1. はじめに

帯鋼補強土壁とは、粘着力が無い砂中に鋼製の帯状 ストリップを水平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が高い盛土として挙動させよう とするものである ¹⁾. 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て、壁面の 剛性が帯鋼補強土壁の地震時挙動に与える影響を検討 するために、遠心加速度20G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、高さ8.25mの帯鋼補強土壁を対象とし た. 補強土壁に一定の変位が発生した条件下における 壁面剛性の影響を把握するために、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 FsE は,現行の基準1)の 1/2 である F_{sE=}0.6 として設計を行 った. 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 類の模型(アルミ製)を用いた.表1に実験ケースを示 す. 剛な壁面(Case-1)と柔な壁面(Case-3)は一体型の壁 面であり,厚さはそれぞれ 20 mm, 0.5 mm とした.分 割型壁面(Case-2)は、厚さ20mmの11個の模型で構成 した. また, それぞれの分割壁面模型の上下にテフロ 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2に壁面の機能,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.入力

京都大学大学院	学生会員	○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



表1 実験ケース			
ケース名	壁面のタイプ	_	
Case-1	一体型(剛)		
Case-2	分割型		
Case-3	一体型(柔)	全	

表2	昌	を面の機能 ^{2)を基に作成}			
ケース		Case-1	Case-2	Case-3	

17	実験ケース	Case-1	Case-2	Case-3
剛)	局所的剛性	0	0	0
Į	全体縦剛性	0	0	0
柔)	全体せん断剛性	0	×	\triangle
	全体曲げ剛性	0	×	\bigtriangleup
	自重抵抗	\triangle	\bigtriangleup	×

表3 実構造物と実験模型の壁面の剛性

壁面材料定数	実構造物	Case-1	Case-2	Case-3
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 <i>EI</i> [N*mm ²]	-	1.05×10^{15}	-	1.64×10^{10}



キーワード 带鋼補強土壁, 遠心模型実験, 壁面剛性, 主働領域 連絡先

〒615-8540 京都市西京区京都大学桂 京都大学工学研究科 TEL: 075-383-3193 FAX: 075-383-3193

波は周波数 2 Hz のテーパー付き正弦波 20 波とした. 振動台最大加速度 1.0 m/s²の第 1 加振を STEP 1 とし, 振動台最大加速度が 1.0 m/s²ずつ増加するように,計 10 回加振した.

実験結果と考察

壁面の力学的役割は設計に考慮されていないが,壁 面の剛性が,地震発生後の補強材張力の発現状態や壁 面に作用する土圧に影響を与える可能性があると考え られる.そこで,STEP 10(振動台最大加速度 13.0 m/s² 程度)加振終了後における壁面変位,補強材張力,土圧 に着目した.図3に各ケースにおける加振前後の壁面 の水平変位量,補強材張力,土圧を示す.また,同図 には設計上想定されている主働領域と,実験結果より 考えられる主働領域を併記する.ここで,主働領域は 補強材張力が最大値を示す位置より壁面側と仮定する.

各ケースに共通して,加振前に壁面に作用する土圧 は、理論上の静止土圧よりも小さい値となっている. これは、土圧に対して補強材が抵抗力を示すことで、 壁面に作用する土圧が低減されているためであると考 えられる.また,STEP 10 加振終了後の主働領域の分 布は壁面の剛性によって異なる結果となった.一体型 で剛性の大きい Case-1 と分割型の Case-2 では、設計 より主働領域が小さくなった.これは,壁面が土圧に 大きな抵抗力を示すことで,補強材張力は設計よりも 壁面に近い位置で最大値を迎えたためであると考えら れる.しかし、剛性の大きい Case-1 と、全体せん断剛 性と全体曲げ剛性を有していない Case-2 を比較する と、Case-2の方が盛土が主働状態になりやすく、壁面 中央(高さ4m)で主働領域が大きくなったと考えられ る. 一方で, 一体型で剛性の小さい Case-3 では, Case-1, 2 よりも主働領域が大きく,設計と同様の分布を示し た.これは,壁面の全体せん断剛性,全体曲げ剛性, 自重抵抗が小さいことより、壁面が補強土壁全体の安 定性に与える影響が小さく, 主に補強材張力によって 土圧に抵抗しているためであると考えられる.また, STEP 10 加振時に高さ3m までの盛土が設計上想定さ れるすべり線に沿って滑ったため、高さ1.5 mで土圧 が急増した.

4. まとめと今後の課題

壁面の剛性と地震後の主働領域には相関があること を明らかにした. 土圧に対して抵抗力を示す壁面の場 合には,主働領域は設計よりも小さくなった.一方で, 補強土壁全体の安定性に与える影響が小さい壁面の場 合には,主働領域は設計と同様の分布を示した.今後 は,本実験の再現解析を行い,壁面の剛性とその力学 的役割について検討していく予定である.

〈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-,総合土木研究所,2005.



図3 加振前後の水平変位量,補強材張力,土圧

-262-