

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第4336号

土木研究所資料

補強領域内のせん断変形に着目した 補強土壁の地震時変形量の 計算法に関する検討

平成28年 3月

国立研究開発法人土木研究所
地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

Copyright © (2016) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

補強領域内のせん断変形に着目した補強土壁の地震時変形量の計算法に関する検討

地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員 佐々木 哲也
主任研究員 石原 雅規
専門研究員 荒木 裕行

要 旨

補強土壁の性能設計を考える上で、補強土壁の地震時変形量評価手法の確立は大きな課題である。本論文では、土木研究所で実施した補強土壁の動的遠心模型実験を対象として、地震時外力の入力と変形量およびすべり面の形成の関係について分析を行った。この分析結果に基づき、補強領域内に生じるすべり面に沿ったせん断応力およびせん断ひずみを計算する手法を考案し、補強土壁の水変変位を計算する手法を提案した。

キーワード：補強土壁、動的遠心模型実験、安定計算、壁面水平変位

目次

1. 序論	3
2. 動的遠心模型実験の条件	4
2.1. 実験条件の概要	4
2.2. 分析対象とする実験ケース一覧	5
2.3. 地盤材料の強度変形特性	9
2.4. 補強材の強度変形特性	11
3. 遠心模型実験の分析方法	16
3.1. 実験の分析に用いる物理量の定義	16
3.2. 2wedge 法による安全率計算法	18
3.3. 遠心実験の計測値に基づくせん断応力比の計算	20
3.4. 計測結果に基づく最大せん断ひずみの計算	21
3.5. 繰り返し载荷による最大せん断ひずみの定式化	22
3.6. 天端沈下量とはらみ出し量の計算	23
4. 遠心模型実験の検討結果	24
4.1. 安全率に関する検討	24
4.1.1. 安全率の計算結果一覧	24
4.1.2. 安定計算結果と模型の変形状態の比較	25
4.2. 遠心模型実験における $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係に関する検討	32
4.2.1. $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係の一覧	32
4.2.2. $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係の比較	35
4.3. 遠心模型実験における $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係に関する検討	38
4.3.1. $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係の一覧	38
4.3.2. $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係の比較	40
4.4. せん断応力比-累積ひずみ-繰り返し载荷回数関係の関係	43
4.4.1. 遠心模型実験に基づく検討	43
4.4.2. 要素試験に基づく累積ひずみの簡易推定法	45
4.5. 天端沈下量の比較	49
5. 補強土壁の変形量計算手法	51

5.1.	計算対象とする変形の程度と適用範囲.....	51
5.2.	変形量計算で設定した仮定	51
5.3.	補強領域内のすべり面のモデル化とせん断応力比の計算手法.....	51
5.4.	計算に用いる補強材張力.....	53
5.5.	正弦波加振時のせん断ひずみの計算	55
5.5.1.	初期ひずみ.....	55
5.5.2.	累積ひずみ.....	55
5.6.	地震波加振時のせん断ひずみの評価	55
5.7.	壁面水平変位の計算	57
6.	遠心模型実験を対象とした計算例	59
6.1.	計算対象および条件	59
6.2.	計算によって設定したすべり面	59
6.3.	壁面水平変位の計算結果.....	61
7.	検討のまとめ	65
	参考文献	66

1. 序論

土工構造物は一般に変状が生じた場合の修復性に優れるとされているが、構造形式によっては修復が容易でないものもある。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、損傷が生じた場合の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、損傷を限定的なものに留めるとともに、点検方法や変状が生じた場合の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。このような場合、土工構造物の設計にあたっては、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では、道路土工一盛土工指針および道路土工一擁壁工指針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、要求性能水準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。

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。

補強土壁の地震時残留変位の計算については、Newmark法による滑動・転倒変位計算と各種補強領域のせん断変形による変位計算を組み合わせた手法が提案されている。特にせん断変形の評価手法に着目すると、例えば堀井ら（1998）は補強領域のせん断変形による変位をエネルギー一定則に基づいて算出する手法を提案した他、古関ら（2003）は支持地盤と補強領域の繰り返し変形特性に対して累積損傷度理論を適用し、すべり面の形成やひずみ軟化挙動を考慮した手法を提案した。また、中島ら（2008）も支持地盤および補強領域のせん断ひずみの評価において、地盤材料の応力ひずみ関係を用いた手法を提案している。

本研究では、古関ら（2003）の手法を参考とし、安定計算と組み合わせることですべり面に沿ったせん断変形を評価し、補強領域全体の変形量を算出する方法を検討した。

2. 動的遠心模型実験の条件

2.1. 実験条件の概要

本研究で検討対象とした動的遠心模型実験は、国立研究開発法人土木研究所所有の大型遠心力荷試験装置を用いて実施したものである。分割型壁面工を有するジオテキスタイル補強土壁を模擬した模型を、幅 1500mm、奥行き 300mm、高さ 500mm の動的大型土槽（図 2-1）の内部に作製し、遠心加速度を与えた状態で加振を行った。遠心模型実験で荷重した遠心加速度は 20G とし、以降では実大スケールに換算した値を示す。図 2-2 に模型の概要図を示す。



図 2-1 動的大型土槽

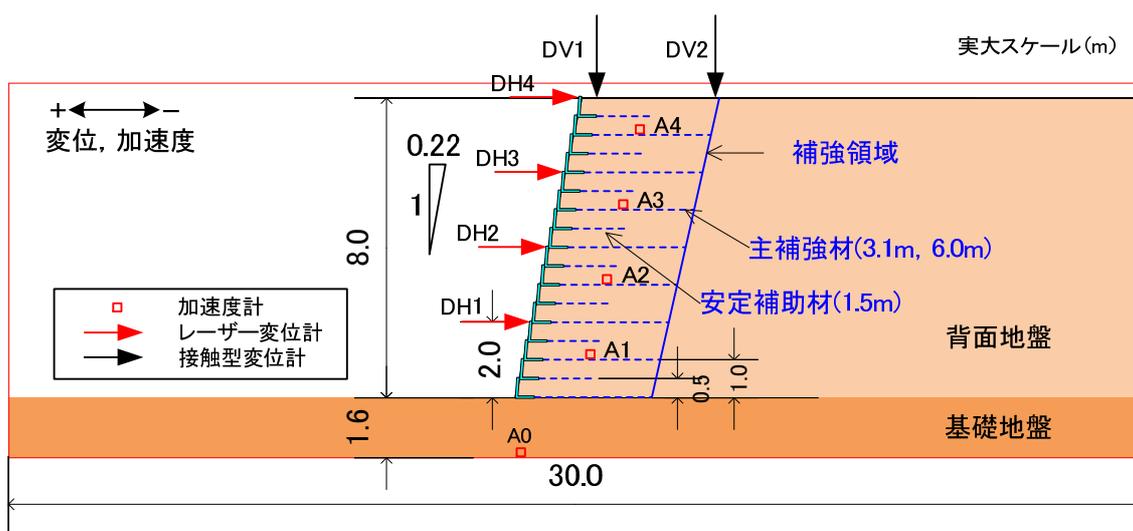


図 2-2 模型概要図

2.2. 分析対象とする実験ケース一覧

地震時の安定性および変状について分析対象とするのは、ジオテキスタイル補強土壁の動的遠心模型実験である。

対象とする実験の一覧を表 2-1 に示す。GW02 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、詳細については榎本ら (2010)、中島ら (2010)、佐々木ら (2010) を参照されたい。

全ケースを通じて、壁高は 8m、基礎地盤の厚さは 1.6m である。表 2-2 に特記しない限り地盤の作製には東北硅砂 7 号を用い、基礎地盤は $D_r \approx 95\%$ を目標に突き固めて作製した。背面地盤および補強領域内の地盤については、所定の相対密度となるように空中落下法を用いて作製した。地盤材料の強度変形特性については、2.3 で述べる。

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 3 種類のジオテキスタイルを用いた。補強材の強度変形特性については 2.4 で述べる。

壁面勾配は GW02 から GW05 が 1:0.28、それ以外は 1:0.22 である。想定する壁面工は分割型鋼製壁面工とし、壁面工模型にはアルミニウム製の L 型部材 (アルミ 1, アルミ 2, 表 2-2) あるいはアクリル製の L 型部材 (アクリル, 表 2-2) で模擬した。壁面工模型と補強材の接続には接着剤 (ボルトメイトエポ, 前田工織株式会社製) を用いた。壁面工は壁面勾配にあわせて作製しており、アルミ 1 とアルミ 2 は壁面の角度が異なる。また、アクリルについては、アルミ 2 と同様の形状である。

加振は 2.0Hz, 20 波の正弦波を用い、最大加速度を 50~100gal 程度ずつ大きくするステップ加振を基本としたが、最大加速度を一旦小さくした後再び大きくする (加振方法 A)、最大加速度を徐々に大きくする (加振方法 B)、途中に 1 回ないし 2 回の地震波加振 (神戸波) を挟む (加振方法 C)、初回ステップの最大加速度を大きくする (加振方法 D)、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、その後正弦波を用いたステップ加振を行う (加振方法 E) と細かな条件は異なる。正弦波については、主要動 2.0Hz, 20 波の前後に 5 波分の同じ周波数を有するテーパーを与えた。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 1m 程度に到達した時点、最大水平変位が 1m 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。

表 2-2 対象とする実験ケース一覧

実施 年度	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		壁面 勾配	壁面工	ジョ テキ	加振 方法	特記条件
					長さ(m)	本数	長さ(m)	本数					
H17	GW02	硅砂 7号 Dr=99.3%	硅砂 7号 Dr=78.2%	8	4.8	8	1.4	8	0.28	アルミ 1	A	A	
H17	GW03	硅砂 7号 Dr=99.3%	硅砂 7号 Dr=79.2%	8	4.8	8	0	0	0.28	アルミ 1	A	A	
H17	GW04	硅砂 7号 Dr=98.2%	硅砂 7号 Dr=79.8%	8	4.8	5	1.4	11	0.28	アルミ 1	A	B	
H17	GW05	硅砂 7号 Dr=101.6%	硅砂 7号 Dr=81.5%	8	4.8	5	0	0	0.28	アルミ 1	A	B	
H18	GW06	硅砂 7号 Dr=100.4%	硅砂 7号 Dr=80.9%	8	3.1	8	0	0	0.22	アルミ 2	A	C	
H18	GW07	硅砂 7号 Dr=99.8%	硅砂 7号 Dr=79.9%	8	3.1	8	1.5	8	0.22	アルミ 2	A	C	
H18	GW10	硅砂 7号 Dr=101.0%	硅砂 7号 Dr=78.4%	8	3.1	8	1.5	8	0.22	アルミ 2	A	C	地山 0.0m
H19	GW15	硅砂 7号 Dr=73.1%	硅砂 7号 Dr=81.4%	8	3.1	8	1.5	8	0.22	アルミ 2	A	D	基礎地盤緩
H20	GW16	硅砂 7号 Dr=98.8%	硅砂 7号 Dr=80.5%	8	3.1	8	1.5	8	0.22	アルミ 2	A	E	
H20	GW17	硅砂 7号	硅砂 7号	8	最上段 3.8,	1	1.5	8	0.22	アルミ 2	A	E	不等長

H27	GW31	硅砂 7 号 Dr=94.3%	硅砂 7 号 Dr=77.5%	8	3.1	8	1.5	8	0.22	アクリル	A	C
-----	------	--------------------	--------------------	---	-----	---	-----	---	------	------	---	---

2.3. 地盤材料の強度変形特性

遠心模型実験では、背面地盤および補強領域の地盤材料として、東北珪砂 7 号（以下、珪砂 7 号）、ガラスビーズ（不二ガラス社製、FGB, #100）、豊浦砂、ガラスビーズと珪砂 7 号を 1 : 1 の割合で混合した材料（以下、ガラスビーズ+珪砂 7 号）の 4 種類の砂質材料を用いた。各材料に対して実施した排水三軸試験の結果を示す。排水三軸試験で用いた供試体は、いずれも $\Phi 50\text{mm}$ 、高さ 100mm の円筒形供試体である。また、有効拘束圧は 30kPa 、 60kPa 、 120kPa とした。

材料特性を表 2-3 に示す。 ϕ はいずれも粘着力 c を 0 として算出し、 ϕ_{res} は軸ひずみ 15% 時点の値で評価した。また、有効拘束圧を 120kPa とした試験結果に基づく $\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ 関係を図 2-3 に示す。いずれも単調載荷を行っているが、ガラスビーズについてはピーク強度付近からスパイク状の応力低下が確認された。ガラスビーズは内部摩擦角が小さく、せん断中に粒子間ですべりが生じている可能性がある。

$\tan\phi_{mob}-\gamma_{max}$ 関係を基に、せん断開始からピーク強度までについて双曲線近似を行った。近似結果を図 2-4、双曲線関数の定数を表 2-4 に示す。

表 2-3 地盤材料の材料特性

	ρ_s (g/cm^3)	ρ_t (g/cm^3)	D_r (%)	e	D_{50} (mm)	U_c	ϕ_{peak} ($^\circ$)	ϕ_{res} ($^\circ$)
珪砂 7 号	2.635	1.52	80	0.73	0.178	1.8	43.1	38.4
ガラスビーズ (FGB, #100)	2.485	1.56	80	0.60	0.178	1.6	30.5	26.2
豊浦砂	2.643	1.47	50	0.79	0.179	1.7	36.8	35.5
ガラスビーズ+珪砂 7 号 (乾燥質量比 1:1)	2.560	1.54	80	0.66	0.178	1.7	36.4	32.2

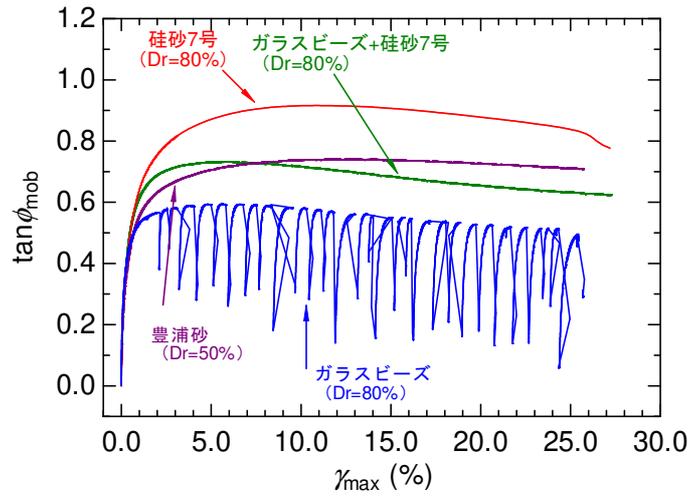


図 2-3 地盤材料の CD 試験結果 ($\tan \phi_{mob} \cdot \gamma_{max}$)

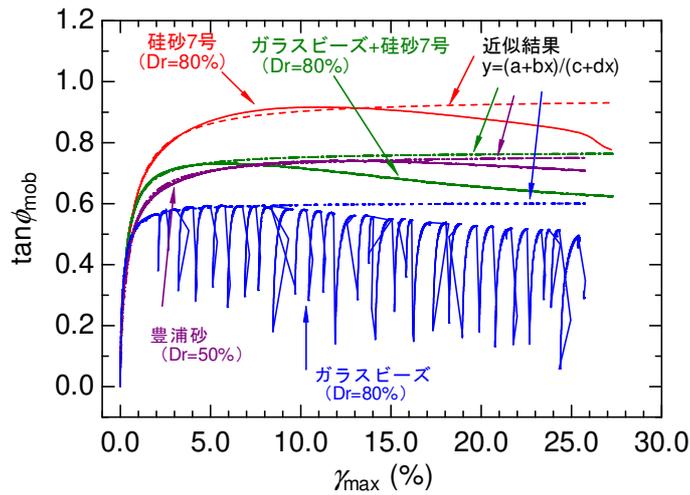


図 2-4 地盤材料の CD 試験結果と双曲線近似結果 ($\tan \phi_{mob} \cdot \gamma_{max}$)

表 2-4 地盤材料の応力比—ひずみ関係の双曲線近似結果

近似曲線の定数	a	b	c	d
硅砂 7 号	0.0016	3.2395	0.0189	3.4183
ガラスビーズ+硅砂 7 号	0.0003	3.0947	0.0105	4.0142
豊浦砂	0.0009	2.2322	0.0124	2.9314
ガラスビーズ	0.0006	3.4877	0.0091	5.7766

2.4. 補強材の強度変形特性

遠心模型実験に用いた 3 種類の補強材の引張試験を実施した。引張試験は、供試体に重錘を用いて段階的に载荷することで実施した。供試体の模式図を図 2-5、図 2-6、図 2-7 に、諸元を表 2-5 に示す。供試体の変形は、補強材の両面に張り付けたひずみゲージと、供試体の上端と下端の変位を計測するレーザー変位計により計測し、計測のタイミングは重錘の载荷直後と载荷 1 分後とした。

試験結果を表 2-5 に、荷重-変位関係を図 2-8 に示す。ここで示すレーザー変位計から求めた面積剛性 E_t (=弾性係数×補強材の厚さ) は、载荷開始から伸張ひずみ 2%程度までの接線剛性から求めた。また、ひずみゲージによる E_t は、供試体の両面に張り付けたひずみゲージの計測結果に基づく伸張ひずみを用いた荷重-伸張ひずみ関係のうち、弾性変形領域のデータを対象に評価した接線剛性である。

ジオテキスタイル A とジオテキスタイル B は強度がほぼ同じであるが、ジオテキスタイル B の方が E_t は大きい (図 2-9)。また、ジオテキスタイル C は破断強度、面積剛性ともにジオテキスタイル A の約半分である。図 2-9 には、ジオテキスタイルの一般的な材料特性をまとめた桑野ら (1999) の結果を併せて示しているが、ジオテキスタイル A および C は一般的なジオテキスタイルとほぼ同程度、ジオテキスタイル B についてはやや剛性が高い材料であると言える。

図 2-8 に示す荷重-伸張ひずみによると、破断強度に近づくとクリープ変形が進行し易くなる傾向にあることが分かる。補強材が弾性的に変形するのは、ジオテキスタイル A および B が約 40kN/m、ジオテキスタイル C が約 20 kN/m であることから、以降で述べる安定計算および変形量計算で用いる補強材の引張強度はジオテキスタイル A および B が約 40kN/m、ジオテキスタイル C が約 20 kN/m とした。

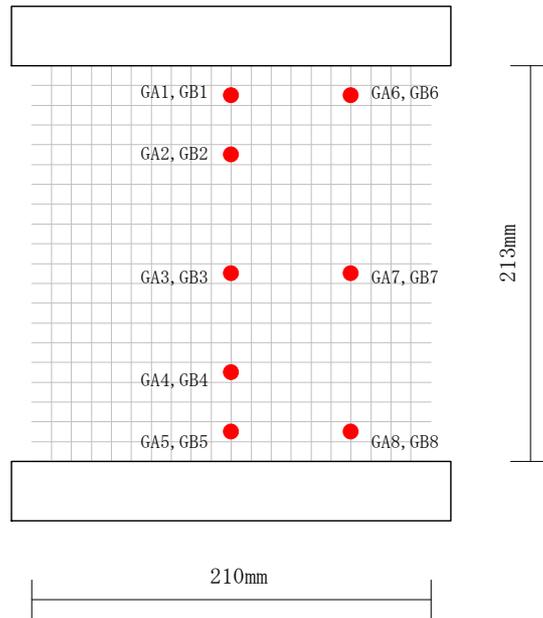


図 2-5 ジオテキスタイル A の引張試験用供試体 (●はひずみゲージであり, 補強材両面に張り付け)

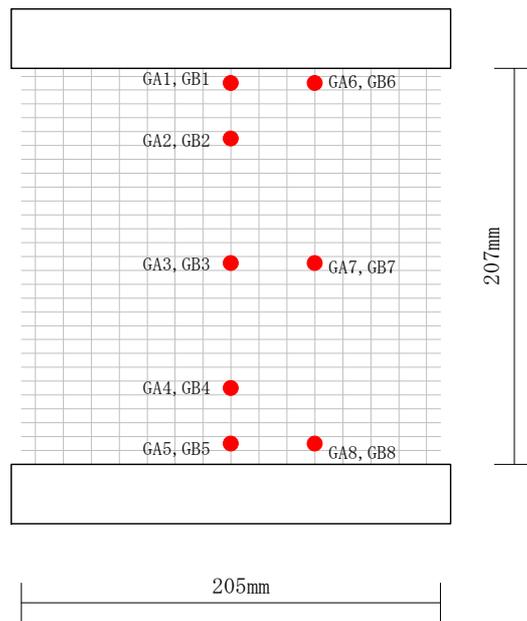


図 2-6 ジオテキスタイル A の引張試験用供試体 (●はひずみゲージであり, 補強材両面に張り付け)

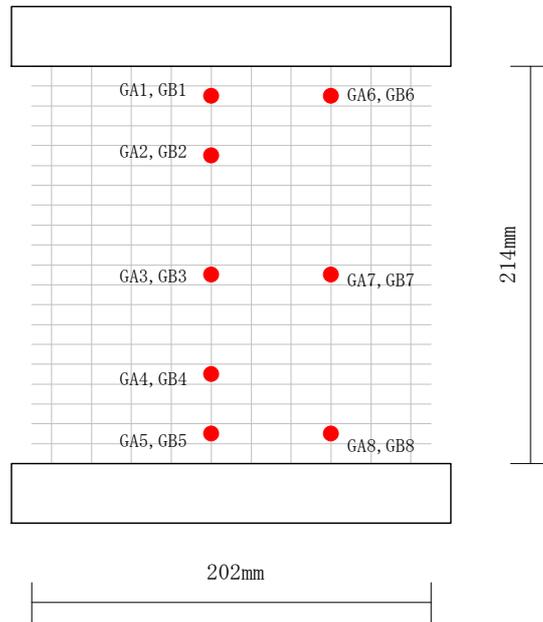


図 2-7 ジオテキスタイル A の引張試験用供試体 (●はひずみゲージであり、補強材両面に張り付け)

表 2-5 補強材の引張試験供試体諸元および引張試験結果

	補強材の種類		
	ジオテキス タイル A	ジオテキス タイル B	ジオテキス タイル C
補強材諸元			
補強材長 (mm)	213	207	214
補強材幅 (mm)	210	205	202
固定治具質量 (g)	315	315	315
縦ストランド数	20	15	10
試験結果 (模型スケール)			
補強材の破断荷重 (N)	504.9	504.2	252.8
単位長さ当たりの破断荷重 T_f (N/mm)	2.404	2.460	1.252
ひずみゲージによる面積剛性 E_t (N/mm)	274	479	196
レーザー変位計から求めた 面積剛性 E_t (N/mm)	57.44	95.04	28.00
試験結果 (実大スケール)			
単位長さ当たりの破断荷重 T_f (kN/m)	48.10	49.20	25.0
ひずみゲージによる面積剛性 E_t (kN/m)	5480	9580	3920
レーザー変位計から求めた 面積剛性 E_t (kN/m)	1148.8	1900.8	560.0
計算で用いる引張強度			
設計引張強度 T_d (kN/m)	40	40	20

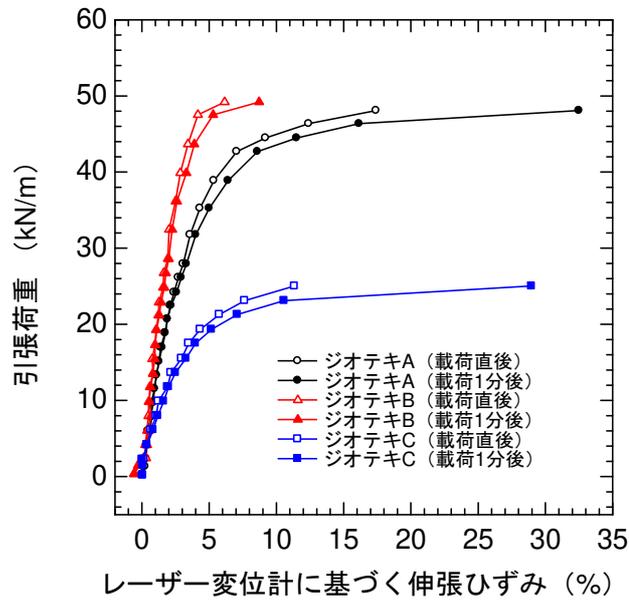


図 2-8 補強材の引張試験結果 (実大スケール)

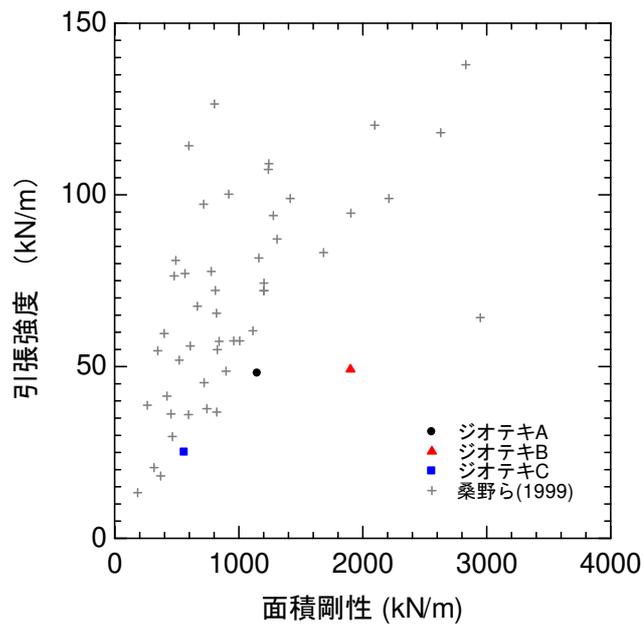


図 2-9 引張強度と面積剛性の関係 (実大スケール)

3. 遠心模型実験の分析方法

3.1. 実験の分析に用いる物理量の定義

ここでは、遠心模型実験で得られた計測結果の整理方法および各種計算で用いる物理量の計算方法について述べる。以下に、本報告で用いる物理量を以下で定義する。

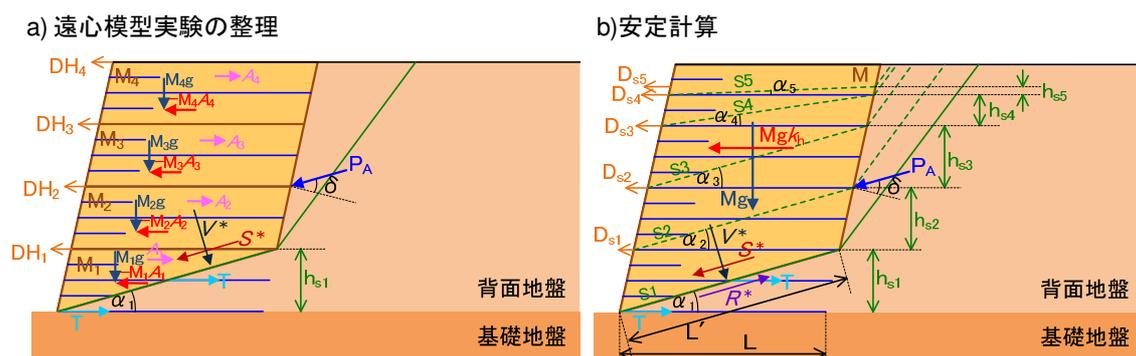


図 3-1 遠心模型実験結果の整理に関する模式図

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 ($=\phi_{res}$)

ψ : 仮想背面の傾斜角度

c : 背面地盤材料の粘着力

L : 補強領域幅

L_e : 補強材定着長さ

L : すべり面の長さ

SR : せん断応力比

a, b, c, d : 地盤材料の応力比-ひずみ関係の双曲線近似式における係数

N : 繰り返し载荷回数

A, B, C, D : 補強土壁のすべり面におけるせん断応力比-繰り返し载荷回数-累積ひずみ関係の近似式における係数

k_h : 水平震度

k_{her} : 限界水平震度

$\gamma_{max,ini,i}$: あるすべり面に対する最大せん断ひずみ (初期ひずみ)

$\gamma_{max,cyc,i}$: あるすべり面に対する繰り返し载荷による最大せん断ひずみ (累積ひずみ)

D_h : 壁面水平変位

d_{ini} : 初期ひずみによる壁面水平変位

d_{cyc} : 累積ひずみによる壁面水平変位

【遠心模型実験の整理で用いる物理量】

α_1 : 安全率が最小のすべり面の傾斜角

h_{s1} : 安全率が最小のすべり面と仮想背面の交点の高さ

M_i : 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)

T_m : 安全率が最小のすべり面と交わる補強材に生じる張力の計測値

A_i : 補強領域の加速度の計測値

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)

DV_1 : 法肩の鉛直沈下量

DV_2 : 補強領域背面側端部での鉛直沈下量

γ_{xy} : 法尻部分でのせん断ひずみ ($=DV_1/2m$)

【安定計算で用いる物理量】

S_i : すべり面 ($i=1$ の時, 活動安全率が最小のすべり面)

α_i : すべり面の傾斜角

$h_{s,i}$: すべり面と仮想背面の交点の高さ

M : すべり面より上部の補強領域全体の質量

G_y : 法尻から補強領域の重心位置までの鉛直距離

G_x : 法尻から補強領域の重心位置までの水平距離

T : すべり面と交わる補強材に生じる張力

T_d : すべり面と交わる補強材の引張強さ

$h_{g,i}$: すべり面と交わる補強材の高さ

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力・鉛直力

F_{st} : 補強領域の転倒に関する安全率

F_{ss} : 補強領域の滑動に関する安全率

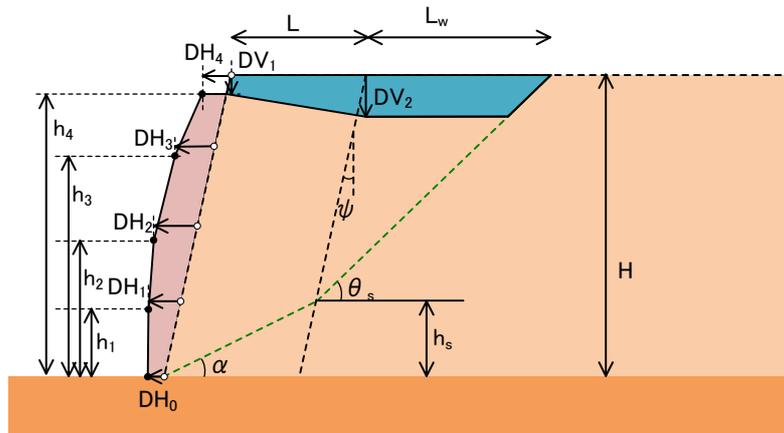


図 3-2 はらみだし面積および沈下面積の模式図

θ_s : 修正物部岡部式による 2 次主働破壊面の角度

ψ : 仮想背面の傾斜角度

L_w : 仮想背面上端から主働くさび上端までの距離

A_t : はらみだし面積

A_s : 沈下面積

h_1, h_2, h_3, h_4 : 壁面水平変位計測箇所の鉛直位置

DH_0 : 法尻の水平変位

3.2. 2wedge 法による安全率計算法

ここでは遠心模型実験における補強土壁の挙動および変形メカニズムを把握することを目的とし、補強領域に作用する慣性力、仮想背面に作用する主働土圧、補強領域の自重、補強材の張力を考慮して補強領域の滑動および転倒に対する安定性について計算を行った。基礎地盤の支持力に対する安定性については考慮していない。なお、ここで行う安定計算は、設計時に実施される現行の安定計算手法（土木研究センター，2013）とは異なる手法である。

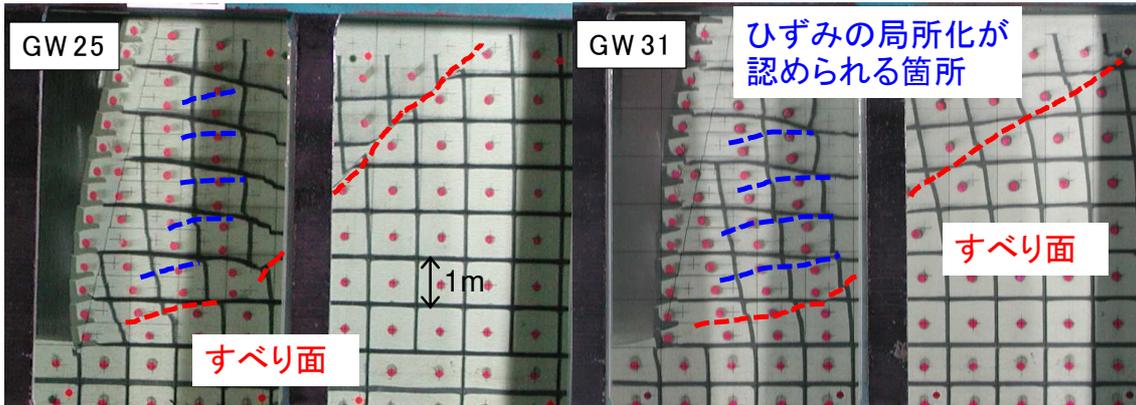


図 3-3 補強領域の変形状況

図 3-3 に代表的な実験後の補強土壁模型の写真を示す。図 3-3 に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面を 2 つの直線で結ぶようなすべり破壊が観察されたことから、2wedge 法による安定計算法を採用した。滑動および転倒の許容安全率は 1.0 とし、転倒に関する安全率 F_{st} および滑動に関する安全率 F_{ss} が 1.0 となる水平震度を限界水平震度 k_{her} とした。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_s とし、 h_s を変化させることで k_{her} への影響を検討した。

なお、補強材による補強領域への安定効果としては、張力による抵抗および張力に伴う鉛直圧増分のみを考慮しており、拘束効果による強度増分については考慮していない。また、その他の計算条件に関しては以下のとおり設定した。

1) 補強領域に作用する慣性力

安定計算上では、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。すべり面より上部の補強領域の重量 Mg に対して水平震度 k_h を乗じ、慣性力とした。

2) 補強領域背面に作用する主働土圧

遠心実験では、主働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確認できた（中島ら，2010）。つまり、地震時土圧が増大するタイミングと慣性力が増大するタイミングはほぼ逆位相となっており、地震時土圧と慣性力を静的に同時に与えると、補強領域の底部に生じるせん断力を過大に評価することになる。そこで、安定計算では主働土圧として常時レベルで計算することとした。背面主働土圧の算定にあたっては背面の摩擦角 $\delta = \phi_{res}$ とし、 ϕ_{res} を用いて計算したクーロンの主働土圧とした。

また、仮想背面部分に地山が存在するケースについては、土圧はゼロとして計算を行った。

3) 安定計算で用いるジオテキスタイルの張力

補強材の張力 T については、各補強材位置における上載圧と土の ϕ_{peak} を用いて引き抜き強さ T_{PE} を計算し、ジオテキスタイルの引張強さ T_d (表 2-5) と比較して小さい方を補強材に生じる張力 T として用いた。

4) 補強領域の底面摩擦・背面摩擦

摩擦係数は補強領域の変形に追従して徐々に変化し、補強領域底部はすべり面が形成されるまでは ϕ_{peak} の抵抗を発揮し得ると考えられる。安定計算では滑りが発生する直前での力のつり合いを検討することから、底面摩擦係数は ϕ_{peak} とした。一方、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徐々に変化し、すべりの発生により ϕ_{res} に低下すると考えられるが、補強領域の変形と補強領域背面側の ϕ の関係を十分把握できないため一律に ϕ_{res} とした。

5) 補強領域最底部の補強材の扱い

遠心模型実験では、すべり面が生じると同時に補強領域底部 (G.L.+0m) に設置したジオテキスタイルの壁面付近において大きな伸張ひずみが生じることが確認できた。そこで、2wedge のすべり線は補強領域底部の補強材を分断するものとして計算を行うこととした。滑動に関する安全率 F_{ss} は以下のとおり求めた。

$$F_{ss} = \frac{R^*}{S^*} = \frac{cL' + V^* \tan \phi_{peak} + \sum T \cos \alpha + \sum T \sin \alpha \tan \phi_{peak}}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha} \quad \text{式 3-1}$$

$$R^* = cL' + V^* \tan \phi_{peak} + \sum T \cos \alpha + \sum T \sin \alpha \tan \phi_{peak} \quad \text{式 3-2}$$

$$S^* = (Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha \quad \text{式 3-3}$$

$$V^* = (Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_h + P_{Ah}) \sin \alpha \quad \text{式 3-4}$$

転倒に関する安全率 F_{st} は以下のとおり求めた。

$$F_{st} = \frac{MgG_y + P_{Av}(L + H \tan \psi) + \sum Th_{gi}}{k_h MgG_y + P_{Ah} \left(\frac{1}{3} H + \frac{2}{3} h_s \right)} \quad \text{式 3-5}$$

3.3. 遠心実験の計測値に基づくせん断応力比の計算

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。

3.2 で述べた安定計算を行って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。

$$\frac{s^*}{v^*} = \frac{(\sum(-M_i g) + P_{Av}) \sin \alpha + (\sum(-M_i A_i) + P_{Ah}) \cos \alpha}{(\sum(-M_i g) + P_{Av}) \cos \alpha - (\sum(-M_i A_i) + P_{Ah}) \sin \alpha} \quad \text{式 3-6}$$

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た。仮想背面に作用する地震時主働土圧は、修正物部・岡部法に基づいた次式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）を得ることで、応答加速度 A_4 を重量加速度 g で正規化した A_4/g の時刻歴を k_h に代入して求めた。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。

$$K_{EA} = a_0 + a_1 k_h \quad \text{式 3-7}$$

仮想背面の摩擦係数は 3.2 で述べたとおり徐々に変化すると考えられるが、すべり面が形成されたタイミングを正確に把握することが難しいため、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。

$$\frac{s^{**}}{v^{**}} = \frac{(\sum(-M_i g) + P_{Av}) \sin \alpha + (\sum(-M_i A_i) + P_{Ah}) \cos \alpha - T_m \cos \alpha}{(\sum(-M_i g) + P_{Av}) \cos \alpha - (\sum(-M_i A_i) + P_{Ah}) \sin \alpha + T_m \sin \alpha} \quad \text{式 3-8}$$

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} （土木研究センター，2013）と時々刻々比較を行い、いずれか小さい方を用いた。

$$T_{PE} = \frac{2(c + \sigma_v \tan \phi_{peak}) L_e}{F_{se}} \quad \text{式 3-9}$$

ここで、 σ_v は土と補強材の接触面での鉛直応力、 F_{se} は引抜きに対する安全率（本論では 1.2）、 L_e は補強材の定着長である。

3.4. 計測結果に基づく最大せん断ひずみの計算

補強領域のうち、すべり面を含む高さ h_s 、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を含む高さ h_s 、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

$$\gamma_{xy} = \frac{DH_1}{2} \quad \text{式 3-10}$$

$$h_{s1}\gamma_{xy} = h_{s1}\gamma_{\max} \cos(2\alpha_1) + \frac{1}{2}L\gamma_{\max} \sin(2\alpha_1) \quad \text{式 3-11}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{\gamma_{xy}}{\cos(2\alpha_1) + \frac{1}{2}L/h_{s1} \sin(2\alpha_1)} \quad \text{式 3-12}$$

3.5. 繰り返し载荷による最大せん断ひずみの定式化

補強領域のうち，すべり面を含む高さ h_s ，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．また，壁面の水平変位は，後述するように既往最大の地震外力によって生じる最大せん断ひずみ（初期ひずみ， $\gamma_{\max,ini}$ ）による水平変位 d_{ini} と，同レベルの荷重による繰り返し载荷で生じる最大せん断ひずみ（累積ひずみ， $\gamma_{\max,cyc}$ ）による水平変位 d_{cyc} の合算値であると仮定する．

以上の仮定をふまえると，ある鉛直位置における壁面水平変位 D_h は， d_{ini} と d_{cyc} の合計値として算出される．

$$D_{hi} = \sum_{k=1}^i (d_{ini,i} + d_{cyc,i}) \quad \text{式 3-13}$$

$$d_{ini,i} = h_{s,i}\gamma_{\max,ini,i} \cos(2\alpha_i) + \frac{1}{2}L\gamma_{\max,ini,i} \sin(2\alpha_i) \quad \text{式 3-14}$$

$$d_{cyc,i} = h_{s,i}\gamma_{\max,cyc,i} \cos(2\alpha_i) + \frac{1}{2}L\gamma_{\max,cyc,i} \sin(2\alpha_i) \quad \text{式 3-15}$$

土の三軸試験で得られたせん断応力比-最大せん断ひずみ関係について，せん断応力比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した．

$$SR = \frac{a + b\gamma_{\max}}{c + d\gamma_{\max}} \quad \text{式 3-16}$$

また，4.4.1 で述べるとおり，この双曲線を初期骨格曲線とし，補強領域の $S^*/V^* - \gamma_{\max,ini}$ 関係はこの関係と一致すると仮定すると，次式で $SR = S^*/V^*$ とすることで，初期せん断ひずみ $\gamma_{\max,ini}$ が得られる．

$$\gamma_{\max,ini,i} = \frac{a - cSR}{dSR - b} \quad \text{式 3-17}$$

累積ひずみは，遠心模型実験での計測値に基づく最大せん断ひずみ，せん断応力比，繰り返し载荷回数から，次式で定式化する．

$$SR = \frac{\log_{10} \gamma_{\max,cyc} + A + B \log_{10} N}{C + D \log_{10} N} \quad \text{式 3-18}$$

同レベルの繰り返し载荷によって生じる累積ひずみ $\gamma_{\max,cyc}$ は，次式で $SR = S^*/V^*$ とする

ことで得られる.

$$\log_{10} \gamma_{\max, \text{cyc}, i} = -(A + B \log_{10} N) + SR(C + D \log_{10} N) \quad \text{式 3-19}$$

3.6. 天端沈下量とはらみ出し量の計算

遠心模型実験では、壁面水平変位については $DH_1 \sim DH_4$ の 4 ヶ所、天端沈下については DV_1 と DV_2 の 2 ヶ所で計測を行った。 DH_1 , DH_2 , DH_3 , DH_4 は初期設置高さがそれぞれ 2m, 4m, 6m, 8m であり、壁面工に接着したターゲットの水平変位を計測している。 DV_1 , DV_2 についてはそれぞれ法肩と補強材の補強領域の背面側端部に設置しているが、実験土槽に固定された変位計を用いて天端に設置したターゲットの沈下量を計測しているため、壁面が前方方向へ変形すると壁面と DV_1 , DV_2 の計測位置の相対的な位置関係は変化する。

法肩部分での沈下量を計測している DV_1 は補強領域の鉛直方向への圧縮変形量（水平方向に伸張変形）に関する値を示していると考えられる。また、後述するように DV_2 は DV_1 より沈下量が大きい傾向にあり、加振によって背面地盤に生じる主働くさびの沈下量に関する値を示していると考えられる。

本研究では、壁面のはらみ出し面積 A_t と天端沈下面積 A_s を計算し、両者の比較を行った。はらみ出し面積と天端の沈下面積の模式図を図 3-2 に示す。

面積計算に先立ち、3.2 で述べた安定計算を行うことで補強領域と背面地盤を通る 2 直線のすべり面を求めた。安定計算では補強領域に作用する慣性力と補強領域背面から作用する主働土圧を考え、主働土圧には地震時主働土圧（修正物部岡部法）を用いた。 θ_s は修正物部岡部法で計算した二次主働破壊面角度である。補強領域の背面側地盤では滑り面の上端まで沈下するとして沈下面積を算出した。

一方、はらみだし面積については、G.L.+2m, 4m, 6m, 8m および壁面法尻の変位量に基づいて計算を行った。G.L.+2m, 4m, 6m, 8m の水平変位についてはそれぞれ $DH_1 \sim DH_4$ の計測値を用いた。法尻の水平変位 DH_0 、壁面水平変位を計測している壁面工の鉛直位置である h_1 , h_2 および h_3 は加振前後に撮影した画像から読み取った値を用いた。ただし、 h_4 については土槽側面から確認できないため、初期の法肩高さから法肩鉛直沈下量 DV_1 を差し引いた値とした。

4. 遠心模型実験の検討結果

4.1. 安全率に関する検討

4.1.1. 安全率の計算結果一覧

2wedge 法による安定計算の結果を図 4-1, 図 4-2 に示す.

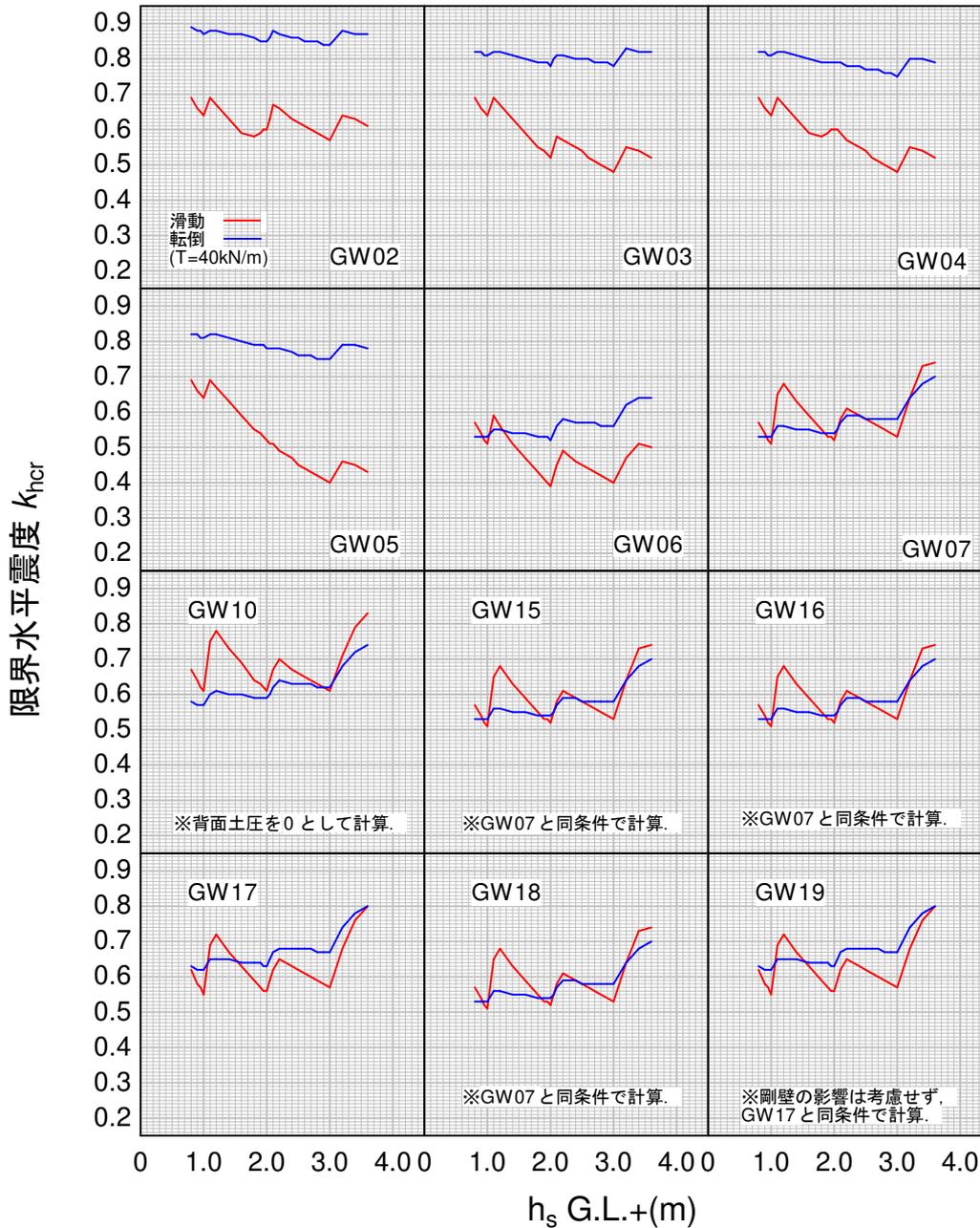


図 4-1 安定計算結果一覧その 1

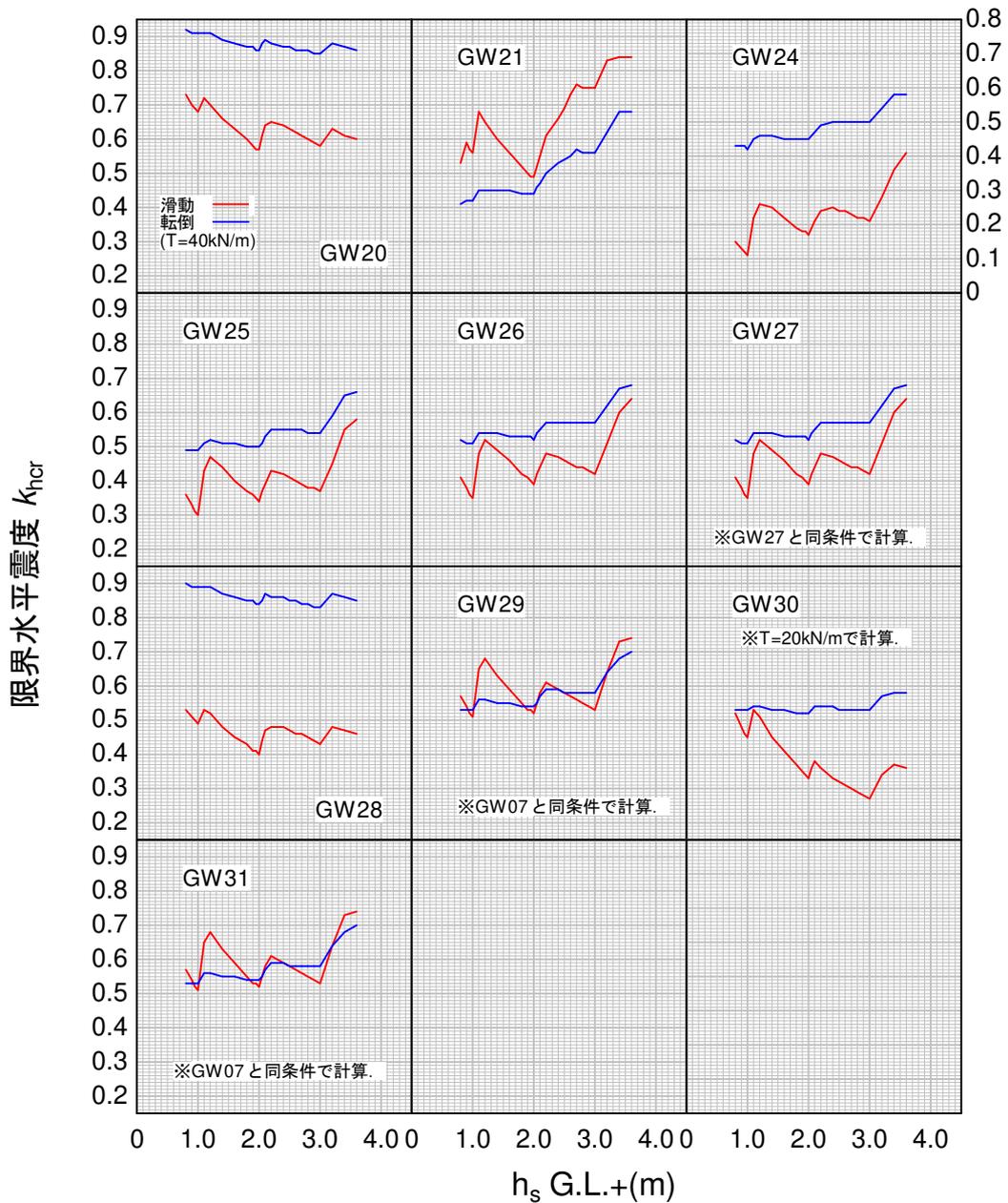


図 4-2 安定計算結果一覧その 2

4.1.2. 安定計算結果と模型の変形状態の比較

ここでは、変形状態に着目し、実験終了後の模型の変形状態と安定計算結果の比較を行った。図 4-3～図 4-24 に実験終了後の模型の変形状況を示す。

全体的に見れば、2wedge による安定計算によって得られた限界水平震度が最小の位置がすべり面の位置となっており、安定計算に基づいて加振時に生じるすべり面の位置を概ね良好に推定

することができると考えられる。以下に各ケース個別に変形状態についての検討結果を述べる。

【GW02～05】

いずれも $h_s=3\text{m}$ において滑動モードで k_{her} が最小となる。安定補助材を設置しておらず、壁面工のこぼれだしが生じた GW05 以外は、計算結果と変形状態はほぼ一致し、概ね G.L.+3m 付近から法尻を結ぶようにすべり面が生じている。

【GW06, GW07】

GW06 は $h_s=2\text{m}$, GW07 は $h_s=1\text{m}$ において滑動モードの安定性が最小となる。実験では、GW06 は $h_s=2.0\text{m}$ ですべり面が生じており、計算と実験はほぼ一致した。GW07 については、すべりが生じるまで加振を行っておらず、明確なすべり面は確認できない。

【GW10】

計算では転倒モードが卓越し、 h_s が 1.0m において限界水平震度は最小となった。

実験では背面側の補強領域から抜け落ちた砂が地山との間にくさび状に堆積しているように見受けられ、加振を繰り返すことで補強領域の一体性が失われている可能性が高い。このケースでは明確なすべり面は確認できていない。

【GW15】

安定計算では基礎地盤が $D_r=70\%$ と緩詰めである点を考慮しておらず、同じ補強材配置の GW07 と同様の計算結果とした。すなわち、 $h_s=1.0\text{m}$ において滑動モードの安定性が最小となる。実験では $h_s=1\text{m}$ 付近で、補強領域と基礎地盤を通るようなすべり面が形成された。

【GW16～19】

GW16～19 では $h_s=1\text{m}$ において滑動安定性が最小となった。なお、GW17・19 で壁面工を剛結するように補剛材を設置しているが、この影響は計算に加味していない。いずれの実験でも背面地盤のすべり線に着目すると、 $h_s=2\text{m}$ 付近である。安定計算上、GW16～19 では限界水平震度が最小となるのは $h_s=1\text{m}$ であるが、限界水平震度は $h_s=2\text{m}$ でも $h_s=1\text{m}$ の次に小さい（実験では $h_s=1\text{m}$ と $h_s=2\text{m}$ でのすべり面が複合的に生じている可能性がある。）

【GW20】

$h_s=2\text{m}$ において滑動モードの限界水平震度が最小となった。実験の背面地盤のすべり線に着目すると、ほぼ一致する。

【GW21】

計算では転倒モードの安定性が最小となった。実験結果では、 $h_s=2\text{m}$ 付近にすべり面が形成されているように見え、すべり面の形状に関しては計算結果とやや異なる傾向を示す。滑動モー

ドでは $h_s=2\text{m}$ において限界水平震度が最小であり、実験結果は滑動モードに近いといえる。

【GW24】

$h_s=1\text{m}$ において滑動モードの安全率が最小となった。実験において、背面地盤内のすべり線に着目すると $h_s=2\text{m}$ で滑り面が形成されているように認められ、計算結果と乖離している。

【GW25, GW26, GW27】

いずれも $h_s=1\text{m}$ において滑動モードの安定率が最小となった。実験において、背面地盤内のすべり線に着目すると GW25 は $h_s=2\text{m}$ ですべり面が形成されているように見え、計算結果とやや乖離する。一方、GW26, GW27 は $h_s=1\text{m}$ ですべり面が形成されているように見え、計算結果と一致する。

【GW28】

$h_s=2\text{m}$ において滑動モードの安全率が最小となった。実験では補強領域内に明確なすべり線は認められなかったが、背面地盤内の標線の変形に着目すると $h_s=2\text{m}$ 付近で折れ曲がっているようであり、計算結果と概ね一致しているものと考えられる。

【GW29, GW31】

$h_s=1.0\text{m}$ において滑動モードの安定性が最小となった。GW29 は補強材の剛性が大きく、GW31 では壁面工をアクリル製としているが、これらの条件は計算において考慮していない。実験において背面地盤に生じたすべり面に着目すると、GW29 では $h_s=1.0\text{m}$ 、GW31 では $h_s=1.5\text{m}$ 付近であった。GW29 の変形状態は計算結果と一致するが、GW31 についてはやや乖離がある。

【GW30】

計算では $h_s=3.0\text{m}$ において滑動モードの安全率が最小となった。実験において、背面地盤に生じたすべり面に着目すると $h_s=3\text{m}$ 付近であるが、補強領域内のすべり面に着目すると $h_s=2\text{m}$ 付近で生じているように見え、計算結果と概ね近い状態に変形していると考えられる。



図 4-3 GW02 の変形状況



図 4-4 GW03 の変形状況



図 4-5 GW04 の変形状況



図 4-6 GW05 の変形状況



図 4-7 GW06 の変形状況

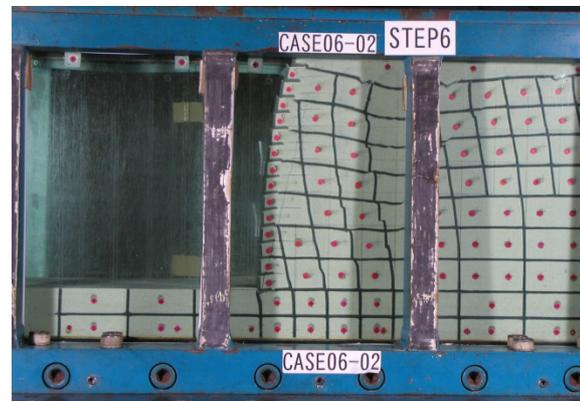


図 4-8 GW07 の変形状況



図 4-9 GW10 の変形状況



図 4-10 GW15 の変形状況



図 4-11 GW16 の変形状況



図 4-12 GW17 の変形状況



図 4-13 GW18 の変形状況



図 4-14 GW19 の変形状況



図 4-15 GW20 の変形状況

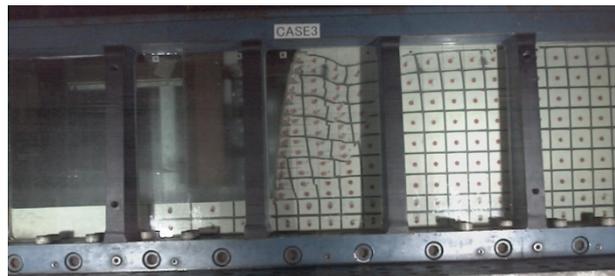


図 4-16 GW21 の変形状況



図 4-17 GW24 の変形状況



図 4-18 GW25 の変形状況



図 4-19 GW26 の変形状況

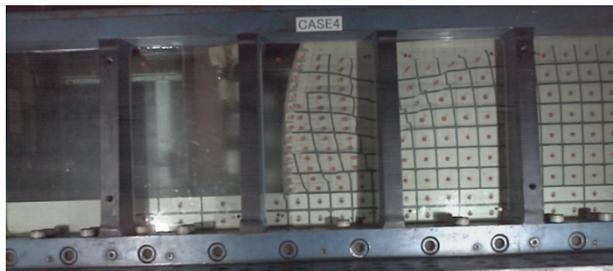


図 4-20 GW27 の変形状況

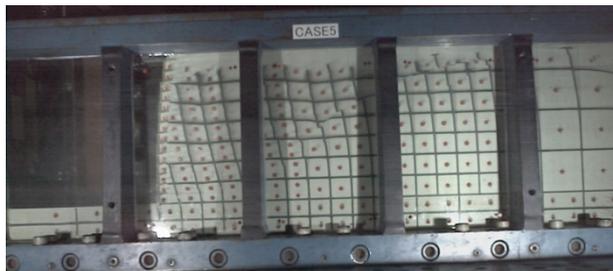


図 4-21 GW28 の変形状況



図 4-22 GW29 の変形状況

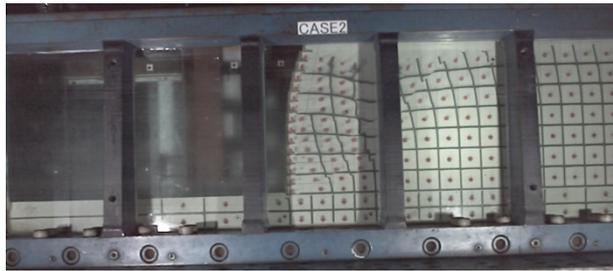


図 4-23 GW30 の変形状況



図 4-24 GW31 の変形状況

4.2. 遠心模型実験における $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係に関する検討

4.2.1. $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係の一覧

遠心模型実験での変位および加速度の計測結果に基づき、安全率が最小となるすべり面における s^*/v^* と γ_{\max} の時刻歴変化を式 3-6 および式 3-12 で求め、 $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係としてプロットした。結果を図 4-25 から図 4-37 に示す。図では加振ステップ毎に色分けを行っている。また、検討対象としたのは、GW10 を除くと安定計算上滑動モードがクリティカルとなるケースを基本とした。

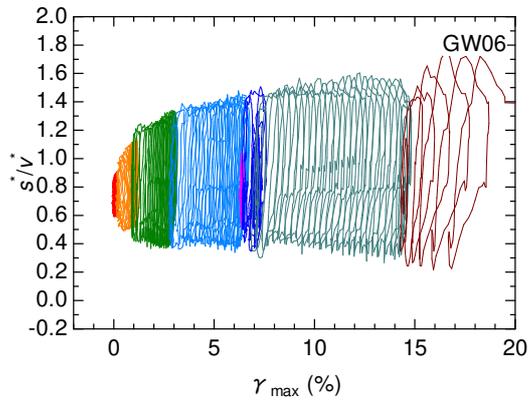


図 4-25 GW06 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

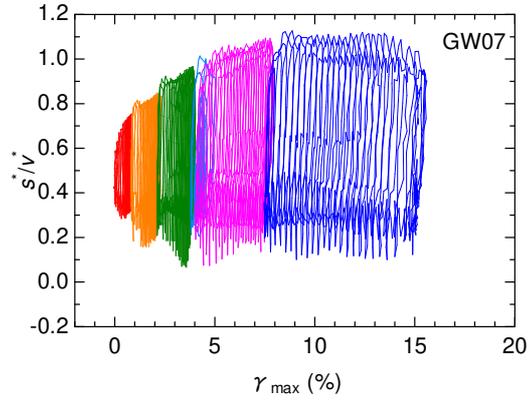


図 4-26 GW07 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

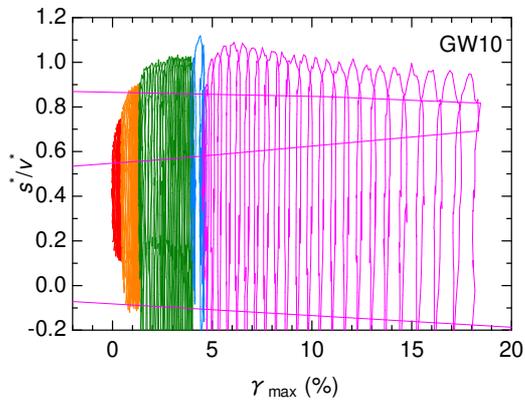


図 4-27 GW10 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

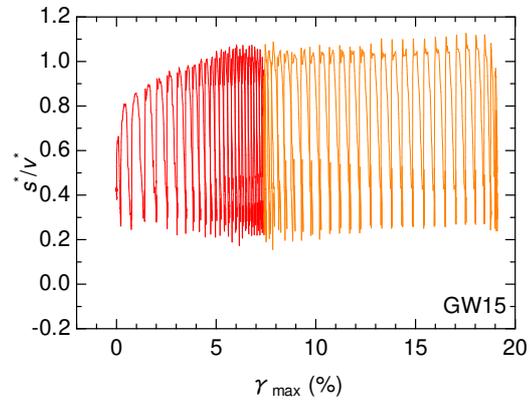


図 4-28 GW15 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

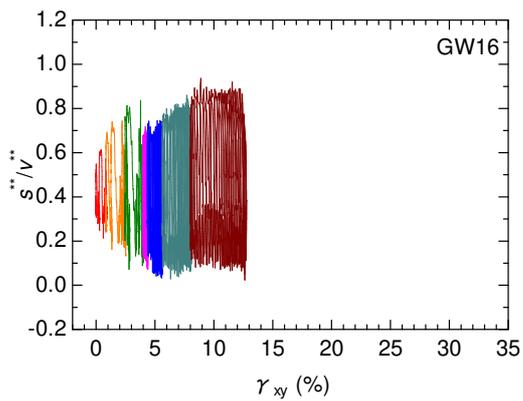


図 4-29 GW16 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

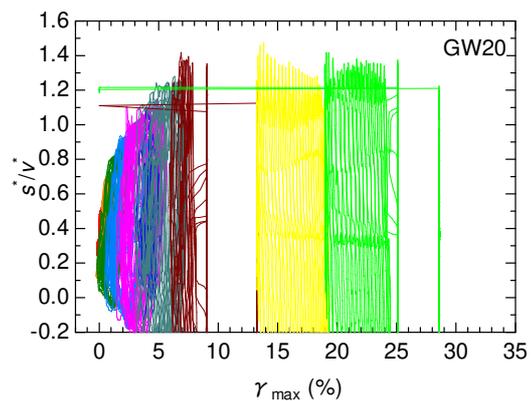


図 4-30 GW20 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

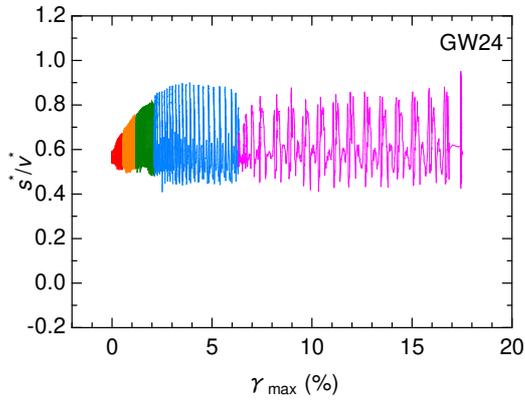


図 4-31 GW24 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

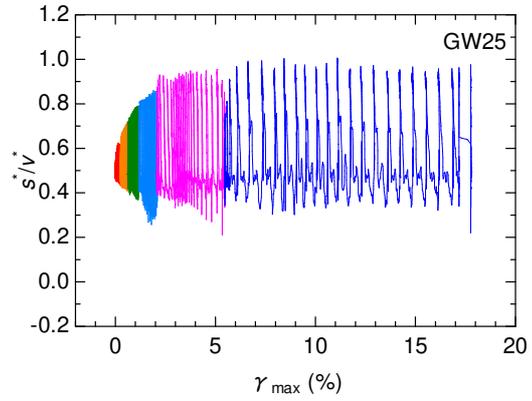


図 4-32 GW25 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

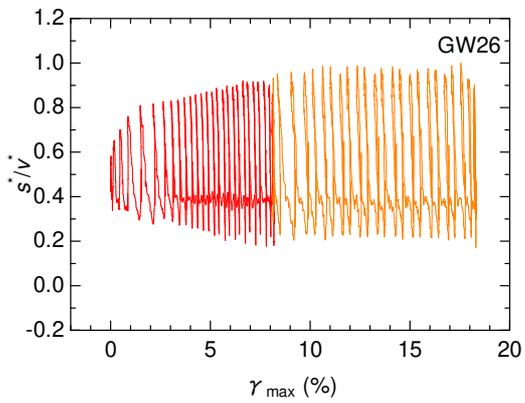


図 4-33 GW26 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

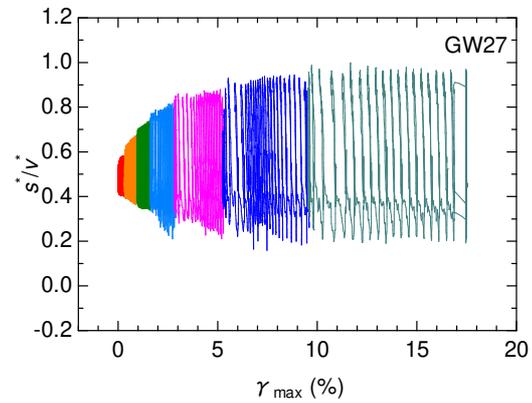


図 4-34 GW27 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

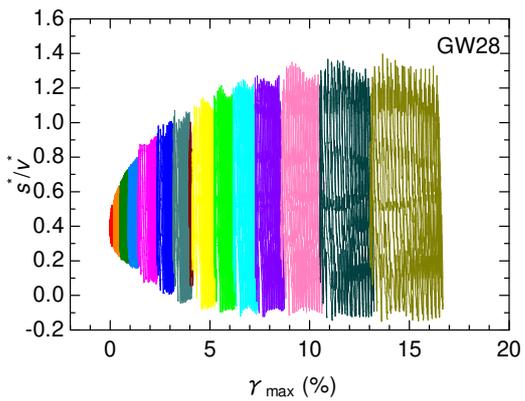


図 4-35 GW28 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

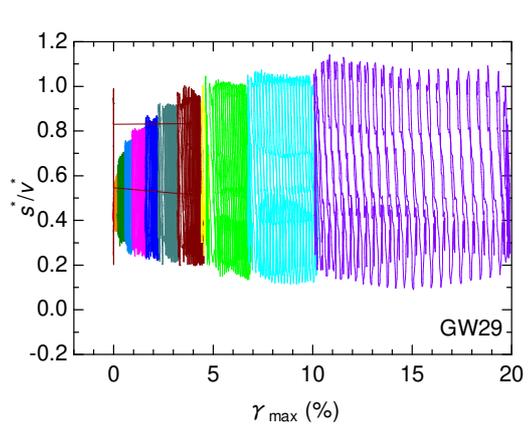


図 4-36 GW29 の s^*/v^* - γ_{\max} 関係

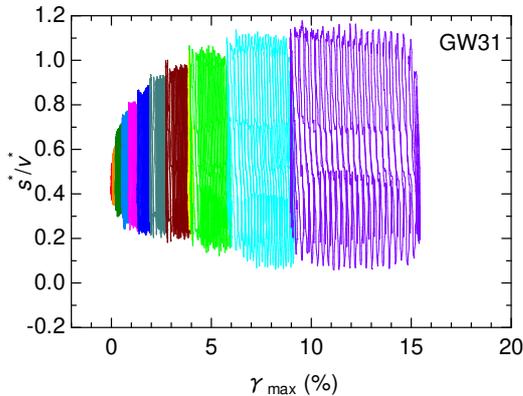


図 4-37 GW31 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係

4.2.2. $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係の比較

$s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係のケース間の比較を行うため、正弦波を用いた加振では各加振ステップでの 1 波目のピーク応力比とその時の γ_{\max} を抽出した。途中に神戸波を用いた加振を実施しているケースもあるが、ここでは正弦波の結果のみを用いて整理した。また、GW16 は初回から 3 回分の加振ステップでは、振幅を徐々に大きくした神戸波を用いており、神戸波を用いた加振ではせん断応力比の最大値とその時の γ_{\max} を抽出して用いた。図 4-38 から図 4-41 に $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係を示す。

まず、背面地盤および補強領域の地盤材料を硅砂 7 号 ($D_r=80\%$)、補強材長さを 3.1m として、補強材の条件や加振方法を変えたケースを図 4-38 に示す。いずれも、対象としたすべり面は $h_s=1.0\text{m}$ である。前述のとおり、GW16 では神戸波を用いたステップ加振を行っており、神戸波を用いた加振ではせん断応力比の最大値とその時の γ_{\max} を抽出して整理した。4 ステップ目以降は正弦波を用いている。

GW31 は壁面工がアクリル製、GW07 は壁面工がアルミ製であり、アルミ製の方が剛性は大きい。いずれも、実験時において壁面工モデルの破損は生じていない。両ケースの $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係はほぼ同じ結果を示しており、壁面工の破損が生じていない限りは本実験での壁面工の違い程度では壁面全体の変形に与える影響は小さいものと考えられる。

GW29 は、GW31 や GW07 に使用したジオテキスタイル A と比較して面積剛性（単位長さあたりの補強材の断面積と弾性係数の積）が 2 倍弱大きいジオテキスタイル B を使用したケースである。しかしながら、 $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係にはあまり明確な違いは生じておらず、この程度の剛性の違いでは補強土壁全体に及ぼす影響は小さいと考えられる。

GW15 は初回加振ステップから加速度振幅を大きくしたケースである。基礎地盤が他のケースより緩く、2 回目の加振で基礎地盤に達するすべり面が形成された。基礎地盤の変形が認められなかった 1 回目の加振と比較すると、GW31 や GW07 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係上にプロ

ットされていることがわかる。これらと同様に、初回加振で加速度振幅を大きくしたケースと、ステップ加振で徐々に振幅を大きくしたケースの比較は、背面地盤材料をガラスビーズと珪砂7号の混合材料とした場合でも実施している。すなわち、図 4-41 に示す GW26 および GW27 であるが、これらのケースにおいても、ほぼ同一の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係上にプロットされていることがわかる。GW15, GW16, GW31 (あるいは GW07) の比較、および GW26 と GW27 の比較に基づき、波形や地盤条件が同じであれば既往最大レベルのせん断応力比と最大せん断ひずみの関係はほぼ同一の関係を示すと考えられる。

また、GW16 の 1 回目から 3 回目の加振では神戸波を用い、せん断応力比のピーク値をプロットしているが、同レベルの γ_{\max} で比較すると他ケースよりも大きい値を示している。また、GW16 の 4 回目以降の加振では正弦波を用いた加振を行ったが、再び GW31 や GW07 の $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係に近づく挙動を示す。

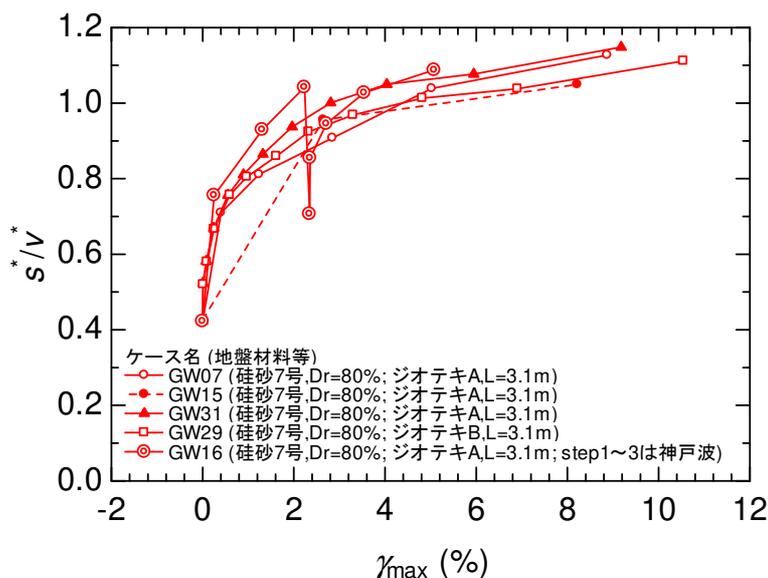


図 4-38 $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係 (背面地盤：珪砂7号， $D_r=80\%$ ；補強材長 3.1m)

次に、背面地盤および補強領域の地盤材料や加振条件が同じであり、補強材の長さが異なるケースとして、GW07, GW31 と GW20, GW25 と GW28 の関係をそれぞれ図 4-39, 図 4-40 に示す。GW20 および GW28 は h_s が 2m であり、それ以外は $h_s=1\text{m}$ である。いずれも、 γ_{\max} が 2~3%程度以下であればせん断応力比と最大せん断ひずみの関係はほぼ同じである。しかしながら、後半の加振ステップにおいては、同レベルの γ_{\max} で比較すると補強材が長いケースの方がせん断応力比は大きくなっている。GW20, GW28 とともに、模型を観察したところ補強領域内には明確なすべり面は形成されていないが、背面地盤にはすべ

り面が形成されていることがわかる. そのため, GW20, GW28 でのせん断応力比の増大は, 背面地盤でのすべり面の形成に伴う背面土圧の増加が影響していると考えられる.

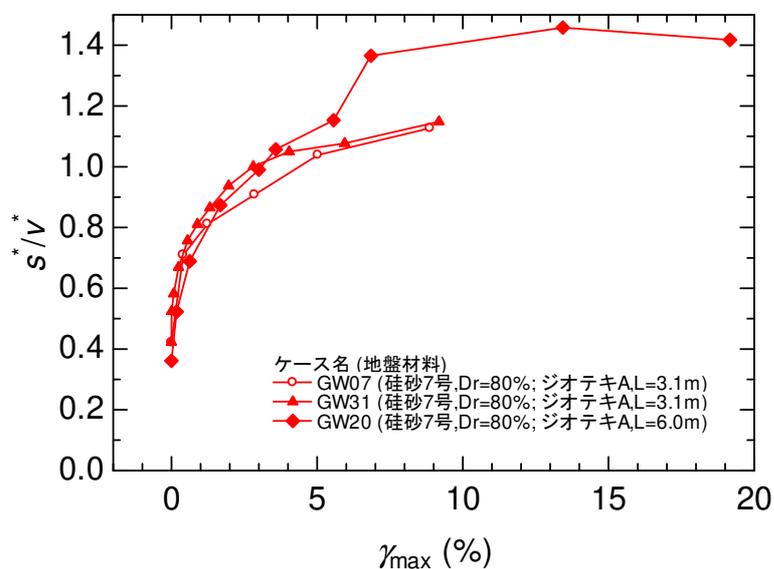


図 4-39 s^*/V^* - γ_{max} 関係 (背面地盤: 珪砂 7 号, $Dr=80\%$)

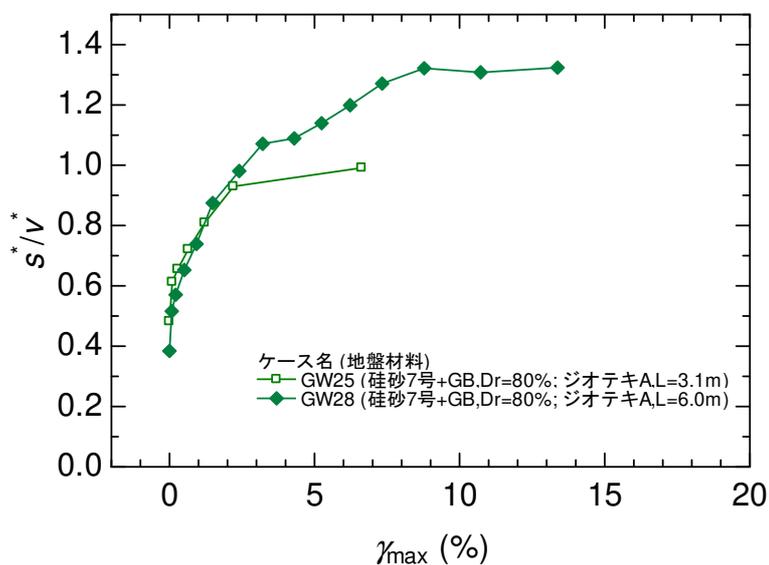


図 4-40 s^*/V^* - γ_{max} 関係 (背面地盤: 珪砂 7 号+ガラスビーズ, $Dr=80\%$)

補強材配置や加振条件は同じとし, 背面地盤および補強領域の地盤材料が異なるケースを図 4-41 に示す. また, 背面地盤および補強領域に用いた地盤材料の $\tan\phi_{mob}$ - γ_{max} 関係は

図 2-3 に示すとおりである。補強土壁のすべり面における $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係は図 2-3 に示す地盤材料の $\tan\phi_{mob}-\gamma_{\max}$ 関係とほぼ相似形を示しており、補強土壁の強度変形特性は背面地盤および補強領域の地盤材料特性に大きく依存していると考えられる。

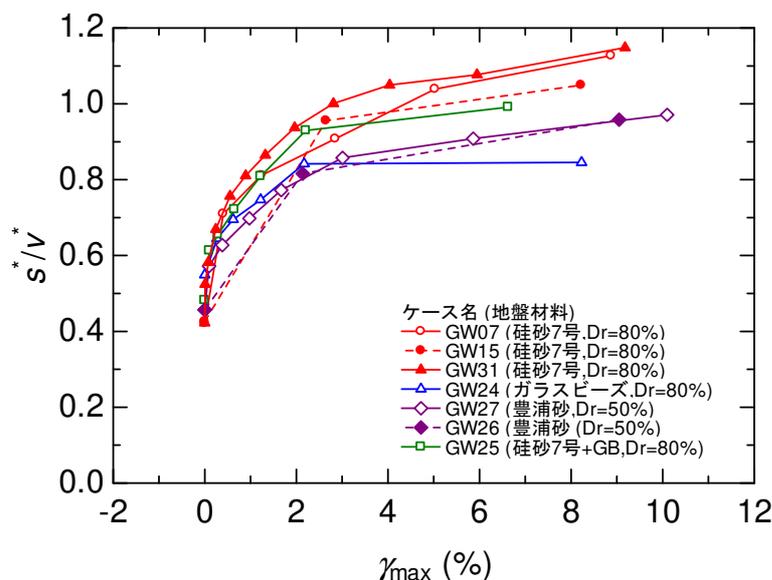


図 4-41 $s^*/v^*-\gamma_{\max}$ 関係 (補強材長 3.1m)

4.3. 遠心模型実験における $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係に関する検討

4.3.1. $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係の一覧

遠心模型実験での変位および加速度の計測結果に基づき、安全率が最小となるすべり面における s^{**}/v^{**} と γ_{\max} の時刻歴変化を式 3-8 および式 3-12 で求め、 $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係としてプロットした。図 4-42 から図 4-50 に $s^{**}/v^{**}-\gamma_{\max}$ 関係を示す。加振ステップ毎に色分けを行っている。また、検討対象としたのは、安定計算上滑動モードで変形し、安全率が最小となるすべり面と交わる補強材の張力を計測したケースのみとした。また、各図には、背面地盤および補強領域に用いた地盤材料の $\tan\phi_{mob}-\gamma_{\max}$ 関係を黒色実線で併せて示した。

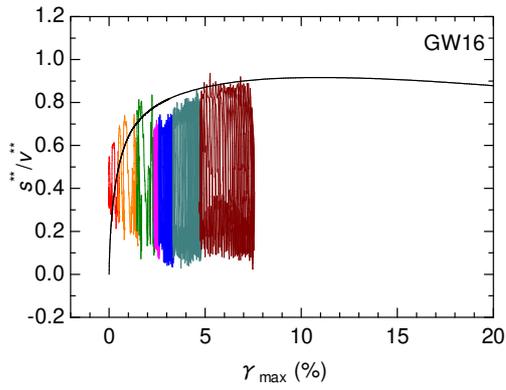


図 4-43 GW16 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

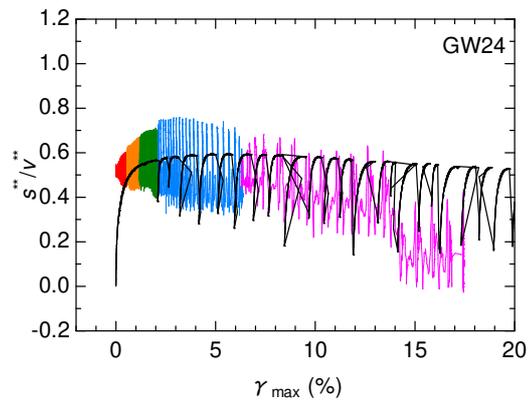


図 4-44 GW24 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

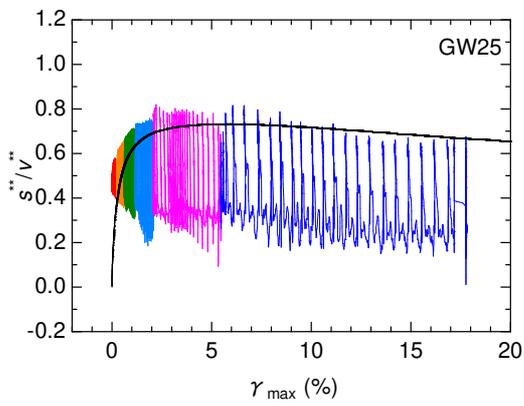


図 4-45 GW25 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

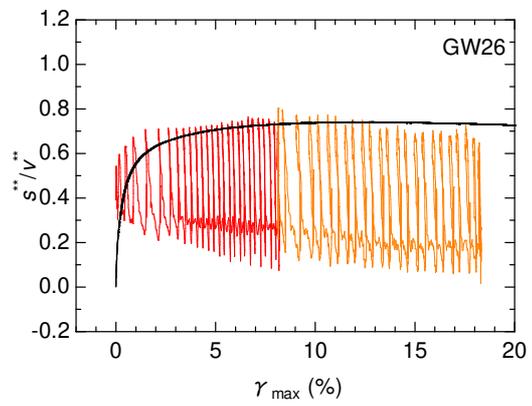


図 4-46 GW26 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

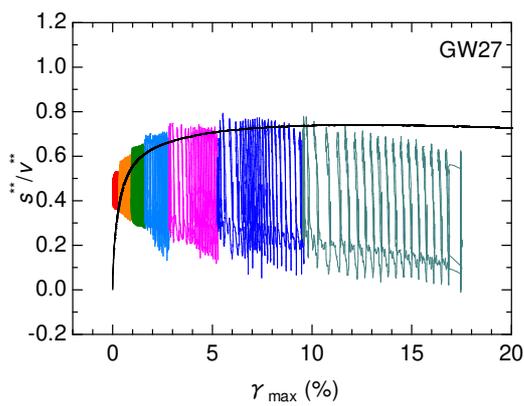


図 4-47 GW27 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

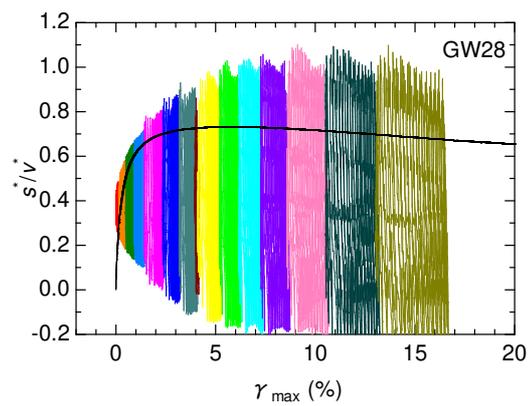


図 4-48 GW28 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

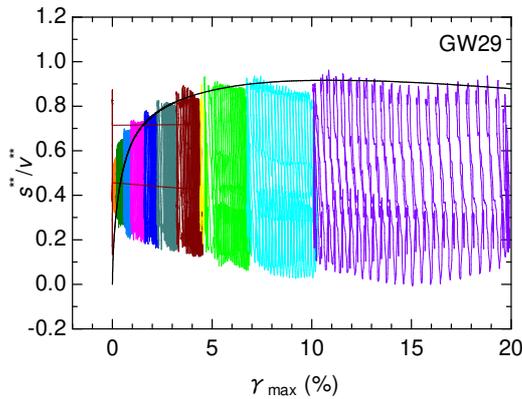


図 4-49 GW29 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

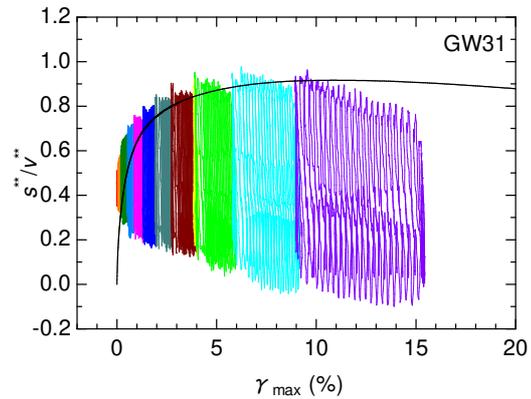


図 4-50 GW31 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係

4.3.2. s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係の比較

s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係のケース間の比較を行うため、正弦波を用いた加振では各加振ステップでの 1 波目のピーク応力比とその時の γ_{\max} を抽出して整理した。また、GW16 は初回から 3 回分の加振ステップでは、振幅を徐々に大きくした神戸波を用いており、神戸波を用いた加振では s^{**}/v^{**} の最大値とその時の γ_{\max} を抽出して用いた。GW16 以外のケースにおいては、途中で神戸波を用いた加振を実施しているケースもあるが、ここでは正弦波の結果のみを用いて整理した。以上のようにして整理した s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係を図 4-51 から図 4-53 に示す。なお、ここで整理した γ_{\max} は 4.4 で後述する初期ひずみに相当し、各図は s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係は初期骨格曲線である。また、各図には排水三軸試験結果も併せて示した。

まず、図 4-51 に示す背面地盤および補強領域の地盤材料を硅砂 7 号 ($D_r=80\%$) としたケースの比較を行う。いずれのケースも γ_{\max} が 5% 以下では補強土壁の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係（初期骨格曲線）は概ね近い形状を示し、これは排水三軸試験の結果ともほぼ同じである。同レベルのせん断ひずみで比較すると要素試験結果より補強土壁の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係の方がせん断応力比はやや大きい傾向にあるものの、正弦波、地震波の違いによらずほぼ一致した。同様に、図 4-52 には背面地盤および補強領域をガラスビーズと硅砂 7 号の混合材料を用い、補強材の長さが異なる GW25 と GW28 の結果を示している。これらのケースでは、同図に併せて示した排水三軸試験結果よりもせん断応力比が全体的に大きめである。

本研究での実験結果の整理では、補強材による補強効果としてすべり面に対する垂直応力の増大、すなわち拘束圧の増大のみを考えているが、実際には補強材の導入による強度の増大も生じていると考えられる（安福，落合，2007）。この強度増分が、せん断応力比の増大の一因として生じたものと推測される。また、4.2.2 でも述べたが、補強材長さが長い GW20 および GW28 では背面地盤のみにすべり面が形成されたが、補強領域内には安定計算で求めた位置にすべり面を確認することができなかった。これらの 2 ケースは補強領域

の幅が広く、補強領域が想定しているようなすべり面およびブロックで変形していない可能性があり、実際のすべり面と想定したすべり面の相違に関しても、せん断応力比の増大に影響している可能性がある。

図 4-38 に示した $s^*/v^*-\gamma_{max}$ 関係では正弦波と地震波の違いが表れていたものの、補強土領域内や要素試験によらず、土要素に限ってみれば応力ひずみ関係は同じであるといえる。同時に、 $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ (図 4-51) と $s^*/v^*-\gamma_{max}$ (図 4-38) の違いを決定するのは補強材に生じる張力であり、加振方法による違いは張力の生じ方であるともいえる。

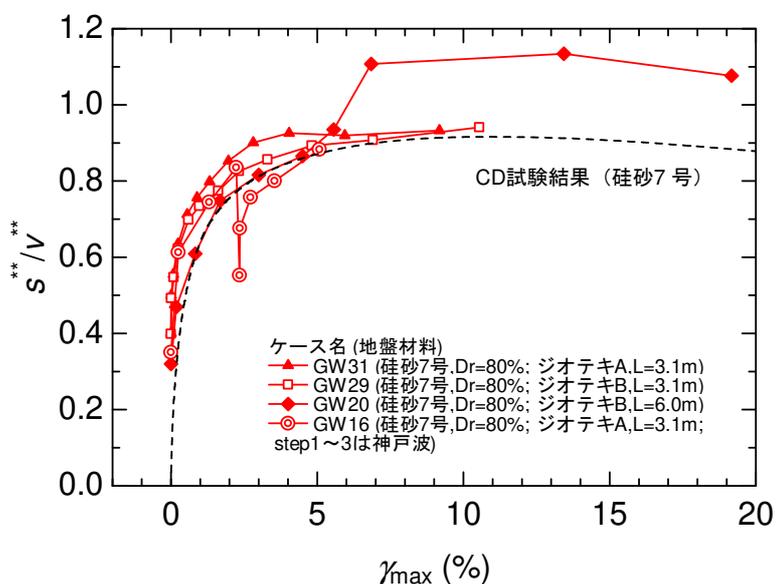


図 4-51 $s^{**}/v^{**}-\gamma_{max}$ 関係 (背面地盤：珪砂7号, $Dr=80\%$; 補強材長 3.1m)

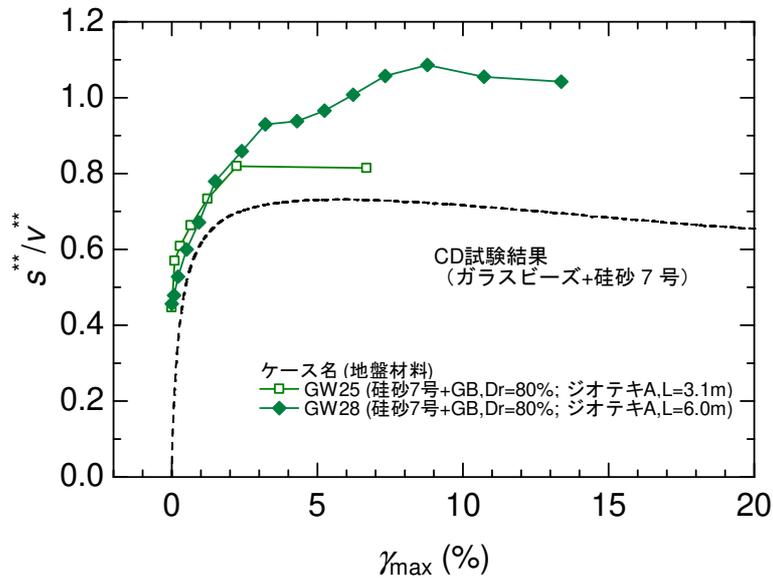


図 4-52 s^{**}/v^{**} - γ_{max} 関係 (背面地盤：珪砂 7 号+ガラスビーズ, $Dr=80\%$)

補強材配置や加振条件は同じとし、背面地盤および補強領域の地盤材料が異なるケースを図 4-53 に示す。また、背面地盤および補強領域に用いた地盤材料の $\tan\phi_{mob}$ - γ_{max} 関係は図 2-3 に示すとおりであり、図 4-53 には排水試験で得られた $\tan\phi_{peak}$ を併せて示した。

GW24 を除くと、補強土壁のすべり面付近における s^{**}/v^{**} - γ_{max} 関係は図 2-3 に示す地盤材料の $\tan\phi_{mob}$ - γ_{max} 関係と相似形を示し、補強土壁のすべり面における s^{**}/v^{**} の最大値と地盤材料の $\tan\phi_{peak}$ はほぼ一致した。

また、補強土壁のすべり面における s^{**}/v^{**} が最大値に達した時点での GW31, GW27, GW25 の最大せん断ひずみは、それぞれ約 4%, 6%, 2% であった。排水三軸試験におけるピーク強度における最大せん断ひずみは、珪砂 7 号が 10.9%, 豊浦砂が 12.9%, ガラスビーズ+珪砂 7 号が 5.9% であり (図 2-3), これらは補強土壁の方の約 2 倍である。つまり、同じせん断応力比で比較すれば、補強土壁の方が変形量は小さいことを示している。ただし、要素試験と遠心模型実験ではひずみの検討対象としている領域の寸法が異なるため、この影響も含まれていることに留意する必要がある。

以上の結果より、補強土壁の s^{**}/v^{**} - γ_{max} 関係 (初期骨格曲線) は背面地盤および補強領域の地盤材料特性に大きく依存している。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。

なお、背面地盤および補強領域の地盤材料としてガラスビーズを用いた GW24 については、補強土壁の s^{**}/v^{**} の最大値は排水三軸試験で得られた $\tan\phi_{peak}$ よりも大きい値を示している。これは想定したすべり面が実験で確認されたすべり面と異なることが一因と考えら

れる (図 4-17). また, ガラスビーズの応力ひずみ関係がスパイク状の応力低下を示す特異な挙動を示し (図 2-3), このような応力低下は加振中の補強材周辺でも生じていると考えられる. そのため, 補強材とガラスビーズとの摩擦が加振中に瞬間的に低下している可能性があり, これが計算結果と実験結果の乖離につながった可能性がある. GW24 の挙動は本研究では十分に把握できていないといえ, 以降ではこの点に留意されたい.

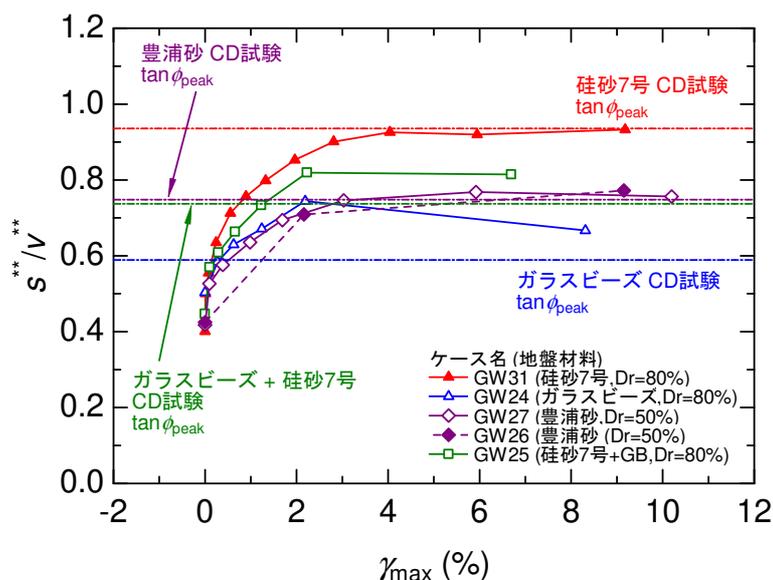


図 4-53 s^{**}/V^{**} - γ_{max} 関係 (補強材長 3.1m)

4.4. せん断応力比-累積ひずみ-繰り返し载荷回数関係の関係

4.4.1. 遠心模型実験に基づく検討

本研究では, 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, 既往最大のせん断応力比が与えられた時の最大せん断ひずみ, すなわち正弦波の場合は主要動 1 波目を与えた時に生じる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によって生じる最大せん断ひずみを累積ひずみ ($\gamma_{max,cyc}$) とし, それぞれを分けて考える.

例として図 4-54 に GW16 および GW31 で得られた s^{**}/V^{**} - γ_{max} 関係に対して, 各加振ステップでの初期ひずみと累積ひずみの関係を示す. 図 4-51 に示すとおり, 初期骨格曲線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.

一方, 正弦波によって生じる累積ひずみに着目すれば (図 4-54 の GW31), 初期ひずみが生じた後の繰り返し载荷に伴うひずみの増分は繰り返し载荷回数の増加に伴って徐々に小さくなる傾向がある. 本実験では 1 加振で振幅が同じ正弦波を 20 波入力しており, 1 波目でのひずみを初期ひずみとすると, 2 波目~20 波目の 19 回分の繰り返し载荷による最大せん断ひずみが累積ひずみとして生じていることになる. そこで, 累積ひずみ $\gamma_{max,cyc}$, 繰り返し

返し载荷回数 N , せん断応力比 s^{**}/v^{**} の関係を, 実験で得られた計測値に基づいて, 式 3-20 で定式化した. 対象とした遠心模型実験は, すべり面と交わる補強材の張力が計測できている GW31, GW24, GW25, GW27 である. 具体的な定式化の手順は以下のとおりである.

- 1) 安全率が最小のすべり面を対象とし, 最大 1 波目の s^{**}/v^{**} のピークにおける最大せん断ひずみを $\gamma_{\max,ini}$ とし, 2 波目以降のせん断応力比のピーク値における最大せん断ひずみから $\gamma_{\max,ini}$ を差し引いた値を $\gamma_{\max,cyc}$ とする.
- 2) 2 波目を繰り返し载荷 1 回目とし, 繰り返し回数 19 回目までのピーク応力時の $\gamma_{\max,cyc}$ を取得する.
- 3) 正弦波を用いた加振ステップに対して 1) および 2) の手順を実施することで累積ひずみ $\gamma_{\max,cyc}$, 繰り返し载荷回数 N , せん断応力比 s^{**}/v^{**} の関係を取得し, 最小二乗法により式 3-18 で定式化を行った.

$$SR = \frac{\log_{10} \gamma_{\max,cyc} + A + B \log_{10} N}{C + D \log_{10} N} \quad \text{式 3-18}$$

累積ひずみ $\gamma_{\max,cyc}$, 繰り返し载荷回数 N , せん断応力比 s^{**}/v^{**} の関係を示す累積損傷図を図 4-55 から図 4-58 に示す. また, 式 3-18 の定数 $A \sim D$ を表 4-1 に示す.

なお, 地震波を用いた時の累積ひずみは周波数や波数が複雑に組み合わせられていることから, 本研究では等価な正弦波として求めることとした. 手法については 5.6 で述べる.

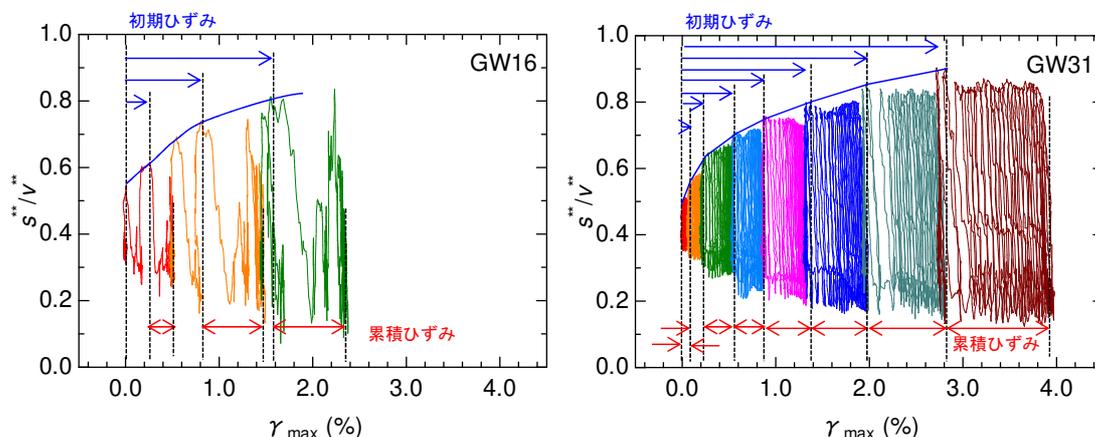


図 4-54 GW16 および GW31 の s^{**}/v^{**} - γ_{\max} 関係における初期ひずみと累積ひずみ

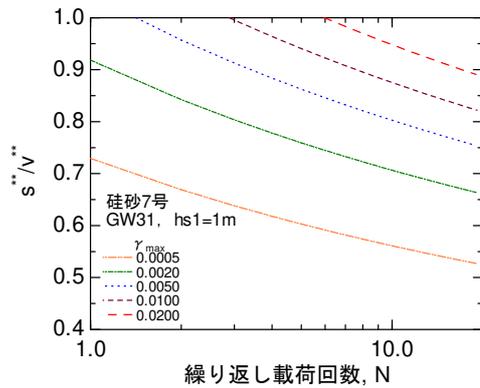


図 4-55 珪砂 7 号の累積損傷図

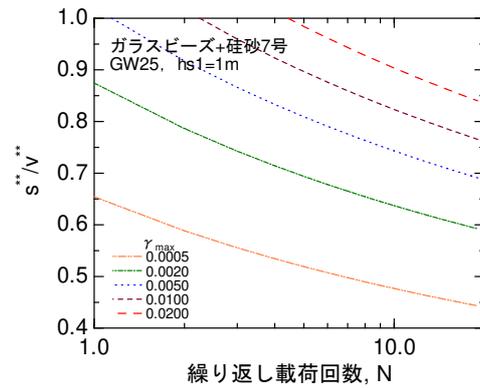


図 4-56 ガラスビーズ+珪砂 7 号の累積損傷図

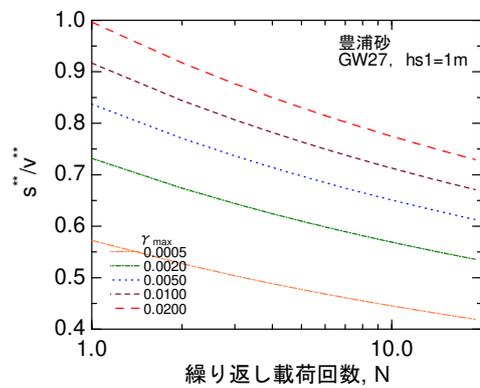


図 4-57 豊浦砂の累積損傷図

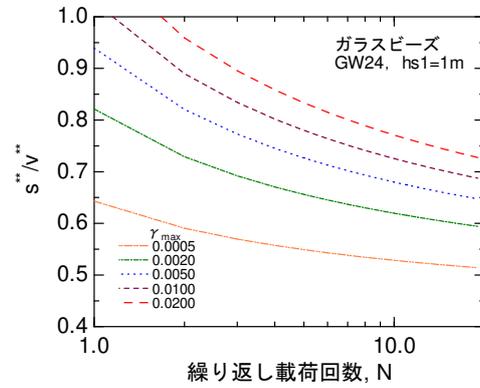


図 4-58 ガラスビーズの累積損傷図

表 4-1 遠心模型実験に基づいた累積ひずみの定式化結果

近似曲線の定数	A	B	C	D
珪砂 7 号 (GW31)	5.6246	0.0000	3.1857	0.9553
ガラスビーズ+珪砂 7 号 (GW25)	5.0902	0.0000	2.7343	1.0187
豊浦砂 (GW27)	5.4657	0.0000	3.7803	1.0819
ガラスビーズ (GW24)	5.4702	1.3212	3.3740	3.2309

4.4.2. 要素試験に基づく累積ひずみの簡易推定法

4.4.1 ではせん断応力比-累積ひずみ-繰り返し载荷回数 の関係を遠心実験結果に基づいて整理を行った。本項では、地盤材料の要素試験（単調载荷の排水三軸試験）で得られたせん断応力比-応力ひずみ関係に基づき、繰り返し载荷に伴う累積ひずみを推定する手法について検討する。

模式図を図 4-59 に示す。地盤材料の要素試験で得られたせん断応力比-せん断ひずみ関

係を式 3-16 により近似した結果を初期骨格曲線とし、低減係数 κ を用いることで、繰り返し荷回数に応じた応力ひずみ関係を模擬し、推定累積ひずみを取得するものである。低減係数 κ の評価に関する具体的な手順は以下のとおりである。

- 1) 三軸試験で得られた応力比ひずみ関係を、最小二乗法により双曲線関数（式 3-16）で定式化する。これを初期骨格曲線とし、定数 a , b , c , d を得る（表 2-4）。この双曲線の漸近線は $SR=b/d$ で表される。
- 2) 1) で得られた双曲線（式 3-16）に対して、繰り返し荷回数に関するパラメータ κ ($0 < \kappa < 1$) を用い、繰り返し荷回数に応じたせん断応力比—ひずみ関係を次式で定める。これを累積荷曲線とする。

$$SR = \frac{a + b\kappa\gamma_{\max}}{c + d\gamma_{\max}} \quad \text{式 4-1}$$

この双曲線の漸近線は $SR = \kappa b/d$ で表される。

- 4) 繰り返し荷回数に応じた累積荷曲線を定める κ は、繰り返し荷 1 回目の荷に対応する κ を κ_1 、繰り返し荷 2 回目の荷に対応する κ を κ_2 といったように添え字を付けて表す。また、ある繰り返し荷回数に応じた累積荷曲線で任意のせん断応力比を与えた時の最大せん断ひずみを $\gamma_{\max\kappa}$ とする。
- 5) 任意のせん断応力比において、初期骨格曲線および累積荷曲線での最大せん断ひずみである $\gamma_{\max,ini}$ および $\gamma_{\max\kappa}$ を求め、 $\gamma_{\max\kappa}$ と $\gamma_{\max,ini}$ の差を推定累積ひずみ γ_{escyc} とする。
- 6) 繰り返し回数と κ の関係は、遠心模型実験で得られたせん断応力比—累積ひずみ—繰り返し荷回数の関係（式 3-18, 表 4-1）を用いて得られた任意のせん断応力比と繰り返し荷回数における累積ひずみ $\gamma_{\max,cyc}$ と、推定累積ひずみ γ_{escyc} の差が小さくなるように最小二乗法により定めた。

以上の手法によって得られた κ の計算結果を図 4-60 に示す。ガラスビーズを除くと、繰り返し回数の増大に伴って κ の値が徐々に小さくなる傾向が得られた。ガラスビーズについては繰り返し回数が増大しても κ はほとんど変化していない。この一因として、ガラスビーズは地盤材料として特異な材料であり、要素試験結果を基に定めた累積荷曲線と遠心模型実験結果で得られたせん断応力比—累積ひずみ—繰り返し荷回数の差異が大きく、 κ の設定だけでは累積荷曲線を十分に再現できていない可能性がある。

図 4-60 に示す κ と繰り返し回数の関係は地盤材料やその密度等の条件に影響を受けると考えられる。しかしながら、珪砂 7 号 ($Dr=80\%$)、豊浦砂 ($Dr=50\%$)、珪砂 7 号とガラスビーズの混合材料 ($Dr=80\%$) の κ と繰り返し回数の関係は類似した形状を示していることから、これらの結果を砂質土の代表値として次式を用いて近似を行った。結果を図 4-61 に示す。

$$\kappa = \alpha_{\kappa 1} \log_{10}(N) + \alpha_{\kappa 2} \quad \text{式 4-2}$$

ここで、 N は正弦波 2 波目以降の繰り返し载荷回数である。 α_{k1} および α_{k2} は定数であり、図 4-61 の結果のとおり、それぞれ-0.0269 および 0.9945 であった。

上記の α_{k1} および α_{k2} を用いて、珪砂 7 号、豊浦砂、珪砂 7 号とガラスビーズの混合材料について、CD 試験から簡易的に推定した累積損傷図を図 4-62 から図 4-64 に示す。各図には、波数 20 波の正弦波に相当する繰り返し回数 1 回から 19 回までの結果を示した。ピーク強度に近いような大きなせん断応力比を与えた場合、推定累積ひずみ γ_{escyc} が発散するため結果が得られていないが、それ以外については、図 4-55 から図 4-57 に示す累積損傷図と比較的近い結果を得ることができた。

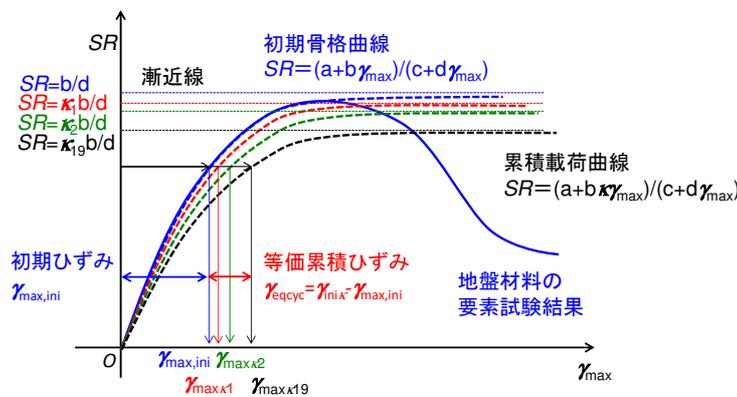


図 4-59 要素試験の応力ひずみ関係を用いた累積ひずみの考え方

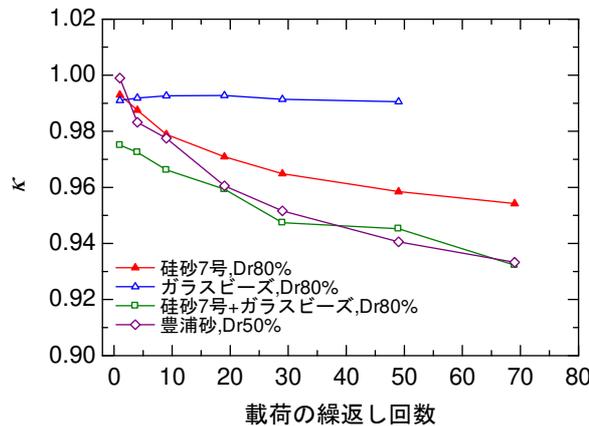


図 4-60 繰り返し回数と κ の関係

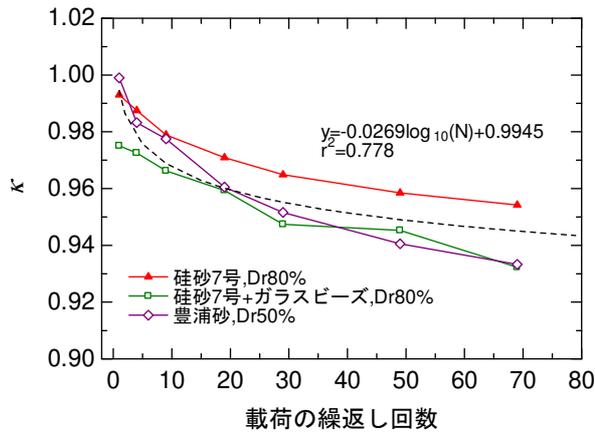


図 4-61 繰返し回数と κ の関係 (近似曲線)

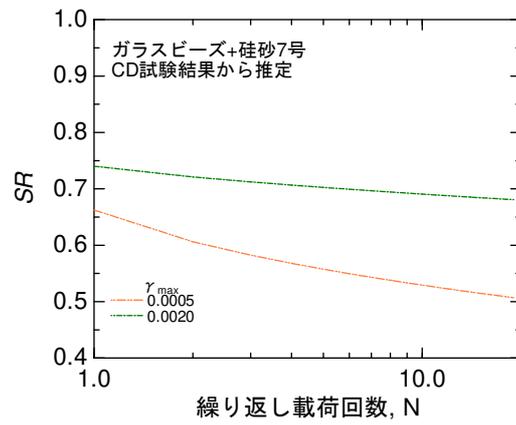
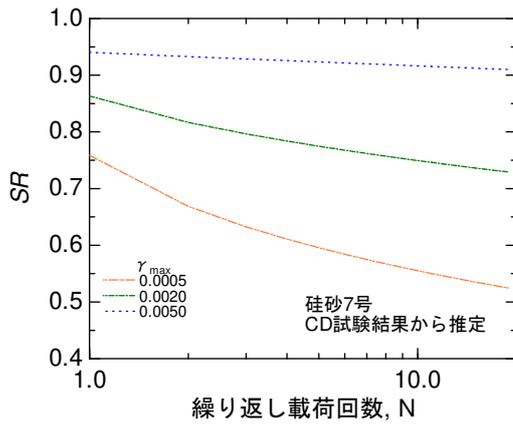


図 4-62 矽砂 7 号の累積損傷図 (簡易推定) 図 4-63 ガラスビーズ+矽砂 7 号の累積損傷図 (簡易推定)

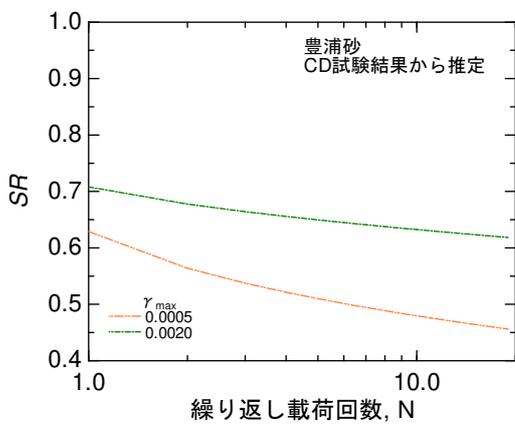


図 4-64 豊浦砂の累積損傷図 (簡易推定)

4.5. 天端沈下量の比較

本報告書では壁面水平変位と天端沈下量に着目した整理を行う。全ての加振ステップを対象として、壁面最大変位量と補強領域法肩(図 2-2, DV_1) および補強領域背面側端部(図 2-2, DV_2) の関係を整理した。図 4-65 および図 4-66 に示す。なお、いずれの結果も初回の加振ステップからの累積値である。また、壁面最大水平変位は $DH_1 \sim DH_4$ のうち各加振ステップにおける最大値とした。

補強領域の法肩(DV_1)と補強領域背面側(DV_2)の沈下量は、いずれも壁面最大水平変位と同程度かそれ以下であり、 DV_2 の方が DV_1 より大きい傾向にある。図 4-66 に示す DV_2 の値は補強領域背面に生じる主働くさび領域の沈下量に関する値を示しており、沈下量が 20cm 程度以下であれば壁面水平変位とほぼ一致するが、変形が大きくなるとやや頭打ちとなる傾向がある。また、壁面水平変位が 50cm 程度以上となると、ケース間のばらつきが大きくなる。

図 4-65 に示す DV_1 と壁面水平変位の関係は、図 4-66 に示す DV_2 と壁面水平変位の関係よりもばらつきが小さい。 DV_1 は法肩部分での沈下であることから、補強領域の鉛直方向への圧縮変形(水平方向に伸張変形)に関する値を示していると考えられる。

補強領域のはらみだしと天端の沈下状況が図 3-2 に示すような変形であり、3.6 に示す手法により補強土壁壁面のはらみ出し面積 A_t と天端の沈下面積 A_s を計算し、両者の比較を行った。はらみだし面積と天端沈下面積の結果を図 4-67 に示す。変形量が大きくなるとややばらつきが生じるが、はらみだし面積と沈下面積はほぼ一致する結果となった。ばらつきの原因は、繰り返し加振による地盤密度変化、すべり面の生じ方の違い、天端近傍の地盤材料の移動等、面積計算で考慮していない現象が生じたためと考えられる。

以上の結果より、壁面水平変位からすべり面の角度を考慮することで天端沈下量の推定が可能となる。

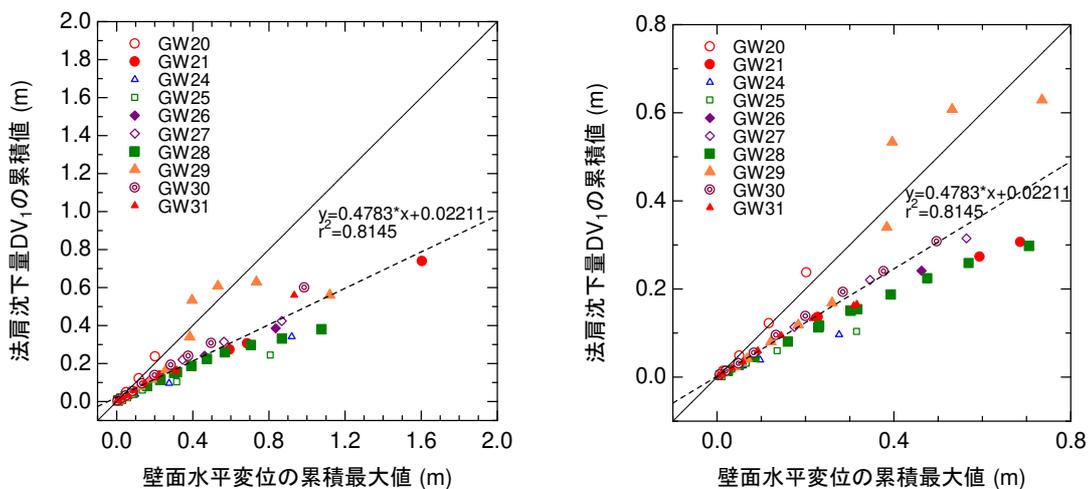


図 4-65 法肩沈下量と壁面水平変位 (右図は拡大)

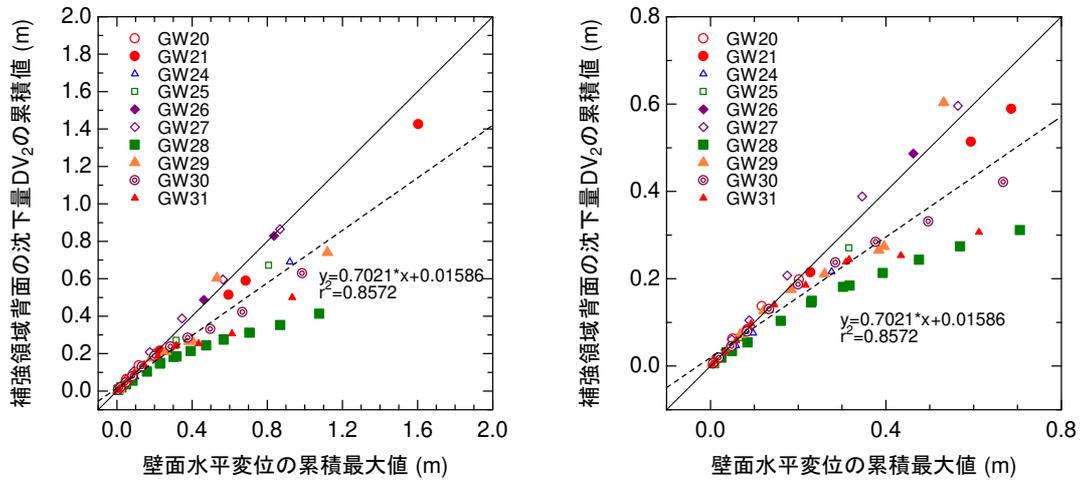


図 4-66 補強領域背面部の沈下量と平面水平変位 (右図は拡大)

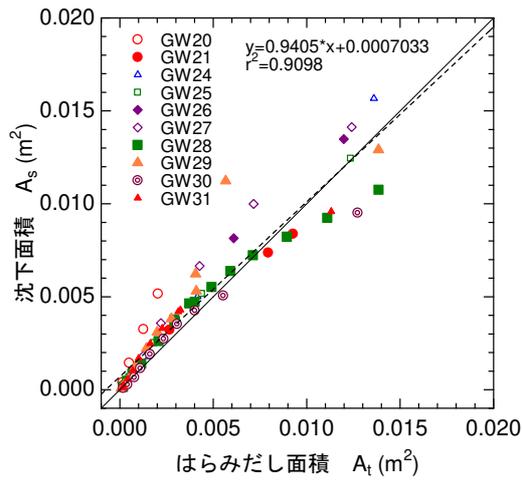


図 4-67 はらみだし面積と沈下面積

5. 補強土壁の変形量計算手法

5.1. 計算対象とする変形の程度と適用範囲

補強土壁は，地震外力によって徐々に変形が進行し，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，各部材の強度や全体の安定性が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．したがって，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，設計当初の性能を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，3.2 で述べた安定計算で得られる限界水平震度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る．したがって，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．

5.2. 変形量計算で設定した仮定

計算を行うにあたり，境界条件の簡略化を図るためにいくつかの仮定を用いた．ここでは計算上設定した仮定を整理する．

- 1) 補強材による補強効果は張力による拘束効果のみを考慮する．
- 2) 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_{her} に達した時に設計引張強さに達する．(5.4 で後述)
- 3) 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．
- 4) 補強材に生じる張力分布は一様である．
- 5) 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決定される．
- 6) 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．
- 7) 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．

5.3. 補強領域内のすべり面のモデル化とせん断応力比の計算手法

図 3-3 に実験後の模型の写真を示したが，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ほか，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を確認できる．これらは潜在的なすべり面と考えられる．本計算手法ではこのよ

うな変形形態に基づき、図 5-1 に示すような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う。計算の手順は以下のとおりである。

- 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、この時のすべり面の鉛直方向の高さを h_{s1} とする。
- 2) G.L.+ h_{s1} より上部の領域を対象とし、この領域内で k_{hcr} が最小となる潜在的なすべり面 S2 を定め、S2 の鉛直方向の高さ h_{s2} を求める。
- 3) 同様の計算を繰り返し、すべり面を定める。

補強領域内に設定した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。

$$\frac{S^*}{V^*} = \frac{(Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_h + P_{Ah}) \sin \alpha} \quad \text{式 5-1}$$

ここで、仮想背面に作用する主働土圧は常時主働土圧とした。すべり面の土要素に作用するせん断応力比 S^{**}/V^{**} は以下のとおりである。

$$\frac{S^{**}}{V^{**}} = \frac{(Mg + P_{Av}) \sin \alpha + (Mgk_h + P_{Ah}) \cos \alpha - T \cos \alpha}{(Mg + P_{Av}) \cos \alpha - (Mgk_h + P_{Ah}) \sin \alpha + T \cos \alpha} \quad \text{式 5-2}$$

なお、 T のモデル化については 5.4 で後述する。

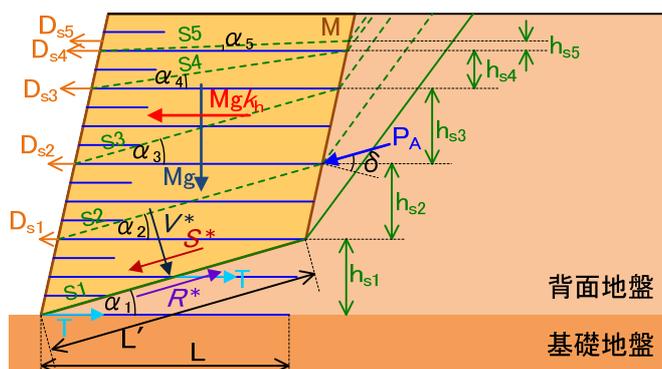


図 5-1 モデル化した補強土壁の模式図

【安定計算および変形量の計算で用いる物理量】

P_A : 仮想背面に作用する主働土圧 (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 ($= \phi_{res}$)

ψ : 仮想背面の傾斜角度

ϕ : 背面地盤材料の内部摩擦角

c : 背面地盤材料の粘着力
 i : 補強領域幅
 L : すべり面の長さ
 S_i : すべり面 ($i=1$ の時, 活動安全率が最小のすべり面)
 α : すべり面の傾斜角
 $h_{s,i}$: すべり面と仮想背面の交点の高さ
 M : すべり面より上部の補強領域全体の質量
 T : すべり面と交わる補強材に生じる張力
 T_d : すべり面と交わる補強材の引張強さ
 $h_{g,i}$: すべり面と交わる補強材の高さ
 k_h : 水平震度
 k_{hcr} : 限界水平震度
 S^* , V^* : すべり面に作用する水平・鉛直力
 S^{**} , V^{**} : すべり面の土要素に作用する水平・鉛直力
 $\gamma_{\max,ini,i}$: あるすべり面に対する最大せん断ひずみ (初期ひずみ)
 $\gamma_{\max,cyc,i}$: あるすべり面に対する繰り返し载荷による最大せん断ひずみ (累積ひずみ)
 γ_{eq} : 等価累積ひずみ
 S^{**}/V^{**}_{eq} : 等価せん断応力比
 a , b , c , d : 地盤材料の応力比-ひずみ関係の近似式における係数
 N : 繰り返し载荷回数
 A , B , C , D : 補強土壁のすべり面における応力比-繰り返し载荷回数-累積ひずみ関係の近似式における係数
 D_h : 壁面水平変位
 d_{ini} : 初期ひずみによる壁面水平変位
 d_{cyc} : 累積ひずみによる壁面水平変位

5.4. 計算に用いる補強材張力

すべり面上の土要素に作用するせん断応力比 S^{**}/V^{**} 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. 3.2 で述べた安定計算では補強材の引張強さ T_d を用いたが, 変形量を計算するには $k_h < k_{hcr}$ の条件下で補強材に生じる張力を用いる必要がある.

本計算手法では, あるすべり面と交わる補強材の張力は, 次式のとおり当該すべり面の k_{hcr} で正規化した水平震度と比例するようにモデル化した張力 T_c を行った.

$$T_c = T_d \frac{k_h}{k_{hcr}} \quad \text{式 5-3}$$

ただし, 上式が成り立つのは $k_h < k_{hcr}$ の時だけとする.

また、計算で用いるときには、式 3-9 で得られる引き抜き強さ T_{PE} と比較を行い、いずれか小さい方を用いることとする。

ここで、GW31 の実験を例に、モデル化の妥当性を検討する。GW31 に生じるすべり面を設定し、各すべり面の k_{hcr} および式 5-3 に基づく T_c の結果を図 5-2 に示す。なお、 $k_h < k_{hcr}$ の範囲では、いずれも T_{PE} より T_c の方が小さい値を示しており、変形計算では $T = T_c$ を使用する。

初期設置高さ G.L.+0m, G.L.+1m, G.L.+4m で得られた実測張力 T_m と T_c の比較を行う。図 5-3 には、各設置高さにおける T_m および T_c の関係を整理した。i については全加振ステップを対象としており、応答加速度 A_3 (図 2-2) 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。 T_m は加振が進むと徐々に増加し、 k_h あるいは $-A_3/g$ が正の時、 T_c は T_m をほぼ包絡するような値となっている。 k_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。

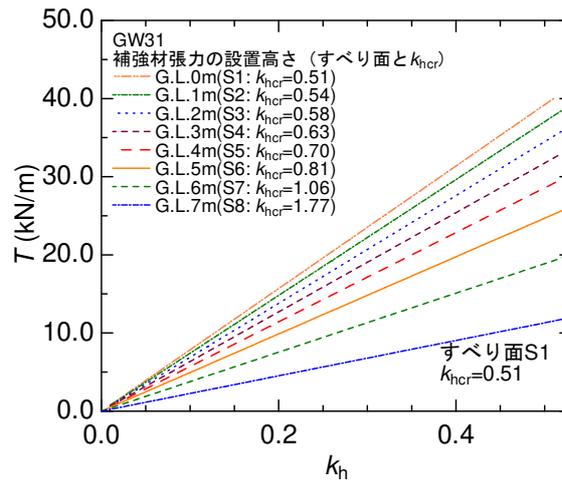


図 5-2 GW31 のモデル化張力

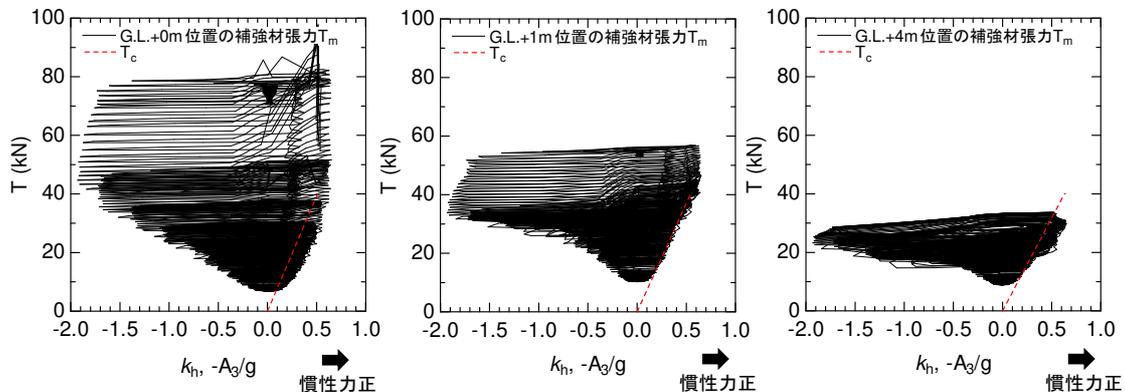


図 5-3 GW31 の実測張力とモデル化張力

5.5. 正弦波加振時のせん断ひずみの計算

5.5.1. 初期ひずみ

4.3.2 で述べたとおり，初期骨格曲線（既往最大の振幅を有する正弦波の 1 波目ピーク応力とその時の最大せん断ひずみの関係）は排水三軸試験によって得られた $\tan\phi_{mob} \cdot \gamma_{max}$ 関係と概ね一致した．そこで，式 3-17 において，補強領域内で設定した各すべり面を含む領域で計算した S^*/V^* を SR とし，対応する地盤材料の定数 $A \sim D$ （表 2-4）を用いることで，初期ひずみ $\gamma_{max,ini}$ を求めた．

$$\gamma_{max,ini,i} = \frac{a - cSR}{dSR - b} \quad \text{式 3-17}$$

5.5.2. 累積ひずみ

一方，累積ひずみ（既往最大の振幅を有する正弦波の 2 波目以降のピーク応力による最大せん断ひずみ増分，あるいは既往最大ではない振幅を有する正弦波の 1 波目以降の最大せん断ひずみ増分）については，遠心模型実験で得られた図 4-55～図 4-58 に示す累積損傷図を用いた．式 3-19 において SR を S^*/V^* とし，所要の繰り返し载荷回数 N における累積ひずみ $\gamma_{max,cyc}$ を求めた．各地盤材料の定数 $A \sim D$ は表 4-1 のとおりである．

$$\log_{10} \gamma_{max,cyc,i} = -(A + B \log_{10} N) + SR(C + D \log_{10} N) \quad \text{式 3-19}$$

5.6. 地震波加振時のせん断ひずみの評価

図 4-38 に示した $s^*/v^* \cdot \gamma_{max}$ 関係では，同じレベルの γ_{max} （図 4-38 の場合は初期ひずみに相当）で比較すれば，正弦波より地震波を用いた加振の方が s^*/v^* の値はやや大きめに生じた．一方で，図 4-51 に示す $s^{**}/v^{**} \cdot \gamma_{max}$ 関係では，正弦波と地震波の違いは小さい． s^*/v^* と s^{**}/v^{**} の差異は張力を加味しているか否かであり，地震波の方が補強領域全体に作用する力は大きいものの，その分張力が大きく生じるものと考えられる．入力波によって張力の生じ方に違いがあると，5.4 で定めた張力のモデル化を波形毎に設定する必要がある．また，図 4-54 に示すような地震波の場合に生じる累積ひずみは，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変換することで，累積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) 地震波の加振によって生じる s^*/v^* の時刻歴波形（図 5-4a）について，せん断応力比の正側のピーク値を抽出する．
- 2) 抽出した各ピークせん断応力比に対し，任意の累積ひずみに達する繰り返し回数 N を求める．計算は式 3-18 を変換することで得た式 5-4 を使い， SR に s^*/v^* のピーク値，定数 $A \sim D$ は表 4-1 に示す値を用いた．

$$\log_{10} N = \frac{\log_{10} \gamma_{\max, cyc} + A - SR \cdot C}{SR \cdot D - B} \quad \text{式 5-4}$$

- 3) 式 5-5 で示す累積損傷度 D について、 D が 1.0 の時が等価正弦波の 20 波目（繰り返し回数 19 回目）に相当するとし、 D が 1.0 となるような累積ひずみ $\gamma_{\max, cyc}$ を求め、これを等価累積ひずみ γ_{eqcyc} とする。

$$D = \sum \frac{1}{N} \quad \text{式 5-5}$$

- 4) 繰り返し回数 19 回目において累積ひずみが γ_{eqcyc} となるようなせん断応力比を式 3-18 を用いて求め、これを等価せん断応力比 S^{**}/V^{**}_{eq} とする。

$$SR = \frac{\log_{10} \gamma_{\max, cyc} + A + B \log_{10} N}{C + D \log_{10} N} \quad \text{式 3-18}$$

- 5) ピーク値が S^{**}/V^{**}_{eq} となる正弦波を等価正弦波とする（図 5-4b）。この等価正弦波について、式 3-17 および式 3-19 においてそれぞれ $SR = S^{**}/V^{**}_{eq}$ とすることで、1 波目に生じる初期ひずみ $\gamma_{\max, ini}$ 、繰り返し回数 19 回目の累積ひずみ $\gamma_{\max, cyc}$ を得た（図 5-4c）。

$$\gamma_{\max, ini, i} = \frac{a - cSR}{dSR - b} \quad \text{式 3-17}$$

$$\log_{10} \gamma_{\max, cyc, i} = -(A + B \log_{10} N) + SR(C + D \log_{10} N) \quad \text{式 3-19}$$

対象としている遠心模型実験において、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算できているのは GW16 の step1, step2, step3, GW29 の step9, GW31 の step9 である。これらの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 5-5 に示す。 S^{**}/V^{**}_{eq} と s^{**}/v^{**} の既往最大値との関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。6. で示す神戸波加振での計算では、簡易的に s^{**}/v^{**} の既往最大値の 0.85 倍とした値を S^{**}/V^{**}_{eq} として設定を行った。

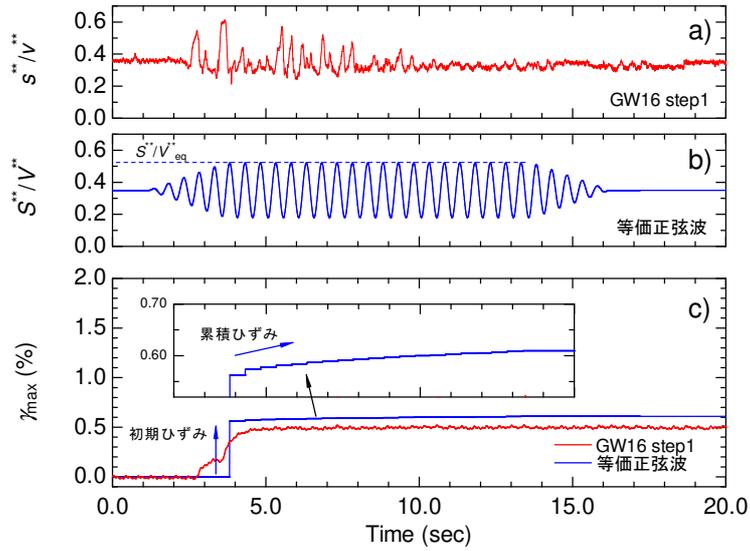


図 5-4 神戸波加振時 (GW16, step1) のせん断ひずみの計算例, a) 計測値に基づく s^{**}/v^{**} の時刻歴変化, b) 等価正弦波, c) γ_{\max} の計測結果および計算結果

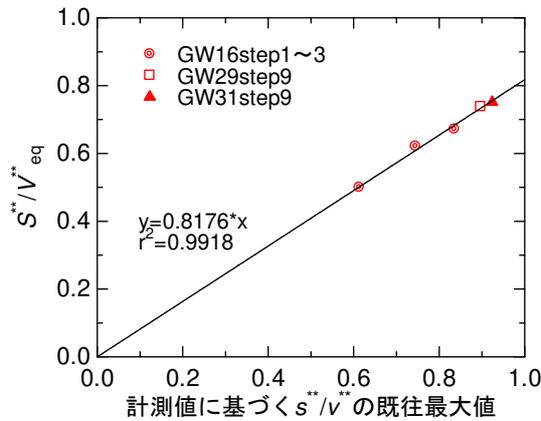


図 5-5 神戸波加振ステップにおける s^{**}/v^{**} の最大値と等価な正弦波の S^{**}/V^{**}_{eq}

5.7. 壁面水平変位の計算

図 5-1 に示す壁面の水平変位 D_{si} の計算を行う. D_{si} は, 5.5 で得られた $\gamma_{\max,ini}$ および $\gamma_{\max,cyc}$ を式 3-13 から式 3-15 に代入することで計算を行う. 以下に式 3-13 から式 3-15 を再掲する.

$$D_{hi} = \sum_{k=1}^i (d_{ini,i} + d_{cyc,i}) \quad \text{式 3-13}$$

$$d_{ini,i} = h_{s,i} \gamma_{\max,ini,i} \cos(2\alpha_i) + \frac{1}{2} L \gamma_{\max,ini,i} \sin(2\alpha_i) \quad \text{式 3-14}$$

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

式 3-15

6. 遠心模型実験を対象とした計算例

6.1. 計算対象および条件

5で述べた方法を用いて、補強土壁の変形量計算を行う。対象とするのは表 6-1 に示す 7 ケースである。これらは、補強土壁の破壊モードが滑動モードであり、入力波、背面地盤材料、補強材の長さ、補強材の種類に着目して選定した。

地盤材料の物理・強度定数、せん断応力比-せん断ひずみ関係を定める定数 $a\sim d$ 、せん断応力比-繰り返し載荷回数-累積ひずみ関係を定める定数 $A\sim D$ については、それぞれ表 2-3、表 2-4、表 4-1 に示す値を用いた。また、補強材の引張強度については表 2-5 に示す結果（ジオテキスタイル A：40kN/m、ジオテキスタイル B：40kN/m）を用いた。

表 6-1 計算対象とした実験ケース

	基礎地盤	背面地盤 補強領域	補強材		安定補助材		壁面 勾配	ジオテキス スタイル	加振 方法
			長さ (m)	本数	長さ (m)	本数			
GW31	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪砂 7 号 $\gamma:14.9\text{kN/m}^3$	3.1	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	C
GW16	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪砂 7 号 $\gamma:14.9\text{kN/m}^3$	3.1	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	E
GW20	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪砂 7 号 $\gamma:14.9\text{kN/m}^3$	6.0	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	C
GW25	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪 7 号+GB $\gamma:15.1\text{kN/m}^3$	3.1	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	B
GW27	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	豊浦砂 $\gamma:14.4\text{kN/m}^3$	3.1	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	B
GW28	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪 7 号+GB $\gamma:15.1\text{kN/m}^3$	6.0	8	1.5	8	0.22	A $T_i:40\text{kN/m}$	C
GW29	珪砂 7 号 $\gamma:15.7\text{kN/m}^3$	珪砂 7 号 $\gamma:14.9\text{kN/m}^3$	3.1	8	1.5	8	0.22	B $T_i:40\text{kN/m}$	C

6.2. 計算によって設定したすべり面

5.3 で示した計算によって求めた補強領域内のすべり面高さ h_s の一覧を表 6-2、すべり面位置を模式的に示した図を図 6-1 から図 6-4 に示す。

表 6-2 すべり面の高さの一覧

	h_{s1} (m)	h_{s2} (m)	h_{s3} (m)	h_{s4} (m)	h_{s5} (m)	h_{s6} (m)	h_{s7} (m)	h_{s8} (m)
GW16, GW29, GW31	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.2
GW25, GW27	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.1
GW20	2.0	2.0	2.0	1.0	0.2	—	—	—
GW28	2.0	2.0	1.0	1.0	1.0	0.1	—	—

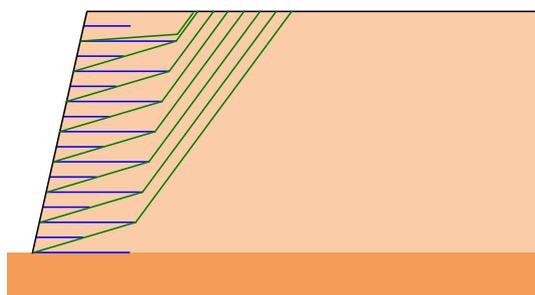


図 6-1 GW16, GW31, GW29 のすべり面位置

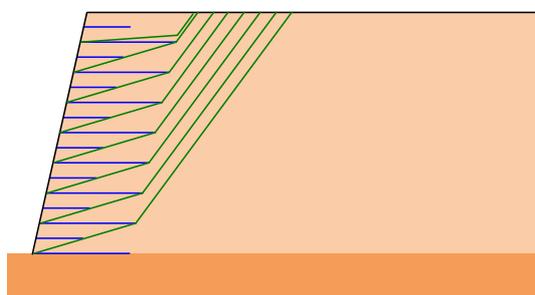


図 6-2 GW25, GW27 のすべり面位置

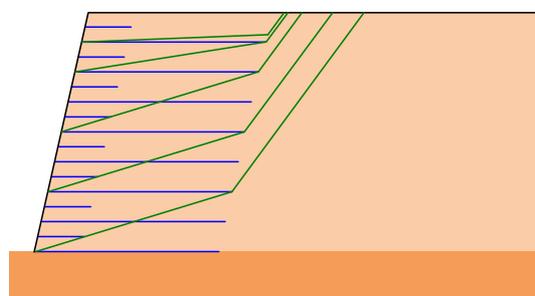


図 6-3 GW20 のすべり面位置

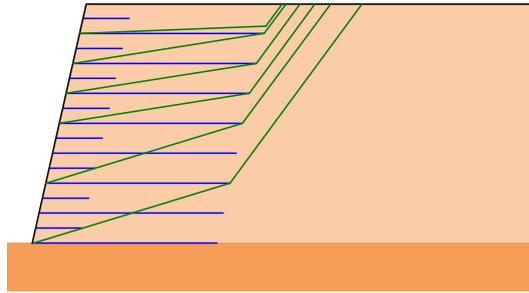


図 6-4 GW28 のすべり面位置

6.3. 壁面水平変位の計算結果

遠心模型実験では、主として GL+6m に設置した変位計 DH_3 の値が最大となった。そこで、GL+6m の壁面水平変位に対して、GW31, GW20, GW25, GW28 の実験結果と計算結果の比較を行う。

計算では式 5-1 において k_h をパラメータとし、GL+6m の壁面水平変位との関係を取得した。 k_h と計算で得られた壁面水平変位との関係を図 6-5a に示す。同図には実験結果も併せてプロットしており、 A_0 を段階的に変化させた実験結果に対して、 A_0 (20 波ピークの平均値) を重力加速度 g で正規化した A_0/g と DH_3 の計測結果を示した。また、同じ計算結果および実験結果に対して、安全率が最小となるすべり面におけるせん断応力比 S^*/V^* (計算値) あるいは s^*/v^* (実験値) と壁面水平変位との関係を図 6-5b に示す。整理に用いた s^*/v^* は既往最大レベルの値、正弦波加振の場合は 1 波目のピーク値であり、ここでの整理では神戸波による加振ステップは除外した。

GW31・25 に着目すれば、図 6-5a では k_h が 0.3~0.4 以上で計算値と実験値の乖離が大きいものの、図 6-5b では乖離が小さく、背面地盤にすべり面が生じたステップ (白抜き) を除くと計算値は実験値とほぼ一致する。実験では補強土壁上部での応答加速度は入力波と比較して振幅の減衰や位相差などが生じるが、計算では k_h を補強領域全体に一樣に作用させているため、 k_h を用いた比較 (図 6-5a) においては加振レベルが大きい加振ステップを中心に計算値と実験値の乖離が大きくなったと考えられる。一方で、GW20・28 は S^*/V^* あるいは s^*/v^* で整理した図 6-5b においてもやや乖離が大きい。両ケースは補強領域幅が長い条件であり、 A_0/g が 0.5 を超えるような加振では補強領域が計算上の想定と異なる挙動を示した可能性がある。

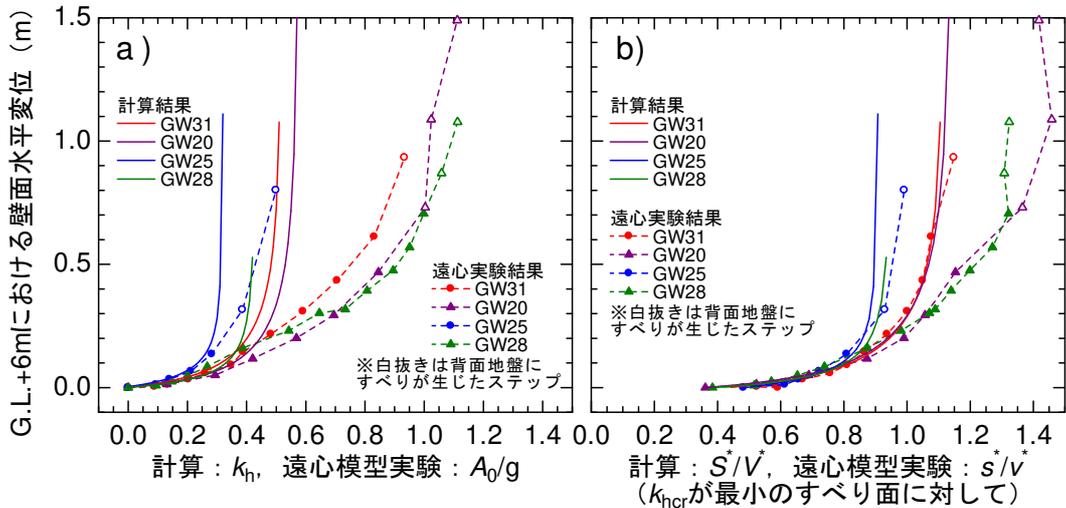


図 6-5 実験および計算で得られた地震外力と水平変位の関係

次に、 S^*/V^* が s^*/v^* の時に於いて、壁面変位鉛直分布を図 6-6 から図 6-12 に示す。計算値は壁面がはらみ出すような形状を示し、実験値と概ね近い結果となった。

GW16 については step1～step3 が神戸波を用いた加振であり、以降 step4～step6 は正弦波を用いた加振である。計測値による s^*/v^* の最大値は step3 が最も大きいので、計算では step4～step6 の正弦波加振では初期ひずみを 0 とし、累積ひずみのみを繰り返し荷回数 20 回として計算した。地震波を用いた加振であっても、計算値と実験値はよく一致している。

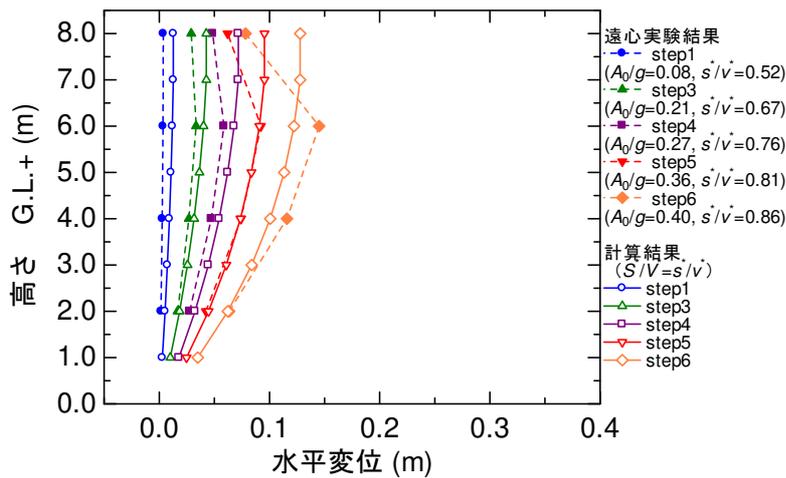


図 6-6 GW31 の壁面水平変位の鉛直分布

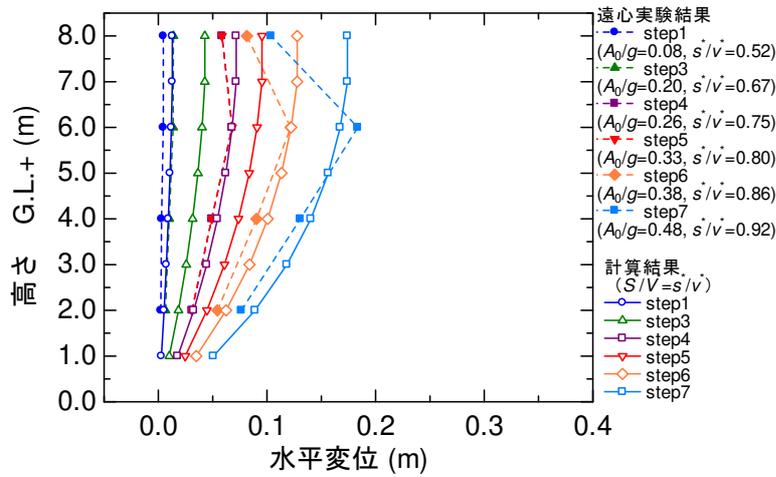


図 6-7 GW29 の壁面水平変位の鉛直分布

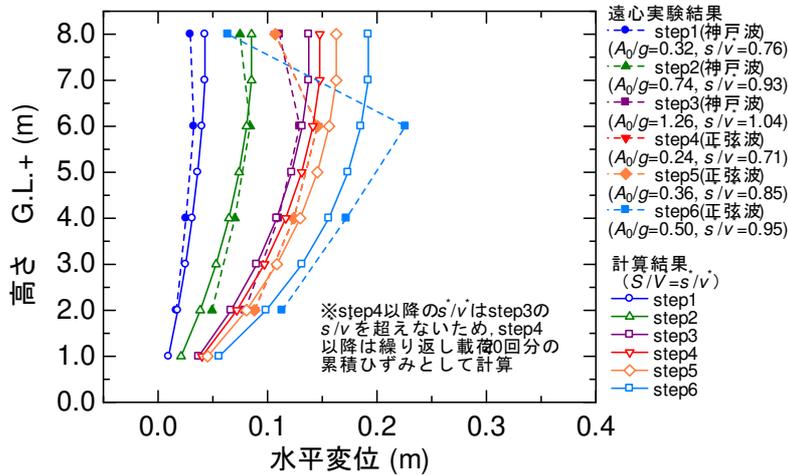


図 6-8 GW16 の壁面水平変位の鉛直分布

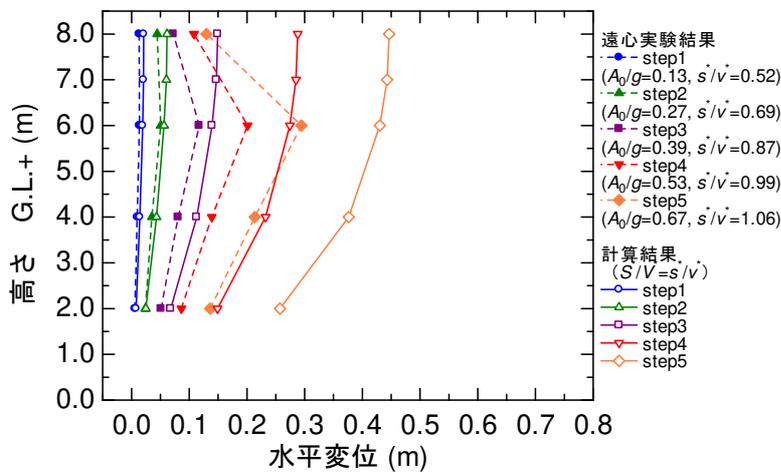


図 6-9 GW20 の壁面水平変位の鉛直分布

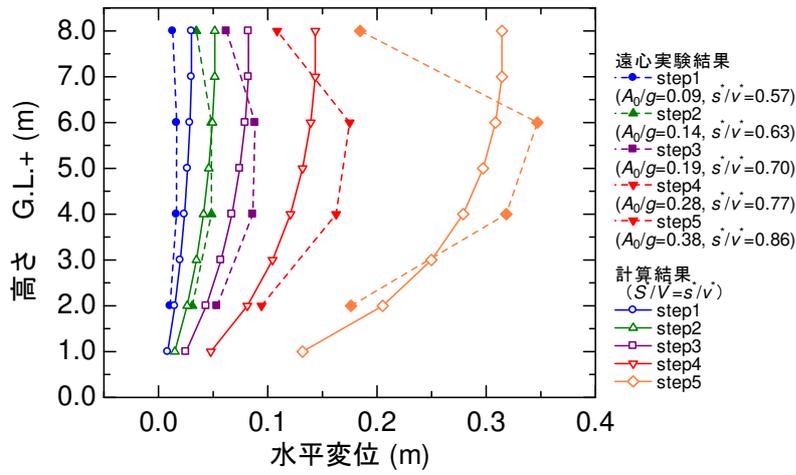


図 6-10 GW27 の壁面水平変位の鉛直分布

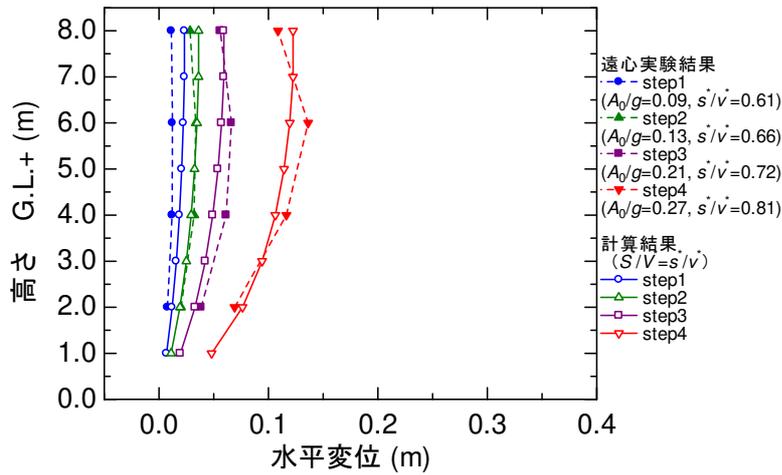


図 6-11 GW25 の壁面水平変位の鉛直分布

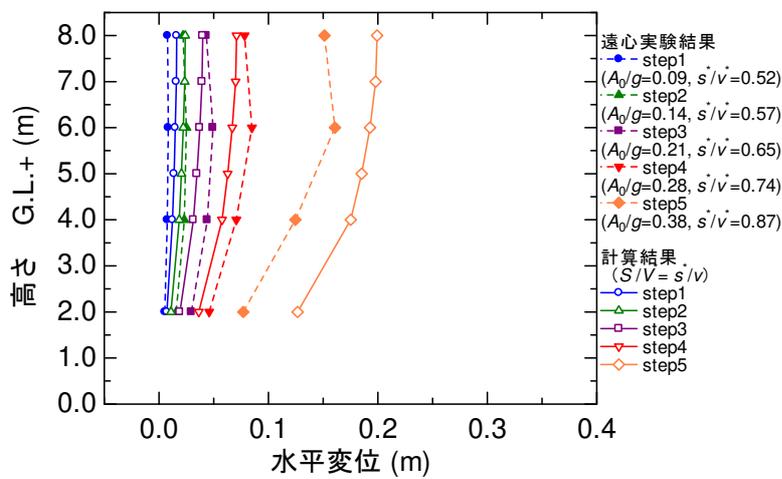


図 6-12 GW28 の壁面水平変位の鉛直分布

7. 検討のまとめ

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。

- 提案した手法では、補強領域には安全率の小さい面（すべり面および潜在的なすべり面）が複数存在しており、これらの面を含む各領域で一様な変形が生じると仮定する。
- 補強領域内の強度変形特性は地盤材料の強度変形特性と密接な関係にあり、地盤材料の応力—ひずみ関係をすべり面を含む領域の変形に適用することで、壁面の変位を計算できる。
- 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—ひずみ関係を得ることが重要である。

ただし、いくつかの課題もある。

- 本研究で対象としたのは粒径の揃った砂質砂を地盤材料として用いており、適用性を検証した範囲はいまだ限定的である。
- 地震波については神戸波しか妥当性を検討できておらず、データの蓄積が必要である。

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22年度版), 2010.
- 4) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 社団法人日本道路協会, 2012.3
- 5) 堀井克己, 舘山勝, 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, Vol.13, pp.260-269, 1998.
- 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, Vol.18, pp.367-374, 2003.
- 7) 中島進, 古関潤一, 渡辺健治, 舘山勝:補強土擁壁の地震時変位量計算手法の構築及び実被害事例への適用, ジオシンセティックス論文集, Vol.23, pp.201-208, 2008.
- 8) 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, Vol. 14, pp.195-204, 1999.
- 9) 榎本忠夫, 中島進, 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1 実験条件および遠心力載荷時の安定性), ジオシンセティックス論文集, Vol.25, pp.161-168, 2010.
- 10) 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), ジオシンセティックス論文集, Vol.25, pp.119-126, 2010.
- 11) 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), ジオシンセティックス論文集, Vol.25, pp.169-176, 2010.
- 12) 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, ジオシンセティックス論文集, Vol.22, pp.1-12, 2007.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4336 March 2016

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話 029-879-6754