

清水建設(株) 技術研究所 正会員 佐藤 正義

1. まえがき 補強土壁工法において地震時における耐震安全性は重要課題であり、実証的な研究手段として遠心力場の振動台実験は有効な方法であると考えられる。補強土壁の地震時耐震性の評価においては、地震時の補強材ひずみを把握することが重要であり、これまで遠心場の振動実験¹⁾による研究例²⁾のみみられるが、補強材ひずみを測定したものは見られない。前報告³⁾では、補強土壁の地震時挙動を把握するため補強材ひずみの測定を行い、この実験方法による結果が妥当であることを示した。本報告では、補強土壁における地震時の補強材ひずみの観点からのり面剛性の効果、補強材敷設ピッチの影響について検討する。

2. 実験概要 実験には側方剛体の土槽を用い、土槽の内寸法は長さ60cm(加振方向)、幅20cm、高さ40cmである。実験ケースの一覧を表1に示す。また、各実験ケースの代表例として、CASE-1の試験体を図1に示す。CASE-1の模型の製作は、実施工と同じ手順で、補強材の敷設、土のう設置、砂の撤出し・締固め、補強材の巻込み、を繰返す事により行った。CASE-2は、強度・剛性ともに小さいのり面とするため、土のうを用いず、紙と補強材の巻込みでのり面を保護した。CASE-3は強度・剛性ともに大きいのり面とするためソイルセメントを用い、土のうを用いず厚さ4cmのソイルセメントに補強材を挟み込んだ実験ケースである。CASE-4はCASE-1に対して補強材の敷設ピッチを2倍にした実験ケースである。CASE-1～CASE-3はのり面剛性の効果、CASE-1とCASE-4は補強材敷設ピッチの影響を比較するための実験ケースである。実験に用いた相似則を表2に示す。模型と実物の縮尺比は1:25である。補強材は高強度・高剛性のFRP系ジオテキスタイルを想定しており、格子間隔が縦・横とも20mmの補強材を模型実験用に製作した。表2に示した模型の補強材の剛性および強度は、補強材単体の引張試験の結果である。計器配置は、何れの実験ケースも図1に示したものと様である。補強材には小型ひずみゲージを貼り、地震時の補強材ひずみ分布を測定した。振動台加振方法は一方向の地震波加振で、入力地震波はエルセントロ波NS成分を時間縮尺1/25にして入力加速度を増加させながら、表1に示す加振を行った。

3. 実験結果と考察 CASE-1の入力加速度4.3g加振における、壁面近傍の加速度時刻歴を図2に示す。加振開始後0.1秒付近の主要動以後、補強土壁上部の加速度応答には増幅がみられる。この傾向はいずれの実験ケースについても同じであった。このことは、補強土壁上部は下部よりも設計震度が大きくする必要があり、上部と下部が同一の震度を用いた円弧滑り法では、補強土壁上部は慣性力による部分的な崩壊が発生する可能性があると考えられる。この対策としては、補強土壁の地震時安定性には補強材の天端での折り返しを長くすることが有効である。各実験ケースにおける、のり面上部(G-11)の補強材ひずみの時刻歴を図3に示す。同様に補強土壁内部(G-32)の補強材ひずみの時刻歴を図4に示す。全体的にのり面上部の補強材ひずみは振動成分が大きく、内部の補強材ひずみは慣性力による横ずれのため残留変位が大きい。これは、のり面付近の補強材はのり面近傍地盤の振動

表1 実験ケースの一覧

実験ケース	地盤材料	のり面	勾配	補強材 段数	遠心密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	加振パターン
CASE-1	豊浦砂	土のう	1:0.3	3	1.45	4	0.8g→2.8g→4.3g
CASE-2	豊浦砂	紙		3	1.45	4	0.7g→2.5g→4.5g
CASE-3	豊浦砂	ソイルメント		3	1.48	3	0.6g→2.5g→4.7g
CASE-4	豊浦砂	土のう		6	1.45	3	0.9g→2.1g→4.6g

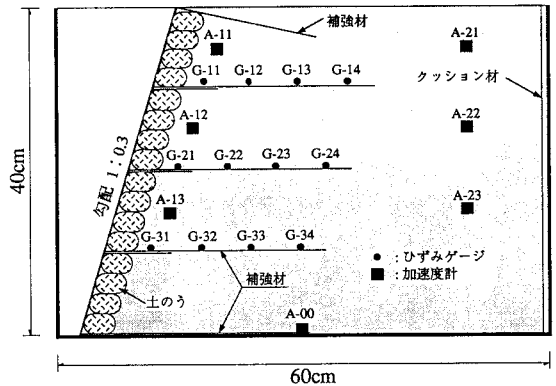


図1 試験体および計器配置

表2 実験に用いた相似則

		記号	縮尺比	単位	模 型	実 物
補強土壁高さ		H_b	$1/\lambda$	m	0.4	10.0
補強材	剛 性	E_t	$1/\lambda$	tf/m	45	1125
	強 度	σ_t	$1/\lambda$	tf/m	1.1	27.5
	破壊歪	ε_t	1	%	3.0	3.0
密 度		ρ_t	1	g/cm ³	1.65	1.65
変 位		d	$1/\lambda$	cm	0.1	2.5
時 間		t	$1/\lambda$	sec	1.5	37.5
加振加速度		α	λ	g	5.0	0.2

註)・縮尺比=模型/実物=1/25
・g = 重力加速度(980Gal)

に抵抗し、内部の補強材は補強土壁全体の慣性力による水平移動に抵抗するためである。図3におけるのり面上部の補強材ひずみにおいて、CASE-2は0.3秒以後減少がみられるがこれはのり面保護の紙が振動土圧により破れて砂がのり前面にこぼれ落ちたためである。CASE-3は他の実験ケースに比較して加振後の残留ひずみがやや大きいこれはソイルセメントが加振により前倒れ変形をし、それが残留するためであろう。のり面内部の補強材ひずみの図4において、CASE-1~CASE-3を比較すると、CASE-3はCASE-1よりも残留ひずみが小さく、のり面剛性の効果が現れている。CASE-2があまり大きくないのは、のり面破壊が生じたことによる影響であろう。また、CASE-1とCASE-4を比較すると、CASE-4のほうが残留ひずみが小さく、補強材敷設ピッチを密にした効果が現れている。

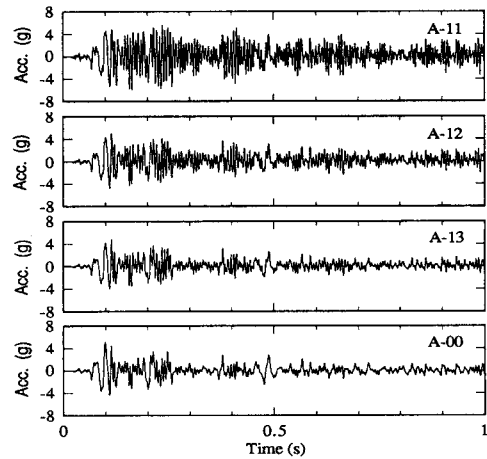


図2 補強土壁近傍の加速度時刻歴(CASE-1)

4. あとがき 補強土壁における補強材ひずみの地震時挙動を把握するという観点から、遠心実験により振動台実験を行い、のり面剛性を大きくする効果および強材敷設ピッチを密にする効果を実験事実として証明できた。今後、補強土壁の耐震安全性を確保するための研究として、実験結果の数値シミュレーション

による検討を行う予定である。

【参考文献】1) 豊沢、玉手他：ジョグリッドで補強した関東ロータリー斜面の地震時安定性，第26回土質工学研究発表会，1991
2) M. Sakaguchi, M. Muramatsu & K. Nagura : A discussion on reinforced embankment structures having high earthquake, Earth Reinforcement Practice, Balkema, 1992
3) 佐藤：遠心力場における補強土壁の振動台実験，第48回土木学会年次大会，1993

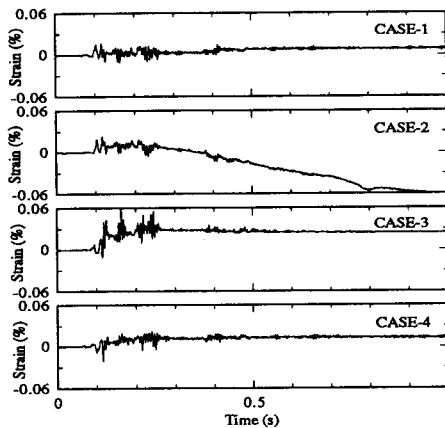


図3 補強材ひずみの時刻歴(G-11)

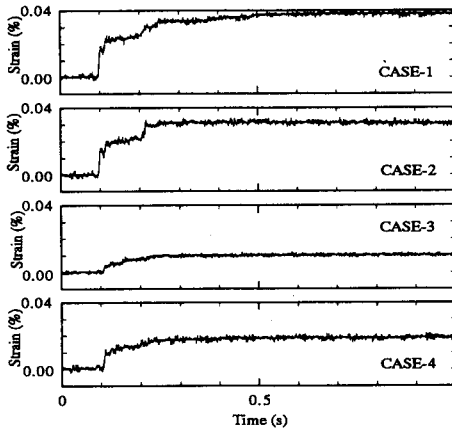


図4 補強材ひずみの時刻歴(G-32)

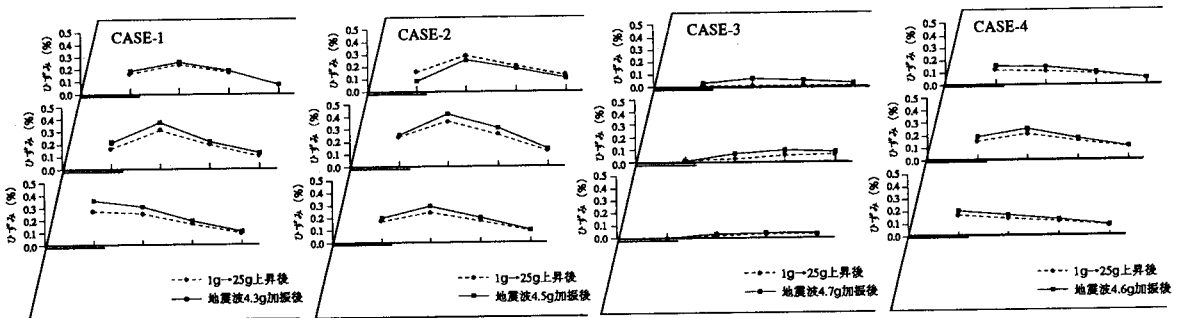


図5 補強材の残留ひずみの分布