# 論文 洗掘に伴う橋脚の振動性状の変化に 関する実験的検討

# 欅 健典<sup>1</sup>·渡邉 諭<sup>2</sup>

 <sup>1</sup>正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 地盤防災 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) keyaki.takenori.97@rtri.or.jp
<sup>2</sup>正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 地盤防災 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38) watanabe.satoshi.20@rtri.or.jp

鉄道の河川橋りょうにおける洗掘に対する健全性評価として、一般的には橋脚の固有振動数を指標とした評価が行われているが、減衰定数に着目した研究は少なく、また洗掘の進行とそれに伴う橋脚の振動性状の変化の関係についても明確ではない.そこで、本研究では橋脚の側面地盤及び底面地盤のそれぞれについて、洗掘断面形状及び地盤性状の変化が振動性状に与える影響について考察した.その結果、洗掘形状が変化した場合には減衰定数は固有振動数と相関して変化する一方、地盤性状の変化に対しては、側面地盤の場合は減衰定数が、底面地盤の場合は固有振動数の感度が高いことが分かった.以上のことから、固有振動数に加えて減衰定数にも着目することで、より詳細に橋脚基礎の状態を推定できる可能性があることが明らかになった.

Key Words: pier, microtremor, natural frequency, damping ratio, scour

## 1. はじめに

橋脚の洗掘災害は,河川増水により橋脚基礎周辺の土 砂などが流出し,最終的に橋脚の傾斜や沈下に至るもの である.鉄道においては直接基礎で根入れの浅い旧式橋 脚で特に問題となり<sup>D</sup>,ひとたび発生すれば,重大な事 故や輸送障害につながりうる<sup>D</sup>.流水中の河川内の地盤 状態を目視により確認することは難しいため,洗掘災害 が発生するおそれのある橋脚については,局所洗掘や河 床低下に対する橋脚の健全度を把握しておくことが望ま しい.

鉄道の河川橋りょうにおける洗掘に対する健全性評価 として、一般的には衝撃振動試験による橋脚の固有振動 数を指標とした評価<sup>3</sup>が行われている.さらに、近年で は常時モニタリング技術の進歩により、連続的に固有振 動数の変化を捉える試みもなされている<sup>4,5</sup>.しかし、 洗掘災害の発生頻度が低いことから、実際に洗掘が進行 する過程の連続的な振動性状の変化を捉えた事例は乏し く、洗掘の進行に伴う地盤性状の変化との関係について も明確ではない.

構造物の振動性状は固有振動数および減衰定数によっ て表現することができる. 衝撃振動試験では固有振動数 のみならず減衰定数を得ることも可能であり,筆者らが これまでに提案した固有振動数同定手法。でも,橋脚上 で計測した微動データのみから固有振動数と同時に減衰 定数を得ることができる.近年,耐震性能評価の分野で は,地盤の固有周期と構造物一地盤系で発揮される減衰 定数に相関が存在することが示唆されている<sup>¬</sup>.同様に, 洗掘進行時においても,減衰定数の変化を固有振動数を 補間する情報として橋脚の健全性評価に活用できる可能 性があると考えられる.しかしながら,橋脚の健全性評 価において減衰定数に着目した評価は一般的ではなく, また研究事例も少ない.

そこで、本研究では、模型実験をもとに洗掘に伴う地 盤性状の変化について検討を行い、さらに、これに伴う 橋脚の振動性状の変化について、固有振動数のみならず 減衰定数にも着目した検討を行った.

#### 1/35 水理模型実験による検討

#### (1) 水理模型実験の概要

洗掘進行時に生じる地盤性状の変化やそれに伴う振動 性状の変化を定性的に検討するため水理模型実験<sup>8</sup>を行 い,橋脚が倒壊するまでの経過を分析した.

水路模型として、図-1 に示す長さ 3,000mm、断面 500mm、500mm のT字型鋼製水路を用いた.水路中央部 には、片面に透明のアクリル板を設置した土槽が設けて あり、流水中の橋脚の洗掘状況を確認できる構造となっ ている.橋脚模型は鉄道橋りょうに多く用いられている 小判型の断面形をもつ柱状体をモルタルコンクリートで 再現した.縮尺および寸法については水路幅(500mm)を考慮し、実物大の1/35 スケールとなるよう、水路の流 下方向延長 140mm、幅 70mm、高さ 250mm とした.な お、根入深は 75mm として設置した.

実験ケースを表-1 に示す. 地盤材料について, 「7号 珪砂」は,海に近く粒径が一様な下流域河川の河床を,

「稲城砂」は中流域河川の河床を想定している.また,

「混合砂」は7号珪砂とクラッシャーランを重量比 1:1 で混合したもので,洗掘に伴い細粒分が先行して失われ, 橋脚基礎が大粒径の礫のみに支持される状況を再現する 目的で用いた.また,本実験において土粒子径は相似則 を考慮したものとはなっていない.そこで,「3号珪砂」 による結果を7号珪砂と比較することによって,土粒子 径の相似則への影響を確認することとした.

計測機器については、加速度計(WILCOXON 社製 731-207)を橋脚天端と地盤内のそれぞれについて、橋 軸直角方向に設置した.0.6m/s 程度の水流を発生させて 橋脚が倒壊ないし大きく傾斜するまでの過程について振 動計測を行うとともに、目測による洗掘深の計測を随時 行った.



図-1 水路模型の全景

| Case<br>番号 | 地盤材料 | 乾燥密度<br>,p_d (g/cm³) |  |
|------------|------|----------------------|--|
| 1-1        | 7号珪砂 | 1.5                  |  |
| 1-2        | 稲城砂  | 1.3                  |  |
| 1-3        | 稲城砂  | 1.6                  |  |
| 1-4        | 混合砂  | 1.7                  |  |
| 1-5        | 3号珪砂 | 1.5                  |  |

表-1 実験ケース (Casel)

#### (2) 実験結果

出した時点で傾斜した.

いずれのケースとも、流水に伴い洗掘が進行し橋脚は 最終的に上流側へ傾斜ないし倒壊した. Casel-1 や Casel-5 では洗掘深の増加に伴って少しずつ橋脚の傾斜が進行 したが、他のケースでは洗掘深が増加しても傾斜がほと んど進行しないまま時間が経過した後、急激に橋脚が傾 斜・倒壊した.また、Casel-2 や Casel-3 では倒壊後に粒 度の大きな砂が橋脚底面付近の地盤に堆積しているのが 確認できた. Casel-4 では珪砂が砕石に先行して流出し (図-2),洗掘深がほぼ橋脚底面と同じ高さにまで達し た後も、珪砂の流出はさらに橋脚底面の直下にまで及ん で砕石が橋脚を支持する状態となり、最終的に砕石が流

流水時の加速度波形を基に算出した橋脚の固有振動数 と、目測で確認した橋脚の上流側における洗掘深の関係 を図-3 に示す.なお、固有振動数の算出にあたっては 橋脚上と地盤内で計測された 20 秒間の加速度波形を用 い、フーリエ振幅比の卓越がみられ、かつ 2 つの波形の 位相差が反転する振動数を同定して固有振動数とした。 図-3 では実験から得られた値をそのまま記載している が、相似則を考慮して実物大スケールに換算すると振動 数は(1/35)<sup>05</sup>=0.17倍となる.なお、Case1-1と Case1-5 の比 較から、土粒子径の大きさの違いが結果に与える影響は 軽微であることが確認できる.



図-2 Casel-4 で珪砂(白色)が砕石(黒色)に 先行して流出している状況



図-3 から, Casel-3, Casel-4 では橋脚側面の洗掘が進行し、橋脚底面と同じ深さまで洗掘が進行した段階においても固有振動数が比較的高く,さらに橋脚底面直下まで洗掘が進行することで固有振動数が低下したと考えられる.また,橋脚底面と同じ深さまで洗掘される過程における固有振動数の変化をみると, Casel-1 や Casel-4, Casel-5 においては洗掘深の変化に対して固有振動数の変化が明瞭に現れているが, Casel-2 や Casel-3 では固有振動数の変動幅は比較的小さく,地盤材料により違いがあることが分かる.

#### (3) 考察

Casel-3 や Casel-4 では,洗掘深がおおむね底面に達し た後も傾斜・倒壊せずに固有振動数が徐々に下がり続け る結果になっているが,これは橋脚底面において細粒分 の流出が先行し,粒径の大きな砂礫の流出が遅れたため と考えられる.また,Casel-2,Casel-3 および Casel-4 は, Casel-1 や Casel-5 と比較するとやや高い固有振動数の状 態で倒壊に至っている.これは、均一粒径地盤の Casel-1 や Casel-5 では徐々に地盤材料が流出し、少しずつ傾斜 しながら最終的に橋脚の倒壊に至った一方で,Casel-2,

Case1-3 および Case1-4 では、少しずつ細粒分を失った支持地盤が脆性的に破壊し急激に倒壊に至ったため、倒壊 直前の固有振動数の変化が急激なものとなり、20 秒間 という長さのデータからは捉えきれなかったためと考え られる.

実験結果からは,洗掘に伴う橋脚の振動性状変化には 細粒分の有無が大きく影響していることが示唆される.

なお、このような基礎地盤の破壊形態の差異は、(1)で 示した模型橋脚を長軸方向に半割とした半断面橋脚模型 を作成して水路のアクリル板に接触した状態で流水実験 を行い、地盤の断面形状の変化を追跡した結果<sup>9</sup>からも 確認できた(図-4).

以上のように、 橋脚周囲の地盤断面形状の変化と細粒



図-4 混合砂地盤で珪砂の吸出しが進行する様子

分の抜け出しに伴う地盤性状の変化の2つの要因が絡み 合いながら洗掘が進行し、それに伴った振動性状の変化 が生じると考えられる. なお、模型の縮尺が1/35である ことや桁による拘束力が再現されていないため、実際の 不安定化現象よりも実験では極めて短時間に、かつ極端 な変形が進行していると考えられる点に留意する必要が ある.

#### 3. 1/6橋脚模型による検討

#### (1) 橋脚模型実験の概要

減衰定数については小型模型では流水等の影響を受け やすいため、流水の無い地盤上に設置した橋脚模型の根 入れや地盤状態を変化させた条件下で実施した計測結果 <sup>4,10</sup>を用いて検討を行った.以下に模型実験の概要を記 載するが、詳細は文献4),10)を参照されたい.

模型橋脚は実物大の1/6スケールの250×750×1,500mm の直方体で,材質はコンクリート製,質量は約750kgで ある.模型橋脚の全景を図-5に示す.なお,単管パイ プは橋脚模型の転倒防止を目的として橋脚に近接した位 置に設置しているものである.模型地盤の平面・断面形 状を図-6に示す.ただし,図-6で上層地盤についてはz 図-7に示す洗掘形状の条件に応じて構築した.

実験ケースを表-2 に示す. Case2-1 では,地盤材料と して,上層地盤,下層地盤ともに粒径 20mm 以下のクラ ッシャーランを用い,地盤の締固め回数を変えて,緩詰 (地盤反力係数 111.7MN/m<sup>3</sup>) および密詰(地盤反力係 数 366.6MN/m<sup>3</sup>) の2通りについて,計測を実施した.ま た, Case2-2 では,セメント配合比が 75kg/m<sup>3</sup>となるよう に川砂(自然含水比は wo=12.93%)とセメント粉体を混

表-2 実験ケース (Case2)

| Case   |          | 地盤形状           | 締固め |
|--------|----------|----------------|-----|
| 番号     | 坦益的科     | ( <b>図</b> -7) | 状況  |
| 2-1-①  | クラッシャーラン | 条件1            | 緩詰  |
| 2-1-2  | クラッシャーラン | 条件 2           | 緩詰  |
| 2-1-3  | クラッシャーラン | 条件3            | 緩詰  |
| 2-1-④  | クラッシャーラン | 条件 4           | 緩詰  |
| 2-1-5  | クラッシャーラン | 条件 5           | 緩詰  |
| 2-1-6  | クラッシャーラン | 条件1            | 密詰  |
| 2-1-77 | クラッシャーラン | 条件 2           | 密詰  |
| 2-1-⑧  | クラッシャーラン | 条件3            | 密詰  |
| 2-1-9  | クラッシャーラン | 条件 4           | 密詰  |
| 2-1-10 | クラッシャーラン | 条件 5           | 密詰  |
| 2-2-①  | 安定処理土    | 条件1            | _   |
| 2-2-3  | 安定処理土    | 条件3            | _   |



図-5 模型橋脚の全景 (Case2)







合して安定処理土を作製した. なお,安定処理土の作製 にあたり加水はおこなっていないが,セメント粉体が川 砂に含まれる水分と反応することでセメント粒子周辺に 反応生成物が析出し,砂粒子間の間隙が次第に充填され

ることで内部組織が密実化し強度を増す <sup>ID</sup>ことを利用し て、橋脚周辺の地盤性状の変化を模擬した.安定処理土 の強度は養生時間の経過に伴い増加し、Case2-2-①では FWD 試験により得られた地盤反力係数は実験開始時の 107.0MN/m<sup>3</sup>から 72 時間後には 456.8MN/m<sup>3</sup>まで増加した. なお、Case2-2-③については、Case2-2-①の養生時間が十 分経過したのち、その地盤の上部に追加する形で構築し た.

センサとしては物探サービス社製速度計 CR4.5-2sを使 用し、衝撃振動試験および微動計測を実施した. 衝撃振 動試験は、橋脚天端から約 100mm 程度下部を橋軸直角 方向に打撃した. 微動計測については、橋脚天端上およ び橋脚から 0.5m 程度離れた地盤上で実施した. 計測状 況を図-8 に示す.

なお、桁と橋脚の固有振動数が近接している場合等に 固有振動数や減衰定数の同定精度に影響が生じる可能性 があるため、今回の検討では主として桁を設置していな い状態でのデータを使用することとしたが、桁を設置し ていない状態でのデータを取得していない Case2-2-③の みH鋼(スパン3,850mm、高さ250mm、幅125mm、ウェ ブ厚さ9mm、フランジ厚さ6mm)で模擬した桁を設置 した状態でのデータを使用した。桁の固有振動数は 25Hz 程度であり、Case2-2-③における橋脚の固有振動数 (約35Hz)とは離れていることから、固有振動数およ び減衰定数の算出への影響は少ないと考えられる。

## (2) 固有振動数および減衰定数の算出方法

衝撃振動試験結果に基づく固有振動数の算出について は文献3)による.また、減衰について、構造物内部にお ける材料減衰、基礎部における逸散減衰、また地盤上の 微動計測においては地盤の内部減衰の影響等を受けると 考えられるが、本実験においては基礎部における逸散減 衰が支配的であると仮定して、これに特化した検討を行



図-8 速度計による計測状況 (丸囲みは速度計の設置位置を示す)

った.

減衰定数 h の算出は以下の方法による.衝撃振動試験の加振後のある周期における振幅を x<sub>h</sub>,その1周期後の振幅を x<sub>h</sub>とすると,

$$\log \frac{x_i}{x_{i+1}} = \frac{2\pi h}{\sqrt{1 - h^2}}$$
(1)

の関係が成り立つ<sup>12)</sup>.そこで、減衰過程にある と判断できる周期までの振幅を抽出し、最小2乗法によって指数関数に近似した.ここで近似した曲線を

$$y = a e^{-bi} \tag{2}$$

とすると、式(1)より

$$b = \frac{2\pi h}{\sqrt{1 - h^2}} \tag{3}$$

となり、減衰定数は,

$$h = \frac{b}{\sqrt{4\pi^2 + b^2}} \tag{4}$$

により得られる.

また, 微動計測結果については, 構造物の影響を受け ない位置の地盤上に設置したセンサと橋脚上に設置した センサの, それぞれ橋軸直角方向の波形のフーリエ振幅  $x_a$ ,  $x_b$  の比について, 以下の式(5)に示す理論式にフ ィッティングさせることより固有振動数 fおよび減衰定 数 h を算出した.



ここに

ω : 振動数(Hz)

f : 橋脚の固有振動数(Hz)

*h* : 減衰定数

である.式(5)から固有振動数および減衰定数を求める ためには、構造物の振動の影響を受けない位置で地盤振 動を計測する必要がある.一例として、Case2-2の開始 時に計測された地盤と橋脚上のフーリエ振幅を図-9 に 示す.この図から、橋脚の固有振動数付近において地盤 振動の卓越はみられず、計測した地盤振動は橋脚の振動 の影響を受けていないことが確認できる.



図-9 地盤と橋脚上のフーリエスペクトルの一例

### (3) 結果

以下の結果においては模型実験から得られた値をその まま記載するが、相似則を考慮して実物大スケールに換 算すると固有振動数は (1/6)<sup>05</sup>=0.41 倍、減衰定数と地盤 反力係数は等価である.

Case2-1 と Case2-2 のうち衝撃振動試験と微動計測の双 方を実施した全ての結果について、衝撃振動試験と微動 のそれぞれから得られた固有振動数の値を比較した結果 を図-10,図-11に示す.図中の丸囲み数字は、Case2-1の 枝番を示す.微動から得られた値は、衝撃振動試験と比 べて固有振動数では 1.1 倍程度、減衰定数ではややばら つきがあるものの概ね 1/3 程度となっている.

齋藤ら<sup>13</sup>が RC 橋脚模型に対し,入力振幅を連続的に 変えながら加振した実験において,固有振動数の振幅依 存性は小さいが減衰定数の振幅依存性は大きいという結 果が得られているが,今回の実験結果についても同様で あることから妥当な結果と考えられる.また,微動によ る結果と衝撃振動試験による結果に相関があり,今回の 実験結果においては双方とも同様の傾向を示す結果とな っているため,以下では衝撃振動試験による結果のみを 示すこととする.

Case2-1 で実施した洗掘形状を模擬した5種類の地盤形状について、根入比(橋脚幅に対する根入れ深の比)と 固有振動数および減衰定数の関係を図-12 に示す.ただ し、図-7の条件4および条件5については、根入深の平 均値(条件4では375mm、条件5では250mm)を用いて 根入比を算出した.

緩詰,密詰のいずれの地盤条件ともに,固有振動数, 減衰定数の双方について根入比と正の相関がみられる. 地盤形状の条件2と条件5については,地盤断面形状は



図-10 衝撃振動試験と微動による固有振動数の比較



図-11 衝撃振動試験と微動による減衰定数の比較

異なるがいずれも根入比は同じであり、固有振動数およ び減衰定数の値についてもほぼ同じ値となっている. さ らに、この結果について固有振動数と減衰定数の関係を 図-13 に示す. いずれの地盤条件においても固有振動数 と減衰定数の間には相関関係が確認できる.

次に, Case2-2-①について, 地盤反力係数と固有振動 数および減衰定数の関係を図-14 に, 固有振動数と減衰 定数の相関を図-15 に示す. 地盤反力係数の増加に伴い 固有振動数は増加するが, 減衰定数の変化は少ないこと が分かる.

また, Case2-2-③について, 固有振動数と減衰定数の 相関を図-16に示す. 固有振動数の変化に比べて, 減衰





図-14 地盤反力係数と固有振動数および減衰定数との関係 (Case2-2-①)

定数の増加が顕著である.なお,時間経過に伴う減衰定数の増加により衝撃振動試験結果から自由振動の減衰過程が確認できなくなったため,図-16においては4時間経過後までの結果のみを示した.







図-15 固有振動数と減衰定数の相関(Case2-2-①)



#### (4) 考察

上記の実験結果から,根入深が変化した場合には固有 振動数と減衰定数は相関して変化する一方,安定処理土 の時間経過に伴う地盤性状の変化に対しては,側面地盤 の場合は減衰定数が,底面地盤の場合は固有振動数の感 度が高いことが分かる.これは,側面地盤の場合は安定 処理土の養生中に地盤の膨張等による橋脚の拘束力の変 化が少ないと想定されるため固有振動数の変化が少ない が,底面地盤の場合は地盤反力係数の増加と相関して固 有振動数が増加したと想定される.一方で,減衰定数の 挙動を決定づける要因については本実験結果からは明ら かではないが,側面地盤において固有振動数の変化が少 ないにも関わらず減衰定数が大きく増加した理由として, 地盤内部の間隙の密実化による地盤材料と構造物との接 触面積の増加と相関している可能性が考えられる.

## 4. 洗掘の進行と橋脚の振動性状の関係

Casel では、水路模型において流水により実際の洗掘 現象を再現し、洗掘に伴う地盤や振動性状の変化を考察 した. その結果、洗掘の進行時には橋脚周囲の地盤断面 形状の変化と、細粒分の抜け出しに伴う地盤性状の変化 の2つの要因に伴った振動性状の変化が生じる可能性が示された.しかしながら, Casel では縮尺が小さく水の粘性等の影響が過大となることから振動性状について十分な考察ができないため,ここではこれを Case2 の結果を用いて考察することを試みる.

地盤断面形状の変化については、橋脚側面の変化に限 定されるが Case2-1 から考察できる.一方、地盤性状の 変化については、Case2-2 における、セメント粒子と水 の反応生成物による砂粒子間の間隙の密実化を、時間軸 について逆方向に解釈することで考察することとする. 実験結果から想定される、洗掘進行時における固有振動 数および減衰定数の変化の概念図を図-17 に示す.図-17 において、

- ① 側面地盤の細粒分の吸出しにより主として減衰定 数が低下する(Case2-2-③)
- ② 根入深の低下に伴い固有振動数と減衰定数がとも に低下する(Case2-1)
- ③ 底面地盤の細粒分の吸出しの進行にともない主として固有振動数が低下する(Case2-2-①).
- ④ 底面地盤において最終的に粒径の大きな地盤材料 が流出すると橋脚は支持力を失い傾斜・沈下ないし 倒壊することになる. (Case2 ではこの状態を再現で きていないため,図-17 中の矢印は推定である)

以上4つのフェーズに分けて図示したが、実際の洗掘 進行時には隣接するフェーズが並行して進行することも 想定される.しかし、固有振動数だけでなく減衰定数の 変化を併せて追跡することで、橋脚基礎地盤の内部で発 生している変化をより詳細に推定できる可能性があると 考えられる.

また,いずれの実験結果においても,地盤性状の変化 に対して固有振動数と減衰定数の少なくとも一方では有 意な変化を確認できる.このことは,固有振動数と減衰 定数の双方をモニタリングすれば橋脚基礎地盤の状態の 変化の有無をより確実に把握できる可能性を示唆してい るといえる.



図-17 実験結果から想定される,洗掘の進行に伴う 固有振動数および減衰定数の変化の概念図 模型実験結果から,洗掘の進行時には橋脚周囲の地盤 断面形状の変化と細粒分の抜け出しに伴う地盤性状の変 化の2つの要因に伴った振動性状の変化が生じ,固有振 動数に加えて減衰定数を考慮することで洗掘に対する橋 脚の健全性をより詳細に推定できる可能性を示した.ま た,特に健全性の高い橋脚においてスペクトル形状が平 坦となるため衝撃振動試験や微動による固有振動数の同 定が難しいケースが存在するが,減衰に着目してスペク トルの形状から高減衰であることがわかれば健全性を推 定できる可能性がある.

減衰定数の挙動を決定する詳細な要因については本研 究では明らかにできなかったが、地盤の状態のほか、橋 脚の形状によっても影響を受けると考えられる.そのた め、実務に適用するためには、より多くの地盤材料や橋 脚形状について検討を行い、健全性評価の基準を決める 必要がある.また、橋脚の振動性状が桁による拘束効果 等の影響を受ける可能性もあることから、実橋りょうに おける計測データをもとにした検討も必要であると考え る.文献 6の手法等と組み合わせることで減衰定数を考 慮した橋脚の常時モニタリングが実現できる可能性もあ るので、今後も引き続き検討を進めたい.

#### 参考文献

- 村上温:鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究,鉄道技術研究報告, No.1307, pp.41-49, 1986
- 2) 田中淳一:橋梁の洗掘災害と対策,新線路, Vol.55, No.4, pp.10-13, 2001
- 3) 西村昭彦,棚村史郎:既設橋梁橋脚の健全度判定法

に関する研究,鉄道総研報告, Vol,3, No.8, pp.118-127, 1989

- 渡邉諭,佐溝昌彦,淵脇晃,杉山友康:微動から得られる固有振動数を用いた増水時の橋脚健全度評価, 鉄道総研報告, Vol.21, No.1, pp.31-36, 2007
- 5) Takenori KEYAKI, Osamu SUZUKI, Shoichi UEMURA : Development of a new scour detector that enables monitoring of pier soundness, *The Proceedings of International Symposium on Seed-up and Service Technology for Railway and Maglev Systems*, Vol.7, 2B13, 2015
- 欅健典,渡邉諭,宮下優也,太田直之:橋脚の両端 部で計測した微動に着目した固有振動数同定手法, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.20, pp.61-68, 2016
- 和田一範,坂井公俊,室野剛隆:実測に基づく鉄道 構造物の減衰特性の概略評価,鉄道総研報告, Vol.30, No.5, pp.35-40, 2016
- 8) 欅健典,宮下優也,渡邉諭,太田直之:振動と変位 に着目した洗掘模型実験,土木学会第71回年次学術 講演会,Ⅲ-140,2016
- 9) 欅健典,馬目凌,渡邉諭:橋脚底面の状態に着目した洗掘模型実験,土木学会第72回年次学術講演会, Ⅲ-117,2017
- 佐溝昌彦,渡邉諭,小林徹,中村貴史:地盤支持力 が河川橋梁の橋脚振動に及ぼす影響に関する模型実 験,第40回地盤工学研究発表会,pp.2473-2474, 2005
- 鳥居和之、川村満紀:締め固めた安定処理土における強度と間隙径分布に関する研究、土木学会論文 集、Vol.400、Ⅲ-10、pp.131-140、1988
- 12) 宮田利雄:わかりやすい振動の知識, 鹿島出版会, pp.48-51, 1982
- 13) 齋藤廣太郎, 中島章典, 竹嶋竜司, 齋藤拓哉: 異な る振動レベルにおけるコンクリート高架橋の振動特 性の把握に関する研究, 第39回土木学会関東支部 技術研究発表会, I-34, 2012

(2018.4.6受付)

# EXPERIMENTAL STUDY ON THE TRANSITION OF VIBRATION CHARACTERISTICS OF BRIDGE PIERS BY SCOURING

## Takenori KEYAKI and Satoshi WATANABE

As a soundness assessment for scouring at river bridge of railway, the natural frequency of the pier is used generally as an evaluation index, but there are few researches focused on evaluation with damping ratio. The correlation between the progress of the scouring and the transition of the vibration state of the pier is not clarified in detail either. Therefore, in this study, we investigated the influence of transition in scour shape and ground properties against vibration properties of the pier for both aspects, the side and the bottom ground of the pier. As a result, when the scouring shape changes, the damping ratio correlates with the natural frequency. Furthermore, the transition of the ground properties have high correlations with the damping ratio in the case of the side ground, and with the natural frequency in the case of the bottom ground. In conclusion, we have made it clear that there is a possibility to estimate the state of the foundation of the pier in more detail by focusing attention on the damping ratio in addition to the natural frequency.