

三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動

Dynamic behavior of truss and langer type aqueducts during earthquake

竹内 貴司*、川口 周作*、水田 洋司**、大塚 久哲***

Takashi TAKEUCHI, Shusaku KAWAGUCHI, Yoji MIZUTA, Hisanori OTSUKA

*新日本製鐵(株) 水道施設部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町 2-6-3)

** 工博 九州産業大学 工学部 土木工学科 教授 (〒813-0004 福岡市東区松香台 2-3-1)

***工博 九州大学大学院 工学研究科 建設システム工学専攻 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

The seismic design code for aqueducts has been revised based on the updated Design Specification of Highway Bridge Part V Seismic Design. But the characteristics of aqueducts are different from that of road bridges. There have been many reports dealing with the dynamic analysis of road bridges, however, aqueducts have received relatively little attention in this respect. This paper describes that the measured values of the damping coefficient and natural period, of actual truss and langer type aqueducts, and the results of the non-linear dynamic analysis of these aqueducts.

Key Words : Aqueduct, Non-linear dynamic analysis, Dynamic characteristics, Damping coefficient

1. はじめに

水管橋は、水道管が河川等を横断するための橋梁であり、水道施設のなかで、送水機能の一端を担う重要な施設の一つである。水管橋は、水道管自体を構造体として利用する方法と専用橋で水道管を添架する方法があり、道路橋と同様に、架設条件、荷重条件等によって種々の形式の橋梁が架設されている。平成9年に改訂された水道施設耐震工法指針・解説¹⁾(以下、水道耐震指針)は、平成7年に発生した兵庫県南部地震における水管橋の被害から得られた知見と平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾(以下、道示V)を参考にしてしている。

しかしながら、地震時動的挙動に関する水管橋の事例報告³⁾や資料⁴⁾、⁵⁾が少なく、大地震に対する挙動については不明なことが多いため、水道耐震指針では、動的解析に用いる諸定数については、道示Vの値を参考とすることとしている。水管橋は、道路橋と比較して幅員が狭い、自重が軽い等、構造特性も異なるため、道路橋と同じ形式であっても、減衰定数、振動数および地震時挙動が異なると思われる。

そこで、本報告では、水管橋の代表的な形式である三角トラス形式、ランガー形式水管橋の実橋振動実験結果とその結果を踏まえた非線形動的検討結果について報告するとともに、耐震設計上の今後の課題について検討を行う。

2. 水管橋の特徴

道路橋との構造的な違いを中心に、水管橋の特徴をまと

めると以下の通りである。

- ①水管橋の支間長は、道路橋より短い。水道管の口径にもよるが、一般的な支間長は、パイプビームで20m程度、トラス形式で40m程度、支間長が最も長いアーチ補剛形式でも100m未満である。
- ②水管橋の死荷重は、道路橋より小さい。水管橋の1m当たりの鋼重は、一般的に500kgf/m程度が多く、大きくても1000kgf/m程度である。
- ③水管橋の桁幅は狭く、面外水平方向の剛性は道路橋より低い。補剛形式の水管橋の桁幅でも、2.5m未満が多い。
- ④水管橋は、伸縮管部を除いて、鋼製で溶接接合されており、道路橋のように種々の材料は用いられていない。
- ⑤水管橋の設計水平荷重は、地震荷重(死荷重による地震時慣性力)より風荷重が大きい場合が多い。
- ⑥大きな地震動(地震動レベル2)に対する保有すべき機能として、道路橋が「通行機能の確保」であるのに対し、水管橋は「通水機能の確保」である。

3. 振動実験と解析対象の水管橋

3.1 三角トラス形式水管橋(A水管橋)

水道管自体を構造物の下弦材として利用した三角トラス形式の独立水管橋であり、福岡県行橋市を流れる長峽川に架かるA水管橋である。点検用の歩道が左岸からスパン中央まで上弦材の上に設置されている。耐震設計は旧設計基準(1979年の水道耐震指針および1990年の道示V)によって行われ、水平設計震度(Kh)は0.2が採用されている。ただし、風荷重を水平震度に換算するとKh=0.86相

当であり、風荷重の方が大きい。したがって、面外水平方向荷重としては、風荷重が採用されている。なお、この水管橋は1998年3月に竣工し、供用されている。表-1に水管橋の諸元、図-1にその概略図を示す。

表-1 A水管橋の諸元

形式	三角トラス形式独立水管橋
支間長	28.2m
主構幅員	1.2m
水道管	φ318.5mm (下弦材1本)
空虚時全重量	6.1tf、(217kgf/m)
通水時全重量	8.2tf、(290kgf/m)
橋台	高さ4m
基礎	杭基礎構造

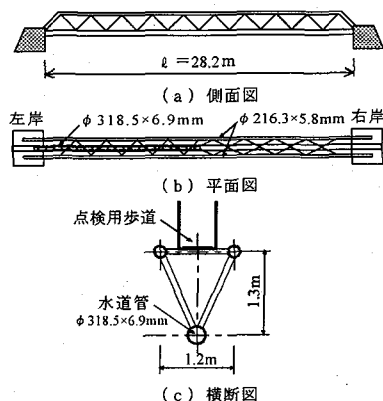


図-1 A水管橋の概略図

3.2 ランガー形式水管橋(B水管橋)

水道管自体を構造物の下弦材として利用した水管橋であり、大分市大分川に架かる支間長66.5m+84.7m+84.7m+84.7mの4径間単純支持ランガー形式の独立水管橋(B水管橋)である。点検用の歩道が橋の全長にわたって設置されている。耐震設計は、旧設計基準で行われており、設計水平荷重(面外)は、地震荷重が $K_h=0.2$ 、風荷重が $K_h=0.31$ 相当であることから、風荷重によって設計されている。なお、本水管橋は1988年5年に竣工し、供用されている。表-2に水管橋の諸元、図-2にその概略図を示す。今回の実験および解析対象とした橋は、4径間の内、左岸側から2つ目の支間長84.7mの橋である。

表-2 B水管橋の諸元

形式	ランガー形式独立水管橋
支間長	66.5m×1スパン+84.7m×3スパン
主構幅員	4.0m
水道管	φ914.4mmの下弦材2本
空虚時全重量	71.2tf+99.9tf×3 (1170kgf/m, 1180kgf/m)
通水時全重量	155.0tf+206.7tf (2330kgf/m, 2440kgf/m)
橋脚	高さ21m
基礎	杭基礎構造

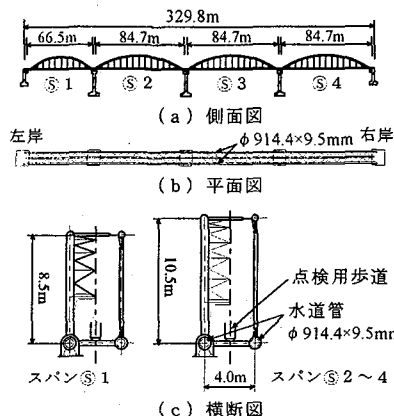


図-2 B水管橋の概略図

4. 水管橋の振動実験

4.1 振動計測の概要

各水管橋の常時微動と強制振動(歩行者による振動)の速度波形をサーボ型加速度計(ASQ-2CAS1型:共和電業製)を用いて、データレコーダ(PC-208A型:SONY製)に記録した。記録された波形は高速フーリエ変換(FFT)や最大エントロピー法(MEM)を用いてパソコンで波形処理し、固有振動数、固有モード、減衰定数を求めた。

常時微動は無荷重、無風状態で水管橋の速度波形を10分間記録した。強制振動は水管橋の点検用歩道を成人男性(55kgf)1人が通常(0.60秒/歩)で歩行したときに生じる振動の速度波形を計測した。

対称1次、2次、逆対称1次、2次の固有振動数を求めるために、測点はスパンの1/4点、2/4点、3/4点に設け、鉛直、面外水平、橋軸方向の振動を計測した。水管橋上部工の振動計測時は主構上に加速度計の設置場所を設け、橋台、橋脚の振動計測時はその上端部に加速度計を設置した。

4.2 記録波形の解析

常時微動計測で得られた記録は、A/D変換した後、FFTあるいはMEMを用いて、波形に含まれる振動数に対するパワースペクトルを求め、卓越振動数を読み取った。FFTとMEMのデータ抽出時間刻みは0.04秒、データ個数は3000個である。このときの減衰定数はピーク値を示すパワースペクトル曲線からHalf Power Methodを利用して求めた。

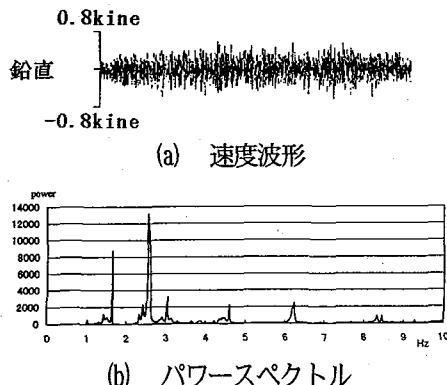


図-3 B水管橋(1/4点)の歩行者による強制振動

強制振動の大きさは、30gal程度であった。B水管橋の1/4点における強制振動の速度波形を図-3(a)とFFTで波形処理して得られたパワースペクトルを同図(b)に示す。

4.3 固有振動数

表-3に各橋の固有振動数一覧を示す。表中の横欄の1, 2は固有振動数の小さい順に列記している。また、上段は常時微動から求めた値、下段は歩行者による卓越振動数であり、トラス形式のA水管橋は1/2点、ランガー形式のB水管橋は1/4点での計測値である。

A水管橋の固有振動数の最低次は3.98Hzと高く、面外水平の対称1次振動である。2次は6.48Hzで、鉛直対称1次振動である。逆対称1次振動は鉛直・面外水平のいずれの振動も25.0Hz以上の値を持っていると考えられ、常時微動では25.0Hzまでのレンジに検出出来なかった。橋軸方向と面外水平方向の振動数は、同じ値となっており、面外水平方向の振動によって橋軸方向の振動が励起されていると考えられる。また、常時微動の卓越振動と歩行時の卓越振動は同じであり、各方向の最低次振動が励起されている。

B水管橋の固有振動数は最低次が1.03Hzの鉛直逆対称1次振動である。2次は1.16Hzの面外水平対称1次振動である。因みに鉛直対称1次振動は、1.65Hzで3次振動として表れている。また、上部工の常時微動と歩行時の卓越振動数は、鉛直方向を除いて同じであり、歩行時の鉛直の卓越振動は対称2次である。橋脚の振動は、面外水平方向振動が一番低く、1.59Hzである。面外水平振動には1.13Hzも検出されているが、この振動数は上部工の面外水平振動(1.16Hz)とほぼ同じであり、上部工の各測点のパワースペクトルから上部工の振動と考えるのが妥当であろう。橋脚の橋軸方向固有振動数は、上部工の橋軸方向とほぼ同じで2.53Hz、鉛直方向は2.54Hzであった。

表-3 固有振動数 (Hz)

	橋 軸		鉛 直		面外水平	
	1	2	1	2	1	2
A水管橋	3.98	—	6.48	—	3.98	—
	3.98		6.54		3.98	
B水管橋	2.55	—	1.03	1.65	1.16	2.21
	2.54		2.56		2.21	

4.4 減衰定数

減衰定数の結果を表-4に示す。表中の1, 2は表-3の上段の固有振動数に対応した減衰定数であり、スペクトル形状が固有振動数を通る軸線に対して対称な形でなく、得られる値に信頼がおけない振動数に対しては「—」と表している。値は常時微動のパワースペクトルからHalf power methodで求めたものである。

表-4 減衰定数

	橋 軸		鉛 直		面外水平	
	1	2	1	2	1	2
A水管橋	0.002	—	—	—	0.002	—
B水管橋	0.005	—	0.004	0.004	—	0.002

減衰定数は、同タイプの道路橋(0.02程度)に比べて小さな値(0.002~0.004)が得られた。上部工の橋軸、鉛直、面外水平の各方向で大きさに違いが見られるが、同じオーダーの値が得られた。橋台、橋脚の減衰定数は地盤、橋脚の形状や高さによって異なるため、一概に言えないが、今回の測定では方向による違いは見られず、B水管橋では0.002~0.003であった。

5. 解析方法

5.1 入力地震動

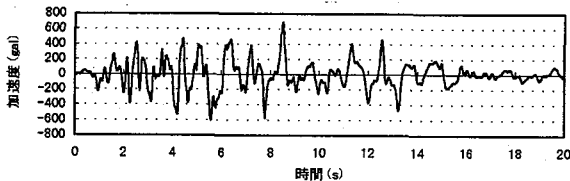
入力地震動には、平成7年兵庫県南部地震で観測された記録の振幅調整波(TYPE II)を用いた。なお、B水管橋に対しては地震波の違いによる動的挙動を比較検討するためにTYPE Iの地震波である1983年日本海中部地震の津軽大橋で観測された記録の振幅調整波も用いて解析を行った。架橋地点の地盤特性を反映させるために、地盤種別に対応する地震波を用いている。水管橋別に用いた入力地震波と最大加速度を表-5に示す。動的解析を行ったケースを表-6に示す。TYPE IIの地震波に対しては、橋軸方向にN-S成分またはE-W成分の一波を入力し、2ケースの解析を行った。面外水平方向についても同様な解析を行った。すなわち、それぞれの水管橋に対して、4ケースずつの解析を行った(CASE 1~8)。TYPE Iの地震波については、T-R成分を橋軸方向または面外水平方向に入力した(CASE 9, 10)。また、鉛直加震時の影響を検討するために、水平と鉛直の同時入力を行った(CASE 11, 12)。

表-5 入力地震波

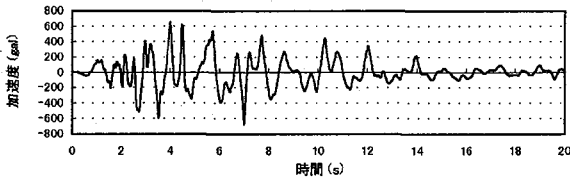
水管橋名称	架橋地点の地盤種別と固有周期	用いた地震波と最大加速度			備考
		JR 鷹取駅	ポ-トアライント 津軽大橋	NS EW	
A水管橋	II種 Tg=0.21秒	JR 鷹取駅	NS	687gal	図-4
			EW	672gal	
B水管橋	III種 Tg=0.64秒	ポ-トアライント	NS	557gal	図-5
			EW	619gal	
		津軽大橋	TR	433gal	図-6

表-6 検討ケース

CASE	水管橋	加震方向	地震波
CASE 1	A水管橋	橋軸	JR 鷹取駅 NS
CASE 2			JR 鷹取駅 EW
CASE 3		面外水平	JR 鷹取駅 NS
CASE 4			JR 鷹取駅 EW
CASE 5	B水管橋	橋軸	ポ-トアライント NS
CASE 6			ポ-トアライント EW
CASE 7		面外水平	ポ-トアライント NS
CASE 8			ポ-トアライント EW
CASE 9		橋軸	津軽大橋 TR
CASE 10		面外水平	津軽大橋 TR
CASE 11		橋軸	ポ-トアライント EW
CASE 12		鉛直	ポ-トアライント EWの1/2振幅波
	面外水平	ポ-トアライント EW	
	鉛直方向	ポ-トアライント EWの1/2振幅波	

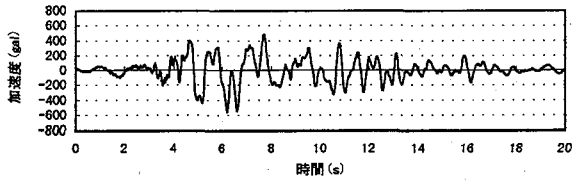


(a) NS方向

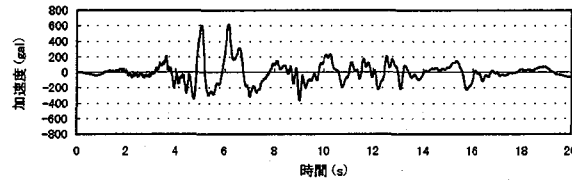


(b) EW方向

図-4 JR鷹取駅(Ⅱ種地盤)



(a) NS方向



(b) EW方向

図-5 ポートアイランド(Ⅲ種地盤)

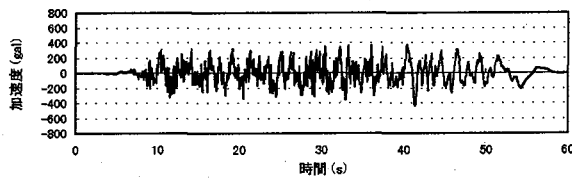


図-6 津軽大橋 (TR方向) (Ⅲ種地盤)

5.2 解析方法

今回使用したプログラム(Y-DYNA)は、参考文献6)の免震支承を有する一本柱の鉄筋コンクリートの解析結果と比較して、表-7に示すような精度であることを確認している。

表-7 ベンチマークテスト結果

	参考文献6)	Y-DYNA
上部構造慣性力作用位置の水平変位	20.6cm(100%)	19.3cm(94%)
免震支承の水平変位	16.7cm(100%)	16.8cm(101%)
橋脚天端の水平変位	2.3cm(100%)	2.5cm(109%)
橋脚基部の曲げモーメント	2664.6tf・m(100%)	2515.2tf・m(94%)

数値積分法はNewmark β 法($\beta=0.25$)を用い、データ間隔は、0.002秒、振動時間はTYPE Iの地震波については60秒、TYPE IIの地震波については20秒とした。水管橋(桁部、橋台、橋脚)の減衰定数については、剛性比例型減衰とし、前述の計測によって得られた値に基づいて定めた。基礎、地盤の減衰定数は20%とした。

6. 三角トラス形式水管橋の動的挙動

6.1 解析モデル

解析対象橋の概要は、3.1三角トラス水管橋に述べた通りである。桁部である上部構造は、3次元骨組の多質点弾完全塑性バイリニアモデルとした。橋台については、高さが4.0mであることと、地盤にほとんど埋め込まれていることから、剛体モデルとした。杭基礎及び地盤はバネモデルとした。解析モデルを図-7に示す。減衰定数は、水管橋部(桁部、橋台部)を0.2%、杭基礎及び地盤を20%とした。

支承:(固定)

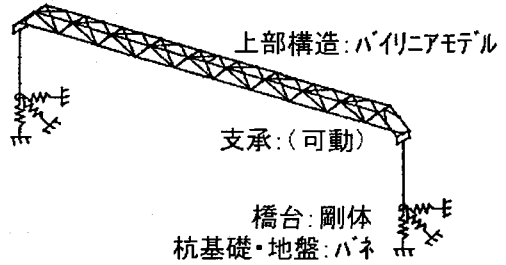


図-7 A水管橋の解析モデル図

また、解析モデルの妥当性を検証するために、前述した振動実験により計測された固有振動数、振動モードと固有値解析結果を比較した。実験と解析の振動モードは同じであり、固有振動数は、表-8に示すように、解析値と計測値の比が103%から109%であることから、本解析モデルは妥当と判断した。

表-8 固有振動数の比較

	計測(Hz)	解析(Hz)
橋軸方向	3.98	4.10
面外水平方向	3.98	4.35
比率(解析/計測)	103~109(%)	

6.2 解析結果と考察

解析結果の総括を表-9に、最大応答加速度2341galが発生しているCASE3の時刻歴応答結果を図-8に示す。

(1) 上部工部材断面力

いずれの検討ケースにおいても、断面力は弾性範囲内であり、最大ひずみは0.068%と小さい値となった。これは、本水管橋が、面外水平方向設計荷重として地震荷重ではなく、水平震度0.86相当の風荷重を採用しており、地震荷重に対しては余裕があるためと考えられる。

(2) 応答加速度

橋軸方向加震においては、CASE2の場合に支間1/4点付近の下弦材部にて最大応答加速度1144galが発生しており、応答倍率は1.7倍であった。面外水平方向加震においては、CASE3の場合に支間2/4点(中央部)の下弦材部にて最大応答加速度2341galが発生しており、応答倍率は3.4倍であった。CASE3において、減衰定数と最大応答加速度の関係を検討した結果を表-10に示す。水管橋の特徴である小さな減衰定数が、大きな応答加速度の発生に影響を及ぼしていることがわかる。

表-9 解析結果

項目	地震波入力方向	解析結果 (最大応答値)	旧基準設計値 (E:地震) (W:風)	
上部工 部材断面力	橋軸	弾性範囲 ($\epsilon=0.006\%$)	—	
	面外水平	弾性範囲 ($\epsilon=0.068\%$)	—	
応答加速度 (応答倍率)	橋軸	1144gal (1.7倍)	—	
	面外水平	2341gal (3.4倍)	—	
支 承 部 反 力	鉛直 方向	橋軸	F:0.4tf, M:0.4tf	0.25tf (E) 2.1tf (W)
		面外水平	F:2.2tf, M:1.6tf	
	橋軸 方向	橋軸	F:2.5tf	1.4tf (E)
		面外水平	F:12.2tf	6.0tf (W)
	面外水 平方向	橋軸	F:0.0tf, M:0.0tf	0.32tf (E)
		面外水平	F:2.4tf, M:2.5tf	1.8tf (W)
支 承 部 お よ び 伸 縮 管 の 軸 方 向 変 位 量	橋軸	10.1mm (支承)	±16mm	
		10.1mm (伸縮管)	±50mm	
	面外水 平	1.3mm (支承)	±16mm	
		1.3mm (伸縮管)	±50mm	

注) Fは固定支承部、Mは可動支承部を表す。

表-10 減衰定数と最大応答加速度の関係

減衰定数	h=0.2%	h=1.0%	h=2.0%	h=5%
応答加速度	2341gal	2084gal	1950gal	1662gal
応答倍率	3.4倍	3.0倍	2.8倍	2.4倍

(3) 支承部反力

面外水平方向加震時の橋軸方向反力は、旧設計基準の地震荷重に対する設計値の8.7倍、風荷重に対する設計値の2.0倍となっている。この理由は、面外水平方向加震時に発生している大きな応答加速度によるものである。なお、面外水平方向加震時に橋軸方向反力が発生する理由は、面外水平加速度により固定支承部に面外モーメントが発生し、そのモーメントに抵抗するために、2本の下弦材にそれぞれ設置されている固定支承部に橋軸方向反力が発生するからである。特に、固定支承部の幅(桁幅)が狭いため、大きな橋軸方向反力が発生することになる。

面外水平方向加震時の面外水平方向反力については、橋軸方向反力ほど大きな値となっていないが、大きな応答加速度により、旧基準による設計値を超える結果となっている。また、鉛直反力については、ほぼ旧設計基準値以内であった。

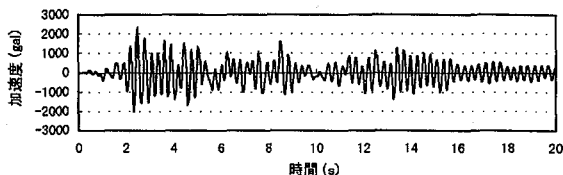
橋軸方向加震時においては、ほぼ旧基準値以内であった。

現行の水道耐震指針に基づいて静的解析による耐震設計を行った結果と今回の動的解析結果の比較を表-11に示す。ただし、動的解析に用いた地震波形は、道示Vの加速度応答スペクトルに対応する振幅調整波であるため、静的解析に用いる等価震度も道示Vに基づいて決定した。すなわち、等価水平震度は、 $1.28/\sqrt{5}$ 、等価鉛直震度は、 $0.64/\sqrt{5}$ とした。ここで、 $1/\sqrt{5}=1/\sqrt{2 \times \mu - 1}$ である(μ は許容塑性率で3)。現行基準による静的解析結果より、動的解析結果の方が1.7~3.0倍大きくなった。この理由は、水管橋が低減衰であることと、桁部と橋台部が弾性挙動を示しており、履歴による減衰がなかったことが影響してい

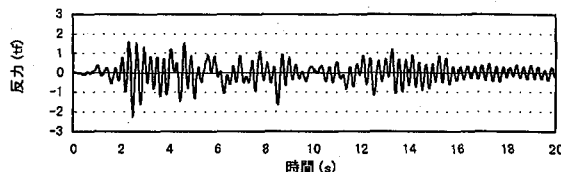
ると考えられる。

表-11 動的解析と静的解析の比較

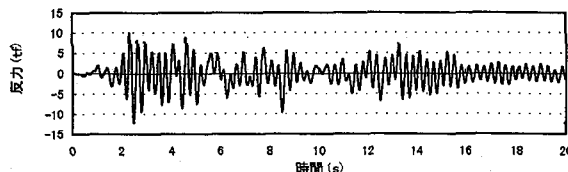
支承部反力	動的解析: (a)	静的解析: (b)	(a) ÷ (b)
鉛直方向	2.2tf	1.3tf	1.7
橋軸方向	12.2tf	4.0tf	3.0
面外水平方向	2.4tf	0.9tf	2.7



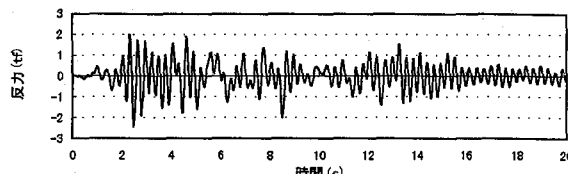
(a) 最大応答加速度発生箇所における応答加速度



(b) 固定支承部鉛直方向反力



(c) 固定支承部橋軸方向反力



(d) 固定支承部面外水平方向反力

図-8 A水管橋の時刻歴応答 (CASE 3)

(4) 支承部および伸縮管変位

支承部および伸縮管の変位仕様は、設計温度伸縮量に基づいて決定されている。支承部の軸方向変位は、旧設計基準による計算値以内となっているが、温度伸縮による移動量(±12mm)と足し合わせると旧設計基準による計算値を超える結果となった。伸縮管は、市販最低伸縮量である50mm仕様が採用されていたため、温度伸縮量と今回解析した地震時変位量を加えた値が許容値以下となることができた。今回の解析では、固定支承部が破壊しないことを前提としているが、固定支承部の反力が大きいことから、支承部の破壊を考慮した伸縮管変位量の検討が必要と考えられる。さらに、大きな反力の発生を防止するための免震機構の検討も必要と考えられる。

7. ランガー形式水管橋の動的挙動

7.1 解析モデル

解析対象橋の概要は、3.2 ランガー形式水管橋に述べた通りである。桁部である上部構造および橋脚は、3次元骨

組の多質点弾完全塑性バイリニアモデルとした。杭基礎及び地盤は線形バネモデルとした。解析モデルを図-9に示す。減衰定数は、水管橋(桁部、橋脚部)を0.4%、基礎及び地盤を20%とした。

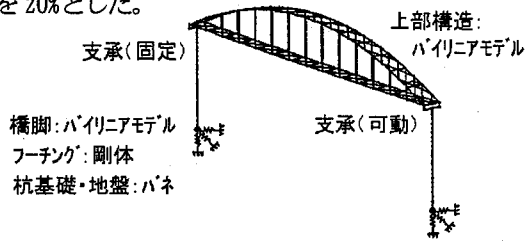


図-9 B水管橋の解析モデル図

解析モデルの妥当性を検証するために、前述した振動実験により計測された固有振動数、振動モードと固有値解析結果を比較した。計測値と解析値の振動モードは同じであり、固有振動数は、表-12に示すように、計測値と解析値の比が92%から103%であることから、本解析モデルは妥当と考えられる。

表-12 固有振動数の比較

	計測(Hz)	解析(Hz)
橋軸方向	2.55	2.35
面外水平方向	1.16	1.20
比率(解析/計測)	92~103 (%)	

7.2 解析結果と考察

TYPE II地震波による水平加震(CASE 5~8)、TYPE I地震波による水平加震(CASE 9~10)、TYPE II地震波による鉛直・水平同時加震(CASE 11~12)の解析結果を表-13に示す。なお、表中の数値は、最大値である。CASE 5~8、CASE 9~10、CASE 11~12のそれぞれにおいて、最大応答加速度が得られたCASE 8、CASE 10、CASE 12の時刻歴応答図を図-10、図-11、図-12に示す。

表-13 B水管橋の解析結果

項目	水平成分の加震方向	解析結果 (最大応答値)			旧基準設計値 (E:地震) (W:風)	
		TYPE II地震波による水平加震(CASE 5~8)	TYPE I地震波による水平加震(CASE 9~10)	TYPE II地震波による水平・鉛直同時加震(CASE 11~12)		
上部工部材断面力	橋軸	弾性範囲内 ($\epsilon=0.042\%$)	弾性範囲内 ($\epsilon=0.064\%$)	弾性範囲内 ($\epsilon=0.043\%$)	-	
	面外水平	横綾材で塑性	横綾材で塑性	横綾材で塑性	-	
応答加速度 (応答倍率)	橋軸	1339gal (2.2倍)	1075gal (2.5倍)	1404gal (2.3倍)	-	
	面外水平	3580gal (5.8倍)	2914gal (6.7倍)	3579gal (5.8倍)	-	
支承部反力	鉛直方向	橋軸	F:6.8tf, M:7.9tf	F:7.6tf, M:9.8tf	F:18.3tf, M:17.1tf	7.1tf(E) 16.0tf(W)
		面外水平	F:79.5tf, M:76.0tf	F:70.6tf, M:60.0tf	F:97.8tf, M:82.3tf	
	橋軸方向	橋軸	F:49.5tf	F:38.5tf	F:50.1tf	77.4tf(E)
		面外水平	F:586.2tf	F:544.9tf	F:595.5tf	120.tf(W)
	面外水平方向	橋軸	F:2.1tf, M:0.7tf	F:1.7tf, M:0.8tf	F:2.0tf, M:1.5tf	11.1tf(E)
		面外水平	F:67.6tf, M:55.3tf	F:62.6tf, M:48.6tf	F:67.8tf, M:53.9tf	17.2tf(W)
支承部および伸縮管の軸方向変位量	橋軸	43mm (支承)	31mm (支承)	38mm (支承)	± 132 mm	
		43mm (伸縮管)	31mm (伸縮管)	38mm (伸縮管)	± 155 mm	
	面外水平	27mm (支承)	23mm (支承)	32mm (支承)	± 132 mm	
		27mm (伸縮管)	23mm (伸縮管)	32mm (伸縮管)	± 155 mm	

注1) 応答加速度は、水平成分のみの値を示す。注2) Fは固定支承部、Mは可動支承部を表す。

(1) 上部工部材断面力

橋軸方向加震の場合は、いずれの断面力も弾性範囲内であった。面外水平方向加震の場合は、固定支承部側横綾材が塑性化した。全体構造系を不安定にさせる部位ではなかった。CASE 8の塑性化部材の発生箇所とひずみ、応力の履歴図を図-13に示す。最大発生ひずみは比較的小さく0.346%であった。塑性域に達しているものの、比較的小さいひずみ量であった理由は、面外水平方向設計荷重として地震荷重ではなく、水平震度0.31相当の風荷重によって設計されていたからと考えられる。

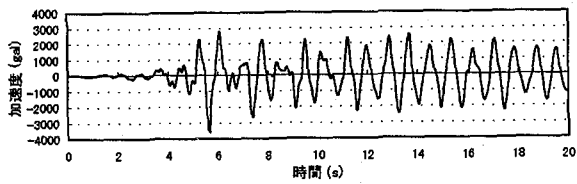
また、水平・鉛直同時加震の場合(CASE 12)の断面力は、水平加震のみの場合(CASE 8)に比べて大きな違いは見られず、塑性ヒンジ発生箇所数も20箇所と同じであった。これは、後述する応答加速度(合成値)があまり変わらなかったためと考えられる。

(2) 応答加速度

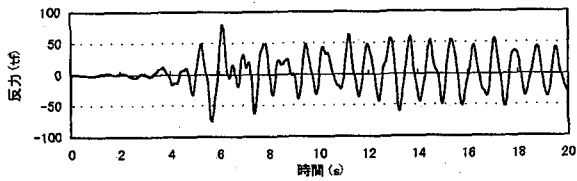
いずれのケースにおいても、橋軸方向加震より面外水平方向加震の方が、大きな応答加速度が発生しており、応答倍率は5.8倍~6.7倍であった。CASE 8において、減衰定数と最大応答加速度の関係を検討した結果を表-14に示す。A水管橋と同様に小さな減衰定数が、大きな応答加速度の発生原因になっていることがわかる。

橋軸方向加震の最大応答加速度の発生場所は、固定支承部付近、面外水平方向加震の場合は、アーチ側の支間中央部であった。TYPE Iの地震波の方が、TYPE IIの地震波より少し大きな応答倍率が得られたが、顕著な違いは見られなかった。

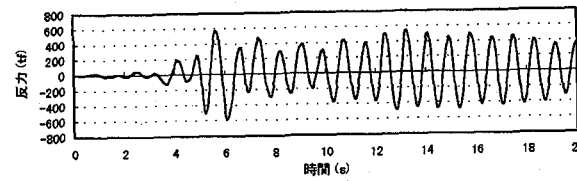
水平、鉛直方向同時加震の場合(CASE 11と12)は、表-15に示すように、水平加震のみの場合(CASE 6と8)と比べて、応答加速度の水平成分には違いが見られない。今回入力した鉛直方向地震波は、水平方向地震波の1/2振幅波で



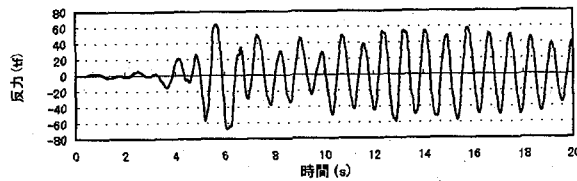
(a) 最大応答加速度発生箇所における応答加速度



(b) 固定支承部鉛直方向反力

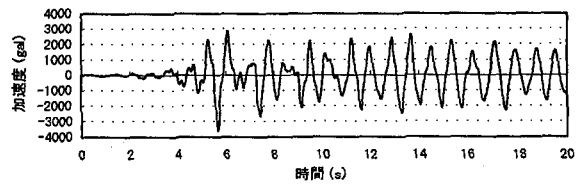


(c) 固定支承部橋軸方向反力

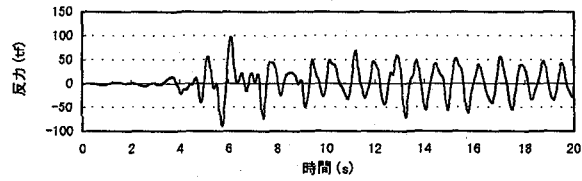


(d) 固定支承部面外水平方向反力

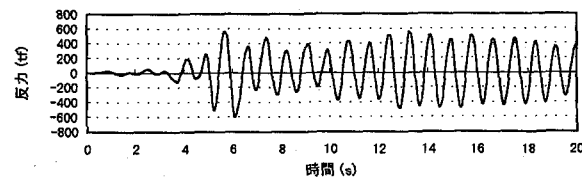
図-10 B水管橋の時刻歴応答 (CASE 8)



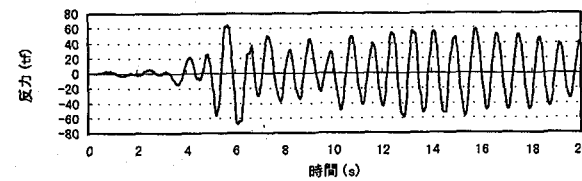
(a) 最大応答加速度発生箇所における応答加速度



(b) 固定支承部鉛直方向反力

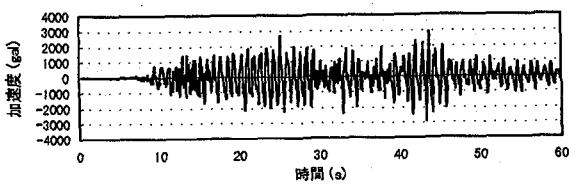


(c) 固定支承部橋軸方向反力

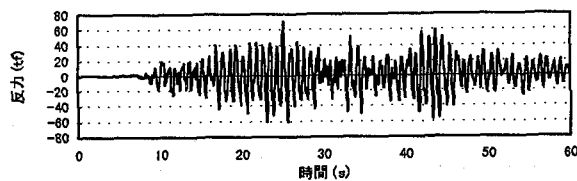


(d) 固定支承部面外水平方向反力

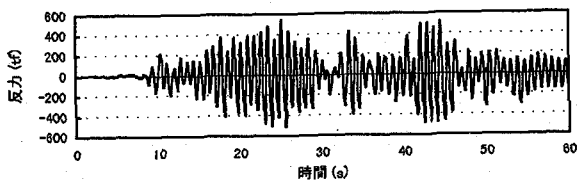
図-12 B水管橋の時刻歴応答 (CASE 12)



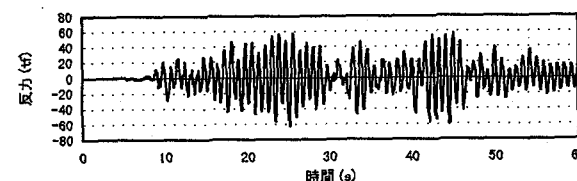
(a) 最大応答加速度発生箇所における応答加速度



(b) 支承部鉛直方向反力



(c) 支承部橋軸方向反力

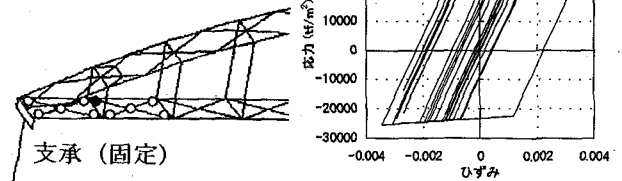


(d) 支承部面外水平方向反力

図-11 B水管橋の時刻歴応答 (CASE 10)

○: 塑性ヒンジ

●は最大ひずみ発生箇所



(a) 塑性ヒンジ発生箇所 (b) 応力ひずみ履歴図 (●部)

図-13 塑性ヒンジの発生箇所と応力ひずみ履歴図

あり同位相であるため、地震波を合成した大きさ(合成値)も示すこととした。CASE6と11、CASE8と12の鉛直成分の応答加速度を比較すると、100galが340gal、0galが1582galのように大きくなっている。しかしながら、合成応答加速度で比較すると、その比率は、 $1445 \div 1343 = 1.08$ 倍、 $3913 \div 3580 = 1.09$ 倍となっており、入力地震波の比率($763 \div 672 = 1.1$ 倍)とほぼ同じ値である。パイプ部材で構成されている水管橋は、部材の強軸・弱軸の軸方向性がないため、合成応答加速度が10%程度増加しただけでは、部材断面力にあまり影響が出ないと考えられる。

表-14 減衰定数と最大応答加速度の関係

減衰定数	h=0.4%	h=1.0%	h=2.0%	h=5%
応答加速度	3580gal	3348gal	3032gal	2415gal
応答倍率	5.8倍	5.4倍	4.9倍	3.9倍

表-15 水平加震と水平・鉛直同時加震の応答加速度比較

検討 ケース	加震方向	入力地震波の 最大加速度 (合成値)	水平成分の最大応答加速度 が発生している箇所 における応答加速度		
			水平 成分	鉛直 成分	合成値
CASE 6	橋軸	672gal	1339gal	100gal	1343gal
(可動支受付近部横綾材)					
CASE 11	橋軸 +鉛直	$\sqrt{(672^2+336^2)}$ =763gal	1404gal	340gal	1445gal
(可動支受付近部横綾材)					
CASE 8	面外水平	672gal	3580gal	0gal	3580gal
(支間中央7-桁部横綾材)					
CASE 12	面外水平 +鉛直	$\sqrt{(672^2+336^2)}$ =763gal	3579gal	1582gal	3913gal
(支間中央7-桁部横綾材)					

(3) 支承部反力

面外水平方向加震においては、橋軸方向、面外水平方向、鉛直方向のすべての反力が旧設計基準計算値を越える値となった。特に、橋軸方向反力は、旧設計基準の地震荷重に対する設計値の7.0~7.7倍、風荷重に対する設計値の4.5~5.0倍となっている。この理由は、A水管橋と同様に低減衰の影響が大きいと考えられる。A水管橋と比べて、鉛直方向反力が大きくなった理由は、アーチ中央部付近の高い位置で最大応答加速度が発生していることにより、支承部に橋軸周りのねじりモーメントが発生し、それに抵抗するために大きな鉛直反力が発生したと考えられる。

水平・鉛直同時加震の鉛直反力は、面外水平加震のみに比べて1.2倍程度であり、表-15で示した合成応答加速度の比率より少し大きな値となった。

橋軸方向加震時においては、旧基準設計値以内となった。

現行の水道耐震指針に基づいて静的解析による耐震設計を行った結果と今回の動的解析結果の比較を表-16に示す。ただし、等価震度はA水管橋と同様な方法で求め、等価水平震度を1.5/√5、等価鉛直震度を0.75/√5とした。現行基準による静的解析結果より、動的解析結果の方が1.8~2.4倍大きくなり、A水管橋と同様な傾向が見られた。また、支承部に実際の遊間(橋軸方向に2mm、面外水平方向に5mm)を考慮した場合の反力を計算すると、表-13の値の約10%程度が軽減された。しかしながら、支承部付近の挙動については、不明な点も多いことから、今後、軽荷重で減衰が小さい、等の水管橋の特徴を踏まえた支承部付近の動的挙動の解明と反力低減策の検討が必要である。

表-16 動的解析と静的解析の比較

支承部反力	動的解析(a)	静的解析(b)	(a)÷(b)
鉛直方向	97.8tf	41.1tf	2.4
橋軸方向	595.5tf	259.6tf	2.3
面外水平方向	67.8tf	37.1tf	1.8

(4) 伸縮管変位

設計段階において、本伸縮管は、温度伸縮の吸収を目的として設置されているが、設計温度伸縮量が±31.5mmに対して、許容伸縮量が155mmの伸縮管が設置されており、

十分に安全であることがわかった。しかしながら、A水管橋と同様に、固定支承部の反力が大きいことから、支承部の挙動を考慮した伸縮管変位量の検討が必要である。

8. 結論

今回、主要な水管橋の形式である三角トラス形式とランガー形式の水管橋の振動実験結果とその結果を踏まえて行った非線形動的解析結果について報告した。

本研究の成果をまとめると以下の通りである。

①今回の振動実験では、三角トラス形式水管橋の減衰定数は0.002、ランガー形式水管橋の減衰定数は0.004であり、道示Vの参考値の1/5~1/10程度であり、非常に小さいことが分かった。

②三角トラス形式水管橋、ランガー水管橋の最大応答倍率は、それぞれ3.4倍、6.7倍と大きな値となった。水管橋特有の小さな減衰定数が影響していると考えられる。

③三角トラス形式水管橋の最大発生ひずみは0.064%であり、全て弾性範囲内であった。ランガー形式水管橋の主要部材は全て弾性範囲内であり、塑性化した部材は固定支承部側綾材のみであり、その最大ひずみは0.356%であった。このように、大きな応答加速度が発生しているにもかかわらず、発生ひずみが小さい理由は、水管橋が地震荷重よりも大きな風荷重によって設計されているからと考えられる。

④支承部反力は静的解析結果を大幅に越える値となった。支承部付近に設置されている伸縮管変位量は許容値以内のケースも見られたが、支承部反力が大きいことから、支承部の破壊を考慮しながら、伸縮管を含む支承部付近の動的挙動の解明と支承部反力の低減策を検討する必要がある。

⑤TYPE IとTYPE IIの地震動による動的挙動の違いは顕著に見られなかった。水平加震と水平・鉛直同時加震の動的挙動の違いは、支承部の鉛直反力以外、顕著な違いは見られなかった。

水管橋の非線形動的解析事例は少なく、地震時動的挙動については不明な点が多い。今後はさらに種々の形式の動的解析事例を増やしていき、工学的な知見を蓄積することによって、合理的な水管橋の耐震設計法を検討していくことが必要である。

参考文献

- 1) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 1997.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成8年12月
- 3) 小坪、鳥野、高西：福岡市における水管橋の耐震性について 九州橋梁・構造工学研究会分科会報告書，pp1-29，1990.3
- 4) 日本水道鋼管協会：水管橋設計基準 WSP007-099，1999.9
- 5) 日本水道鋼管協会：水管橋設計基準 (耐震設計編) WSP064-97 1997.9
- 6) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 平成9年3月 (1999年9月17日受付)