

既設水管橋の動的振動実験に基づく減衰特性に関する検討

河内 昭徳¹・竹田 周平²・北浦 勝³・池本 敏和⁴・宮島 昌克⁵

¹学生会員 金沢大学 工学部（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

²正会員 金沢大学大学院 自然科学研究科（株式会社 日本海コンサルタント）

（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

³フェロー会員 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 教授（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

⁴正会員 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 助手（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

⁵正会員 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 教授（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

1. はじめに

水道施設のなかでも重要施設である水管橋の耐震基準¹⁾は、大地震時の動的挙動に関する既往の研究事例が少ないことから、道路橋示方書・同解説²⁾に準じたものとなっている。またステンレス製の水管橋においては、振動実験等による動的特性を研究した事例はいまだ十分と言えない状況にあり、今後も継続していく必要がある。更に水管橋は、道路橋と比較して幅員が狭いこと、橋軸直角方向の剛性が小さいこと、自重が軽いこと、鋼材による溶接接合構造であることなど、構造特性に大きな違いが見られ、水管橋独自の配慮が必要となってくる。

既往の研究³⁾では、いくつかの構造形式に着目した振動実験により、水管橋の減衰定数は道路橋に比較して小さいなどの知見が得られている。しかしながら、動的振動実験のサンプル数も未だ十分と言えない状況であり、振動特性を把握するためには継続して調査していく必要がある。

本研究では、振動実験のサンプル数をさらに増やすため、逆三角形トラス形式やランガー補剛形式の

いくつかの水管橋に着目し、常時微動観測や強制・自由振動実験を行って、これらの動的振動特性や解析で必要となるパラメーターについて把握することを目的とした。

2. 対象とする水管橋と実験概要

(1) A水管橋の概要

A水管橋は、配水管を上部構造の下弦材として兼ねた逆三角形ワーレントラス補剛形式の独立水管橋である。支間長 $L=34.40\text{m}$ で、水道管の口径は $\phi=300\text{mm}$ 、両端橋台に支持されている。地盤特性としては、本橋は比較的沖積層が厚く体積する軟弱地盤上に位置し、支承構造は鋼製支承による固定可動型である。また、点検用歩廊が上弦材の上に全区間にわたって設置されている。

(2) B水管橋の概要

B水管橋は、A水管橋と同様に逆三角形ワーレントラス補剛形式で、支間長 $L=36.08\text{m}$ 、水道管の口径は $\phi=200\text{mm}$ 、両端橋台に支持された構造である。

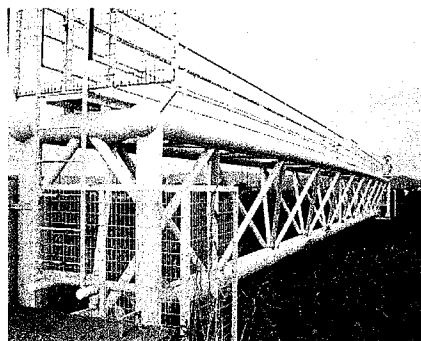


写真-1 A水管橋



写真-2 B水管橋

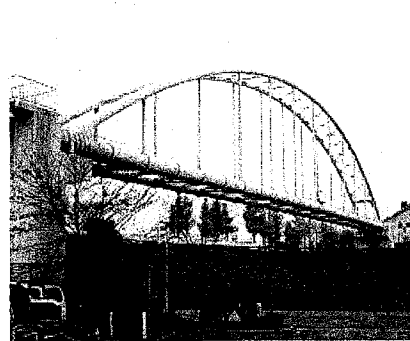


写真-3 C水管橋

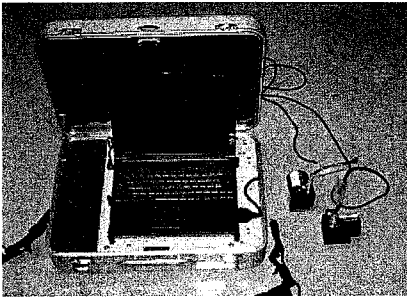


写真 - 4 計測機器

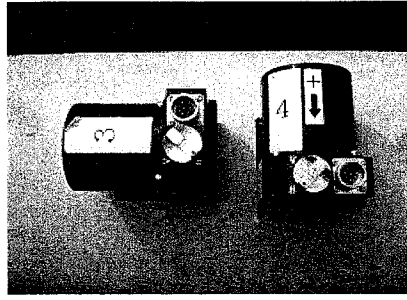


写真 - 5 加速度計の設置状況



写真 - 6 屈伸による自由振動実験

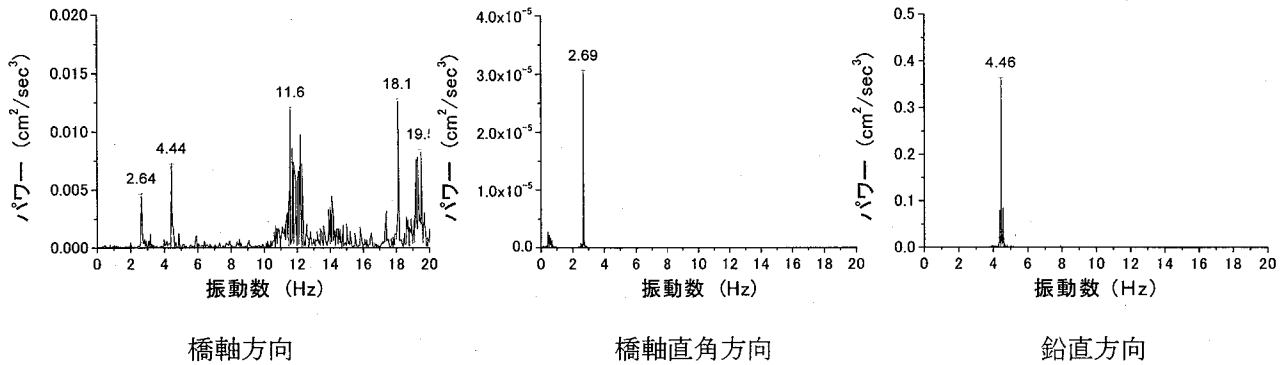


図 - 1 A水管橋の常時微動観測から得られたパワースペクトル

本橋はA橋と異なり比較的硬質な地盤上に位置している。支承構造は、鋼製支承による固定可動型である。また、A橋と同様に点検用歩廊が上弦材の上に全区間にわたって設置されている。

(3) C水管橋の概要

C水管橋は、配水管を上部構造の下弦材として兼ねたランガー補剛形式の水管橋である。支間長は $L=83.40\text{ m}$ で、左右に2本ある配水管の口径は $\phi=914.4\text{ mm}$ である。本橋の地盤特性は、A水管橋とB水管橋の中間的な地盤特性である。支承構造は、鋼製支承による固定可動型である。歩廊は下弦材上の全区間に設置されている。

(4) 振動実験の概要

振動実験は、常時微動観測、自由振動及び強制振動実験の3つによって行った。加速度計は支間 L の $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 及び橋台上の4箇所に設置して、それぞれの実験によって生じる加速度波形を橋軸方向、橋軸直角方向及び鉛直方向の3方向について記録した。常時微動観測では、無風・無荷重状態での加速度波形を5分間、自由振動実験では、スパン中央で人(約 60 kgf)が跳躍や屈伸し、その後加振せずに静止した状態での加速度波形を50秒間計測した。また強制振動実験では、A、B水管橋については人が約 2 Hz の歩調で歩行し、C水管橋については人がスパン中央で屈伸を繰り返すことによって生

じる加速度波形を50秒間計測した。また、記録する波形データのサンプリング周波数は 200 Hz とした。

計測に用いた計器は、携帯用振動計(東京測振 SPC-35N)およびサーボ型速度計(東京測振 VSE-15D)である。携帯用振動計はA/D変換部とノートパソコン部により構成されている。記録された波形は高速フーリエ変換(FFT)を用いて波形処理し、固有振動数や減衰定数を求めた。

なお固有振動数は、常時微動観測、跳躍による自由振動実験及び強制振動実験によって得られた波形について高速フーリエ変換を行い、パワースペクトルのピーク値を読み取ることで求めた。

3. 振動実験の結果

(1) A水管橋の結果

常時微動観測から得られた各方向のパワースペクトルを図-1に示す。また、全ての結果について表-1に示す。表-1において2段に分かれているものは、上段が1次振動数で、下段が2次振動数を示している。

表-1より、常時微動観測、自由振動実験および強制振動実験の全てにおいてほぼ等しい結果となった。全体としては、橋軸直角方向の1次振動が最低次振動となり、2次振動数としては鉛直方向の1次振動数が得られた。また、橋軸直角方向に関しては、 7.9 Hz 付近で2次振動と思われるピークが見られた。

表 - 1 A 水管橋の固有振動数 (H z)

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
常時微動観測	11.57	2.69	4.46
強制振動実験	12.70	2.69	4.54
	—	7.86	—
自由振動実験	11.77	2.67	4.44
	—	7.86	—

表 - 2 B 水管橋の固有振動数 (H z)

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
常時微動観測	12.23	2.73	4.59
	—	4.64	—
強制振動実験	12.08	2.73	4.35
	—	10.11	—
自由振動実験	12.18	2.71	4.57
	—	10.18	—

表 - 3 C 水管橋の固有振動数 (H z)

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
常時微動観測	4.64	1.27	1.49
	—	2.34	4.07
強制振動実験	1.86	1.86	—
	3.71	5.62	4.35
自由振動実験	3.00	—	1.50
	—	2.33	—

表 - 4 ハーフパワー法から求めた減衰定数

	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
A水管橋	0.0021	0.0031	0.0020
B水管橋	0.0024	0.0080	0.0033
C水管橋	—	0.0193	0.0158

表 - 5 振幅減衰比法から求めた減衰定数

	減衰定数	卓越振動数 (Hz)	最大振幅 (gal)
A水管橋	0.0116	4.5	190
B水管橋	0.0096	4.5	165
C水管橋	0.0059	1.5	45

一方、橋軸方向では1次振動数と考えられる10Hz以上の高振動数領域以外に、橋軸直角方向や鉛直方向の1次振動数と同じ振動数でピークが見られるが、これは、橋軸直角・鉛直方向の振動に励起されたものの考えられる。

(2) B水管橋の結果

表 - 2 に B 水管橋の固有振動数の結果を示す。表 - 2 に示すとおり、各実験結果を比較すると、ほぼ等しい結果が得られている。また、得られた値は A 水管橋とほぼ等価なものとなった。

ちなみに、橋軸直角方向の2次振動数の結果は、常時微動観測と各振動実験とは異なっている。しかし、常時微動観測で得られた4.64Hzという値は、鉛直方向の1次振動数である4.59Hzと非常に近いので、鉛直方向の振動が橋軸直角方向に影響を及ぼしている可能性が考えられる。

(3) C水管橋の結果

表 - 3 に C 水管橋の固有振動数の結果を示す。なお実験概要を補足すると、C 水管橋は橋長が大きく加速度波形の振幅が大きく出づらいため、自由振動実験や強制振動実験を行う際には人（約 60kgf）2 人によって加振を行った。

表 - 3 より、実験ごとに異なる結果が得られてい

る。特に、強制振動実験での値が他の実験結果と異なっているが、これは歩行による加振ではなく一定のリズムで屈伸することによる加振を行ったために、そのリズムが影響したためであると考えられる。よって、各方向の1次振動数に関しては、常時微動観測と自由振動実験による結果に比重をおいて考察する。

全体の最低次振動数としては、橋軸直角方向の1次振動数である1.27Hz、2次振動数は鉛直方向の1次振動数である1.5Hzが得られた。各方向の2次以降の振動数については、明確に述べるのが困難であるが、強制振動実験から鉛直方向に4.3Hzのピークが見られた。また橋軸方向に関しては、他の水管橋と同様に他方向の振動数よりも高振動数領域でピークが見られ、それよりも低い振動数では他方向の振動に励起されたと考えられるピークが見られた。

(4) 減衰定数の結果

減衰定数の算出として、ハーフパワー法と振幅減衰比法の2種類を用いた。ハーフパワー法では、常時微動観測から得られたパワースペクトルの形状からそれぞれの方向の減衰定数を算出した。また、振幅減衰比法では屈伸による自由振動実験で得られた鉛直方向の波形をもとに、鉛直方向の減衰定数を算出した。表 - 4、5 にそれぞれの結果について示す。

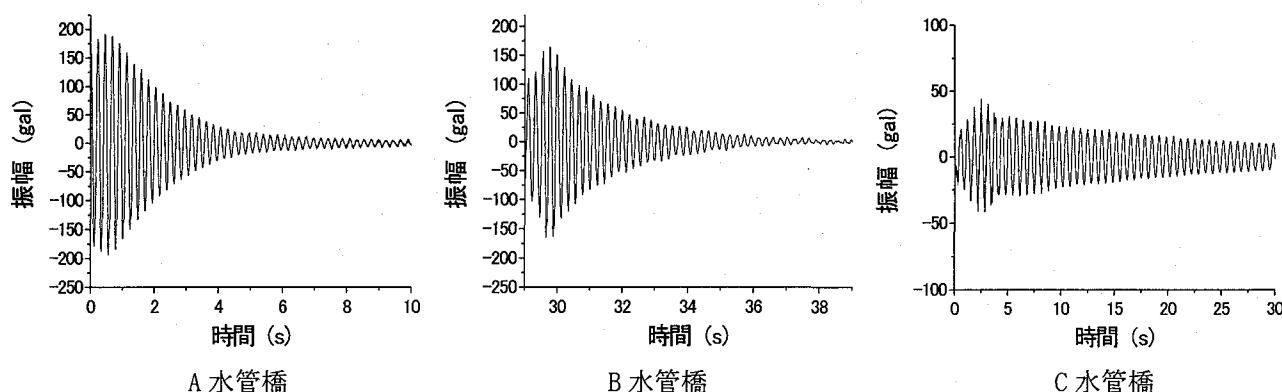


図 - 2 屈伸による自由振動波形

ハーフパワー法で減衰定数を算出する際に、スペクトル形状が整っておらず、左右対称でないようなものは省略し、「—」と記した。

また、屈伸のあとの自由振動実験で得られた鉛直方向の加速度波形を図-2に示す。

ハーフパワー法から求めた減衰定数は、A 水管橋では 0.2~0.3%ほどで、鋼製の道路橋の一般的な値である、2~3%と比較して約 1/10 程度であり、非常に小さいものであることが判る。また、B 水管橋についても、橋軸直角方向の値はそれほど小さくはないが、それ以外の 2 方向では A 水管橋と同程度の値が得られた。この値は、既往の研究で同様にハーフパワー法で求められた、同規模の三角トラス形式水管橋の減衰定数と近い値を有している。一方、C 水管橋に関しては 1.5~2%であり、基準に近い値が得られた。

次に、振幅減衰比法で得られた値を見ると、A、B 水管橋では、約 1%の値が得られた。これは基準よりも小さな値ではあるものの、ハーフパワー法で求めた値よりも大きくなった。その原因の 1 つは、ハーフパワー法は極めて微小な振幅である常時微動のスペクトル形状を利用しているのに対し、振幅減衰比法では人力で加振して、表-5 に示すとおり 200gal 近い振幅を発生させて求めていることが挙げられる。よって、大地震を想定した解析を行う際には、常時微動よりも、ある程度振幅を発生させた状態での減衰定数を用いるのが適当であると考えられ、常時微動を用いたハーフパワー法で得られた減衰定数は、各方向の減衰の大小関係を調べる時などに用いるのが有効であると考えられる。

またC水管橋については、A、Bの水管橋の減衰定数や基準の減衰定数と比較しても1/3程度と、小さな値となった。しかし、自由振動実験で発生させた加速度の振幅は、A、B水管橋での実験の時と比較して1/3程度の小さなものであったことが影響していると考えられるため、解析を行う際には、そのことも考慮する必要があると考えられる。

4. まとめ

本研究では、中規模の逆三角形ワーレントラス補剛形式水管橋の2橋と大規模のランガー補剛形式水管橋の1橋に着目して、実橋による振動実験を行った。得られた結果を以下に示す。

- 常時微動観測や歩行による強制振動実験及び跳躍による自由振動実験では、固有振動数に関してほぼ等しい結果が得られており、正しく評価することができた。
- 減衰定数に関しては、基準に示されている一般的な値よりは小さいことが確認された。しかし、振動の振幅に依存する傾向が見られるため、地震時の振動特性を把握するためにはより大きな振幅を与える必要がある。

参考文献

- 1) 水管橋設計基準（耐震設計編）WSP064-97、日本水道鋼管協会、平成9年9月。
- 2) 道路橋示方書・同解説 耐震設計編、平成14年3月。
- 3) 水田洋司他：水管橋の振動実験、土木構造・材料論文集第15号、1992.12。