粘着力を有する擁壁の地震時土圧に関する振動台実験

(公財)鉄道総合技術研究所 (正)〇中島進,佐名川太亮,浅野翔也,中島卓哉,渡辺健治

鉄道分野では、既設土留め構造物 1. はじめに に対する耐震診断、対策が進められている。新設の土 留め構造物の設計¹⁾では、土留め構造物背面地盤に 良質な砂礫を使用することを前提としているため、 地震時土圧の発現特性における粘着力の影響を考慮 していない。しかし、既設の土留め構造物の多くは土 工における施工管理規定が充実する以前に構築され ているため、多様な材料で背面地盤が構築されてい る。このような場合、粘着力の影響を完全に無視して 構造物の耐震診断、補強を行うことは不合理と なる場合もある。そこで、筆者らは擁壁の地震時 土圧に粘着力が及ぼす影響について検討を行っ ている²⁾³⁾。本報では、1g場で実施した振動台 実験の結果のうち、土圧分布の変化および擁壁 変位時の土圧発現特性について考察する。

実験条件の概要
実験模型の概要を図-1
に示す。実寸の約 1/10 程度を想定した模型実験
であり、擁壁模型の高さは 600mm である。擁壁
模型には壁面に 15 個、基礎底面に 5 個の二方向
ロードセルを内蔵しており、受圧板に作用する
土圧、地盤反力を計測した。表-1 に実験ケース

を示す。Case1、3 は背面地盤が一定の粘着力を有する試験ケ ースであり、Case2、4 は気乾燥状態の豊浦砂、稲城砂を用い たケースである。いずれのケースにおいても、背面地盤は所 定の密度となる様に突き固めにより作製した。なお、Case4 に ついては、Case3 と同様の締固め度 Dc=80%となる様に作製 を試みたが、作業員が模型地盤上に乗りながら作業すること が避けられないため、実際に構築した背面地盤は Dc=87%と なった。Case1、Case2 の支持地盤は背面地盤と同一の条件で あり、Case3、Case4 では基礎底面の浮き上がりを除く支持降 伏を避けるために、摩擦を確保した敷鉄板上に擁壁模型を設 置した。表-1 には、擁壁高さに対する自立高さの比 hc/H と、 擁壁中央高さにおけるせん断強度 τ を参考として示してい



図-1 実験模型の概要(単位:mm)

表-1 実験条件のまとめ

		Case1	Case2	Case3	Case4
支持地盤		背面地盤同様		敷鉄板	
背面地盤		豊浦砂	豊浦砂	稲城砂	稲城砂
		w=1.0%	w=0%	w=12%	w=0%
		Dr=60%	Dr=60%	Dc=80%	Dc=87%
単位体積重量		14.9 kN/m ³	14.8 kN/m ³	15.6 kN/m ³	13.6 kN/m ³
ピーク強 度	ϕ_{peak}	39.1 °	39.2 °	32.5 °	43 °
	C _{peak}	1.9 kPa	0 kPa	1.2 kPa	0 kPa
	hc/H	0.89	0	0.47	0
	τ	5.53	3.62	4.18	3.80
残留強度	ϕ_{peak}	34.2 °	34.1 °	32.5 °	39 °
	C _{peak}	1 kPa	0 kPa	1.2 kPa	0 kPa
	hc/H	0.42	0	0.47	0
	τ	4.04	3.01	4.18	3.30



図-2 残留変位と最大加速度の関係

る。加振は 5Hz10 波の正弦波を用いて行い、最大加速度を約 100gal の増分で増加させ、擁壁が大変位に至るまで加振を継続した。

<u>3.実験結果および考察</u> 図-2 に加振後の擁壁上部の水平変位と振動台加速度の関係を示す。粘着力を有する Case1、Case3 の方が Case2、Case4 と比較して残留変位の増大傾向が緩やかな傾向が明らかである。特に、稲城砂







を用いた Case3 と Case4 では、背面地盤にすべり面が発 生した後の変位の増大傾向も、粘着力を有する Case3 の 方が緩やかである。図-3 に Case3 の 700ga1 加振におけ る地震時土圧の合力と擁壁上部変位の時刻歴を示す。図 -3 に示した変位増加過程における壁面の直応力、せん 断力の合力、壁面摩擦角、背面地盤の間隙空気圧の増減 特性を図-4 に示す。土圧の軸力は圧縮方向を正、せん断

力は下向きが正と定義しており、壁面摩擦角は壁面直交方向に対して下向きが正である。変位増大過程において、 軸力は漸増した後に概ね一定値を示したまま変位が増大する。変位が減少する過程においては、背面地盤側に壁面 が押し込まれることにより軸力は増大傾向を示す。せん断力は、変位増大過程においては下向きに作用し、摩擦角 の値は概ね 45°から 65°程度である。表-1 に示す様に、Case3 の背面地盤の内部摩擦角は 32.5°程度であり、実 測した摩擦角よりも小さい。Case3 と同等の変位レベルとして、Case4 において壁高の 1%を超過した加速度レベル (400ga1)における擁壁上部変位と間隙空気圧、壁面摩擦角、壁面せん断力および軸力の合力を図-5 に示す。Case3 と比較して大きく異なる点は、2点であり、1点目は壁面摩擦角が表-1に示す内部摩擦角(o=43°)と同等程度 の値であること、2点目は軸力および間隙空気圧と擁壁上部変位の関係において、擁壁変位が減少する際に、軸力 および間隙空気圧の増大が見られない点である。変位増大過程として、擁壁中央高さにおけるせん断強度から、見 かけの内部摩擦角 ϕ ap(=tan-1(τ / σ v))を算定すると、 ϕ ap=36.3[°] 程度であり、実測された摩擦角はさらに大きい。 壁面摩擦角の大きさは、土圧の鉛直成分の大きさに影響し、基礎底面における鉛直力の増大による滑動抵抗力の増 加、基礎底面中央を回転中心とする抵抗モーメントの増加に寄与するため、摩擦角の違いはわずかなせん断強度の 違いに関わらず、粘着力があるケースでは、粘着力が無いケースと比較して顕著に耐震性が高かった理由の原因の 可能性がある。今後も、他の要因とともに粘着力が擁壁の耐震性に及ぼす影響について、明らかにしていきたい。 参考文献 1) 国土交通省:鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物 2) 中島ら:背面地盤の粘着力が土

留め構造物の耐震性に及ぼす影響に関する模型振動台実験,第53回地盤工学会 年次学術講演会(投稿中)