山	0.61	1.0	<u>0.57</u>	1.0
GW10					
GW24	ガラスビーズ (GB) ($D_r=80\%$)	<u>0.11</u>	1.0	0.42	1.0
GW25	東北硅砂 7 号 +GB ($D_r=80\%$)	<u>0.30</u>	1.0	0.49	1.0
GW26	豊浦砂 ($D_r=50\%$)	<u>0.35</u>	1.0	0.53	1.0
GW27					
GW20	東北硅砂 7 号 ($D_r=80\%$)	<u>0.57</u>	2.0	0.86	1.0
GW28	東北硅砂 7 号 +GB ($D_r=80\%$)	<u>0.40</u>	2.0	0.84	1.0

※各ケースにおいて、下線を付した値が当該ケースの k_{hr} 。
※基礎地盤については考慮していない。

$$T_{PE} = \frac{2(c + \sigma_v \tan \phi_{peak})L_e}{F_{se}} \quad (2.1)$$

ここで、 F_{se} は引き抜けに関する安全率であり、1.0とした。

また、補強材による補強領域への安定効果としては張力による引き抜き抵抗およびすべり面に対する鉛直圧増加を考慮し、拘束効果による強度増分については考慮していない。

以上の条件において、滑動モードおよび転倒モードで安全率 F_{ss} および F_{st} を以下の式で求めた。

$$F_{ss} = \frac{R^*}{S^*} = \frac{cL' + V^* \tan \phi_{peak} + \sum T_d \cos \alpha + \sum T_d \sin \alpha \tan \phi_{peak}}{(Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha} \quad (2.2)$$

$$R^* = cL' + V^* \tan \phi_{peak} + \sum T_d \cos \alpha + \sum T_d \sin \alpha \tan \phi_{peak} \quad (2.3)$$

$$V^* = (Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_h + P_{Ah}) \sin \alpha \quad (2.4)$$

$$F_{st} = \frac{M_g G_y + P_{Av}(L + H \tan \psi) + \sum Th_{gr}}{k_h M_g G_y + P_{Ah} \left(\frac{1}{3} H + \frac{2}{3} h_s \right)} \quad (2.5)$$

補強領域に生じるすべり面と補強領域仮想背面との交点の高さを h_b とし、滑動モードおよび転倒モードで安全率 F_{ss} および F_{st} が 1.0 となる水平震度 k_h の最小値をそれぞれ $k_{hmin,s}$ および $k_{hmin,t}$ とし、その時の h_b をそれぞれ h_{b1} として求めた。また、各ケースにおける $k_{hmin,s}$ および $k_{hmin,t}$ のうち、いずれか小さい方を当該ケースの限界水平震度 k_{hcr} とした。

計算結果を表-2.3 に示す。補強領域背面に地山が存在する GW10 は転倒モードがクリティカルとなったが、それ以外のケースではいずれも限界水平震度 k_{hcr} は滑動モードがクリティカルとなった。

3. 補強土壁の壁面変位量計算に向けた分析

3.1 遠心模型実験に基づくせん断応力比の計算

計算に当たり想定した模式図を図-2.8b に示す。補強領域の変形を考慮する上で、本研究では補強領域底部に生じるすべり面位置でのせん断応力比について着目した。安定計算により安全率が最小となるすべり面を求め、このすべり面における補強領域内の補強材および土要素に生じるせん断応力比 s^*/v^* は次式で求められる。

$$\frac{s^*}{v^*} = \frac{(\sum (-M_i g) + P_{Av}) \sin \alpha + (\sum (-M_i A_i) + P_{Ah}) \cos \alpha}{(\sum (-M_i g) + P_{Av}) \cos \alpha - (\sum (-M_i A_i) + P_{Ah}) \sin \alpha} \quad (3.1)$$

ここで、補強領域に作用する慣性力については加速度の計測値を用いて計算を行った。補強領域の仮想背面に作用する地震時主働土圧は、式(3.2)で表される地震時主

働土圧係数と水平震度の関係（道路橋示方書、2012）に基づき、応答加速度 A_d を（図-2.1）重量加速度 g で正規化した A_d/g の時刻歴を k_h に代入することで求めた。

$$K_{EA} = a_0 + a_1 k_h \quad (3.2)$$

ただし、補強領域での応答加速度が背面方向に生じ、慣性力が壁面前面方向（主働方向）に作用する時は次式の $a_1=0$ とした。また、仮想背面の摩擦係数は一律 ϕ_{res} として計算を行った。

次に、安全率が最小となるすべり面における土要素のみに生じるせん断応力比 s^*/v^* を次式で求めた。

$$\frac{s^*}{v^*} = \frac{(\sum (-M_i g) + P_{Av}) \sin \alpha + (\sum (-M_i A_i) + P_{Ah}) \cos \alpha - T_m \cos \alpha}{(\sum (-M_i g) + P_{Av}) \cos \alpha - (\sum (-M_i A_i) + P_{Ah}) \sin \alpha + T_m \sin \alpha} \quad (3.3)$$

ここで、 T_m はすべり面と交わる補強材で計測した張力であり、 s^*/v^* が得られるのは張力 T_m が計測できている実験ケースに限られる。なお、 T_m は次式で得られる引き抜き強さ T_{PE} （土研センター、2013）よりも小さいものとし、 T_m の上限値を T_{PE} とした。

3.2 遠心模型実験に基づく補強領域のひずみの計算

補強領域のうち、あるすべり面 S_i を含む高さ h_{si} 、幅 L の領域内でのひずみは一定であり、すべり面方向に単純せん断変形が生じていると仮定する。壁面で計測された変位 DH_1 に基づく法尻部分でのせん断ひずみ γ_{xy} を用いることで、安全率が最小となるすべり面 S_1 を含む高さ h_{s1} 、幅 L の領域内での生じる最大せん断ひずみは以下で計算される。

$$\gamma_{xy} = \frac{DH_1}{2} \quad (3.4)$$

$$h_{s1} \gamma_{xy} = h_{s1} \gamma_{max} \cos(2\alpha_1) + \frac{1}{2} L \gamma_{max} \sin(2\alpha_1) \quad (3.5)$$

$$\gamma_{max} = \frac{\gamma_{xy}}{\cos(2\alpha_1) + \frac{1}{2} \frac{L}{h_{s1}} \sin(2\alpha_1)} \quad (3.6)$$

3.3 $s^*/v^* - \gamma_{max}$ 関係および $s^*/v^* - \gamma_{max}$ 関係の分析

遠心模型実験で得られた変位および加速度の結果に基づき、安全率が最小となるすべり面 S_1 （図-2.8）におけるせん断応力比 s^*/v^* と、すべり面に沿った最大せん断ひずみ γ_{max} を整理した結果を図-3.1 に示す。さらに、すべり面 S_1 （図-2.8）における土要素のみに作用するせん断応力比 s^*/v^* とすべり面に沿った最大せん断ひずみ γ_{max} の関係を図-3.2 に示す。

図-3.2には各ケースで用いた地盤材料の排水三軸圧縮試験結果（ $\tan \phi_{mob} - \gamma_{max}$ 関係）を黒色実線で示したが、

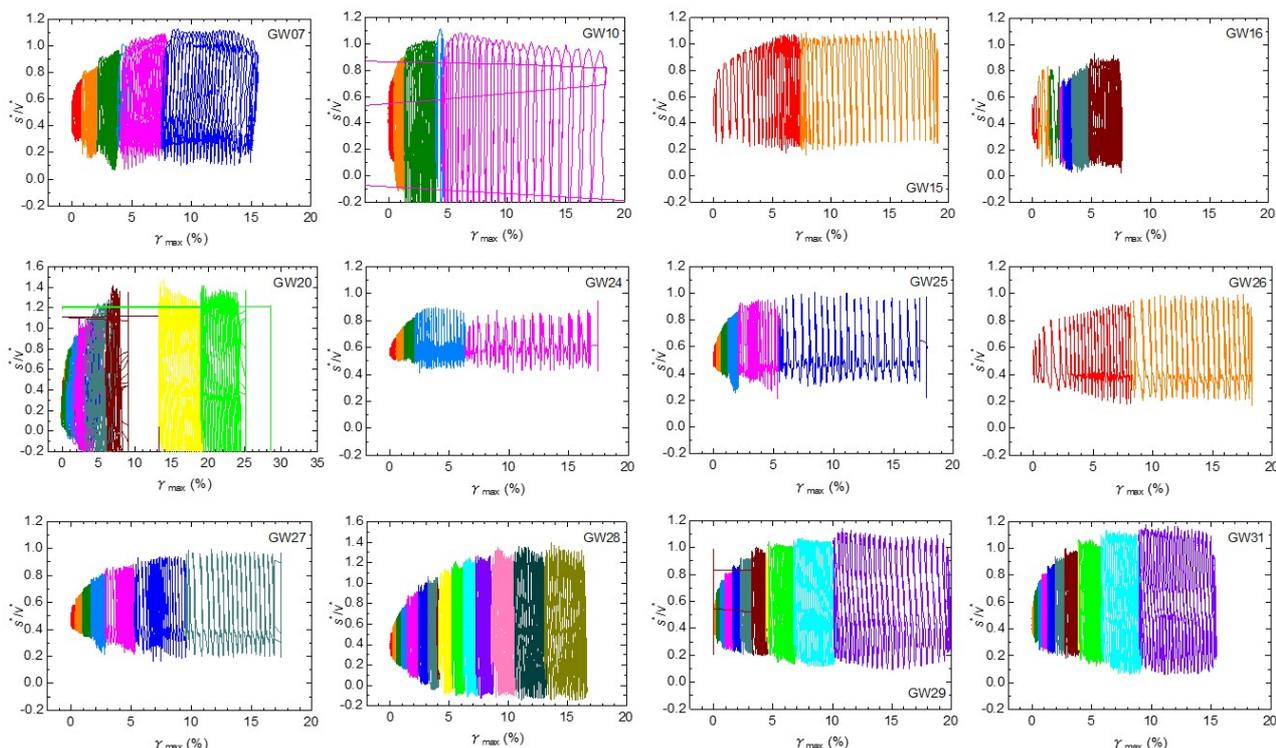


図-3.1 すべり面S1における $s^*/v^*-\gamma_{max}$ 関係 (加振ステップ毎に色分け)

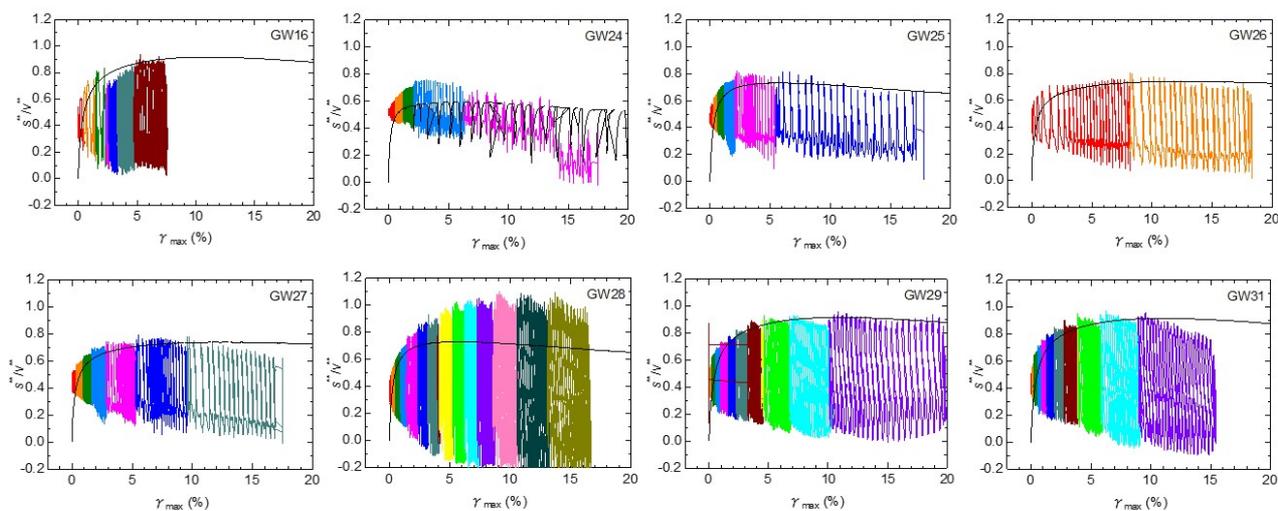


図-3.2 すべり面S1における $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ 関係 (加振ステップ毎に色分けを実施。黒実線は地盤材料の排水三軸圧縮試験結果)

GW24 および GW28 を除くと、排水三軸圧縮試験結果はそれぞれの $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ 関係の包絡線と概ね一致した。これは、せん断力を受けた補強土壁の変形が地盤材料の強度変形特性に強く影響を受けていることを示すものである。GW24 については粒子間でのすべり挙動が生じる特殊な地盤材料であったこと、GW28 については計算で推定されるようなすべり面が明確に生じていないことが、 $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ 関係と排水三軸圧縮試験結果の乖離につながったと考えられる。

次にケース間の比較を行うために、各加振ステップ毎に s^{**}/v^{**} が既往最大を示す時の γ_{max} を抽出して整理した。この s^{**}/v^{**} と γ_{max} の関係を本研究では初期骨格曲線とし、図-3.3 に示す。図-3.3 で整理対象としたケースは補強材配置が同じ背面地盤および補強領域の地盤材料が異なるケースである。GW24 を除くと、補強土壁の $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ 関係は図-2.2 に示す $\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ の関係と相似形であり、また s^{**}/v^{**} のピーク値は CD 試験による $\tan\phi_{peak}$ と概ね一致した。

以上の結果より、補強土壁の $s^*/v^*-\gamma_{max}$ 関係は背面地盤および補強領域の地盤材料特性に強く依存し、特に補強土壁の初期骨格曲線と地盤材料の $\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ 関係とは良い一致を見せた。このことは、補強領域のすべり面に対する s^*/v^* を計算で評価することで、地盤材料のせん断応力比-ひずみ関係に基づいてせん断変形量がある程度推定できることを示唆するものである。

次に、補強材が異なる GW29 と GW31 を比較する。GW29 には GW31 で用いた補強材 A よりも剛性の大きい補強材 B を用いたが、 s^*/v^* が 0.7 以上となると GW31 より GW29 の方が γ_{max} がわずかに大きく生じる傾向があるものの、両者に顕著な違いはみられない。したがって、補強材の材質が極端に変わらない限り、補強土壁の変形に対しては補強材よりも地盤材料の強度変形特性が支配的であったと考えられる。

4. 補強土壁の変位量計算手法の提案

4.1. 変位量計算の概要

4.1.1 計算対象とする変形の程度と適用範囲

ここでは、滑動モードがクリティカルとなる補強土壁の変形を対象とする。補強土壁実験では地震外力の増大に伴って徐々に変形し、変形の進行に伴ってすべり面が形成される。補強領域内にすべり面が形成された後は補強領域の一体性が失われた状態であり、各部材の強度や補強土壁全体の安定性は設計時の想定よりも大幅に低下しているものと考えられる。つまり、すべり面が形成された後には壁面が自立性を有していたとしても設計当初の性能は有していないと考えられる。したがって、本計算手法は補強領域内の安全率が最小のすべり面位置において実際にすべり面が形成されるまでの変形、具体的には 2.2.4 で述べた安定計算で得られる限界水平震度 k_{hcr} 以下の外力による変形を計算対象とした。

また、本変形量計算手法は地震外力に対する補強土壁の変形量を計算する目的で構築した手法であり、補強土壁全体の内的安定性、外的安定性を含む安定照査や各種部材の断面力照査については別途実施し、所要の条件を満たすことを確認する必要がある。

4.1.2 計算上の仮定

境界条件の簡略化を図るためにいくつかの仮定を設けた。ここでは計算上設定した仮定を整理する。

- 補強領域内において、あるすべり面を含む高さ h_s 、幅 L の領域内ではひずみは一様であり、当該すべり面の方向に単純せん断変形が生じる。この際、ひずみの大きさはすべり面上の応力状態により定まる。

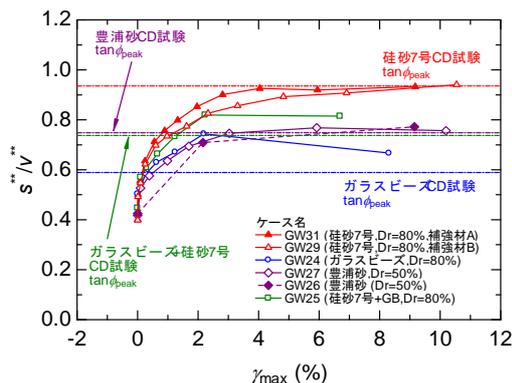


図-3.3 実験終了後の模型状況 (初期骨格曲線)

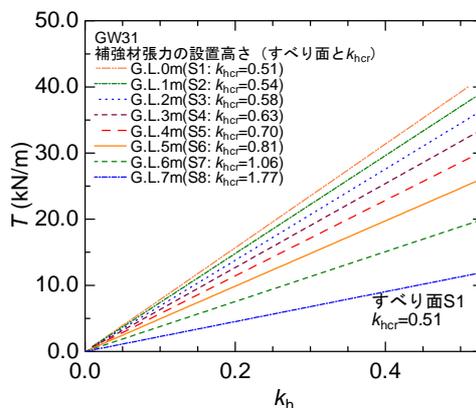


図-4.1 モデル化した補強材張力の例 (GW31, すべり面 S1)

- 既往最大のせん断応力比と初期ひずみの関係 (初期骨格曲線) は、補強領域内の地盤材料の要素試験で得られた $\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ 関係と一致する。
- 補強材による補強効果は、引き抜け抵抗と張力による補強領域の拘束圧の上昇のみを考慮する。
- 補強領域の変形は補強材の剛性の影響を受けず地盤材料の強度変形特性に依存する。
- 補強材に生じる張力分布は、壁面側から仮想背面側まで一様である。
- あるすべり面と交わる補強材に生じる張力は k_h と比例関係にあり、水平震度が当該すべり面の k_{hcr} に達した時に設計引張強さに達する (4.2.2)。
- 壁面水平変位は初期ひずみによる変位と繰返し载荷による累積ひずみによる変位の合算値である (4.2.3)。

4.1.3 計算の流れ

以下に計算の流れを示す。

- 安定計算に基づいて、補強領域内を通り得るすべり面を設定する。
- あるすべり面の土要素に作用するせん断応力比を求

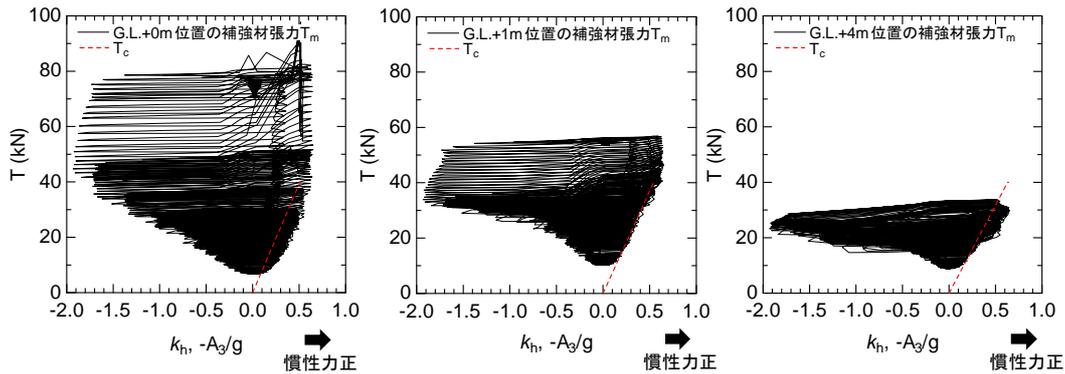


図-4.2 実測張力とモデル化張力の比較 (GW31)

める。

- 3) 地盤材料のせん断応力比—せん断ひずみ関係に基づいて、当該すべり面を含む補強領域のせん断ひずみを求め、当該すべり面の勾配に基づいて壁面水平変位を求める。
- 4) 2)、3) の計算を全てのすべり面に対して実施し、下段から累積することで壁面の変形量を求める。

4.2 計算手法

4.2.1 せん断応力比の計算

実験では補強領域下部から背面地盤にかけて明確な直線状のすべり面が生じた。さらに補強領域をより詳細に検討すると、明確なすべり面より上部の補強領域内においてもひずみが局所化した箇所が確認できた（写真-2.2 青色破線）。これらは潜在的なすべり面と考えられる。このような実験上の変形形態に基づき、本計算手法では複数のすべり面を補強領域内に設定するように補強領域のモデル化を行った。計算で想定した模式図を図-2.8a に示すとともに、計算の手順を以下に述べる。

- 1) 補強土壁全体で安全率が最小となるすべり面 (S1) を求め、すべり面と仮想背面の交点の高さを h_{s1} とする。
- 2) 次にG.L. + h_{s1} より上部の補強領域を対象として k_{her} が最小となるすべり面を求め、これを潜在的なすべり面 S2 とする。G.L. + h_{s1} を基準として、すべり面 S2 と仮想背面の交点の高さ h_{s2} を求める。
- 3) 同様の計算を繰り返すことで、最上段の補強材を端部とするすべり面までを計算し、各すべり面における限界水平震度 k_{her} とすべり面の鉛直高さ h_s を定める。
- 4) 各すべり面において、すべり面の土要素と補強材に作用するせん断応力比 S^*/V^* およびすべり面の土要素に作用するせん断応力比 S^*/V^* をそれぞれ次式で

求める。なお、仮想背面に作用する主動土圧は常時主動土圧とした。

$$\frac{S^*}{V^*} = \frac{(Mg + P_{Av})\sin\alpha + (Mgk_h + P_{Ah})\cos\alpha}{(Mg + P_{Av})\cos\alpha - (Mgk_h + P_{Ah})\sin\alpha} \quad (4.1)$$

$$\frac{S^{**}}{V^{**}} = \frac{(Mg + P_{Av})\sin\alpha + (Mgk_h + P_{Ah})\cos\alpha - T_c \cos\alpha}{(Mg + P_{Av})\cos\alpha - (Mgk_h + P_{Ah})\sin\alpha + T_c \cos\alpha} \quad (4.2)$$

4.2.2 張力の設定

式 (4.2) ですべり面上の土要素に作用するせん断応力比を求めるにはすべり面と交わる補強材に生じる張力を設定する必要がある。2. で述べた安定計算では補強材の張力として補強材の設計引張強さ T_d を用いたが、変形量を計算するには水平震度 k_h が k_{her} よりも小さい条件下での張力を設定する必要がある。

そこで本計算手法では、あるすべり面と交わる補強材の張力は当該すべり面の k_{her} で正規化した水平震度 k_h と比例関係にあり、 k_h が k_{her} に達した時に設計引張強さに達するような線形モデルで近似できるとして T_c を求めて計算した。

$$T_c = T_d \frac{k_h}{k_{her}} \quad (4.3)$$

ただし、上式が成立するのは $k_h \leq k_{her}$ の時のみとする。また、 T_c の上限値は補強材の引き抜き強さ T_{PE} (式 2.1) であるとして計算を行った。

GW31 の実験を例に T_c の妥当性を検討する。GW31 に生じるすべり面を求め、各すべり面が交わる強材に対して求めた T_c を図-4.1 に示す。なお、 $k_h \leq k_{her}$ の範囲ではいずれも $T_c < T_{PE}$ であった。また、図-4.2 は初期設置高さ G.L.+0m、G.L.+1m、G.L.+4m における T_c と、実験で計測した張力 T_m を合わせて示す。 T_m は全加振ステップを対象とし、応答加速度 A_3 (図-2.1) に-1 を乗じて重力加速度で正規化した値との関係を示している。つま

り、横軸が正の方向で慣性力が増大する。

加振が進むと T_m は徐々に増加し、 T_c は A_3/g が正の値を示す時の T_m を概ね包絡するような値になっている。 A_h あるいは A_3/g が 0 付近では実際に生じている張力よりも T_c の方がやや小さい値となっているものの、モデル化は概ね妥当と考えられる。

4.2.3 ひずみの計算

補強領域内のすべり面方向に生じる最大せん断ひずみについて古関ら (2003) の手法を参考に分析を行った。既往最大のせん断応力比 (正弦波の場合は主要動 1 波目) が与えられた時の最大せん断ひずみを初期ひずみ

($\gamma_{max,ini}$)、その後の繰り返し载荷 (正弦波の場合は主要動 2 波目から 20 波目) によって生じる最大せん断ひずみ増分を累積ひずみ ($\gamma_{max,cyc}$) とし、それぞれを分けて考える。例として GW31 で得られた $s^*/V^*-\gamma_{max}$ 関係に対して各加振ステップでの $\gamma_{max,ini}$ と $\gamma_{max,cyc}$ の関係を図-4.3 に示す。

地盤材料の排水三軸圧縮試験で得られた $\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ 関係について、 $\tan\phi_{mob}$ のピーク値までを対象に次式で表される双曲線関数で近似する。

$$SR = \frac{a + b\gamma_{max}}{c + d\gamma_{max}} \quad (4.4)$$

ここで、 a 、 b 、 c および d は地盤材料毎に定まる定数であり、せん断応力比 $SR = \tan\phi_{mob}$ とする。各地盤材料得られた近似曲線は図-2.2 に合わせて示した。図-3.3 に示したように初期骨格曲線 ($s^*/V^*-\gamma_{max,ini}$) は土の要素試験結果とよい対応を示しており、土の要素試験で得られるせん断応力比-最大せん断ひずみ関係から補強土壁の初期骨格曲線を推定できると考えられる。地盤材料の双曲線が補強領域の $s^*/V^*-\gamma_{max,ini}$ 関係と一致すると仮定すると、式(4.4)を変形した次式で $SR = S^*/V^*$ とすることで補強土壁の初期せん断ひずみ $\gamma_{max,ini}$ が得られる。

$$\gamma_{max,ini} = \frac{a - cSR}{dSR - b} \quad (4.5)$$

次に、累積ひずみについて実験に基づいて定式化を行う。 $\gamma_{max,cyc}$ はある既往最大のせん断応力比が与えられた時に生じる初期ひずみ $\gamma_{max,ini}$ を基準とした最大せん断ひずみの増分値として求める (図-4.3)。動的遠心模型実験では 1 回の加振ステップで 20 波の正弦波を入力しており、1 波目でのひずみを $\gamma_{max,ini}$ とすると、2 波目から 20 波目までの 19 回分の繰り返し载荷により $\gamma_{max,cyc}$ が生じる。2 波目以降、1 波毎に生じる $\gamma_{max,cyc}$ と繰り返し载荷回数 N および s^*/V^* について整理した累積損傷図を作成し、次式で定式化する。

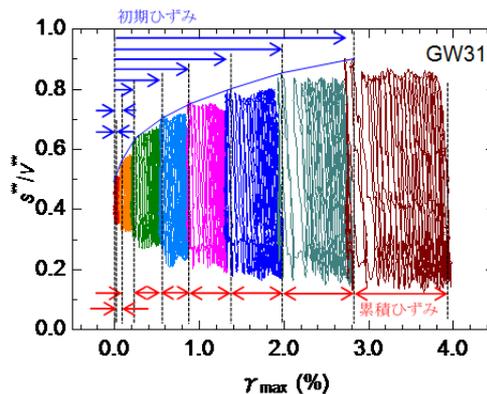


図-4.3 $s^*/V^*-\gamma_{max}$ 関係における初期ひずみと累積ひずみ

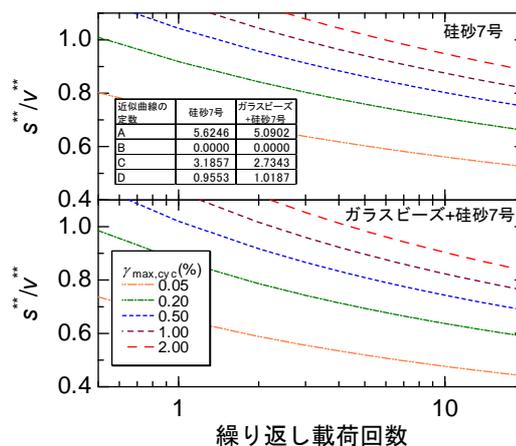


図-4.4 累積損傷図の例

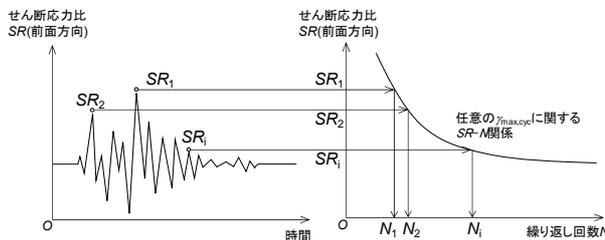


図-4.5 地震波入力結果の分析の模式図

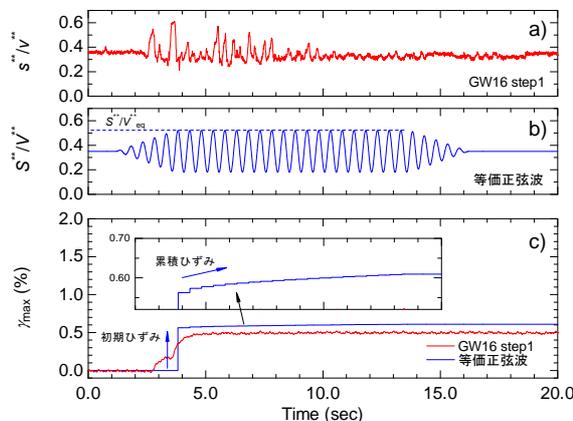


図-4.6 地震波入力における a) 実測せん断応力比、b) 等価正弦波、c) せん断ひずみ

$$SR = \frac{\log_{10} \gamma_{\max, \text{cyc}} + A + B \log_{10} N}{C + D \log_{10} N} \quad (4.6)$$

ここで、A、B、C および D は地盤材料毎に定まる定数である。例として、東北硅砂7号を用いたGW31と、GBと東北硅砂7号の混合材料を用いたGW25の結果を整理した累積損傷図と定数A~Dを図-4.4に示す。また、同レベルの繰り返し载荷によって生じる累積ひずみ $\gamma_{\max, \text{cyc}}$ は、次式で $SR = S^*/V^*$ とすることで得られる。

$$\log_{10} \gamma_{\max, \text{cyc}} = -(A + B \log_{10} N) + SR(C + D \log_{10} N) \quad (4.7)$$

一方で、地震波を入力した場合は周波数成分および波数が複雑なため直接定式化することは難しい。そこで地震波を2.0Hz、20波の等価な正弦波に置き換えることでひずみの算出を行うこととした。具体的な手順は以下のとおりである。

- 1) あるすべり面において、地震波の加振によって生じる s^*/v^* の時刻歴波形に基づき、 s^*/v^* の正側のピーク値 SR を抽出する (図-4.5)。
- 2) 抽出したせん断応力比の各ピーク値に対し、任意の累積ひずみ $\gamma_{\max, \text{cyc}}$ に達する繰り返し回数 N を求める。計算は式(4.6)を変換した式(4.8)を用い、 SR に s^*/v^* のピーク値 SR を代入することで N を導く (図-4.5)。

$$\log_{10} N = \frac{\log_{10} \gamma_{\max, \text{cyc}} + A - SR \cdot C}{SR \cdot D - B} \quad (4.8)$$

- 3) 式(4.9)で示す累積損傷度 D は、等価な正弦波の20波目において1.0になるとすると、抽出した s^*/v^* のピーク値 SR に対して $D=1.0$ となるような $\gamma_{\max, \text{cyc}}$ を求め等価累積ひずみ γ_{eqcyc} とする。

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{1}{N_i} \quad (4.9)$$

- 4) 累積ひずみが γ_{eqcyc} となるようなせん断応力比を式(4.6)に基づき求め、これを等価せん断応力比 S^*/V^*_{eq} とする。
- 5) あるすべり面において、せん断応力比の最大値が S^*/V^*_{eq} となる正弦波を等価正弦波とする (図-4.6b)。この等価正弦波に対し、式(4.5)および式(4.7)においてそれぞれ $SR = S^*/V^*_{\text{eq}}$ とすることで、初期ひずみ $\gamma_{\max, \text{ini}}$ および累積ひずみ $\gamma_{\max, \text{cyc}}$ を得る (図-4.6c)。対象としている遠心模型実験の中で、地震波形(神戸波)を用いた加振を行い、なおかつすべり面と交わる補強材の張力が計測できている加振ステップを対象に、上記手法により S^*/V^*_{eq} を求めた。この S^*/V^*_{eq} と各加振における s^*/v^* の既往最大値とを比較した結果を図-4.7に示す。 s^*/v^* の既往最大値と S^*/V^*_{eq} との関係

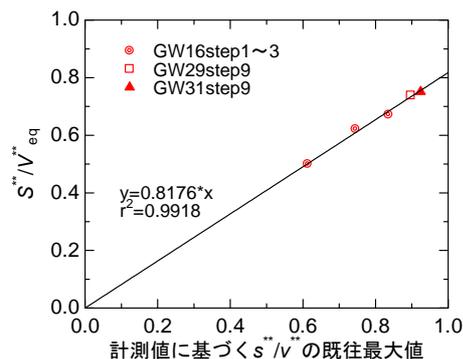


図-4.7 s^*/v^* の既往最大値と s^*/v^*_{eq}

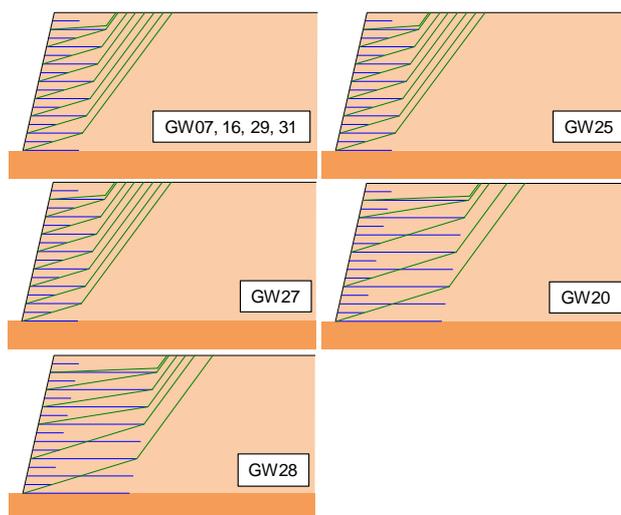


図-4.8 計算で求めたすべり面の模式図(緑線)

係は概ね線形関係を示し、神戸波を用いた加振では S^*/V^*_{eq} は s^*/v^* の既往最大値の約0.82倍であった。4.3で示す計算結果では、神戸波加振で生じる水平変位の計算については簡易的に S^*/V^*_{eq} を s^*/v^* の既往最大値の0.85倍とした値を設定した。

4.2.3 水平変位の計算

壁面の水平変位は、初期ひずみ ($\gamma_{\max, \text{ini}}$) による水平変位 d_{ni} と、累積ひずみ ($\gamma_{\max, \text{cyc}}$) による水平変位 d_{cyc} の合算値であると仮定する。すべり面 S1 から数えて i 番目のすべり面 S_i における初期ひずみおよび累積ひずみを $\gamma_{\max, \text{ini}, i}$ および $\gamma_{\max, \text{cyc}, i}$ とすると、 $i = n$ における壁面水平変位 D_n は d_{ni} と d_{cyc} の合計値として算出される。

$$D_n = \sum_{i=1}^n (d_{\text{ini}, i} + d_{\text{cyc}, i}) \quad (4.10)$$

$$d_{\text{ini}, i} = h_{s,i} \gamma_{\max, \text{ini}, i} \cos(2\alpha_i) + \frac{1}{2} L \gamma_{\max, \text{ini}, i} \sin(2\alpha_i) \quad (4.11)$$

$$d_{\text{cyc}, i} = h_{s,i} \gamma_{\max, \text{cyc}, i} \cos(2\alpha_i) + \frac{1}{2} L \gamma_{\max, \text{cyc}, i} \sin(2\alpha_i) \quad (4.12)$$

4.3 壁面変位の計算結果

遠心模型実験を対象に、4.2 で述べた手法により壁面水平変位の計算を行った。対象とするのはすべり面 S1 においてすべりが生じるまでの壁面の変形である。地盤材料として東北硅砂 7 号を用いた GW16、29、29、31、東北硅砂 7 号+GB を用いた GW25、豊浦砂を用いた GW27、補強材長さの異なる GW20 および GW28 を対象とした。安定計算によって求めたすべり面の結果を模式的に図-4.8 に示す。

まず、ある加振ステップにおいて、安全率が最小とな

るすべり面 S1 を対象に実験で得られた計測値(加速度)を用いて s/v^* の最大値を計算する。次に、式(4.1)において S/V^* がこの s/v^* の最大値となる時の t_b を求め、さらに式(4.3)で求めた T_b を用いることで、式(4.2)より S^*/V^* を計算する。

得られた S^*/V^* を式(4.5)および式(4.7)の SR に代入し、さらに式(4.10)～式(4.12)より水平変位を求めた。一連の計算を図-4.8 に示す全てのすべり面に対して行うことで、壁面水平変位の分布を求めた。計算結果を図-4.9 に示す。

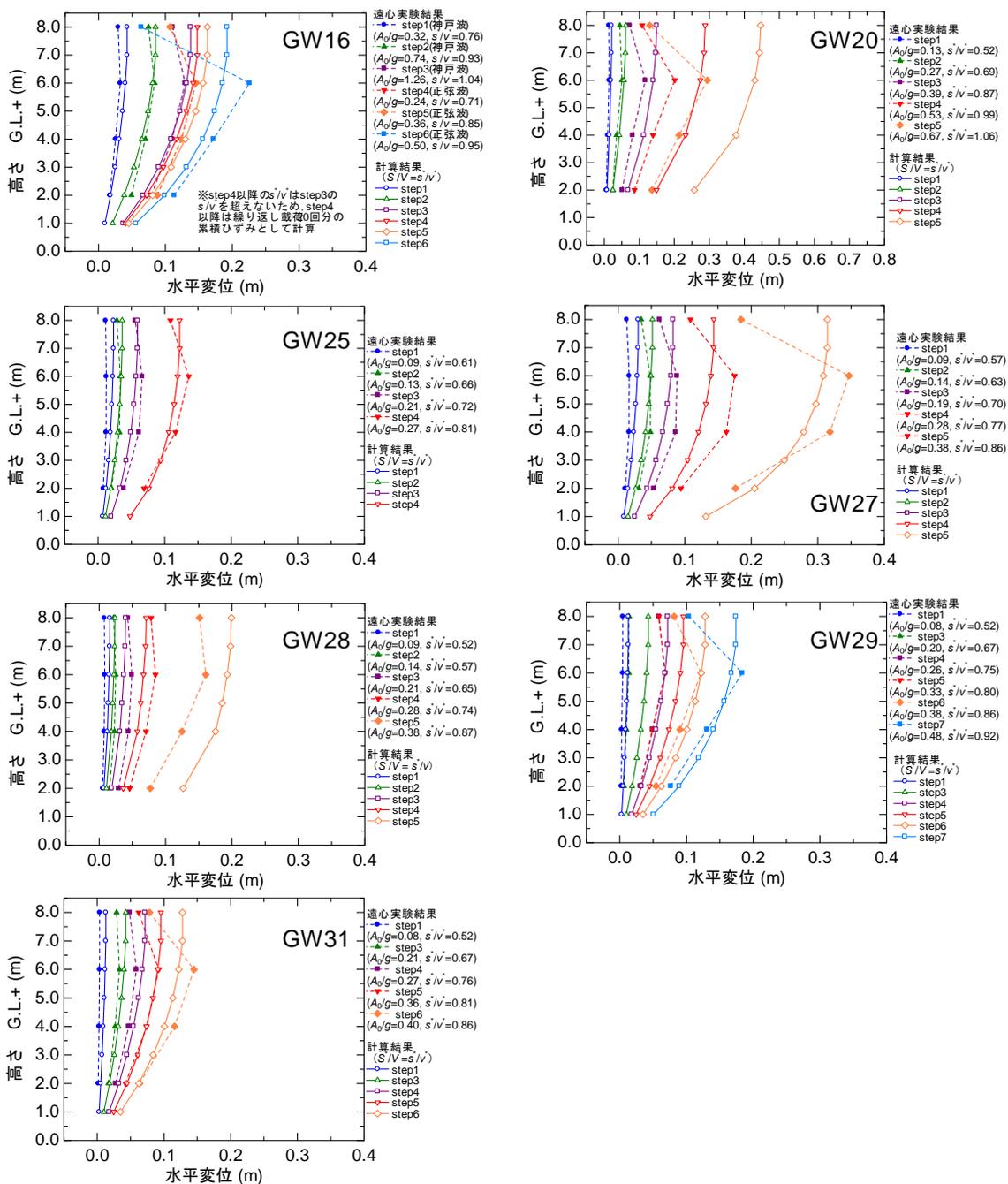


図-4.9 壁面水平変の実験結果と実験結果

補強材長さが同じで地盤材料が異なる GW25、GW27、GW31 については、それぞれ実験結果と概ね一致する計算結果が得られた。また、GW31 と地盤材料が同じで補強材が異なる GW29 についても、計算結果と実験結果は概ね一致した。

一方、補強材の長さが長い GW20 および GW28 については、計算結果が実験結果よりも大きくなる傾向が認められた。両ケースについては、実験においても明確なすべり面が確認できておらず、計算と実験のすべり面形状の違いが乖離の原因であると考えられる。

GW16 については step1~3 を地震波とし、その後、step4 からは正弦波を入力したケースである。step4 以降の正弦波の最大加速度は step3 の地震波の最大加速度よりも小さいため、step4 以降で生じるのは累積ひずみのみとして計算を行った。計算結果は概ね一致しており、不規則波に対する本計算手法の適用性も認められる。

5. まとめ

分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁に関して、補強領域および背面の地盤材料と補強領域の寸法に着目

した動的遠心模型実験を実施した。そして、補強土壁の変形において支配的となる要因の分析を行い、補強土壁の耐震性の指標となる変形量について計算する手法を提案した。

- ・ 補強土壁が終局状態に近づくと、補強領域背面の主働楔および補強領域下部のすべり面の 2 直線状にすべり面が形成される。
- ・ 天端沈下量は壁面水平変位とほぼ同じ、あるいは壁面水平変位よりもやや小さい値を示すことから、変形照査においては壁面水平変位量を天端沈下量の指標として使用可能と考えられる。
- ・ 補強領域内におけるせん断応力比とせん断ひずみの関係は補強領域および背面の地盤材料の強度変形特性が支配的である。
- ・ 補強領域の安定計算によりすべり面を定め、各すべり面を含む領域でのせん断ひずみから壁面水平変位を求める計算手法を提案した。
- ・ 提案した計算法を用いると壁面がはらみ出すような変形を再現でき、限界水平震度より小さい加振レベルであれば計算結果は実験結果と概ね整合した。
- ・ 補強土壁の変形量を計算するためには、地盤材料の応力-ひずみ関係に関する情報を得ることが重要である。

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) (社) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針 (平成24年度版)、2012.
- 3) (社) 日本道路協会：道路土工-盛土工指針 (平成24年度版)、2012.
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 古関潤一、加藤範久、渡辺健治、館山勝：補強土擁壁と重力式擁壁の地震時変位量の簡易計算法、ジオシンセティックス論文集, Vol.18, pp.367-374, 2003.

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

ARAKI Hiroyuki

Abstract : Seismic performance evaluation of segmental geosynthetics reinforced soil retaining walls (GRS walls) was discussed based on the results of dynamic centrifuge model tests. It was found that primary deformation mode of GRS walls was shear deformation; the critical failure mode of the GRS walls was slip failure at the bottom of reinforced area predominantly; the deformation of GRS walls induced by seismic force was affected by the mechanical properties of the back fill materials and the length of the geosynthetics materials. In addition, the estimation method of residual displacement of GRS walls was proposed based on the relationships between a shear stress ratio and shear strain on slip surfaces in the reinforced zone. It was confirmed that estimation results agree well with the experimental result.

Key words: reinforced earth retaining wall, dynamic centrifuge model test, stability analysis, lateral force coefficient, shear deformation