

動的変位量測定による橋脚の健全度評価

東日本旅客鉄道株式会社 正会員 ○山根 寛
 東日本旅客鉄道株式会社 正会員 笹川 貴夫
 東日本旅客鉄道株式会社 広瀬 角雄

1.はじめに

橋脚の安定性を計測、評価する手法は、従来から様々な手法が提案されている。衝撃振動試験はその有効な手法として多用されているが、橋脚の形状などの条件によっては適切な測定データが得られないことがある。本報告では、根入れの低下が認められた橋脚について、その安定性を評価するために実施した衝撃振動試験、ならびにこれに代わる列車通過時の動的変位量測定結果について報告する。

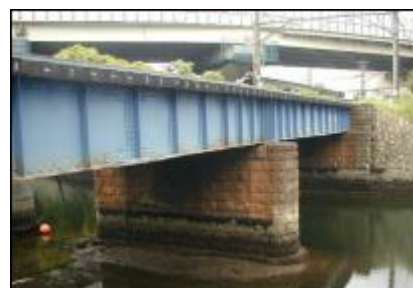
2.調査対象橋脚の概要

対象とする橋脚の諸元を表-1 に示す。また、橋脚の全景を図-1 に示す。なお、直接基礎の支持地盤は河底に露出した土丹層である。

表-1 橋脚の諸元

高さ（天端・フーチング下面）		4.83（m）
幅	橋軸方向	1.47（m）
	橋軸直角方向	7.48（m）
構造		石積
基礎形式		直接基礎
経年		88 年

図-1 橋脚全景



3.衝撃振動試験による調査

最初に、衝撃振動試験を実施し、これから得られる橋脚の固有振動数と、算定式により算出される固有振動数の標準値を比較し、橋脚の安定性を評価することを試みた。試験は、重錘打撃により 10 回実施し、これらの応答波形の重ね合わせ波形に対しフーリエスペクトルと位相差スペクトルを求めたところ（図-2、3）、解析結果からは、固有振動数を決定可能な明瞭なフーリエスペクトルの卓越および固有振動数である場合の位相差スペクトルの値（波形の収録を速度計で行なっていることから固有振動数における位相の値は 0 度あるいは 180 度）を見出せず、本橋脚に関しては固有振動数の特定が困難な結果となった。この原因としては、本橋脚が通常の橋脚に比べ、橋脚高さに対し橋軸直角方向の幅が大きい特殊な形状の橋脚であり、そのため、重錘打撃による橋脚のロッキング運動を起こすことができなかったことによるものと考えられる。

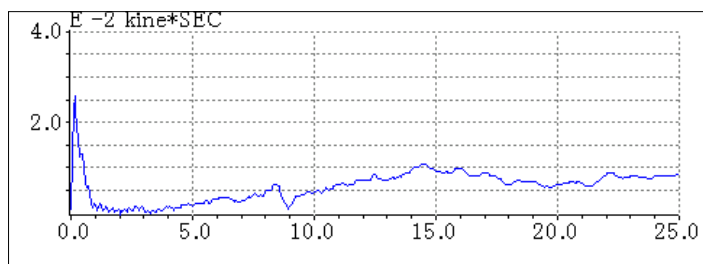


図-2 フーリエスペクトル

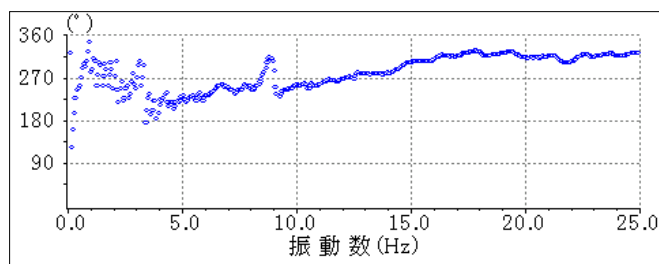


図-3 位相差スペクトル

以上から、この橋脚については、衝撃振動試験により橋脚の固有振動数を求める手法は適用できないことが分かった。また、衝撃振動試験に替わる、橋脚の安定性を定量的に把握する手法を導入する必要性が生じた。

4.調査手法の検討

衝撃振動試験に変わる橋脚の安定性の計測、評価手法として、次のものが挙げられる。

- ①列車が通過しない常時における橋脚の振動加速度（常時微動）を測定し、加速度スペクトルを解析する。
- ②列車が通過する際の橋脚の変位量を測定し、その絶対値を評価する。（動的変位量の測定）

キーワード 衝撃振動試験，動的変位量

連絡先 〒220-0023 横浜市西区平沼 1 丁目 40-26 東日本旅客鉄道株式会社 横浜支社 TEL 045-320-2716

①は、データの測定に列車走行を伴う必要がない一方、極めて小さい振動を測定対象としており、隣接道路の自動車交通等による振動が、測定ノイズとなりやすい。②は、列車が通過する際の橋脚天端での変位量を測定するものであり、衝撃振動試験で用いる機器で測定が可能である。そこで、今回は道路橋、工場等が近接するという対象橋脚の条件を考慮し、②の手法を採用することとした。

5.動的変位量の測定

橋脚天端部の上流側、下流側にセンサー（速度計）を設置し、水平（橋軸方向）、鉛直両方向の列車通過時の動的変位量測定を2列車について実施した。測定された変位波形の例を図-4、5、水平、鉛直方向の正負両方向の最大変位量を表-2に示す。表-2中、列車荷重の項は、列車の編成中最大の荷重となる機関車の重量である。なお、鉛直変位についてはセンサーの特性を越えた長周期変位成分が発生することもあることから、あくまでも参考値として示したものである。

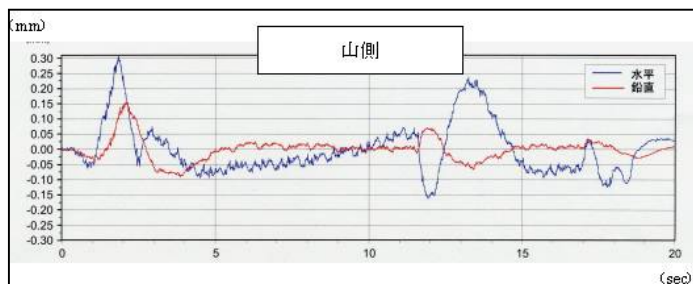


図-4 動的変位量の測定波形（2回目・山側）

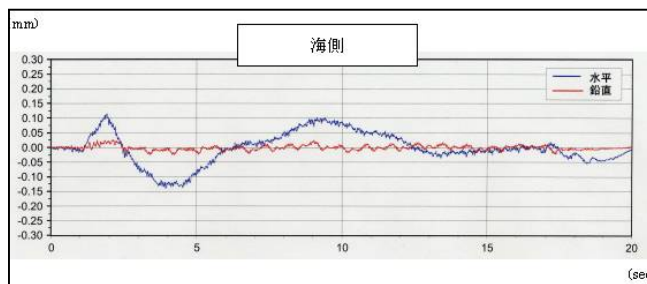


図-5 動的変位量の測定波形（2回目・海側）

表-2 動的変位量の測定結果

測定回数	山側				海側				列車荷重 (tf)
	水平(mm)		鉛直(mm)		水平(mm)		鉛直(mm)		
1回目	0.066	-0.050	0.011	-0.009	0.234	-0.154	0.071	-0.054	65.0
2回目	0.306	-0.164	0.156	-0.093	0.115	-0.139	0.027	-0.026	96.0

表-2より、1、2回目とも測定列車の走行した線路に近いセンサー（1回目海側、2回目山側）の方が、その反対側のセンサーより大きな変位量が測定されたことがわかる。また、最大変位量は山側水平方向（2回目）の0.306mmであり、全振幅についても0.462mmと最大の値となった。

6.測定結果の評価

橋脚の動的変位量評価では、固有振動数のような一般的な評価基準値は現状においては無い。また、当社における現行の土木構造物管理の標準において、動的変位量により橋脚の安定性を評価する基準はない。しかし、旧標準である「土木構造物取替の考え方」に、振動振幅に基づく健全度評価の考え方が示されている。これは、全振幅が0.700mm未満の橋脚を、安定性の点で健全と評価するものである。この基準値と比較した場合、今回の測定結果からこの橋脚は健全であると判定することができるが、この基準値は決定根拠が必ずしも明確とはいえず、これによる判定結果は参考にとどめることが適当であると考えられる。

また、同時に実施した目視調査の結果、橋脚の安定性が低下し変位量が増大した際に生じると考えられる変状が見られなかった。以上の結果を総合すれば、現状において橋脚の安定性には問題はないと判断できる。

7.まとめ

今回実施した動的変位量測定は、6.に示した理由から、今回の測定結果を初期値とし、同様の方法で将来にわたる橋脚の安定性低下を監視する方法とすることが適切であると考えられる。また、今後の課題として、動的変位量の基準値に関する検討、列車の通過を伴わない常時微動測定による橋脚の安定性評価手法の導入などが挙げられる。

最後に、本調査を進めるに際し多大なるご指導、ご協力を頂いた（財）鉄道総合技術研究所 羽矢主任研究員、稲葉研究員他の皆様に、深く御礼申し上げます。

参考文献

- ・ 日本国有鉄道施設局土木課：土木構造物取替の考え方、日本鉄道施設協会、1974.3
- ・ 島村、鈴木、田中：「常時微動を利用した橋脚の安定性評価」土木学会第54回年次学術講演会概要集、1999