振動方向の違いによる単柱橋脚の減衰定数の変化に関する一考察

鉄道総合技術研究所	正会員	〇石川	太郎	鉄道総合技術研究所	正会員	坂井	公俊
鉄道総合技術研究所	正会員	和田 -	一範	鉄道総合技術研究所	正会員	室野	剛隆
				鉄道総合技術研究所	正会員	小島	謙一
鉄道・運輸機構		北村	光	鉄道・運輸機構		萩原	渉

### 1. はじめに

鉄道橋の地震時挙動を評価するための動的解析が数多く行われているが、この時に用いる減衰定数をどのよう に設定するかという部分については十分に解明されていない.筆者らが実施した既往の観測結果や解析によれば、 1次モードの振動に及ぼす地中部と地上部の振幅の比率が減衰の大小に影響している可能性がある事を指摘して いる<sup>1)</sup>.そこで本報告では、線路方向と線路直角方向で剛性の異なる単柱橋脚を対象に衝撃振動試験、常時微動観 測を実施することで、振動方向の違いによる減衰定数の違いについて検討を行う.

## 2. 試験方法

(1)対象構造物

本検討では、図1に示す桁を架設する前の状態の直接基礎形式の RC 壁式 橋脚を対象とした.これら2基の橋脚は隣接しており、いずれもせん断弾性 波速度  $V_s$ が 400m/s の砂礫層を支持層としている.橋脚の柱部の剛性の値を 表1にまとめて示す.橋脚Aは、線路方向と比較して線路直角方向の剛性 が高い(EI の値が大きい).橋脚B についても、線路直角方向の剛性が高く なっているが、線路方向との差は橋脚A と比較して小さい.また、柱高さ は橋脚Aよりも橋脚Bの方が短い(図1).

表1橋脚の剛性

▶□	柱部の曲げ剛性 <i>EI</i> (N・m <sup>2</sup> )				
1回 교비	線路方向	線路直角方向			
Α	$5.27 \times 10^{11}$	$29.58 \times 10^{11}$			
В	$20.76 \times 10^{11}$	$46.70 \times 10^{11}$			

※ RCのヤング率を E=2.05×10<sup>11</sup>(N/m<sup>2</sup>)とした.



#### (2)衝撃振動試験

橋脚の天端を質量約 30kg の重錘により,約 100 秒間隔で 12 回程度打撃加振した.橋脚の挙動は天端に設置した 高感度の速度計(図1の①)により,線路方向,線路直角方向,鉛直方向の3成分を計測した.打撃の方向は,線路方 向と線路直角方向のそれぞれで実施した.

(3)常時微動観測

上記(2)と同様の高感度速度計を図1に示す位置(①橋脚天端,②橋脚下端,③自由地盤)に設置し,静穏な状態で約20分間常時微動の測定を行った(200Hz サンプリング). なお,各センサの時刻は GPS によって同期させている.

## 3. 試験結果

衝撃振動試験により計測された橋脚天端での時刻歴波形のフーリエ振幅を図2(a)に示す.また,常時微動観測により得られた橋脚天端と自由地盤上の時刻歴波形のフーリエ振幅の比を図2(b)に示す.フーリエ振幅,フーリエ振幅比が最大となる振動数をまとめて表2に示すが,各橋脚,振動方向とも衝撃振動試験と常時微動観測で得られたピーク振動数はほぼ一致している.橋脚Aでは線路直角方向のピーク振動数は,線路方向と比較して高くなっている.一方で橋脚Bについては振動方向によるピーク振動数の差は比較的小さい.また,橋脚Aと橋脚Bを比較すると,いずれの方向の振動においても橋脚Bの方がピーク振動数が高い.以上の結果は,2.(1)で述べた各橋脚と振動方向の剛性の大小関係と調和的なものであり,妥当な結果であると言える.

続いて各構造の減衰定数を推定する.減衰定数は、常時微動観測の結果得られたフーリエ振幅比からカーブフィット法により評価した.また、衝撃振動試験の結果として得られたフーリエ振幅スペクトルからハーフパワー法により評価する方法も併用した.2通りの方法で求めた減衰定数をまとめて表3に示す.橋脚Aでは、線路方向と比較して線路直角方向の減衰定数が明らかに大きくなっている.一方、橋脚Bでは振動方向による減衰定数の差がほキーワード 減衰定数 直接基礎 固有振動数

# 連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財)鉄道総合技術研究所 TEL 042-573-7394

表2ピーク振動数

		ピーク	試験			
	橋脚	線路方向	線路直角	方法		
			方向	Ж		
	А	7.86	11.38			
		7.91	11.23			
	п	12.50	12.70			
	D	12.89	13.43			
	Ж	1:常時微動観測,				
		2:衝撃振動	1試験			



とんど見られない.また,橋脚Aと橋脚Bを比較すると,いずれの方向でも橋脚Bの減衰定数が大きい.

既往の検討<sup>1)</sup>では、減衰が構造物毎に異なる理由として、 主要な振動モードに与える地盤と部材の影響の大小が減衰の 大小と関係している事を指摘している.具体的には常時微動 観測の結果の分析を行い、構造物全体の変形に対する地中部 の変形の寄与率と減衰定数には正の相関が見られる事を確認 している(地中部の変形が主要なほど減衰が大きくなる).

そこで,常時微動観測によるフーリエ振幅比(橋脚天端/自由 地盤(①/③),橋脚下端/自由地盤(②/③))を図3に示す.これら のフーリエ振幅比はそれぞれの振動方向について橋脚天端/ 自由地盤(①/③)のフーリエ振幅比の最大値で正規化している. 既往の検討では,橋脚天端に対する橋脚下端の振幅の比を地 盤の変形の寄与率と定義しているため,正規化された橋脚下 端/自由地盤(②/③)のフーリエ振幅比のピーク値が地盤の寄 与率に相当する.

この寄与率は橋脚 A では線路方向 0.161 に対し,線路直角 方向では 0.299 と明らかに大きい.一方,橋脚 B では,線路 方向が 0.391,線路直角方向が 0.438 と振動方向による差が小 さい.また橋脚 A, B を比較すると,いずれの振動方向でも 橋脚 B の地盤の寄与率が大きい.

この地盤の寄与率と、常時微動観測により求めた減衰定数 を既往の検討結果<sup>1)</sup>に追記したものを図4に示す.振動方向 により剛性が異なる橋脚Aでは、剛性の高い線路直角方向の 地盤の寄与率、減衰定数が線路方向と比較して大きくなって いる.一方、振動方向による剛性の差が小さい橋脚Bでは、 地盤の寄与率、減衰定数ともに振動方向による差はあまり見 られない.また、橋脚Bの地盤の寄与率、減衰定数は、いず れの振動方向でも橋脚Aと比較して大きくなっている.更に、 橋脚A,Bの各振動方向の地盤の寄与率と減衰定数は、既往 の検討結果<sup>1)</sup>と概ね整合する傾向を示している.橋脚の剛性 が高くなると相対的に地盤の変形の寄与が大きくなり、結果 的に地盤の逸散減衰の影響が大きくなったものと考えられる.

#### 4. まとめ

本検討では、桁が架設されていない単純な橋脚を対象に衝 撃振動試験と常時微動観測を実施し、減衰定数を算出する試 みを行った.その結果、より高い剛性を有する構造物・振動 方向では減衰がより大きくなっており、振動に及ぼす地中部 と地上部の寄与の大小が減衰の大きさに影響を与えている事 を確認した.今回の結果は、同一の地盤条件を有する構造に 対して、柱部の剛性の違いによって振動モードへの地盤の寄 与率が変化すること、更にこの寄与率の変化によって、仮に 同一の構造であっても減衰定数が変化するということを確認 したという意味で意義深い結果である.



謝辞:本研究の一部は,国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した. 参考文献 1)和田,坂井,室野:振動計測による鉄道構造物の減衰特性の概略評価,第35回地震工学研究発表会, 2015.