土木研究所	正会員	○荒木裕行
土木研究所	正会員	石原雅規
土木研究所	正会員	梶取真一
土木研究所	正会員	佐々木哲也

1. はじめに

補強土壁の性能評価手法を提案する上では地震時変形 挙動の定式化が課題である.本稿では,背面地盤に強度特 性の異なる地盤材料を用いたジオテキスタイル補強土壁 に関する動的遠心模型実験を対象に,背面地盤材料の違い が地震時変形挙動と耐震性に与える影響の検討を行う.

2. 遠心模型実験の概要

対象とする遠心模型実験は、鋼製枠形式の分割型壁面工を有するジオテ キスタイル補強土壁を想定し、補強材の配置パターンを同一として背面地 盤材料を変更したものである.実験の詳細については別稿¹⁾を参照された い.遠心加速度は20Gであり、以降で示す数値は実大換算した値である.

背面地盤に使用した材料の材料特性を表-1, CD 試験(供試体寸法:直径 50mm,高さ100mm)の結果を図-1に示す.いずれも粒度はほぼ同じであり,主として内部摩擦角が異なる砂質材料である.補強材には最大引張強度が約40kN/mの高密度ポリエチレン製ジオテキスタイルを用いた.

実験ケースを表-2 に示す.加振は 2.0Hz, 20 波の正弦波を基本とし,最大 加速度を徐々に増大させるステップ加振, あるいは初回から最大加速度を500gal程 度とする一発加振とした.

実験終了後、補強領域下部において確 認されたすべり面を参考に、本稿では図 -2a に示すようにすべり面 I および II を 想定し、それぞれに対して式(1)(図-2) により滑動に関する外的安定性について 計算した.壁面が主働方向に変位する際 の滑動力として慣性力と主働土圧を考慮 し²⁾, 主働土圧については常時土圧と地震 時土圧(修正物部・岡部法)の2パター ンを考慮した.計算結果を表-2に示すが、 いずれのケースでもすべり面 II が最小と なり,常時土圧に基づいて算定された kh.er は遠心実験で得られた各実験ケースの降 伏震度と良い対応をみせた¹⁾. なお, 本稿 で示す安定計算手法および限界水平震度, kherは現行のマニュアル³⁾で示される手法

表-1 背面地盤に用いた地盤材料の材料特性

Case	$\rho_{\rm s}$ (g/cm ³)	D _r (%)	е	D ₅₀ (mm)	$U_{\rm c}$	ϕ_{peak} (°)	$\phi_{\rm res}$ (°)
東北硅砂7号	2.635	80	0.73	0.178	1.8	43.1	38.4
ガラスビーズ (GB) (FGB, #100)	2.485	80	0.60	0.178	1.6	30.5	26.2
豊浦砂	2.643	50	0.79	0.179	1.7	36.8	35.5
東北硅砂 7 号+GB (乾燥質量比 1:1)	2.560	80	0.66	0.178	1.7	36.4	32.2



表-2 実験ケースの一覧および安定計算結果

背面地盤 Case (GW26・27 は D _c =50%,	加振方法	<u>滑動 k_{her}</u> (地震時土圧)		<u>滑動 k_{her} (常時土圧)</u>			
		すべり	すべり	すべり	すべり		
	それし以外に $D_r=80\%$		面I	面II	面I	面II	
GW07	東北硅砂7号	ステップ	0.48	0.40	0.68	0.57	
GW15	東北硅砂7号	一発	0.48	0.40	0.68	0.57	
GW24	ガラスビーズ (GB)	ステップ	0.14	0.14	0.28	0.24	
GW27	豊浦砂	ステップ	0.33	0.30	0.49	0.42	
GW26	豊浦砂	一発	0.33	0.30	0.49	0.42	
GW25	東北硅砂7号+GB	ステップ	0.28	0.25	0.47	0.40	





キーワード 補強土壁,動的遠心模型実験,背面地盤材料,地震時挙動,安定計算,耐震性 連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 国立研究開発法人土木研究所 土質・振動チーム TEL: 029-879-6771 とは異なる.

3. 補強領域下部に作用するせん断応力の検討

安定計算上いずれのケースもすべり面 II の安全率が小さいという結果に 基づき、遠心実験においてすべり面 II に対するせん断応力比、 S^*/V^* を式(4) (図-2) により計算した. S^*/V^* の計算においては補強領域に作用する慣性 力と主働土圧を考慮する.慣性力は、図-2b に示すように補強領域を4ブロ ックに分割し、各ブロックで計測した加速度時刻歴と自重を基に計算した. 主働土圧は応答加速度の時刻歴を用い修正物部・岡部法により地震時土圧を 計算したが、補強領域での応答加速度が背面方向に生じ、慣性力が主働方向 に作用する時は常時土圧とした.さらに、DH1 (図-2b) で得られた水平変 位を初期設置高さ (2.0m) で除してすべり面付近の平均的な_{Ky}を得、 S^*/V^* と $_{Ky}$ の関係を求めた.GW07,GW24,GW27の計算結果を図-3に例示する. また、各加振ステップでの S^*/V^* の最大値と $_{Ky}$ の残留値に基づき、図-4の通 り各ケースの S^*/V^* - $_{Ky}$ 関係の主働方向における包絡線(骨格曲線)を得た.

遠心実験で得られた S^{*}/V^{*}-_{Xxy}関係の骨格曲線(図-4)の形状は背面地盤材料の CD 試験で得られた tan φ_{mob}- y_{max}関係(図-1)と定性的に近く,補強領域の骨格曲線の推定においては背面地盤材料の室内試験結果を参考にできると考えられる.また,背面地盤条件が同じであれば(GW07 と 15, GW26 と 27),加振パターンによらずほぼ同一の骨格曲線を示すこともわかる.

常時土圧に基づいて計算した $k_{h,er}$ (表-2) を載荷した時のせん断応力比 (S^*/V^*)_{kh,er}を式(2) (図-2) により求め,実験で得られた S^*/V^* の最大値と比較 する (図-5).安定計算に基づく(S^*/V^*)_{kh,er} は遠心実験で得られた S^*/V^* の最 大値とほぼ一致しており,補強領域内のすべり面に沿ったせん断強度に関す る指標として妥当と考えられる.

ただし, S^*/V^* の算定では補強材に生じる張力,Tを考慮していないことに

留意する必要がある. 張力の影響を考慮すると, 張力による拘束圧の増加および滑動抵抗が見込めるため, 式(3)あるいは式(5)で計算される $S^{**/V^{**}}$ あるいは $(S^{**/V^{**}})_{kh,cr}$ となる. 加振によって補強材に生じる張力は徐々に大きくなると考えられるが, 実験時に各補強材に生じた張力は十分把握できていない. 参考として, $S^{*/V^{*}}$ が最大値を示す時および $(S^{*/V^{*}})_{kh,cr}$ の時にすべり面と交わる全ての補強材の T が 40kN/m となっていると仮定し, $S^{**/V^{**}} \geq (S^{**/V^{**}})_{kh,cr}$ を求めた. 図-5 に示す通り, 張力を考慮することで $S^{**/V^{**}}$ および $(S^{**/V^{**}})_{kh,cr}$ の値は概ね同程度であるが, 張力が仮定値であるため両者の乖離はやや大きい.

4. まとめ

強度変形特性が異なる背面地 盤材料を用いて補強土壁の遠心 模型実験を実施し,耐震性への 影響について検討した.実験で 得られた補強土壁のせん断応力 比-ひずみ関係は背面地盤材料 の CD 試験結果と定性的に近く, 安定計算に基づくせん断応力比 は遠心実験で求めたせん断応力 比の最大値とほぼ一致した.



参考文献 1) 梶取ほか:背面地盤材料の材料特性が異なる補強土壁の遠心模型実験,土木学会第 70 回年次学術講演会, 2015 (投稿中),2) 中島 ほか: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, 2010. 3)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, 2014.



図-3 S^*/V^* - γ_{xy} 関係の例 (遠心実験)