

VI-85

洗掘後傾斜が進行した砂質土中の橋脚（直接基礎）の調査と対策工

J R四国高松構造物検査センター所長 正会員 ○西牧世博
 J R四国工務部工事課長 正会員 塩田雄三
 （財）鉄道総合技術研究所副主任研究員 正会員 西村昭彦

1. はじめに

直接基礎は、現行の標準によれば一般に砂質土ではN値30以上のまた粘性土では20以上の良質な支持層で支持することが基本となっている。しかしながら鉄道橋の古いものでは必ずしもこれらの値を満足しているとは限らず、基礎地盤が砂質土の場合は特に洗掘や河床低下の影響を受けるものが多い。

第2新川橋梁は、高德線高松起点8K561M(木太町～屋島間)に位置し、下部工が無筋コンクリートの直接基礎、上部工が上路プレート(支間12.9m×6連=79.99m)の単線橋梁(大正13年建設)である。本橋の概要を図-1に示す。本報告は被災直後から対策工施工後までの各種調査結果と対策工について紹介するものである。

2. 変状の概要と被災後の調査

橋脚の変状は傾斜であり、各橋脚の被災直後の水平変位量を表-1に示す。水平変位量が最も大きかったのは被災前流心に位置していた2Pであった。橋脚に変位を生じたため次の調査を実施した。①根入れ調査 ②傾斜計による変位の継続調査 ③ボーリング調査(地質調査・標準貫入試験) ④孔内微流速測定 ⑤振動沈下試験(衝撃振動試験・列車走行振動試験)

(1) 変状原因の推定

図-1に河床の変化を示すが、被災前後の根入れ長さは表-1のとおりである。

図-2に2Pの被災後の水平変位の推移を示すが、2Pについては被災後も長期にわたって傾斜は進行した。4Pについては被災後40日で傾斜は止まった。また3Pについては傾斜の進行は認められなかった。図-3に2Pの地質柱状図とN値を示す。図に示すように、河床からフーチング下面まではN値10以下の極めてゆるい砂質土で、石英粒子が多く、花崗岩質であり、全体に酸化して黄灰色を呈しており、これらの土砂は、今回の洪水時に上流から運ばれた堆積土であると推察された。3Pと4Pについても約2~3mまでは2P同様極めてゆるい砂質土であった。

2Pで実施した孔内微流速測定結果より算定した河床からフーチング底面下約50cmまでの透水係数は $8.5 \times 10^{-1} \text{ cm/sec} \sim 3.1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$ と大きな値であった。以上の調査結果から、変状の原因はフーチング付近まで洗掘を受けたため細粒分が洗い流され、隙間が生じ支持力が低下したためと推定された。

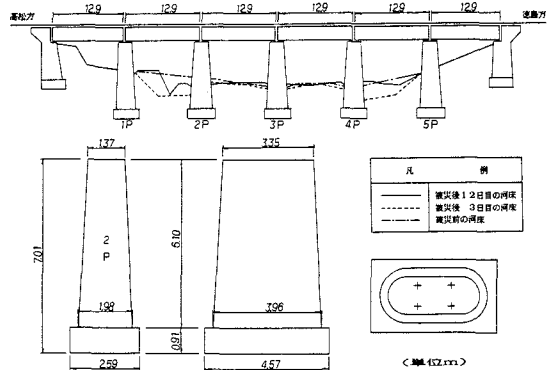


図-1 第2新川橋梁の概要

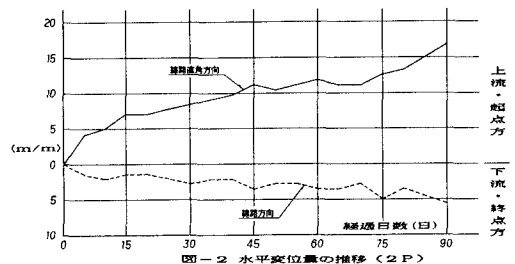


図-2 水平変位の推移(2P)

表-1 調査結果

橋脚	根入れ長(=H) 根入れ長/橋脚幅		根入れ比 =(H/3B)		被災時の 水平変位 量 (mm)	被災後1ヶ月 間の水平変位 量 (mm/日)	単位沈下量 (mm/t)	線路直交方向 固有振動数 (Hz)		標準貫入試験 (25g・25mm) 底面のN値	
	被災前	被災後	被災前	被災後	線路直交方向 川上	線路直交方向 川上	対策前 (被災前)	対策後 (被災後)	対策前 被災後	対策後	
2P	2.3 (0.33)	3.0 (0.43)	1.24	1.69	4.0	8	85×10 ⁻⁴	45×10 ⁻⁴	5.6	8.4	3
3P	2.7 (0.39)	3.2 (0.46)	1.50	1.83	1.1	0	56×10 ⁻⁴	-	6.1	-	8
4P	1.4 (0.20)	3.0 (0.43)	0.72	1.69	6	4	56×10 ⁻⁴	29×10 ⁻⁴	6.0	7.1	-

(2) 振動沈下試験

振動沈下試験は 1) 衝撃振動試験 2) 列車走行振動試験の2種類について実施した。前者は橋脚の上部に重錘で衝撃力を与え、その応答値を測定分析することにより橋脚の固有振動数等を求めるものである。また後者は列車走行の沈下量等を求めるものである。

被災後の振動沈下試験結果を表-1に、また2Pの振動変位波形とフーリエスペクトルを図-4に示す。フーリエスペクトルは変位波形より求めたものである。2P、3P、4Pの固有振動数は5.6Hz、6.1Hz、6.0Hzである。被災後も傾斜が認められたのは2Pであり、3Pは認められず、4Pについては、傾斜は短期間に収束し、変位量も2Pに比べ小さかった。これらの各橋脚の変位の程度の差が固有振動数の差異にも表われている。

3. 対策工と対策後の調査結果

対策工としては、支持地盤の支持力を増す方法と基礎底面を広げ基礎の支持力を増す方法の2種類が考えられたが、①工期の短縮を図る。②側方土の取り除きを極少量とする。という前提のもとに対策工を検討した。検討の結果本橋脚の対策工は矢板の打設を併用した地盤注入工法とし、対象橋脚は2～4Pとした。矢板は注入材の流失防止と水質汚濁の防止に効果があるが、本工法では砂質土の支持力の増加を主に期待したものである。注入材は地盤の透水性、水質汚濁の問題、耐久性等を考慮してセメント系とした。対策工の概要を図-5に、また注入材の計画と実績を表-2に示す。

対策工施工後、振動沈下試験を実施した。その結果を表-1にまた2Pの振動変位波形とフーリエスペクトルを図-6に示す。フーリエスペクトルは加速度波形より求めたものである。対策前と対策後の測定結果を比較すると、単位沈下量は2Pで $85.00 \times 10^{-4} \text{mm/t}$ から $44.90 \times 10^{-4} \text{mm/t}$ 、4Pで $55.90 \times 10^{-4} \text{mm/t}$ から $29.20 \times 10^{-4} \text{mm/t}$ となり、固有振動数は2Pで5.60Hzから8.41Hz、4Pで6.00Hzから7.10Hzとなっている。また振動変位波形においても対策後振幅が小さくなっており、対策後傾斜も停止している。これらの結果から本対策は所期の目的を達成したものと判断出来る。なお、2Pに比べ4Pの対策後の固有振動数が小さいのは矢板の根入れ長さが4Pが2Pに比べ短いためと考えられる。

4. おわりに

洗掘により傾斜し、その傾斜が長期にわたって継続した例は少なく、またこの様な事例の橋脚に関する振動沈下試験の実施例も少ない。本橋で実施した各種調査が洗掘橋梁の調査の参考となれば幸いである。

	計 画	実 績
配合 (400L)	A 液 200L B 液 200L セメント 120kg 水 120kg	同 左
ゲルタイム	5～6分	同 左
注入圧力	0.5～2.0 kg/cm ²	同 左
注入量 (kg)	各橋脚 33.3	2P 31.5 3P 32.0 4P 31.0
その他	計画注入率 2.7% 計画開けき率 4.5%	計画還元率 6.0% 実注入率 2.5%

