

京都大学大学院 学生員 ○柴田 尚紀
 京都大学大学院 正会員 澤村 康生
 京都大学大学院 正会員 木村 亮

1. はじめに

帯鋼補強土壁とは、粘着力の無い砂中に鋼製の帯状ストリップを鉛直・水平両方向に所定の間隔にて埋設することによって、その砂の盛土体をあたかも粘着力を有した材料からできた安定性の高い盛土として挙動させようとするものである。設計においては、壁面に作用する土圧と補強材の引抜き抵抗力とのつり合いにより補強材長が決定されており、壁面の力学的役割は考慮されていない。

本研究では、上記の帯鋼補強土壁に対し、壁面の剛性と補強材長が帯鋼補強土壁(高さ 8.25 m)の安定性に与える影響を検討するために、遠心加速度 20 G において動的遠心模型実験を実施した。

2. 実験方法

本実験では、壁面の剛性と補強材長の設計に用いる地震時のストリップ引抜きに対する安全率 F_{SE} を現行の基準¹⁾の 1.2 とその 1/2 の 0.6 に変えて実験を実施した。壁面の剛性については、全体せん断剛性、全体曲げ剛性、自重抵抗に着目するために図 1 に示す 3 種類の壁面の模型(アルミ製)を用いた。剛擁壁、柔擁壁は一体型壁面であり、厚さはそれぞれ 20 mm, 0.5 mm とした。剛壁面は分割型壁面であり、厚さ 20 mm の 11 個の模型で構成した。壁面上下にテフロンシート(厚さ 2 mm)を貼付することで壁面間の摩擦を低減した。模型サイズは、実構造物の 1/20 とした。表 1 に壁面の機能、表 2 に実験ケース、表 3 に実構造物と実験模型の壁面の剛性、表 4 に補強材長を示す。

幅 620 mm, 高さ 500 mm, 奥行 150 mm の剛土槽に帯鋼補強土壁の模型を設置し、その後、豊浦砂を用いて気中落下法により相対密度 80 % の均質な乾燥砂地盤を作製した。図 2 に実験土槽の概略図を示す。第 1 加振を STEP 1 とし、入力波は周波数 2 Hz のテーパ付き正弦波 20 波を最大加速度が 1.0 m/s² ずつ増加するように、計 8 回加振した。

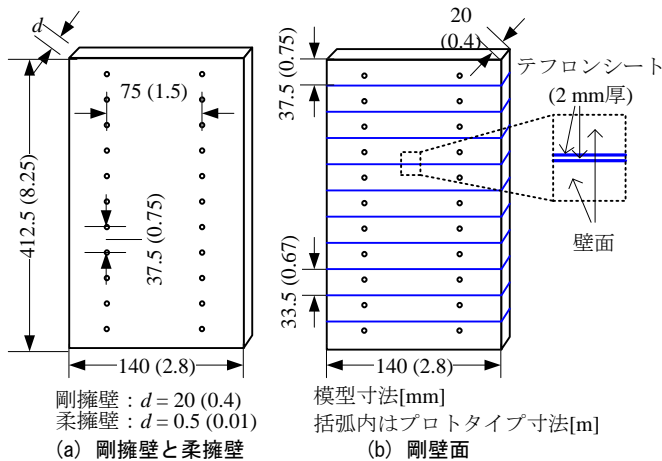


図1 壁面模型

表1 壁面の機能²⁾を基に作成

壁面のタイプ	剛擁壁	剛壁面	柔擁壁
局所的剛性	○	○	○
全体縦剛性	○	○	○
全体せん断剛性	○	×	△
全体曲げ剛性	○	×	△
自重抵抗	△	△	×

表2 実験ケース

壁面のタイプ	$F_{SE} = 1.2$	$F_{SE} = 0.6$
剛擁壁	Case-1	Case-4
剛壁面	Case-2	Case-5
柔擁壁	Case-3	Case-6

表3 実構造物と実験模型の壁面の剛性

材料定数	実構造物	剛擁壁	剛壁面	柔擁壁
ヤング率 E [N/mm ²]	2.40×10^4	7.03×10^4	7.03×10^4	7.03×10^4
構成部材一枚の高さ H [mm]	1.50×10^3	8.25×10^3	6.70×10^2	8.25×10^3
構成部材一枚の幅 b [mm]	1.50×10^3	2.80×10^3	2.80×10^3	2.80×10^3
構成部材一枚の厚さ d [mm]	1.80×10^2	4.00×10^2	4.00×10^2	1.00×10^1
断面積 A [mm ²]	2.70×10^5	1.12×10^6	1.12×10^6	2.80×10^4
断面二次モーメント I [mm ⁴]	—	1.49×10^{10}	—	2.33×10^5
軸剛性 EA [N]	6.48×10^9	7.87×10^{10}	7.87×10^{10}	1.97×10^9
曲げ剛性 EI [N*mm ²]	—	1.05×10^{15}	—	1.64×10^{10}

表4 補強材長

段	$F_{SE} = 1.2$	$F_{SE} = 0.6$
1		
2		
3		
4	350 (7.0)	250 (5.0)
5		
6		
7	325 (6.5)	225 (4.5)
8	300 (6.0)	200 (4.0)
9	275 (5.5)	175 (3.5)
10	250 (5.0)	150 (3.0)
11	225 (4.5)	125 (2.5)

段数は、上段から*i*段目とする。
 模型寸法[mm]
 括弧内はプロトタイプ寸法[m]

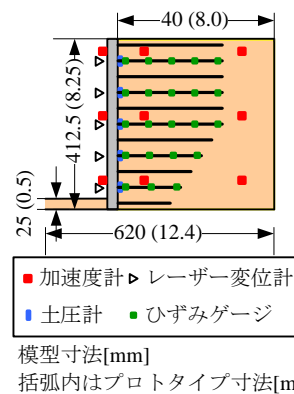


図2 実験土槽の概略図

3. 実験結果と考察

入力加速度と最大残留変位量を図3, 壁面の転倒率を図4, 壁面の滑動量を図5に示す. ここで, 転倒率とは壁面上部(高さ7.1 m)と下部(高さ1.5 m)における変位量の差 Δd を計測高の差 ΔH で除した値, 滑動量とは壁面下部(高さ1.5 m)におけるはらみ出し方向の変位量と定義した.

図3より, $F_{SE}=1.2$ および $F_{SE}=0.6$ のケースで共通して, 加振レベルが大きくなると, 剛擁壁(Case-1, 4)に比べ剛壁面(Case-2, 5)の変位量が小さくなった. これは, 中島ら³⁾が指摘するように, 剛擁壁に比べ剛壁面は, 加振中の1サイクルにおける壁面の変位の戻り量が大きいことにより, 最終的な残留値が剛擁壁に比べて小さくなるためだと考えられる. また, 各加振後の残留変位量は, 剛擁壁では補強材長によらず STEP 6までは同等であるが, $F_{SE}=0.6$ の場合, STEP 8加振後に40 mm程度大きくなった. 一方で, 剛壁面と柔擁壁(Case-3, 6)では, STEP 2より補強材長による変位量に差が生じ, $F_{SE}=0.6$ の場合, STEP 8加振後にそれぞれ50 mm, 80 mm程度大きくなった. 剛擁壁において補強材長による変位量の差が小さかった理由は, 壁面が土圧に抵抗する力が大きいためであると考えられる.

図4, 図5より, 剛擁壁(Case-1, 4)と剛壁面(Case-2, 5)は転倒モードで挙動し, 柔擁壁(Case-3, 6)は滑動モードで挙動していることがわかる. 壁面による転倒率の差は, STEP 3加振後から顕著になった. 滑動量は, 剛擁壁や剛壁面では, $F_{SE}=0.6$ の場合は $F_{SE}=1.2$ と比較して, STEP 8加振後に10 mm程度大きくなった. 一方で, 柔擁壁の場合, STEP 2を境に滑動量の差が大きくなり, STEP 8加振後には, 90 mm程度大きくなった. 柔擁壁において補強材を短くすると滑動量が急増した理由は, 壁面が自重抵抗を有しておらず, 壁面下部での摩擦抵抗力が小さいためであると考えられる. また, 変形モードが滑動モードであるため, 下部の変位量の増大にともない, 壁面全体の変位量も大きくなったと考えられる.

4. まとめと今後の課題

動的遠心模型実験(遠心加速度20 G)より, 変形モードは壁面の自重抵抗の有無によって決定づけられることを明らかにした. また, $F_{SE}=1.2$ および 0.6 で設計

した帯鋼補強土壁は, 8.0 m/s^2 程度の大きな地震動に対しても, 出来形管理における安定の許容値¹⁾を下回った. 壁面剛性と補強材長の違いによる加振後の変位量には相関があり, 剛性の高い剛擁壁では, 補強材を短くしても変位量が大きく増加することはなかった. 今後は, 本実験の再現解析を行い, 壁面, 補強材, 地盤の動的相互作用を検討していく予定である.

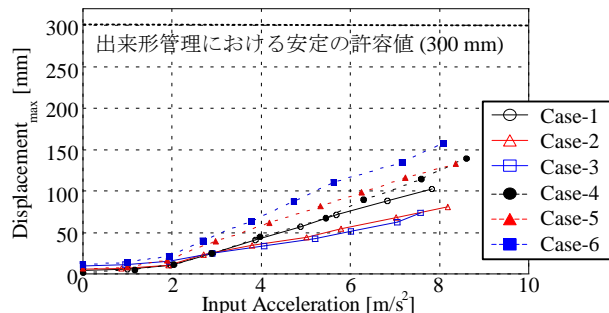


図3 入力加速度と最大残留変位量

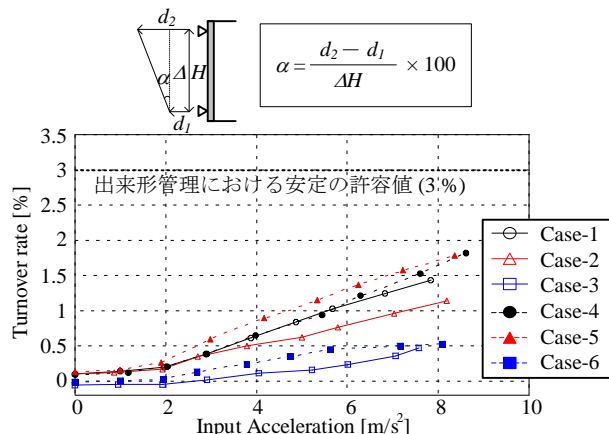


図4 入力加速度と壁面の転倒率

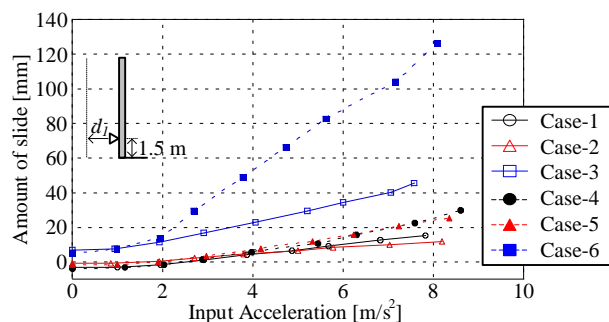


図5 入力加速度と滑動量

<参考文献>

- 1) 一般財団法人 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版, 2014.
- 2) 龍岡文夫: 新しい補強土擁壁のすべて 一盛土から地山まで一, 総合土木研究所, 2005.
- 3) 中島 進, 榎本忠夫, 佐々木哲也: 分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験(その2 地震時挙動と変形特性), ジオシンセティックス論文集, 第25巻, pp.119-126, 2010.