

斜張形式水管橋の地震時動的挙動

Dynamic behavior of cable-stayed 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 工学研究院建設デザイン部門 教授 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

This paper firstly describes the measured values of the damping coefficients and natural periods of the actual two cable-stayed type aqueducts. Using the damping coefficients, the non-linear dynamic analysis of these aqueducts has been conducted for the time histories recorded in 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. The results show that the lateral braces and towers enter the elasto-plastic region, and the reacting forces of supporting bearing exceed the design forces.

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

1. はじめに

水管橋の地震時動的挙動に関する事例報告¹⁾は少なく、大地震に対する挙動については不明なことが多いために、著者らはこれまで、水管橋の振動実験²⁾および動的解析³⁾を行い、特に三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動の解明に取り組んできた。

これまでの成果を要約すると、

- ①水管橋の減衰定数は同タイプの道路橋に比べて 1/10～1/3 程度である。
- ②減衰定数が小さいため、大きな応答加速度が発生する。特に、道路橋と比べて橋軸直角方向の剛性が低い場合、橋軸直角方向加震時に大きな断面力が発生する。
- ③従来基準で設計された水管橋においては、支承部の許容反力、伸縮管の許容変位を超え、通水機能の確保が困難な場合がある。

という知見が得られている。ところで、景観的に美しいため、水道事業体のモニュメントとして、斜張形式水管橋の構築が増えつつある。この斜張形式は、前述の三角トラス、ランガー形式に比べて、スパン長が長く、桁の剛性が低いなどの特徴を有しており、耐震設計上の留意点も異なるものと思われる。そこで、本論文では、斜張形式水管橋を2橋とりあげ、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、同種橋梁の耐震設計上の今後の課題について検討を行う。

ーレントラス補剛斜張橋であり、水道管自体と点検用歩廊が橋の全長にわたって、下横桁の上に設置されている。この水管橋は、旧水道施設耐震工法指針⁴⁾(以下、旧水道耐震指針)に基づいて設計されており、水平荷重は地震荷重($K_h=0.24$)より大きな風荷重が採用されている。風荷重を水平震度に換算すると $K_h=0.35$ 相当になる。また、主塔部を除く水管橋桁上には、載荷される積雪荷重が考慮されており、この積雪にも風荷重を受けることとして設計されている。この場合の風荷重は、水平震度相当で $K_h=0.69$ となる。主塔部については、水平震度 0.26 相当の風荷重で設計されている。図-1に概略図を、表-1に緒元を示す。

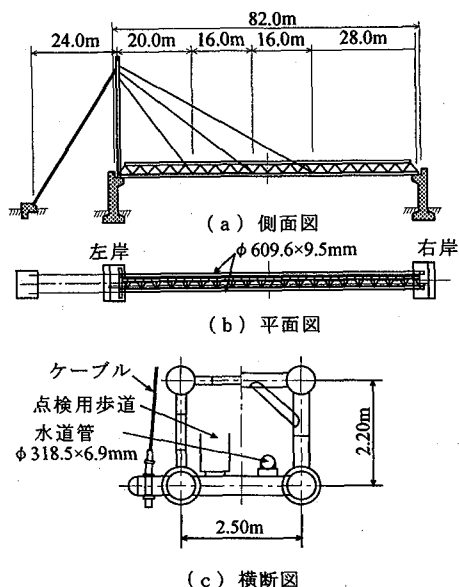


図-1 A水管橋の概略図

2. 対象水管橋

2.1 A水管橋

A水管橋は、1994年6月に竣工した支間80mの4弦ワ

表-1 A水管橋の諸元

形 式	4 弦ワーレントラス補剛斜張橋
支間長	80 m
主桁幅員	2.5m
水道管	φ318.5mmの1本 (独立水管橋への添架管)
空虚時全重量	75.2tf (桁部: 940kgf/m) + 24.0tf (主塔部)
通水時全重量	81.0tf (桁部: 1013kgf/m) + 24.0tf (主塔部)
橋 台	高さ 11m
基 礎	杭基礎構造

2.2 B 水管橋

B水管橋は、1990年11月に竣工した支間46.8m+66.3mの2径間4弦ワーレントラス補剛斜張橋である。水道管自体と点検用歩廊が橋の全長にわたって、下横桁上に設置されていることはA水管橋と同様である。耐震設計は旧水道耐震指針によって行われており、水平震度 K_h は0.24である。風荷重を水平震度で換算すると、 $K_h=0.46$ となる。A水管橋と同様に、主塔部を除く水管橋桁上には、積雪部分にも風荷重を受けることとして設計されており、この場合の風荷重を水平震度で換算すると $K_h=0.93$ となる。主塔部については、水平震度0.26相当の風荷重で設計されている。図-2に概略図を、表-2に諸元を示す。

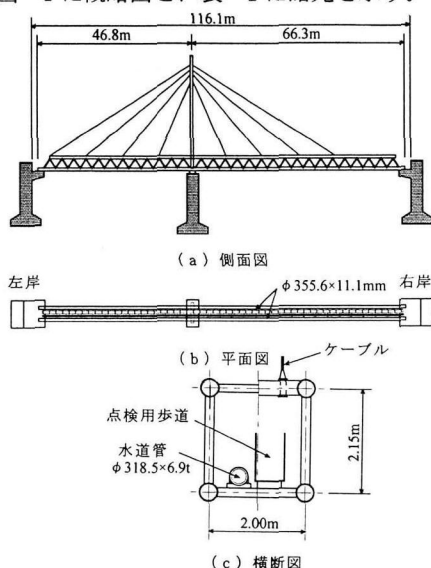


図-2 B水管橋の概略図

表-2 B水管橋の諸元

形 式	4 弦ワーレントラス補剛斜張橋
支間長	46.8m+66.3m
主桁幅員	2.0m
水道管	φ318.5mmの1本 (独立水管橋への添架管)
空虚時全重量	73.5tf (桁部: 650kgf/m) + 24.0tf (主塔部)
通水時全重量	81.7tf (桁部: 722kgf/m) + 24.0tf (主塔部)
橋 台	高さ 9m
橋 脚	高さ 14.8m
基 礎	杭基礎構造

3. 振動実験

3.1 計測の概要

各水管橋の常時微動、歩行による強制振動、および屈伸・跳躍による加振後自由振動の3種類の加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。

水管橋桁部の振動計測時は、主桁下弦材上に加速度計を8個設置した。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。

常時微動は無荷重、無風状態で水管橋の加速度波形を10分間記録した。常時微動計測で得られた記録は、A/D変換した後、高速フーリエ変換 (FFT) あるいは最大エントロピー法 (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0.02~0.04秒、データ個数は3000個である。このときの減衰定数はFFTのピーク値を示すパワースペクトル曲線からHalf Power Method (HPM) を利用して求めた。

強制振動は水管橋の点検用歩道を成人男性 (55kgf) 1人が通常の速さ (0.60秒/歩) で歩行したときに生じる振動の加速度波形を計測した。

自由振動は水管橋の下弦材を成人男性2人 (体重55kgf, 50kgf) が屈伸あるいは跳躍により加振した後の自由振動の加速度波形を記録した (写真-1参照)。強制振動および自由振動波形の解析は、常時微動の場合と同じ方法で実施した。減衰定数はFFTのパワースペクトル曲線のHPM以外に、自由振動波形の振幅比からも求めた。歩行による強制振動時の加速度は20~40gal程度、人力加振による自由振動時の加速度は50~60gal程度であった。

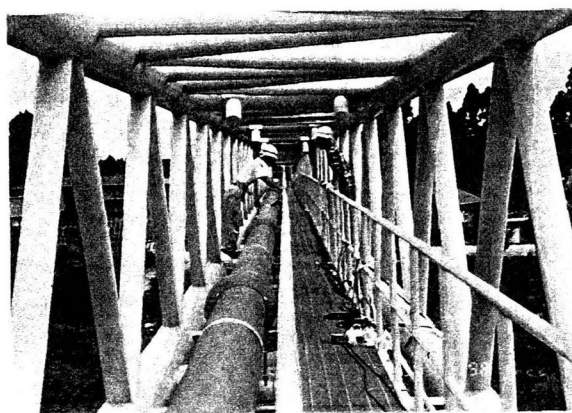


写真-1 B水管橋の人力加振状況

3.2 波形解析結果

表-3に各橋の固有振動数一覧表を示す。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強制振動で卓越する値である。

表-4は各橋の減衰定数一覧表である。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、スベ

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「－」として表している。

表－5は入力加振した後の自由振動時における固有振動数と減衰定数である。表以外の振動数には共振させることができなかった。

表－3 固有振動数(Hz)

	橋 軸		鉛 直		橋軸直角	
	1	2	1	2	1	2
A水管橋	1.76	4.18	1.73	4.20	1.64	3.91
	4.18		1.73		6.96	
B水管橋	2.10	3.53	1.00	1.31	1.77	3.18
	2.24		6.67		1.76	

表－4 減衰定数

	橋 軸		鉛 直		橋軸直角	
	1	2	1	2	1	2
A水管橋	—	—	0.006	0.007	0.008	—
B水管橋	—	—	0.006	0.006	—	0.003

表－5 共振後の鉛直自由振動特性

	鉛直方向振動数(Hz)	減衰定数
A水管橋	1.71	0.008
	4.15	0.008
B水管橋	2.15	0.007

3.3 考察

(1) 固有振動数

(a) A水管橋

上部工の鉛直振動数、橋軸直角振動数は、ほぼ同じ大きさで、1次が1.7Hz、2次が4.0Hz前後である。強制振動(歩行時)の卓越振動数は、橋軸方向を除いて、1.73Hz(歩行者の歩く速さから求めた振動数)の倍数が表れている。また、鉛直方向の自由振動(表－5)では常時微動とほぼ同じ1.71Hz、4.15Hzが得られた。

橋台の橋軸方向振動数は上部工の最低次振動数とほぼ同じく1.71Hzであり、鉛直振動数は0.46Hzと小さな振動数が得られている。

(b) B水管橋

最低次と2次の振動数は1.00Hz、1.31Hzの鉛直振動である。3次は1.77Hzの橋軸直角振動で、4次に2.10Hzの橋軸方向振動が現れている。強制振動(歩行時)の卓越振動数は、橋軸方向を除いて、歩行者の振動数の倍数に近い固有振動数となった。鉛直の自由振動(表－5)では1.00Hz、1.31Hzの振動を励起することができず、鉛直振動の3次に相当する2.15Hzが得られ、そのときの減衰定数は0.007であった。

橋台・橋脚の橋軸方向振動数は上部工と同じく2.10Hz、鉛直振動数は0.42Hzであった。

(2) 減衰定数

減衰定数はいずれの水管橋でも同タイプの道路橋(0.02程度)に比べて小さな値(0.003～0.008)が得られた。上部工の橋軸、鉛直、橋軸直角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。鉛直振動の減衰定数は0.006～0.008であった。

下部工(橋台、橋脚)の減衰定数は地盤、橋台、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、今回の計測では方向による違いは見られず、0.007～0.008であった。

4. 地震応答解析

4.1 入力地震動

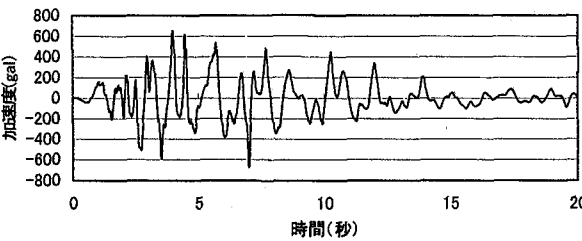
入力地震動には、平成7年兵庫県南部地震で観測された記録の振幅調整波を用いた。架橋地点の地盤特性を反映させるために、地盤種別に対応する地震波を用いた。水管橋別に用いた入力地震波と最大加速度を表－6に示す。動的解析のケースを表－7に示す。予備解析においてEW波、NS波によって加震したが、いずれもEW波の方が大きい応答が得られたため、橋軸方向、橋軸直角方向の検討にはEW波を用いて加震した(CASE 1, 2, 4, 5)。また、鉛直加震のみの影響も検討した(CASE 3, 6)

表－6 入力地震波

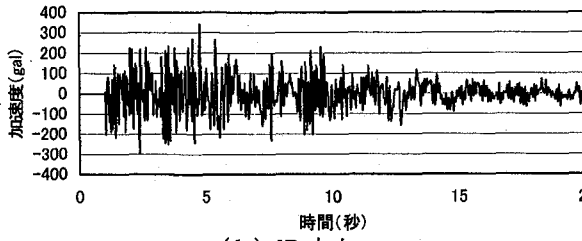
水管橋名称	架橋地点の地盤種別と固有周期	用いた地震波と最大加速度			備考
A水管橋	Ⅱ種地盤 T _G =0.25秒	JR 鷹取駅	EW UD	672gal 343gal	図－3
B水管橋	Ⅰ種地盤 T _G =0.17秒	JMA 神戸	EW UD	766gal 406gal	図－4

表－7 検討ケース

水管橋名称	CASE	加震方向	地震波
A水管橋	CASE 1	橋軸	JR 鷹取駅 EW
	CASE 2	橋軸直角	JR 鷹取駅 EW
	CASE 3	鉛直	JR 鷹取駅 UD
B水管橋	CASE 4	橋軸	JMA 神戸 EW
	CASE 5	橋軸直角	JMA 神戸 EW
	CASE 6	鉛直	JMA 神戸 UD



(a) EW 方向



(b) UD 方向

図－3 JR 鷹取駅(Ⅱ種地盤)

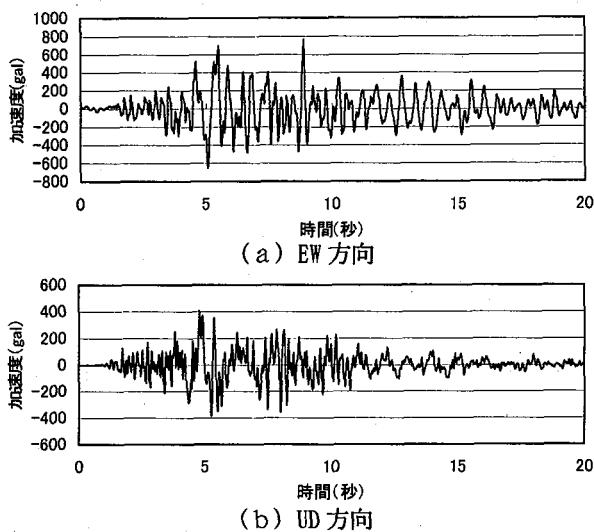


図-4 JMA 神戸 (I 種地盤)

4.2 解析条件

解析対象橋の概要は、2.1 A水管橋および 2.2 B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、橋台は、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。上部構造の主桁部材等についてはM-φモデルを、綾材等についてはP-u (軸力-変位) モデルとした。杭基礎及び地盤は合わせてバネモデルとした。軸力変動、幾何学的非線形については考慮していない。解析モデルを図-5、6 に示す。数値積分法はNewmark β法 (β=0.25) を用い、データ間隔は、0.002 秒、振動時間は20 秒とした。水管橋 (桁部、橋台、橋脚) の減衰定数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A水管橋は0.8%、B水管橋は0.7%とした。基礎、地盤の減衰定数は20%とした。なお、支承部の摩擦による減衰は考慮していない。

4.3 固有値解析結果

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、A、B水管橋ともに解析値と計測値の比率が90~100%であることから、解析モデルは妥当と判断した。

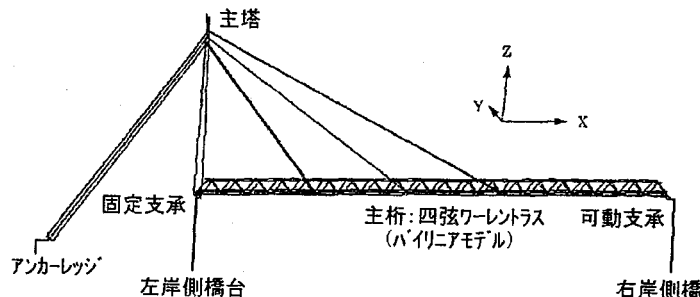


図-5 A水管橋の解析モデル図

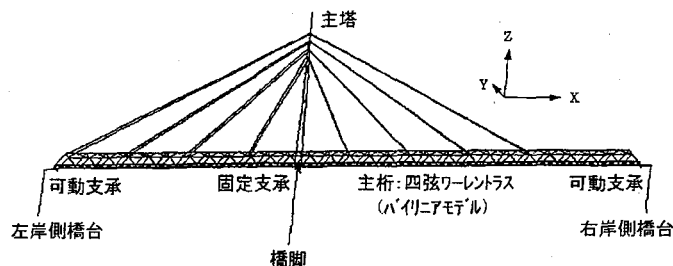


図-6 B水管橋の解析モデル図

表-8 固有振動数の比較

橋	方向	計測 (Hz)	解析 (Hz)	比率 (解析/計測)
A 橋	橋軸	1.76	1.59	90%
	橋軸直角	1.64	1.47	90%
B 橋	橋軸	2.10	2.10	100%
	橋軸直角	1.77	1.66	94%

表-9 にA水管橋、B水管橋の固有値解析結果を示す。図-10 にA水管橋の振動モード図、図-11 にB水管橋の振動モード図を示す。表-9 の固有値解析結果より、以下のことが分かる。

A水管橋の橋軸、橋軸直角方向においては2次モードが、鉛直方向においては1次が卓越している。B水管橋の橋軸、橋軸直角方向においては1次モードが、鉛直方向においては2次モードが卓越している。両水管橋を比べると、B水管橋の方がそれぞれのモードの有効質量比が小さく、高次モードの影響が大きく複雑な挙動を示すと考えられる。

表-9 固有値解析結果

			A水管橋						B水管橋					
			橋軸 (X)		橋軸直角(Y)		鉛直(Z)		橋軸(X)		橋軸直角(Y)		鉛直(Z)	
			1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
固有周期 (秒)			0.630	0.283	0.682	0.247	0.658	0.125	0.476	0.386	0.601	0.453	0.253	0.178
固有振動数 (Hz)			1.586	3.530	1.467	4.057	1.520	8.032	2.104	2.588	1.664	2.206	3.958	5.612
有効 質量比	方向	X	0.001	0.437	0.000	0.000	0.001	0.002	0.168	0.061	0.000	0.000	0.001	0.000
		Y	0.000	0.000	0.119	0.273	0.000	0.001	0.000	0.000	0.059	0.031	0.000	0.001
		Z	0.036	0.000	0.000	0.000	0.040	0.011	0.001	0.006	0.000	0.000	0.023	0.024
刺激 係数	方向	X	-0.303	7.632	0.007	0.001	-0.279	0.499	-3.724	2.250	-0.015	-0.045	0.332	-0.092
		Y	-0.115	-0.004	-3.987	6.043	-0.118	0.404	-0.037	-0.045	2.213	1.607	0.023	-0.225
		Z	2.179	-0.159	-0.061	0.004	2.300	1.188	0.280	0.685	0.022	-0.008	-1.374	1.425

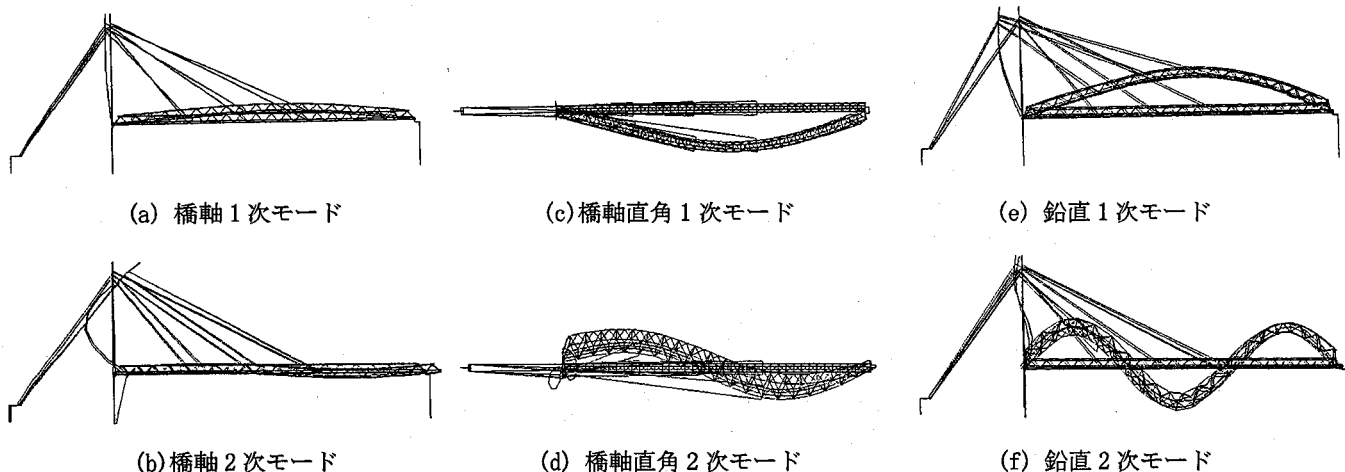


図-10 A水管橋の振動モード

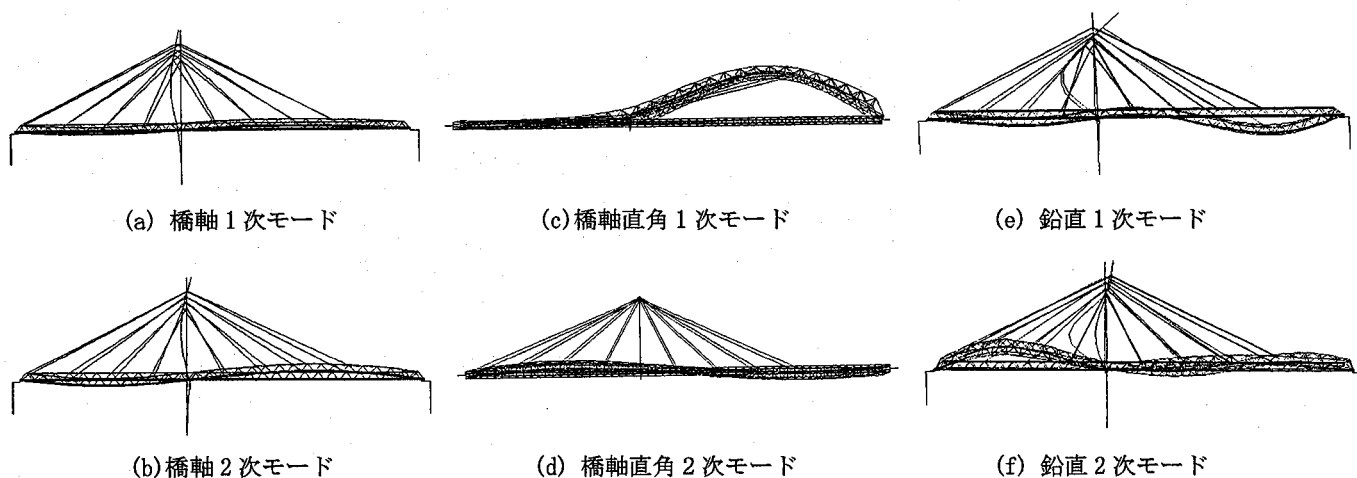


図-11 B水管橋の振動モード

5. 解析結果と考察

A水管橋、B水管橋の非線形動的解析結果の総括を表-10に示す。表中の数値は最大値である。大きな応答加速度、反力が発生した橋軸方向と橋軸直角方向のA、B水管橋の時刻歴応答をそれぞれ図-12 (CASE 1)、図-13 (CASE 2)、図-14 (CASE 4)、図-15 (CASE 5)、に示す。応答加速度、応答変位については、最大値の得られた箇所時刻歴応答である。

5.1 最大応答加速度

A、B水管橋の最大応答加速度分布を図-16、17に示す。橋軸方向加震の場合、A、B水管橋ともに最大応答加速度は主塔のほぼ中間点で橋軸方向に発生しており、応答倍率（最大応答加速度／入力加速度）はそれぞれ、9.3倍、13.7倍であった。

橋軸直角方向加震の場合、A水管橋においては可動支承側約1/3点の添架水道管（添架水管橋とは水管橋本体の桁内に布設されており、構造的な部材ではない）で、B水

管橋においては主塔中間点より少し上部で最大応答加速度が橋軸直角方向に発生しており、応答倍率はそれぞれ10.5倍、8.5倍であった。

鉛直方向加震の場合、A水管橋においては桁中央部の添架水道管で、B水管橋においては右岸側径間の1/2点で最大応答加速度が橋軸方向に発生しており、応答倍率はそれぞれ2.3倍、14.0倍であった。鉛直方向の最大応答加速度の応答倍率はA、B水管橋それぞれ2.1倍、7.6倍であった。

このように大きな応答加速度が得られた理由として減衰定数が小さいことが考えられる。A水管橋の解析に用いたJR鷹取駅波の減衰定数を変化させた線形応答スペクトルおよびB水管橋の解析に用いたJMA神戸波の減衰定数を変化させた線形応答スペクトルを図-18、19に、応答倍率と減衰定数の関係をそれぞれ表-11、12に示す。JR鷹取駅EW波の減衰定数が0.8%の場合の応答倍率は5.3倍、JMA神戸EW波の減衰定数が0.7%の場合の応答倍率は6.9倍であることから、小さな減衰定数がこれらの大きな

応答加速度を発生させている主要因であることがわかる。

5.2 上部工断面力

A水管橋は、橋軸直角方向加震(CASE 2)の場合に、支承部付近の下弦材および綾材部の16部材が塑性化している(図-20参照)。最大ひずみ($\epsilon=2.6\%$)が発生している塑性化部材(下弦材)の応力ひずみ履歴図を図-21に示す。

B水管橋では、橋軸方向加震(CASE 4)の場合に主塔中央部が、橋軸直角方向加震(CASE 5)の場合に固定支承付近の下弦材の6部材が塑性化している(図-22参照)。CASE 4の場合の主塔の塑性化部材は前述の最大応答加速度を発生している部分であり、曲げによって最大ひずみ($\epsilon=0.3\%$)が発生している。その箇所の応力ひずみ履歴図を図-23に示す。CASE 5の場合に発生している下弦材の塑性化部材は軸力によって最大ひずみ($\epsilon=0.4\%$)が発生して

いる。その箇所の応力ひずみ図を図-24に示す。

鉛直方向加震(CASE 3, 6)の場合には、塑性化した部材はなかった。

応答加速度が大きいわりには、主桁部で塑性化した部材が比較的少なく、発生ひずみも比較的小さい理由は、A水管橋においては、水平震度0.69相当の風荷重で設計されていたこと、B水管橋においては、水平震度0.93相当の風荷重という大きな水平荷重で設計されていたことが考えられる。これは、文献3)のトラス形式、ランガー形式の水管橋と同様な傾向である。

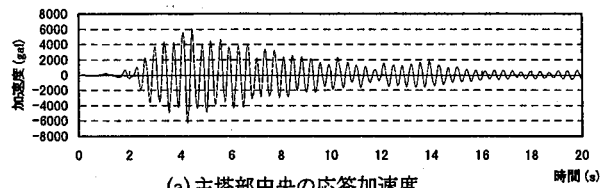
一方、主塔は積雪荷重が考慮されておらず、桁部に比べて小さい風荷重(換算水平震度で0.26)が採用されているため、桁部に比べて剛性が低く、比較的大きなひずみが発生する結果となっている。積雪地区における斜張形式水管橋では、同様な傾向が見られると考えられる。

表-10 非線形動的解析結果

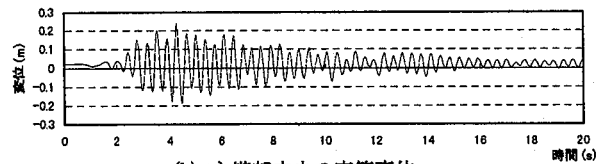
項 目		A水管橋				B水管橋			
CASE		CASE 1	CASE 2	CASE 3	旧基準 設計値 (E:地震) (W:風)	CASE 4	CASE 5	CASE 6	旧基準 設計値 (E:地震) (W:風)
加震方向		橋軸	橋軸直角	鉛直		橋軸	橋軸直角	鉛直	
入力地震波		JR 鷹取 EW	JR 鷹取 EW	JR 鷹取 UD		JMA 神戸 EW	JMA 神戸 EW	JMA 神戸 UD	
上部工 部材断面力 () は、最大ひずみ		弾性 範囲内 ($\epsilon=0.08\%$)	16部材が 塑性 ($\epsilon=2.6\%$)	弾性 範囲内 ($\epsilon=0.03\%$)	—	12部材が 塑性 ($\epsilon=0.3\%$)	6部材が 塑性 ($\epsilon=0.4\%$)	弾性 範囲内 ($\epsilon=0.05\%$)	—
最大応答 加速度 () 内は応 答倍率	発生 箇所	主塔部 中央	桁部中央	桁部中央	—	主塔部 中央	主塔部 中央	主桁右側 径間中央	—
	橋軸	6275 gal (9.3 倍)	2245 gal (3.3 倍)	798 gal (2.3 倍)	—	10513 gal (13.7 倍)	1648 gal (2.2 倍)	5664 gal (14.0 倍)	—
	橋軸 直角	33 gal (0.05 倍)	7041 gal (10.5 倍)	131 gal (0.4 倍)	—	569 gal (0.7 倍)	6534 gal (8.5 倍)	1725 gal (4.2 倍)	—
	鉛直	1017 gal (1.5 倍)	1840 gal (2.7 倍)	715 gal (2.1 倍)	—	5397 gal (7.0 倍)	882 gal (1.2 倍)	3076 gal (7.6 倍)	—
最大応答 変位	発生 箇所	主塔部 中央	桁部中央	桁部中央	—	主塔部 中央	主桁右側 径間中央	主桁右側 径間中央	—
	橋軸	238 mm	50 mm	58 mm	—	589 mm	30 mm	93mm	—
	橋軸 直角	2 mm	426 mm	2 mm	—	19 mm	397 mm	23 mm	—
	鉛直	147 mm	160 mm	156 mm	—	295 mm	64 mm	93 mm	—
固定 支承部 反力 【 】 : 注1) [] : 注2)	橋軸	62.0 tf 【1.1 倍】 [0.4 倍]	516.2 tf 【8.9 倍】 [3.1 倍]	24.4 tf 【0.4 倍】 [0.1 倍]	58.0tf(E) 166.9tf(W)	181.4 tf 【12.3 倍】 [3.2 倍]	370.2 tf 【25.2 倍】 [6.5 倍]	21.2 tf 【1.4 倍】 [0.4 倍]	14.7tf(E) 57.1tf(W)
	橋軸 直角	0.4 tf 【0.0 倍】 [0.0 倍]	69.2 tf 【8.5 倍】 [3.0 倍]	0.4 tf 【0.0 倍】 [0.0 倍]	8.1tf(E) 23.3tf(W)	3.8 tf 【0.4 倍】 [0.2 倍]	61.5 tf 【6.7 倍】 [2.4 倍]	4.9 tf 【0.5 倍】 [0.2 倍]	9.2tf(E) 25.3tf(W)
	鉛直	11.7 tf 【1.1 倍】 [0.4 倍]	50.2 tf 【4.6 倍】 [1.6 倍]	10.5 tf 【1.0 倍】 [0.3 倍]	10.8tf(E) 31.0tf(W)	15.5 tf 【1.3 倍】 [0.3 倍]	22.1 tf 【1.8 倍】 [0.5 倍]	17.5 tf 【1.4 倍】 [0.4 倍]	12.3tf(E) 47.5tf(W)
可動支承部 軸方向変位	右岸	111 mm	21 mm	9 mm	±50mm	231 mm	18 mm	18 mm	±50mm
	左岸	—	—	—	—	236 mm	6 mm	17 mm	±50mm
伸縮管 変位	右岸	111 mm	21 mm	9 mm	±115mm	231 mm	18 mm	18 mm	±115mm
	左岸	—	—	—	—	236 mm	6 mm	17 mm	±115mm

注1) 【 】 内の数値は、(動的解析値)÷(旧水道耐震指針の地震荷重による設計値)

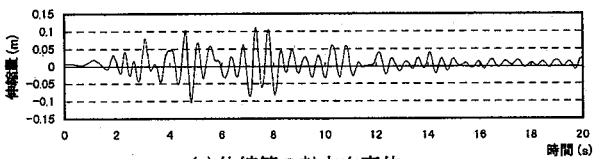
注2) [] 内の数値は、(動的解析値)÷(風荷重による設計値)



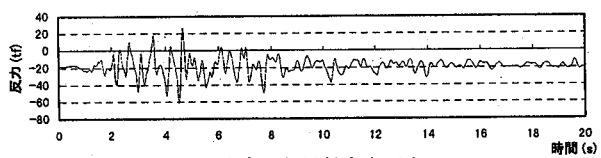
(a) 主塔部中央の応答加速度



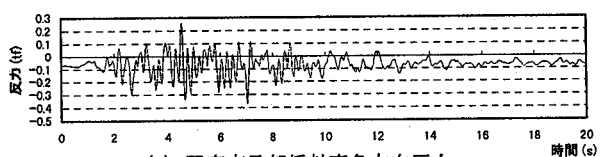
(b) 主塔部中央の応答変位



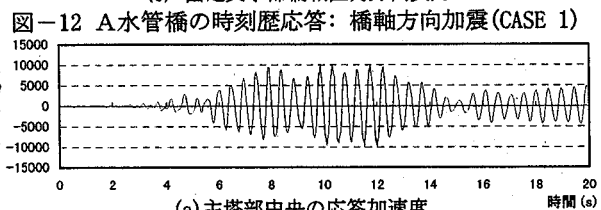
(c) 伸縮管の軸方向変位



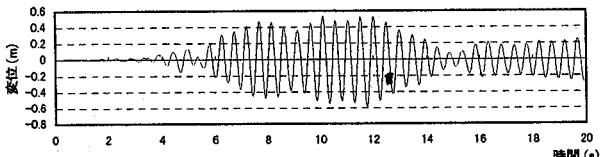
(d) 固定支承部橋軸方向反力



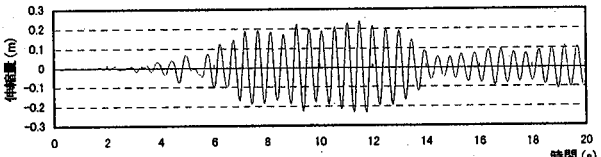
(e) 固定支承部橋軸直角方向反力



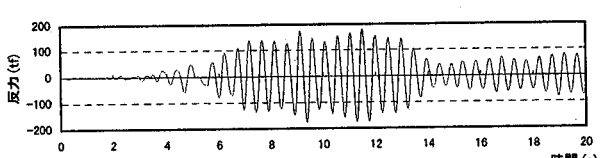
(a) 主塔部中央の応答加速度



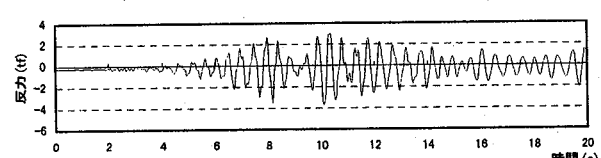
(b) 主塔部中央の応答変位



(c) 伸縮管の軸方向変位(左岸)

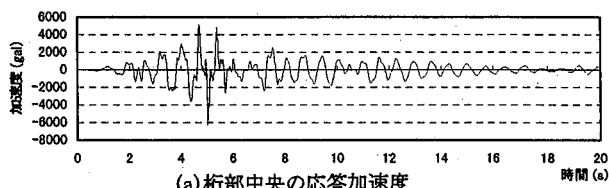


(d) 固定支承部橋軸方向反力

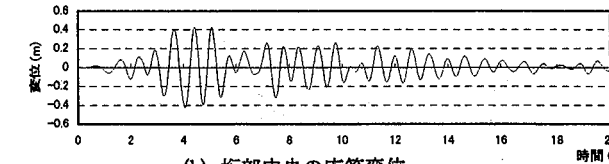


(e) 固定支承部橋軸直角方向反力

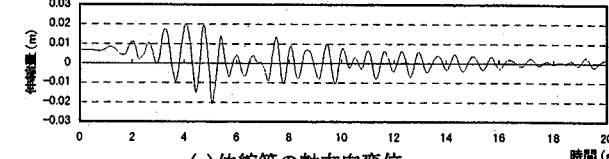
図-14 B水管橋の時刻歴応答：橋軸方向加震(CASE 4)



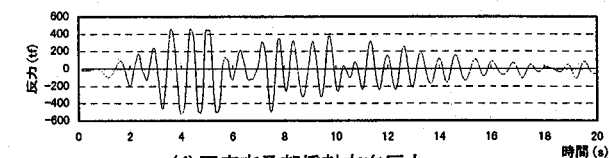
(a) 桁部中央の応答加速度



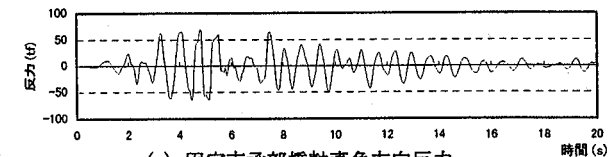
(b) 桁部中央の応答変位



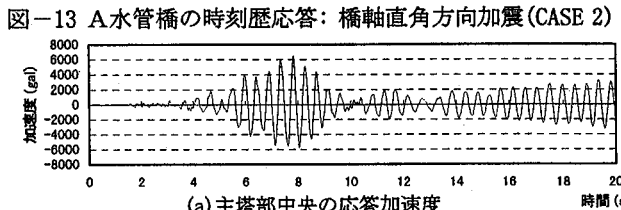
(c) 伸縮管の軸方向変位



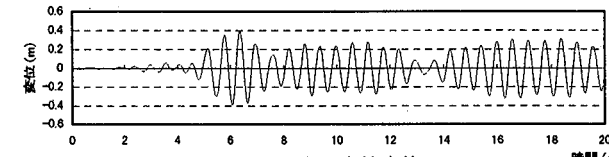
(d) 固定支承部橋軸方向反力



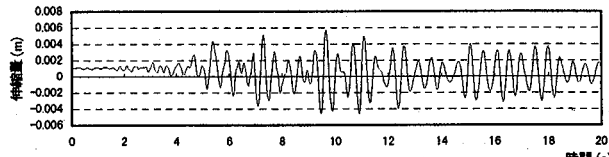
(e) 固定支承部橋軸直角方向反力



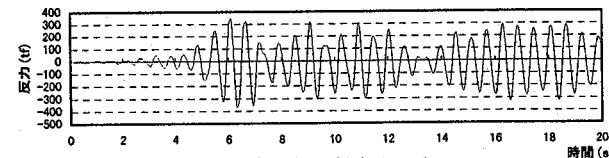
(a) 主塔部中央の応答加速度



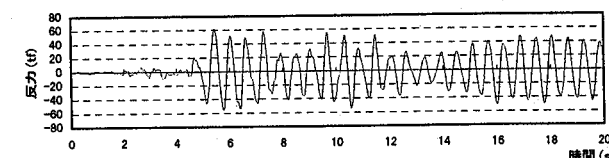
(b) 主塔部中央の応答変位



(c) 伸縮管の軸方向変位(左岸)



(d) 固定支承部橋軸方向反力



(e) 固定支承部橋軸直角方向反力

図-15 B水管橋の時刻歴応答：橋軸直角方向加震(CASE 5)

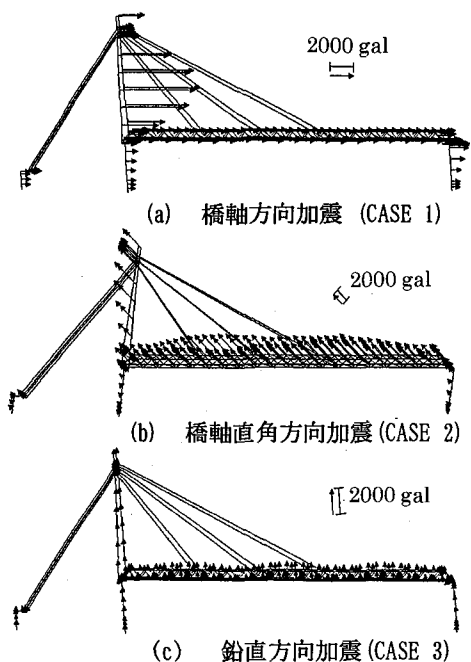


図-16 A水管橋の最大応答加速度分布図

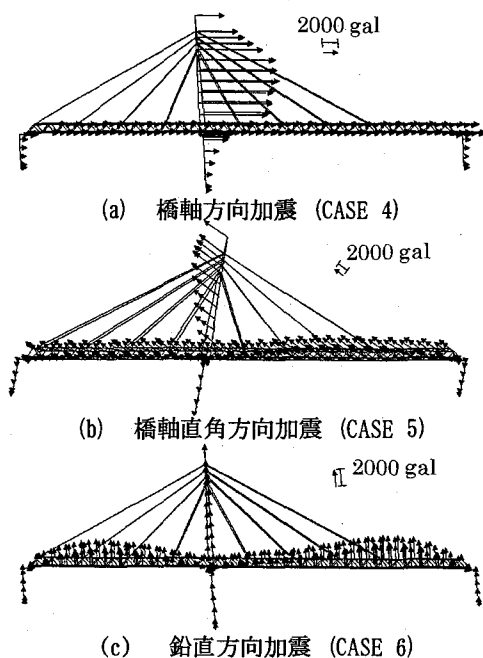
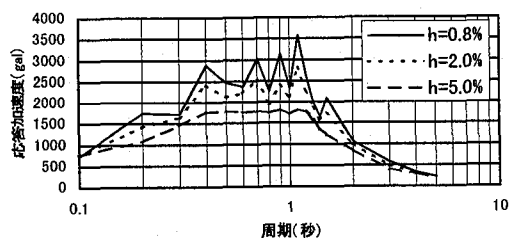
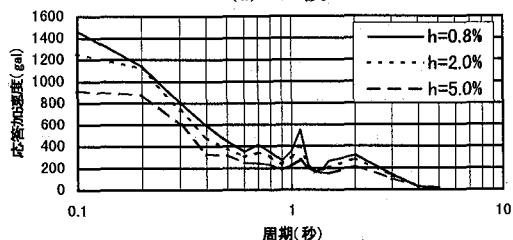


図-17 B水管橋の最大応答加速度分布図

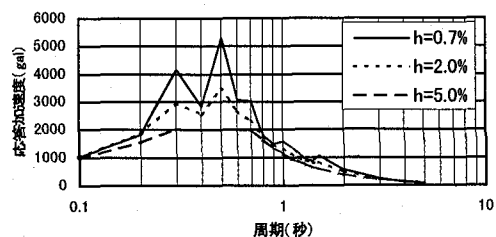


(a) EW波

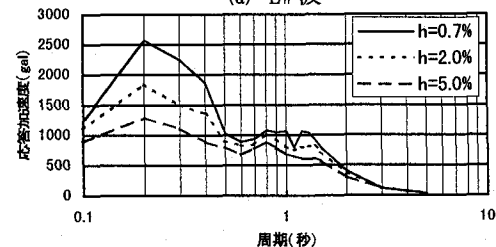


(b) UD波

図-18 JR 鷹取駅波の応答スペクトル



(a) EW波



(b) UD波

図-19 JMA 神戸波の応答スペクトル

表-11 JR 鷹取駅波の減衰定数と応答倍率の関係

減衰定数 (h)		h=0.8%	h=2.0%	h=5.0%
JR 鷹取駅 EW 波	応答加速度	3568gal	2805gal	1799gal
	応答倍率	5.3 倍	4.2 倍	2.7 倍
JR 鷹取駅 UD 波	応答加速度	1462gal	1250gal	903gal
	応答倍率	4.3 倍	3.6 倍	2.6 倍

表-12 JMA 神戸波の減衰定数と応答倍率の関係

減衰定数 (h)		h=0.7%	h=2.0%	h=5.0%
JMA 神戸 EW 波	応答加速度	5312gal	3440gal	2000gal
	応答倍率	6.9 倍	4.5 倍	2.6 倍
JMA 神戸 UD 波	応答加速度	2570gal	1839gal	1271gal
	応答倍率	6.3 倍	4.5 倍	3.1 倍

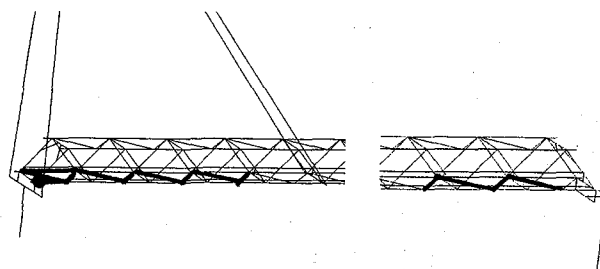


図-20 A水管橋の塑性部材の発生箇所 (一が塑性化部)

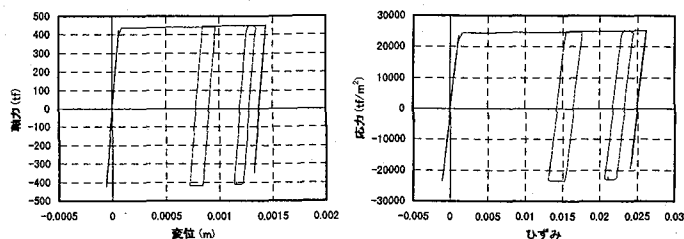
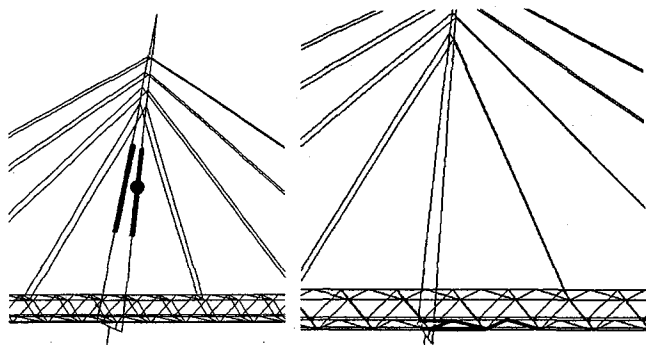


図-21 A水管橋の塑性化部材の軸力-変位および応力-ひずみ履歴図 (図-20 の●印の位置)



(a) 橋軸方向加震 (CASE 4) (b) 橋軸直角方向加震 (CASE 5)
図-22 B水管橋の塑性化部材の発生箇所 (●が塑性化部)

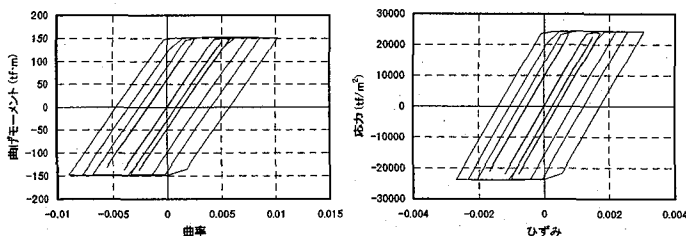


図-23 B水管橋の主塔部塑性化部材のM-φおよび応力-ひずみ履歴図 (図-22 (a) の●印の箇所)

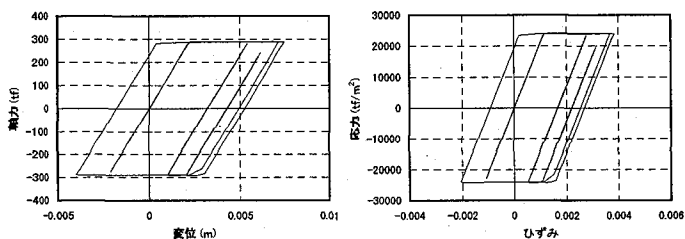
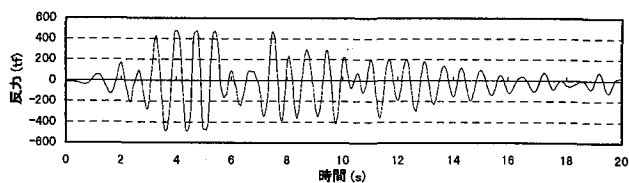


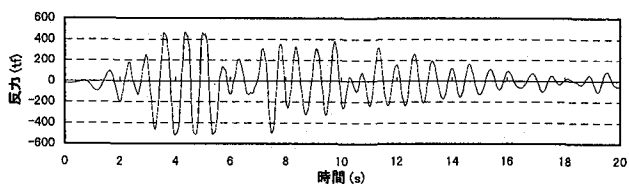
図-24 B水管橋の下弦材塑性化箇所の軸力-変位および応力-ひずみ履歴図 (図-22 (b) の●印の箇所)

5.3 A水管橋の固定支承部反力

橋軸方向反力は、橋軸直角方向加震の場合に、旧水道耐震指針の地震荷重に対する反力値の 8.9 倍と大きい結果となっている。ただし、前述したように、水平震度 0.69 相当の風荷重で設計されており、この風荷重設計値に対する動的解析値は 3.1 倍となる。橋軸直角方向加震の場合に橋軸方向反力が大きく発生する理由は、橋軸直角方向加震時に大きな応答加速度が発生し、その力が固定支承部に伝達され、固定支承部の鉛直軸回りに大きなモーメントが発生する。この鉛直軸回りの面外モーメントに抵抗するために、下弦材に取り付けられている 2 つの支承部に大きな軸方向反力 (偶力) が働くことになる。水管橋は道路橋と違って、桁幅が狭いことから、大きなモーメントに抵抗するためには、大きな軸方向反力 (偶力) が必要となる。このことは、図-25 に示した固定支承部上流側、下流側の橋軸方向反力の時刻歴応答が正負逆転していることからわかる。この現象は、主桁幅の狭い水管橋の特徴の 1 つと言える。



(a) 上流側反力



(b) 下流側反力

図-25 橋軸直角方向加震時の橋軸方向反力 (CASE 2)

橋軸直角方向反力は、橋軸直角方向加震の場合に大きな値となっている。その値は旧水道耐震指針による反力値の 8.5 倍、風荷重に対する反力値の 3.0 倍である。これは、橋軸直角方向に大きな応答加速度が発生しているためであろう。

鉛直方向反力は、橋軸直角方向加震時において旧水道耐震指針の設計値の 4.6 倍となっている。このように大きな反力が発生した理由は、橋軸直角方向加震時に橋軸直角方向の大きな応答加速度が発生し、その力が橋軸回りの転倒モーメントとなり、上流側、下流側のそれぞれの支承が、正負逆の反力で抵抗しているからである。主桁幅の狭い水管橋では顕著に表れる現象である。しかしながら、鉛直方向加震時の最大反力は、鉛直方向反力においても風荷重の 0.3 倍であり、鉛直方向加震がクリティカルな条件にはなっていない。

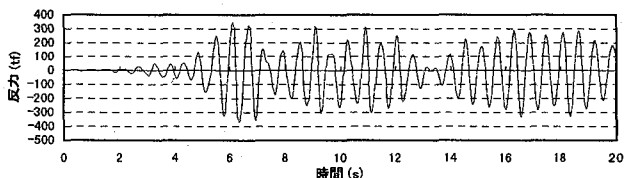
現行の水道施設耐震工法指針⁵⁾ (以下、水道耐震指針) に基づいて静的解析による耐震設計を行った結果と今回の動的解析結果の比較を表-13 に示す。なお、静的解析、動的解析の両方とも橋軸直角方向加震時の検討結果である。なお、動的解析に用いた地震波形が道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編⁶⁾ (以下、道示 V) の加速度応答スペクトルに対応する振幅調整波のため、静的解析に用いる水平震度は、道示 V に基づくこととし、減衰定数による補正も行った。減衰定数による補正係数 C_d ($C_d = 1.5 / (40 \times 0.008) + 0.5 = 1.64$) は、1.64 である。水道耐震指針の等価水平震度は $1.75 \times C_d / \sqrt{2 \times \mu - 1} = 1.75 \times 1.64 / \sqrt{5} = 1.28$ である。ここで、 μ は許容塑性率で 3 である。静的解析値よりも動的解析値が大きくなった理由は、水管橋の桁部、橋台部のほとんどの部材が線形挙動を示しており、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。本論文で対象とした斜張形式のように複雑な挙動を示す水管橋においては、道路橋と同様に動的解析が必要であることを示唆している。

表-13 静的解析と動的解析の比較(A水管橋)

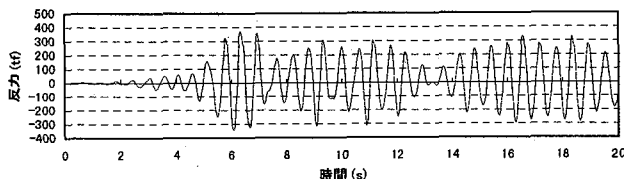
支承部反力	動的解析 (a)	静的解析 (b)	(a)÷(b)
橋軸方向	516.2tf	310.5tf	1.7
橋軸直角方向	69.2tf	43.2tf	1.6
鉛直方向	50.2tf	57.6tf	0.9

5.4 B水管橋の支承部反力

橋軸方向反力は、橋軸方向加震の場合に旧水道耐震指針の地震荷重に対する計算値に対して 12.3 倍となっている。橋軸直角方向加震の場合は、同様に 25.2 倍と非常に大きな値となっている。A水管橋と同様に、大きな加速度が影響していると考えられる。橋軸直角方向加震において特に大きな値となった理由は、A水管橋と同様な理由に加えて、B水管橋全体が主塔部の固定支承部を中心に逆対称モードが発生しており、これにより、対称モードの約2倍の鉛直軸回りモーメントが発生しているからと考えられる。図-26に橋軸直角方向加震時の橋軸方向反力を示す。



(c) 上流側反力



(d) 下流側反力

図-26 橋軸直角方向加震時の橋軸方向反力(CASE 5)

橋軸直角方向反力は、A水管橋と同様に橋軸直角方向加震の場合に大きくなっている。その値は旧水道耐震指針による反力値の 6.7 倍、風荷重に対する反力値の 2.4 倍である。

鉛直方向反力は、旧水道耐震指針による反力値の 1.4 倍、風荷重に対する反力値の 0.4 倍となっている。

A水管橋と同様に、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-14 に示す。減衰定数による補正係数 C_d を 1.67 とすると、等価水平震度は $2.0 \times 1.67 / \sqrt{5} = 1.5$ となる。A水管橋より複雑な挙動を示すB水管橋は、静的解析結果との差が大きい結果となった。

表-14 静的解析と動的解析の比較(B水管橋)

支承部反力	動的解析 (a)	静的解析 (b)	(a)÷(b)
橋軸方向	370.2tf	54.9tf	6.6
橋軸直角方向	61.5tf	34.5tf	1.8
鉛直方向	22.1tf	51.7tf	0.4

5.5 支承部および伸縮管の変位

支承部の変位は、両水管橋とも橋軸方向加震時に、可動支承の許容移動量を超えている。今回の解析では許容移動量を設定せずに解析したためこのような移動量が計算されたが、実際には支承部の変位制限装置に衝突し、支承部が破壊することとなる。

A、B水管橋に設置されている伸縮管は、水管橋で最も多く用いられている離脱防止機構の付いていない摺動型であり、限界値を超えると抜け出す型式である。A水管橋の伸縮管の変位は 111mm であり、許容変位(115mm)内に収まっているが、温度伸縮量の $\pm 39\text{mm}$ を加えると許容値を超える。B水管橋の伸縮管は地震時変位量(右岸:231mm、左岸:236mm)のみでも伸縮管の許容変位量(115mm)を大幅に超えている。ちなみに、右岸側、左岸側の温度伸縮量はそれぞれ $\pm 32\text{mm}$ 、 $\pm 23\text{mm}$ である。

両水管橋は、旧水道耐震指針で設計されており、地震時の移動量は考慮されていない。設置されている伸縮管は、設計温度伸縮量に加えて市販で入手しやすい伸縮量の伸縮管が選定されている。温度伸縮に対しては相当余裕のある仕様となっていたが、大地震時には許容移動量を超え、脱管してしまう結果となった。動的解析で得られた移動量を許容できる伸縮管を設置するためには、橋台、橋脚部パラペット部の寸法を相当大きくしなければならないため、現実的な対策としては、伸縮管の移動量を低減する装置が必要である。通水機能を確保するためには、伸縮管の脱管は許されず、前述した支承部の反力低減策と併せて、十分に検討を要する項目である。

なお、実橋には、橋軸方向に落橋防止装置が設置されているが今回の解析モデルには組み込まれていない。

今後は、支承部の破壊、落橋防止装置の作動を考慮した解析を行い、当水管橋の安全性を確認していく必要がある。さらに、反力低減策、伸縮管の移動量低減策のために、固定支承部、伸縮管部の支承部付近に着目した地震時の挙動解析を行い、支承部付近の挙動の解明を進めていくとともに、通水機能を確保するための耐震補強上のポイントを見出していく必要がある。反力低減および伸縮管移動量低減の具体的な対策法としては、支承部の遊間の設置、免震沓の設置、ベローズ型伸縮管のように履歴減衰、長周期化による免震機能が期待できるタイプの伸縮管の設置等が考えられる。

6. まとめ

2橋の斜張形式水管橋の振動実験とその結果を踏まえて行った非線形動的解析によって得られた知見をまとめると以下のようになる。

- ①A, B水管橋ともに、減衰定数は小さく、その値は 0.007～0.008 であった。同種の道路橋と比べて、1/3 程度である。
- ②応答加速度は両水管橋ともに大きく、最大応答倍率は、A、B水管橋それぞれ 10.5 倍、13.7 倍であった。これらの主要因は減衰定数が小さいためと考えられる。
- ③A水管橋においては、橋軸直角方向加震時に下弦材および綾材の塑性化が見られた。B水管橋においては、橋軸方向加震時に主塔部で、橋軸直角方向加震時には固定支承部付近の下弦材、綾材で塑性化が見られた。大きな応答加速度が発生しているわりには、塑性化部材が少ない理由は、大きな風荷重によって設計されていたからと考えられる。
- ④A, B水管橋ともに固定支承部反力は、旧水道耐震指針の地震荷重や風荷重に対する設計値を大幅に上回る結果となり、今後、支承部付近の耐震補強対策が必要であることが判った。
- ⑤伸縮管部と可動支承部の変位量は、許容値を大幅に超え、脱管、漏水に至る結果となった。実際にはフェールセーフ機構として落橋防止装置が取り付けられており、漏水は防止できる機構となっているが、支承部、伸縮管、落橋防止装置を含めた支承部付近の動的挙動の解明を行い、支承部反力、伸縮管移動量の低減策を検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 小坪清真、烏野清、高西照彦：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 土木構造物の耐震設計に関する分科会報告書、pp. 1-29、1990. 3.
- 2) 水田洋司、白地哲也、金子英孝、山田顕彦、竹内貴司、川口周作：水管橋の振動実験、九州橋梁・構造工学研究会土木構造・材料論文集第 15 号、pp. 39-45、1999. 12.
- 3) 竹内貴司、川口周作、水田洋司、大塚久哲：三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動、構造工学論文集 Vol. 46A、pp. 997-1004、2000. 3.
- 4) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979. 12.
- 5) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1997. 3.
- 6) (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

(2000 年 9 月 14 日受付)