橋台の地震時土圧発現機構に関する一考察

鈴木 健一1·池本 宏文2·佐名川 太亮3· 阿部 慶太4·高崎 秀明5·西岡 英俊6

¹正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6) E-mail: suzukiken@jreast.co.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479) E-mail: ikemoto@jreast.co.jp

> ³正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
> E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

4正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)

E-mail: abe-keita@jreast.co.jp

⁵フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所 (〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479) E-mail: h-takasaki@jreast.co.jp

⁶正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail: nishioka.hidetoshi.58@rtri.or.jp

本研究では、橋台における地震時土圧の発現機構を確認するため、実物高さ 8m の重力式橋台を想定し た縮尺 1/8(高さ 1m)の模型を用いて、地震波(L1,L2 地震動)、および正弦波 3Hz のステップ加振に よる振動台実験を行った.加振中は高速度カメラにより橋台、背面地盤の挙動を撮影し、背面地盤に設置 した標点の変位を画像解析により求めた.実験結果から、地震時土圧の発現は、背面地盤の応答加速度だ けではなく、橋台と背面地盤の間における微小な相対変位が影響していることを確認した.また、地震時 土圧、背面地盤の応答加速度、および橋台と背面地盤の相対変位の相関関係は、橋台の高さ位置において 異なり、それは橋台と背面地盤の相互の挙動が影響していることが分かった.

Key Words: abutment, backfill of abutment, seismic earth pressure, relative displacement, shaking table test

1. はじめに

橋台は、橋梁・高架橋区間と盛土区間との境界に位置 し、過去に発生した地震では、橋台の滑動・傾斜、およ び橋台躯体の損傷により、背面地盤が沈下する被害が報 告されている^{例えば 1,2,3}.鉄道において背面地盤の沈下は、 列車の走行安全性に影響を及ぼすため、既存の橋台の耐 震性能を適切に評価し、必要により補強などの対策を行 うことが重要である.

鉄道や道路における橋台の耐震設計^{4,5}では,橋台への作用力として,桁,およびく体の慣性力のほかに,背面地盤からの地震時土圧を考慮する.地震時土圧の算定

においては、背面地盤のひずみ局所化、およびひずみ軟 化を考慮し、すべり土塊の静的釣り合いから導かれた修 正物部岡部式^のにより行われている.

一方で、地震時土圧に関しては、物部岡部法式が提案 されて以降、多く研究者により取組まれている. 地震時 土圧に関する実験的研究として、西岡ら^つは、縮尺 1/10 ~1/20 程度の桁重量の異なる模型(高さ約 0.5~0.6m) を用いて、正弦波による振動台実験を実施した. その結 果、土圧に比して慣性力が大きい場合(重量桁の場合) には、土圧と慣性力に位相差が生じ、主働側への作用時 の地震時土圧は、理論式である物部岡部式、修正物部岡 部式よりも若干低い値となることを確認している. この

土圧と慣性力の位相差については、池本ら⁸の縮尺 1/15 の重力式橋台模型(高さ約 0.5m)を用いた正弦波の振 動台実験においても確認されている.

渡辺らは、縮尺 1/10 の擁壁模型(高さ:約 0.5m)を用 いた傾斜実験、および正弦波、神戸波の振動台実験を実 施し、重力式擁壁のように安定性が低いものは理論値よ りも小さな土圧が作用すること⁹、および地震時に擁壁 の基礎、あるいは壁体が降伏に至った場合、それ以上の 加速度が作用しても地震時土圧は上昇しないこと ¹⁰を確 認している. さらに、これらのことは、地震時土圧が擁 壁と地盤の動的相互作用の影響を大きく受けることを示 している.

風間ら¹¹⁾はケーソン模型(模型高さ 0.745m)を用い て正弦波(20~100gal),不規則波(十勝沖地震,八戸 地震波)の振動台実験を実施している. その結果, 地震 時土圧の大きさは物部岡部式と一致せず、地震時土圧は ケーソンと地盤の動的相互作用により発生する点が確認 されている、また、地盤の変位を α / α^2 (α : 地盤の応答 加速度、ω:入力角振動数)により求め、ケーソンと地 盤の相対変位が地震時土圧と対応関係にある点を示して いる.しかしながら、加速度の増加に伴う地盤の非線形 の影響により、応答加速度と入力角振動数の関係では、 明確に対応しないケースもあることが報告されている.

また,渡辺ら¹²⁾は,下端ヒンジで前面を空気バネによ り支えられた擁壁模型(高さ 0.55m)を用いて,正弦波 (0.1~0.6G, 2~30Hz)の振動台実験を実施し、背面地 盤の変位を加速度計の出力を2回積分することで擁壁と 地盤の相対変位の関係を整理している. その結果, 高周 波の加振では、地盤が擁壁に衝突するときに地震時土圧 が上昇する傾向が得られ、擁壁と地盤の相対変位と地震 時土圧との間に良好な相関が得られたが、低周波の加振 では、その関係は見られなかったと報告している.

既往の研究から、地震時土圧の評価には、橋台と背面 地盤の動的相互作用の把握が重要であるが、小型模型を 用いた重力場の振動台実験では、橋台や背面地盤の固有 振動数と入力加速度の振動特性の関係が実構造物とは異



そこで、本研究では、橋台に作用する地震時土圧の発 現機構を確認することを目的に、比較的にスケール大き い,高さ1mの重力式橋台模型を用いて地震波(L1,L2 地震動),および正弦波 3Hz のステップ加振による振 動台実験を実施した.また、加振中に背面地盤内に設置 した標点の挙動を高速度カメラで撮影し、標点の変位を 画像解析により求め、橋台と背面地盤の相対変位、地震 時土圧、および背面地盤の応答加速度の関係性について 検討を行った.

2. 実験概要

(1) 模型概要

実験に用いた橋台模型は首都圏にある高さ 8m 程度の 重力式橋台を想定し、縮尺は 1/8 となるように寸法を設 定した.相似則は香川により提案されている重力場にお ける相似則 10を用いた. 図-1 に模型概要および計測器配 置を示す.模型地盤は気乾状態の東北硅砂6号を使用し、 支持地盤は D=80%, 背面地盤は D=60% となるように 100mm の層厚管理により作製した.表-1 に模型地盤の 物性値を示す.実験には剛土槽(内幅 4,000mm×内奥行 2,000mm×3,100mm)を用いた. 土槽の側面は強化ガラ ス構造としており、背面地盤の崩壊形状を観察するため、 ガラス面に沿って色砂、および標点(d15mmのアルミ ニウム製のリベットを黒色で着色)を設置した. ガラス 面の摩擦低減のために、ガラス面にはフッ素スプレーを 塗布した.また,標点はグリスを塗布してガラス面に設 置した.背面地盤の表面にはスチールグリッドを用いて 1.2kN/m² (実物 10kN/m²) の上載荷重を模擬した.

橋台模型は、アルミニウム板と鋼板を使用して、単位 体積重量がコンクリート相当(計測機器を含む全重量:



模型概要・計測器配置(単位:mm)

模型地盤の物性値 表-1 内部摩擦角 相対密度 肖位休穑香量 土層 材料 $(c=0kN/m^2)$ $D_{\rm r}(\%)$ γ (kN/m³) ¢peak(° ¢tes(° 支持地盤 80 15.9 42.1 38.6 東北硅砂6号 背面地盤 60 15.3 40.3 37.8 オールブリッド 上載荷重 31.4

表-2 模型諸元									
桁種別	実物	橋台・桁 重量比	躯体・桁の重心高さ ^{**} (盛土高さに対する比)	重錘の質量					
重量桁	RC桁20m	1.4	470mm (0.47)	626kg(313kg×2枚)					
軽量桁	鋼桁 25m	4.6	660mm (0.66)	0kg					

※フーチング下面からの高さ

1488kg)になるように模型を作製した.また,橋台模型 が地盤材料と接する面には、コンクリートと地盤との摩 擦を模擬して紙やすり(#80)を貼り付けた.

橋桁に関しては、実物の桁慣性力相当の重量を橋台模型の天端に重錘を設置することで模擬した.表-2 は模型諸元を示したものであり、橋長 20m 相当の RC 桁を模擬した重量桁と橋長 25m 相当の鋼桁を模擬した軽量桁の模型を設定した.なお、重量桁の模型に対して、背面地盤がある状態で衝撃振動試験を実施した結果、固有振動数は約 28.8Hz であった.

計測機器は、加速度計、変位計、2 方向ロードセル、 および土圧計を配置した. なお、本論文では図-2 に示 す計測機器、標点の値を用いて整理を行う. また、計測 値の正負符号の定義を図-3 に示す.

(2) 加振条件

加振は鉄道総合技術研究所が所有する大型振動試験 装置(最大加速度:±1000gal,振動テーブル:7m× 5m)を用いて 1G場により実施した.加振波形は,鉄道 構造物の耐震設計⁴で用いられる L1 地震動(最大加速 137gal), L2地震動スペクトルI(G1地盤:最大加 度 速度 524gal), L2 地震動スペクトル II (G1 地盤:最大 加速度 944gal) を相似則 ¹¹⁾に従って時間軸圧縮したもの, および正弦波 3Hz 10 波(以下,正弦波とする)を用い た. 図-4 に振動台で計測した L2 地震動スペクトル I, スペクトル II,および正弦波の加振波形を示す.表-3は 一連の加振ステップを示したものであり、各加振波形に 対して,目標加速度になるように振幅調整を行った.な お、本論文で「Ogal 加振」と示す加速度は振動台の目 標加速度を示しており,実際に入力されている加速度と は若干の増減がある.

(3) 画像解析

橋台,および背面地盤の変位を同時に計測するために 高速度カメラを用いて土槽のガラス面側を撮影し,画像 解析により標点の重心位置を追跡することで標点の変位 を求めた.本実験で用いた高速度カメラは,最大解像度 2336×1728 画素であり,撮影レートは 100Hz で撮影した. 図-5 に高速度カメラの撮影画像を示す.今回の撮影画 像を用いて画像解析を行う場合の変位の計測精度は約 0.1mmである.

3. 実験結果

(1) 崩壊状況と残留変位

図-6 は, 軽量桁, 重量桁の L2 地震動スペクトル II 944gal, および重量桁の正弦波 500gal 加振後の状況写真 を示したものである. 軽量桁の L2 地震動スペクトル II





(c) 重量桁 正弦波 3Hz 500gal 加振後(No.47)図-6 加振後の状況写真

944gal 加振後では、橋台近傍の背面地盤に沈下は見られるものの、明瞭なすべり面は発生していない. 重量桁 L2地震動スペクトルII 944gal 加振後には、背面地盤にすべり面(崩壊角:約56°)が発生し、その後の正弦波 500gal 加振において橋台が傾斜、滑動して崩壊に至った.

図-7 は、加振時の橋台天端の最大応答加速度と橋台上部の残留水平変位の関係を示したものである. なお、 図中には相似則に従い、本実験と同様の形状で縮尺 1/15 の小型模型を用いた振動台実験(正弦波 5Hz 10 波のス テップ加振)の結果⁸を縮尺 1/8 に換算して示した.

Ē	長-3	加振条件	(加振順	いちょう いちょう ほうしん ほうしん ほうしん ぼうしん ぼうしん ぼうしん ぼうしん ぼうしん ぼうしん しょうしん ぼうしん しょうしん いましん しょうしん しょう	入力最	大加速度)	
No	桁	波形	加速度	No	桁	波形	加速度	1
1	11.4	NAL MAR	(gal)	25		LACDI	(gal)	-
1		WN 彼	50	25		L2 SPI	524	
2		L2 SPI	50	26		L2SPII	50	-
3		止弦波	50	27		L2 SPII	100	
4		L2 SPI	100	28		L2 SPII	150	
5	重	止弦波	100	29	軽	L2 SPII	200	
6	上	L1	137	30	量	L2 SPII	250	
7	111	L2 SPI	150	31	11 J	L2SPII	500	
8		止弦波	150	32		L2 SPI	600	
9		L2 SPI	200	33		L2 SPI	700	
10		止弦波	200	34		L2 SPI	800	
11		L2 SPI	250	35		L2 SPII	944	
12		WN波	50	36		L2 SPI	200	
13		L2SPI	50	37		L2 SPI	250	
14		正弦波	50	38		L2 SPI	300	
15		L2 SPI	100	39		L2 SPI	420	
16		正弦波	100	40	T.	L2 SPI	524	
17	軽	L1	137	41	重	L2 SPI	600	
18	臺	L2 SPI	150	42	上上	L2 SPI	700	
19	桁	正弦波	150	43		L2 SPI	800	
20		L2 SPI	200	44		L2SPII	944	
21		正弦波	200	45		正弦波	300	
22		L2 SPI	250	46		正弦波	400	
23		L2 SPI	300	47		正弦波	500	
L2SP	Ŭ : L	2地震動ス~	『クトル]	I				_
200	車	圣量桁		Ē	重量桁			
800		L2S	P II	UD II				
੍ਹ ਹੋ	-	738		ар II 				
بي بر 600	1		R1		正弦	波 3Hz		
〒 500	Ŧ,		F -					-
く 400 留合		<u>× •</u>	1					
景 300 く	X					━ + 刑	- 軽景桁	
iii 200						- 八主 ▲- 大型-	重量桁	
100					-	□ - 中型 - ▲ - 中型 -	- 軽量桁 - 重量桁	
0	b							
	0	20	4() D # 57	60	80)	100
		梧) 百上部(の残留	水半发	<u>11/</u> (mm)		

図-7 荷重変位関係

Ŋ

地震波加振では,軽量桁では 600~700gal 程度,重量桁 では 500~600gal 程度から変形が増加する傾向となり, 最大応答加速度は,軽量桁では 800gal,重量桁では 750gal 程度まで応答する結果となった.

小型模型を用いた振動台実験の重量桁では残留変位は 応答加速度が 300gal 程度で増加し始めているが、今回の 振動台実験の正弦波加振 No.45~47 の挙動を比較すると 概ね同様の傾向を示した.また、重量桁を対象に鉄道構 造物等設計標準に従い、静的非線形解析を実施した結果、 降伏震度 K_{iv} は 0.25 程度(転倒モードによる崩壊)であ り、実験の変位が増加しはじめる傾向と概ね一致していた.

(2) 橋台に作用する水平力

橋台に作用する慣性力,および地震時土圧の比較検証 を行った.慣性力は,図-8に示す橋台天端,上部,お よび下部に設置した加速度計の数値に,各加速度計に対 応する橋台の質量を乗じて求めた.水平土圧合力は,橋 台模型の背面に設置した2方向ロードセルの計測値を橋 台の奥行き幅2mに換算して算出した.また,橋台に作 用する慣性力と水平土圧合力の和を全水平力と定義した.

図-9,図-10 は軽量桁,重量桁の正弦波 200gal 加振, および L2 地震動スペクトル II 944gal 加振における水平 土圧合力,慣性力,および全水平力の時刻歴波形を示し たものである.正弦波 200gal 加振では,橋台の残留変位 や背面地盤にすべり面は生じていない状態であり,L2 地震動スペクトル II 944gal 加振では,橋台に残留変位が 生じ,背面地盤にすべり面が発生した状態での挙動とな っている.

図-9から、軽量桁と重量桁で水平土圧合力の時刻歴 波形は異なっている. 軽量桁の水平土圧合力の波形の振 幅が小さいのに対して、重量桁では水平土圧合力の振幅 は大きく、慣性力の波形が逆位相となっている. 慣性力 がマイナス側に作用するときに水平土圧合力が最大値と なることから、橋台が背面地盤側に変位して、地盤と衝 突して土圧が大きくなっているものと考えられる. 図-10においても水平土圧合力の時刻歴波形は、図-9と 同様に軽量桁と重量桁で異なっている. 128秒以降の波 形では、軽量桁の振幅は小さいのに比して、重量桁は 振幅が水平土圧合力と慣性力が逆位相となっている.

図-11 は、各加振において全水平力が最大となる時刻の水平土圧と鉛直土圧の合力値(以下、地震時土圧の実効値^⑦と定義する)とフーチング直下加速度の関係を示したものである。同図には、背面地盤構築時の地盤物性値(相対密度 $D_{r=60\%}$)から算定した修正物部岡部式による値($\delta=\phi_{s=2}$)も示している。また、背面地盤は加振に伴う揺すり込み沈下により、加振終了時に相対密度の平均値が 80%程度になっていたことから、 $D_{r=80\%}$ の



理論式による値(δ=φ₀/2)も併記した.

図-11 から、フーチング直下地盤加速度が 500gal 程度 よりも低い場合は地震時土圧の実効値と理論式は概ね一 致しているが、500gal 程度以降は地震時土圧の実効値は、 理論式の土圧まで増加しなかった.この境界となる加速 度は、橋台の変位が増加する加速度と概ね一致しており、





図-12 重量桁 正弦波 3Hz 400gal (No.46)の時刻歴波形 渡辺らの擁壁を対象とした既往の振動台実験の成果^{9,10} と定性的に一致している.また、土圧合力は同じ入力加 速度では、全体的に重量桁よりも軽量桁のほうが若干大 きくなる傾向にあり、この挙動は、西岡ら^のの桁重量の 異なる実験結果と定性的に一致している.

(3) 橋台・背面地盤の応答加速度・変位と土圧の比較

図-12, 図-13 は, 重量桁の正弦波 400gal 加振, および 500gal 加振における(a)橋台に作用する水平力, (b)橋台・ 背面地盤の応答加速度,(c)水平土圧,(d)橋台・背面地盤 に設置した標点の水平変位,および(e)橋台・背面地盤の 相対変位の時刻歴を示したものである.加速度計,ロー ドセル,および標点の計測位置は図-2に示す位置と対

図-14 橋台・背面地盤の相対変位の算出方法

...•• D1

D6

D10

16

16

16

応している.また,橋台・背面地盤の相対変位は,図-14 に示すように橋台に設置した標点 D10 と D20 を結ん だ直線に対して、背面地盤内の各標点との水平距離を示 したものであり,橋台と背面盛土が離れる方向をプラス として表示している.なお,標点の水平変位,相対変位 は,各加振前をゼロとしている.

(a)水平力の関係から,400gal 加振の図-12(a)は水平土圧 合力,慣性力は逆位相であり,図-9(b)と同様の傾向とな っている.それに対して,500ga 加振の図-13(a)では,水 平土圧合力に2回のピークが確認できる.2回のピーク のうち一方は,図-12(a)と同様に慣性力がマイナス側 (受働側)に作用する際に背面地盤に橋台が衝突して大 きくなるものである.もう1方は,慣性力がプラス側 (主働側)に作用する際の主働土圧が大きく増加する挙 動となっている.

(b)橋台・背面地盤の応答加速度の関係より,橋台, および背面地盤の応答加速度は、僅かな位相差が生じて いるが、概ね一致している.また、(d)標点変位の水平 変位の関係から、橋台、背面地盤の変位は位相が一致し ていることが確認できる. 橋台では下部の D20 よりも 上部の D10 が大きくなっており、下部の D20 の変位は 滑動, D10と D20の差分は傾斜による変位であることを 考慮すると、滑動と傾斜の両方の変位が連成して生じて いることが分かる. また, 背面地盤は, 表層に近いほど 大きくなる傾向がある.(e)橋台・背面地盤の相対変位は, 標点の水平変位と同時刻にピークを示す傾向となってい る. 図-12(e)の 400gal 加振では、各標点の波形は概ね一 致しており、0.5mm 程度の微小な相対変位が生じている. 図-13(e)では、14 秒程度から各標点における相対変位に 差が見られるが、それまでは、標点の変位は概ね一致す る傾向となっている. なお、(a)水平力では、土圧合力と 慣性力が逆位相となっているが、(b)橋台、および背面 地盤は加速度,(d)標点変位に大きな位相ずれは生じて いない

図-15 は、重量桁の正弦波 400gal 加振の 13.0~13.34 秒 の1波において、13.0秒を基準にした場合の13.16秒に おける標点変位ベクトル(図-15(a)),および 13.16 秒を 基準にした場合の変位降下時 13.34 秒における標点変位 ベクトル (図-15(b)) を示したものである. 図-15(a)より, 背面地盤の変位はすべり面内部と外部では挙動が異なる ことが確認できる. すべり線外は表層に近いほど変位べ クトルが大きくなり、地盤がせん断変位していることが 確認できる. すべり線内では、すべり土塊の剛体変位が 生じながらも、表層に近いほど変位ベクトルが大きくな っており、せん断変位も生じていることが分かる.また、 図-15(b)では、背面地盤が背面側に挙動する際の状態と なるが、すべり線外部よりもすべり線内部の変位ベクト ルが僅かに大きくなっている.以上より、橋台と背面地 盤の相対変位の発生は、図-16 に示すように橋台自体の 滑動,傾斜と背面地盤の剛体変位とせん断変位により生 じているものと推定される.



(a) 13.16秒(13.0秒基準)



 (b) 13.34秒(13.16秒基準)
 図-15 重量桁正弦波 3Hz 400gal (No.46)の 標点変位のベクトル図





図-17,図-18は、計測高さが概ね等しい位置での水平 土圧と相対変位、および水平土圧と応答加速度の関係に ついて示したものである.水平土圧と相対変位、および 水平土圧と応答加速度は線形関係ではなく、各々、ルー プを描く曲線形状をしており、計測の各高さにおいて、 形状は異なっている.

次に応答加速度,水平土圧,相対変位の相互の関係を 詳細に確認するため,A2,NF2,D4(図-2の赤線)に 着目し,正弦波 400gal 加振における 13.0~13.34 秒, 500gal 加振における 13.1~13.5 秒の1 波を抽出した.図-19,図-20 は,正弦波 400gal 加振,500gal 加振における 応答加速度 A2,水平土圧 NF2,相対変位 D4の関係を示 したものであり,(a),(b),(c)はそれぞれ,応答加速度, 水平土圧,相対変位の時刻歴波形,(d)は水平変位と水 平土圧,(e)は水平土圧と応答加速度,(f)は応答加速度と 相対変位の関係である.なお,各図には応答加速度の時 刻歴波形が,①ゼロ~主働方向最大(青色・実線),② 主働方向最大~ゼロ(緑色・点線),③ゼロ~受働方向 最大(黄色・実線),受働方向最大~ゼロ(赤色・破 線)に対応させ,分割して示している.また,図中には 水平土E NF2の時刻歴波形においてピークとなる時刻 に○(水平土圧の最小値)・□(受働方向への水平土圧 の最大値)・△(主働方向への水平土圧の最大値)を示 している.

400gal 加振の図-19(a), (b), (c)から,水平土圧が最小値 となる時刻(○)では,相対変位は 0.5mm 程度の微小 な数値であるが,離れる方向に最大値を示している.ま た,水平土圧が最大となる時刻(□)では,応答加速度 は受働方向に推移し,相対変位が小さくなっている.

次に 500gal 加振の図-20(a), (b), (c)では,図-19 (a), (b), (c)と同様の傾向が確認できるほか,特徴的な点として, 応答加速度が主働方向に推移する際に水平土圧が最大値

(○)を示している.これは、背面地盤の慣性力の影響により、水平土圧が増加したものと考えられる.これらの挙動から、地震時土圧の発現は、背面地盤の応答加速度だけではなく、橋台と背面地盤の間における微小な相対変位が影響して生じていることが分かる.

図-19 (d), 図-20 (d)の水平土圧と相対変位の関係に着目すると,両者の関係は右回りのループ形状を描いてお

り, 400gal 加振では, ループの広がりは小さく, 500gal 加振になると上に凸のループ形状となっている.

図-19(e),図-20(e)の水平土圧と応答加速度の関係では, 400gal 加振において、両者の関係は右下がりの形状となっているが、500gal 加振では時刻歴波形の1波に2回の ピークがあるため、応答加速度が主働方向に大きくなる 際に上昇する形状を示している.

また,図-19(f),図-20(f)か応答加速度と相対変位の関係においては、400gal加振では相対変位が小さいために ループの広がりは小さく、500gal加振になると左回りの 楕円形状を示している.

以上から,地震時土圧,背面地盤の応答加速度,およ び橋台と背面地盤の相対変位の相関関係は,橋台と背面 地盤の相互の挙動が影響しているものと考えられる.

4. まとめ

本研究では、橋台に作用する地震時土圧の発現機構を 確認することを目的に、高さ lm の重力式橋台模型を用 いて地震波(L1, L2 地震動),および正弦波 3Hz のス テップ加振による振動台実験を実施した.また、加振中 に背面地盤内に設置した標点の挙動を高速度カメラで撮



影し,標点の変位を画像解析により求め,橋台と背面地 盤の相対変位,地震時土圧,および背面地盤の応答加速 度の関係性について検討を行った.その結果,今回の実 験条件においては,以下の知見が得られた.

(1) 地震時土圧の実効値は、静的釣り合いから導かれた 修正物部岡部式の土圧まで増加しないことを確認した.

- (2) 地震時土圧の発現は、背面地盤の応答加速度だけではなく、橋台と背面地盤の間における微小な相対変位が影響して生じていることを確認した。
- (3)水平土圧と相対変位,および水平土圧と応答加速度 はループを描く曲線形状となり,橋台の各高さ位置に おいて,その形状が異なることを確認した.



図-20 重量桁 正弦波 3Hz 500gal の応答加速度 A2・水平土圧 NF2・相対変位 D4 の関係(13.0~13.4 秒)

- (4)橋台と背面地盤の相対変位の発生は,橋台自体の滑動,傾斜と背面地盤の剛体変位とせん断変位により生じていることを確認した.
- (5)地震時土圧,背面地盤の応答加速度,および橋台と 背面地盤の相対変位の相関関係は,橋台の高さ位置に おいて異なり,それは橋台と背面地盤における相互の 挙動が影響していることが分かった.

謝辞:本研究における模型実験においては、飯島正敏氏、 木口峰夫氏(株式会社複合技術研究所)に多大なご協力 を頂いた.末筆ながら記して謝意を表する.

参考文献

- 東日本旅客鉄道株式会社 設備部:新潟県中越地震 鉄道土木構造物災害復旧記録誌,東日本旅客鉄道, 2006.
- 東日本旅客鉄道株式会社:特集「東北地方太平洋沖 地震と鉄道構造物」, Structural Engineering Data (SED), No37, 2011.
- 長谷川真吾,田口貴之,萩野谷幸太,藤原寅士良, 中村貴志,佐々木崇人(2014):常磐線広田・竜田 間 東北地方太平用沖地震による被害と復旧, Structural Engineering Data (SED), No.44, 2014.
- 国土交通省監修,鉄道総合技術研究所編:鉄道構造 物等設計標準・同解説 耐震設計,丸善,2013.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2012.
- 6) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M.

and Kojima, K. : A Modified Procedure to Evaluate Active Earth Pressure at High Seismic Loads, *Soil and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspect of the January 17 1995 Hyougoken-Nambu Earthquake No.2, pp.209-216, 1998.

- 7) 西岡英俊,渡辺健治,篠田昌弘,澤田亮,神田政 幸:橋台の地震時応答特性に関する実験的検討,第
 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1330-1337, 2010.
- 池本宏文,高崎秀明:桁質量の異なる橋台における 耐震補強効果の実験的検討,土木学会第70回年次 学術講演会,pp.623-624,2015.
- 渡辺健治, 舘山勝, 古関潤一: 大地震作用における 地震時土圧と擁壁の耐震設計に関する考察, pp.1373-1374, 第44回地盤工学研究発表会, 2009.
- 渡辺健治・舘山勝:地震時土圧の大きさに及ぼす擁 壁の地震時安定性の影響について、土木学会第60 回年次学術講演会、pp.269-270,2005.
- Watanabe, K., Maeda, T., Kobayash, Y. and Towhata, I. : Shaking table tests on seismic earth pressure exerted on retaining wall model, Proc. Of the second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.1, pp.297-302, 1990.
- 12) 風間基樹, 稲富隆昌, 大塚幸治:ケーソンに作用す る地震時土圧に関する模型振動実験とその解析, 港 湾技術研究所報告, 第29巻, 第2号, 1990.
- 13) 香川崇章:土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論文集,第 275 号, pp.69-77, 1978.

DISCUSSION ON GENERATION OF SEISMIC EARTH PRESSURE OF ABUTMENT

Kenichi Suzuki, Hirofumi IKEMOTO, Taisuke SANAGAWA, Keita ABE, Hideaki TAKASAKI and Hidetoshi NISHIOKA

In this study, a series of shaking table test of an abutment model with 1.0 m high that was designed as a 1/8 scale model of a gravity abutment with 8.0 m high was performed using L1 and L2 seismic waves and 3.0 Hz sine waves that were incrementally increased step by step in order to investigate mechanism of generation of seismic earth pressure interacting on the abutment. Behavior of the abutment model and a backfill soil during shaking was analyzed by an image analysis tracing displacement of markers in-stalled on the model and soil using a high speed camera. It was confirmed that the generation of seismic earth pressure was influenced by small relative displacement between the abutment model and backfill soil as a result from the shaking table test. Also, it was found out that relationship between the seismic earth pressure, inertial force of the backfill soil, and the relative displacement between the abutment model and backfill soil was different depending on height of the abutment model and influenced by the behavior of the abutment model and backfill soil.