

第8編 水管橋

第1章 はじめに

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)を参考に改訂された。水道耐震指針における耐震設計の考え方をまとめると以下のようになる。

- ①兵庫県南部地震で直接的な被害を受けなかった送水管部と補剛桁部は、従来通りの地震動レベル1を用いて震度法による静的解析を行う。
- ②地震により甚大な被害を受けた支承部は、地震動レベル2を用いて地震時保有水平耐力法による耐震設計を行う。
- ③地震時の挙動が複雑な水管橋は、動的解析を行うことにより安全性を照査する。

水道耐震指針では、挙動が複雑な水管橋として、道示Vに準じて以下のように定義している。

- ①固有周期が長い(1.5秒以上)水管橋
- ②橋脚が高い(約30m以上)水管橋
- ③斜張橋、吊橋

しかしながら、水管橋の動的解析事例や資料は少なく^{3), 4)}、大地震に対する動的挙動について不明な点が多い。さらに、水管橋は、道路橋と異なる構造特性、機能特性があるにもかかわらず、現在の水道耐震指針は、道示Vを参考にして改訂されているため、水管橋自体の特性を十分に反映されているとは言いがたいのが実態である。

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および地震時挙動が複雑と思われる斜張形式水管橋(2橋)の合計4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検討結果について考察するとともに、今後の設計上の課題について検討を行う。

第2章 水管橋の特徴

2.1 水管橋の形式³⁾

水管橋の形式を大別すると、独立水管橋(水道専用橋)と道路橋等の水道専用橋でない橋に添架される添架水管橋に分類される。本報告書では、水道専用の独立水管橋に添架されている水管橋は独立水管橋として取り扱う。また、特記なき場合は、独立水管橋を水管橋として扱うこととする。

2.1.1 独立水管橋

独立水管橋を、構造形式によって分類した結果を表-2.1に、支持形式によって分類した結果を表-2.2に示す。

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程度まで、トラス形式で40m程度、アーチ補剛形式で80m程度である。

表-2.1 独立水管橋の分類(構造形式)

種類	補剛形式	
パイプビーム水管橋	- (非補剛パイプ)	
アーチ形式水管橋	固定アーチ形式	
補剛水管橋	フランジ補剛形式	
	トラス補剛形式	四弦トラス形式
		三角トラス形式
	アーチ補剛形式	ランガー形式
		ローゼ形式
ニールセンローゼ形式		
斜張橋形式		

表-2.2 独立水管橋の分類(支持形式)

単径間	単純支持形式
	一端固定・一端自由支持形式
	両端固定支持形式
多径間	単純支持形式
	連続支持形式

2.1.2 添架水管橋

道路橋、鉄道橋等に添架される添架水管橋は、道路橋、鉄道橋等の構造により、桁内に添架される形式と桁外に添架される形式がある。添架水管橋は数m毎に支承部を有し、道路橋、鉄道橋とともに挙動するように設置されている。したがって、添架水管橋の耐震設計を行う場合には、道路橋、鉄道橋等の水道管が添架される側の橋の動的挙動を十分に把握しながら、添架水管橋の伸縮管や固定点の設置場所を決定することが肝要である。

2.2 水管橋と道路橋の違い

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。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 水管橋の水平方向の剛性は、道路橋より小さい。補剛形式の水管橋幅でも、2.5m未満が多い。
- ④ 水管橋は、伸縮管部を除いて、鋼製でできており、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。

第3章 水管橋の地震被害例

水管橋の地震被害について、土木学会や水道関連の文献調査を行い、被害が報告されている地震ごとにまとめてみた。

3.1 兵庫県南部地震の地震被害

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、淡路島北端を震源とするマグニチュード7.2の直下型地震である。震度の分布と水管橋の被害位置を図-3.1に示す。被害写真を写真-3.1~3.5に示す。

3.1.1 独立水管橋の地震被害^{5), 6)}

表-3.1及び図-3.1は、兵庫県南部地域において地震直後、日本水道鋼管協会によって被害調査を行った500橋近い水管橋の内、通水が不可能となった8橋の位置とその状況を表したものである。この地域では、川幅が比較的狭く水管橋の形式は単純なものがほとんどであり、地震時の挙動が複雑なアーチ補剛形式、斜張橋形式、吊橋形式のものは無かった。人工島などへの長支間部では道路橋に添架する形式が取られている。

通水不可能となった独立水管橋は、パイプビーム形式、トラス補剛形式、アーチ形式の3種類であり、口径は150~2100mmまでとなっている。橋長は8~68mであり、水管橋の位置における推定震度は、6~7である。被害は伸縮管(図-3.2)の損傷、橋台及び橋脚の転倒や破損とこれらの二次的な影響として発生した管の変形である。

二つの刈藻橋(②, ③)、入江橋(④)、高羽大橋(⑤)、東魚崎大橋(⑥)、天上川橋(⑦)は、いずれも沿岸部にあり、図-3.1から地盤が液状化していることが分かる。刈藻橋(②, ③)、入江橋(④)、高羽大橋(⑤)及び天上川橋(⑦)は、護岸が崩壊したり、液状化に伴って橋台周辺の地盤が水平方向に移動したために橋台転倒などの被害を受けている。特に入江橋(④)は、橋台の強度及び縁端距離の不足により、沓座部が崩壊し、連続支持部が橋軸直角方向へ落橋するという被害を受けた。また、天上川橋(⑦)は、2つ割りの簡易継手が伸縮管として設置されていたため、許容変位を上回る変位により継手が破損、脱管する被害を受けた。

その他の地域の新大黒橋(①)、久保田橋(⑧)、上ヶ原橋(⑨)、3橋についての被害パターンの共通点は、いずれも橋台部の一部破損、移動に伴う伸縮管の損傷及び脱管であった。ここで、上ヶ原橋(⑨)は、昭和38年に設置された伸縮管が損傷したことによる漏水被害であった。この漏水被害は、斜面に位置する兩岸の橋台周辺の地盤に滑りが生じて水管橋が橋軸方向に圧縮され、伸縮管の許容伸縮量を越えたために発生したものである。兵庫県南部地震以前、水管橋の伸縮管は温度変化による管体の伸縮量の吸収を目的として設計されていた。しかし、今回の地震では、地盤変位による継手部の伸縮量が、許容伸縮量をはるかに越えたものと推定される。新大黒橋(①)、

久保田橋(⑧)については、橋台の一部破損を受け、伸縮管が損傷した。

5mmと150mmの添架管が損傷した。詳細は不明である。

3.1.2 添架水管橋の地震被害^{7), 8)}

ポートアイランドに架かる神戸大橋の移動に伴い、口径600mmの添架管が橋台と固定支持金具(リングサポート)に挟まれ局部座屈を起こした。また、固定支持金具の柱部が損傷した。

六甲アイランドに架かる六甲大橋の橋梁本体の振動に伴い、口径700mmの添架管の支持金具(形鋼)やボルトが損傷し、添架管が落橋した。(写真-3.5)

摩耶埠頭に架かる摩耶大橋の沓の脱落に伴い、口径300mmの伸縮管が橋軸直角方向に変形した。

3.2 日本海中部地震⁹⁾

昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震は、秋田県能代市沖約100kmの海底を震源とするマグニチュード7.7の地震である。震度5の強震は秋田、深浦、むつで観測された。

水管橋の被害は、道路橋の移動に伴い、口径7

3.3 宮城県沖地震^{10), 11)}

昭和53年6月12日に発生した宮城県沖地震は、金華山東方約60Km(仙台より東方約100Km)を震源とするマグニチュード7.4の地震である。震度5の強震は大船渡、仙台、石巻、福島、新庄で観測された。被害状況写真を写真-3.6~3.7に示す。

水管橋の被害は、橋台の沈下や移動による変形が多く見られる。被害を表-3.2にまとめる。

この地域には比較的大型の水管橋が多く、ランガーやトラス補剛形式の被害が報告されている。被害は2つのパターンに分かれており、下部工の移動によるものと水管橋の振動によるものである。下部工の移動による被害は、伸縮管の変形や歩廊の損傷である。水管橋の振動による被害は水道管の亀裂、下沓の変形や沓アンカーボルトの曲げ変形、抜け出しである。

震度法によって設計された水管橋本体の損傷は見られず、水管橋の振動により支承部に損傷が出たことは、今後の水管橋の耐震設計に大きな課題を与えている。

表-3.1 兵庫県南部地震による水管橋の被害

橋名(桁構造)	口径×橋長	被害程度	原因
①新大黒橋 (一端固定パイプ橋)	400A×14m	一部損傷 伸縮管変形	橋台の移動 (橋台損傷)
②荇藻橋 (一端固定パイプ橋) (連続パイプ橋)	250A×63.9m 1スパン 2スパン	大破、水道管変形、 通水不能	橋台の沈下、転倒 (橋台崩壊)
③荇藻橋 (三角トラス補剛形式)	200A×2条、66.8m 2スパン	大破、水道管変形、 通水不能	橋台の沈下、転倒 (橋台崩壊)
④入江橋 (連続パイプ橋)	300A×42m 3スパン	大破 水道管落橋、通水不能	橋台の移動 (橋台、橋脚損傷)
⑤高羽大橋 (連続パイプ橋)	500A×31m 3スパン	大破、水道管変形、落橋 通水不能	橋台の移動 (橋台崩壊、橋脚損傷)
⑥天上川橋 (一端固定パイプ橋)	150A×13m 1スパン	一部損傷 伸縮管脱管、通水不能	橋台の移動 (橋台損傷)
⑦久保田橋 (一端固定パイプ橋)	200A×8m 1スパン	一部損傷 伸縮管	橋台の移動 (橋台損傷)
⑧上ヶ原 (パイプ橋)	2100A×29m 1スパン	一部損傷 伸縮管損傷、沓損傷	橋台の移動 (橋台損傷)

※橋名の前にある番号は、本文並びに図-3.1の番号と同じ

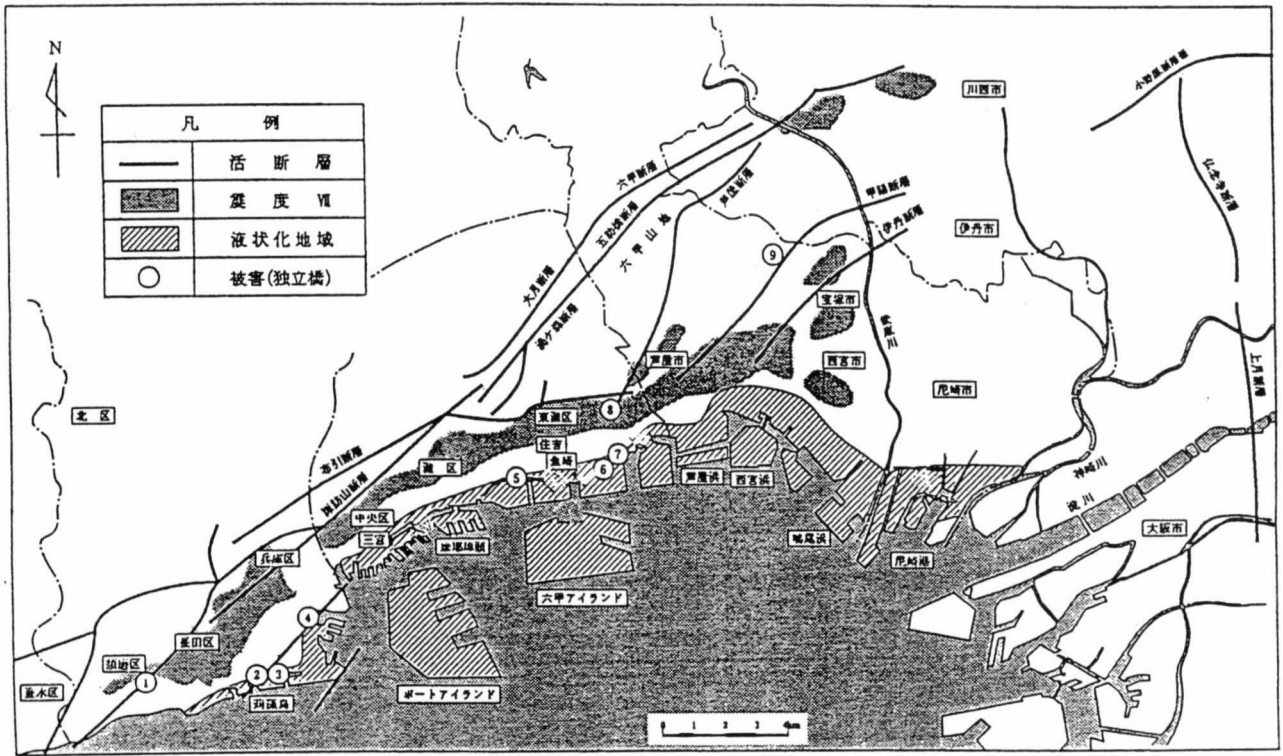


図-3.1 兵庫県南部地震により被害を受けた水管橋の位置

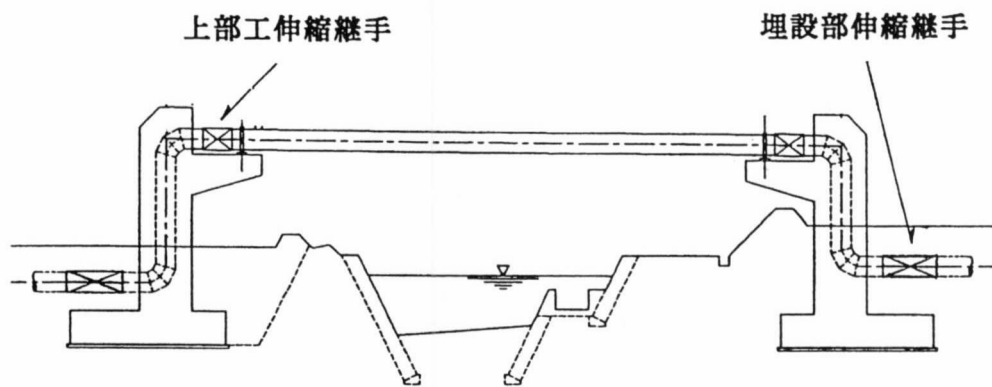
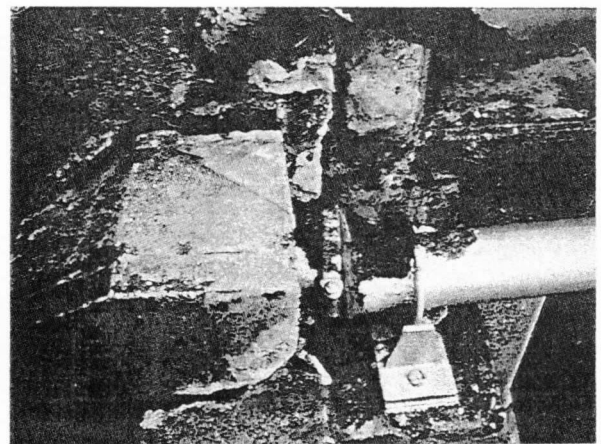


図-3.2 伸縮管の設置位置

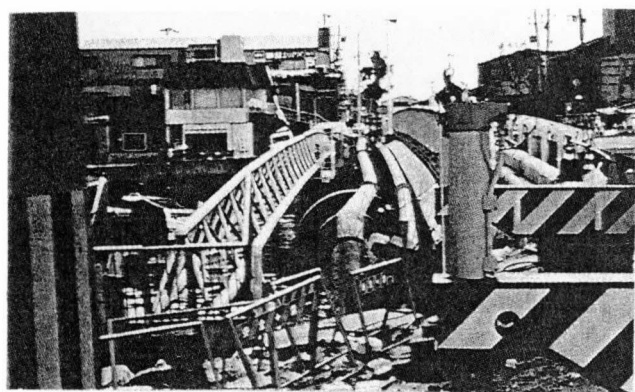


(a) パイプビーム橋台部の破損



(b) パイプビーム橋台部の破損

写真-3.1 兵庫県南部地震における被害状況写真
(⑥天上一川橋：一端固定パイプビーム)



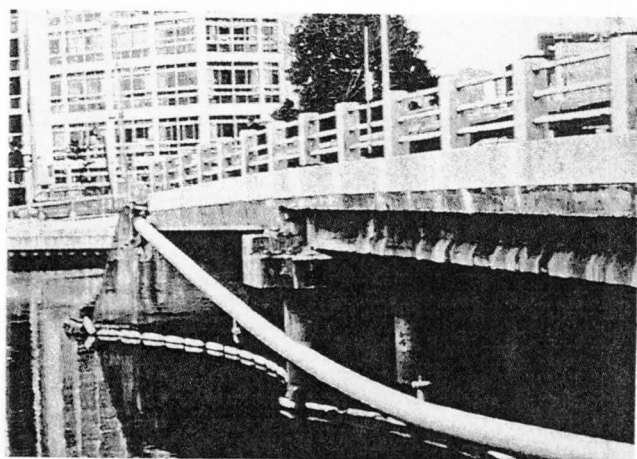
(a) 三角トラス、パイプビーム破損状況



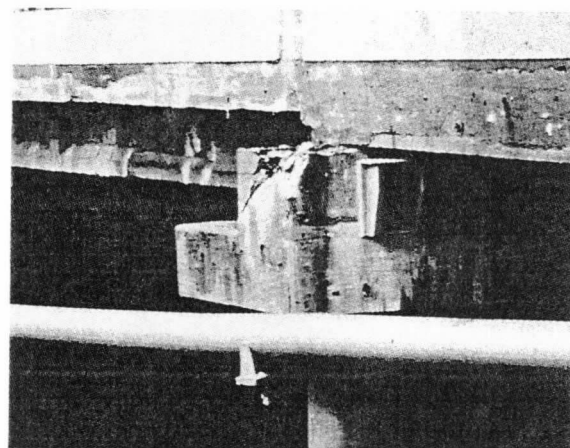
(b) 三角トラス橋台部転倒状況

写真-3.2 兵庫県南部地震における被害状況写真

(②苅藻橋：一端固定パイプビーム、連続パイプビーム、 ③苅藻橋：三角トラス補剛形式)



(a) パイプビームの橋脚部からの落橋



(b) パイプビーム橋脚部支承部状況

写真-3.3 兵庫県南部地震における被害状況写真 (④入江橋：連続パイプビーム)

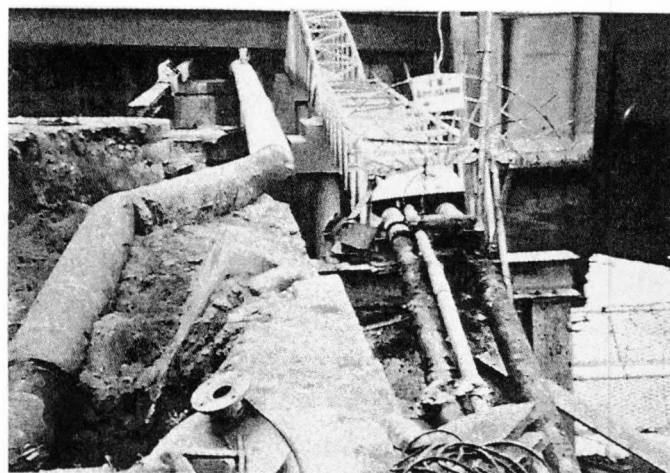


写真-3.4 兵庫県南部地震における
パイプビームの損傷状況写真
(⑤高羽大橋：連続パイプビーム)

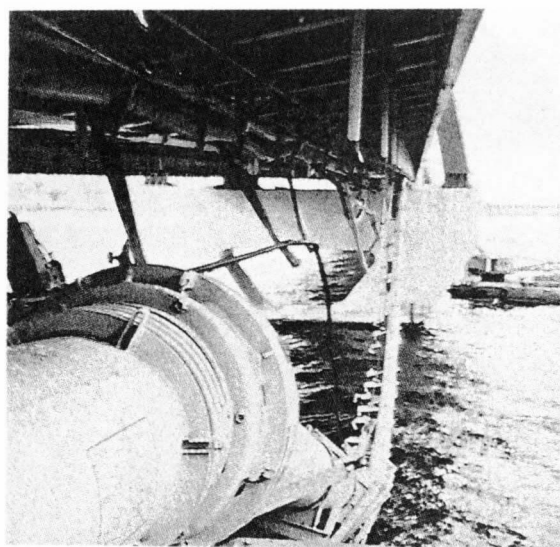


写真-3.5 兵庫県南部地震における
被害状況写真 (六甲大橋への添架水管橋)

表-3.2 宮城県沖地震による水管橋の被害

橋名 (桁構造)	口径×橋長	被害程度	原因
①七北田川水管橋	700A	一部損傷 橋台部配管に横断亀裂	橋台の振動
②七北田川水管橋 (T補剛形式水管橋)	1000A×2条 31.1m×5スパン	一部損傷 伸縮管変形	橋台の沈下 (橋台損傷)
③広瀬川水管橋 (ランガー補剛形式) 上水道	1100A×2条 77m~103m 5スパン	一部損傷 下沓の変形, 歩廊の損傷	水管橋の振動 (±100mm 以上)
④広瀬川水管橋 (ランガー補剛形式) 工業用水道	1000A 98m~103m 3スパン	一部損傷 沓アンカーボルトの曲げ変形	水管橋の振動 (沓の可動量少)
⑤名取川水管橋 (ランガー補剛形式)	1000A 69.9m~95.5m 6スパン	一部損傷 歩廊の損傷	下部工の移動
⑥青生水管橋 (ランガー補剛形式)	600A×2条 50.4m×5スパン	一部損傷 歩廊の変形	下部工の移動
⑦船越水管橋 (逆三角トラス補剛形式)	500A 59.3m×4スパン	一部損傷 沓アンカーボルトの抜出し	水管橋の振動
⑧石巻大橋 (橋梁添架管)	450A	一部損傷 伸縮管の漏水	

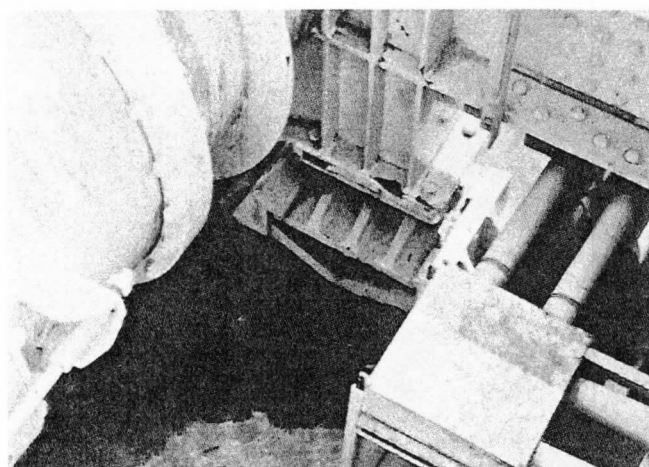


写真-3.6 宮城県沖地震における
③広瀬川水管橋（ランガー形式）支承部の損傷状況

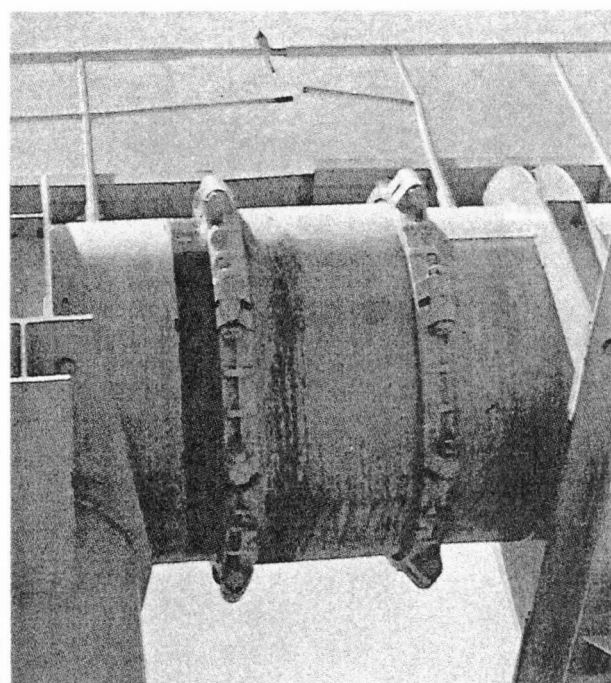


写真-3.7 宮城県沖地震における
⑤名取川水管橋（ランガー形式）伸縮管部の残留変位

第4章 解析および実験対象の水管橋

4.1 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、福岡県内に設置されている水管橋である。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、風荷重を水平設計震度に換算すると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-4.1に水管橋の諸元、図-4.1にその概略図を示す。

表-4.1 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

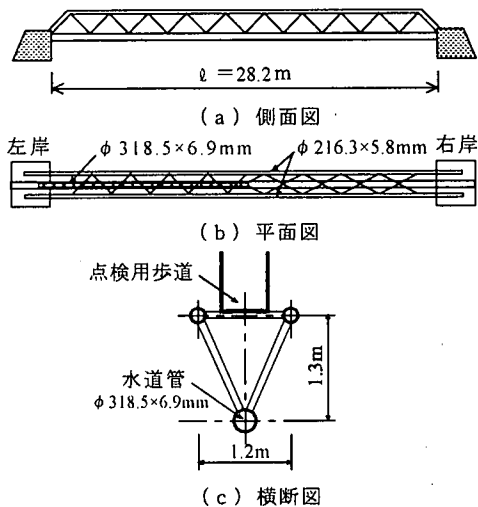


図-4.1 A水管橋の概略図

4.2 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、大分県内に設置されている支間長 66.5m+84.7m+84.7m の4径間単純支持ランガー形式の独立水管橋である。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Kh=0.2, 風荷重がKh=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月に竣工し、供用されている。表-4.2に水管橋の諸元、図-4.2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径間目の支間長84.7mの橋である。

表-4.2 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 (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×3 (2330kgf/m, 2440kgf/m)
橋脚	高さ21m
基礎	杭基礎構造

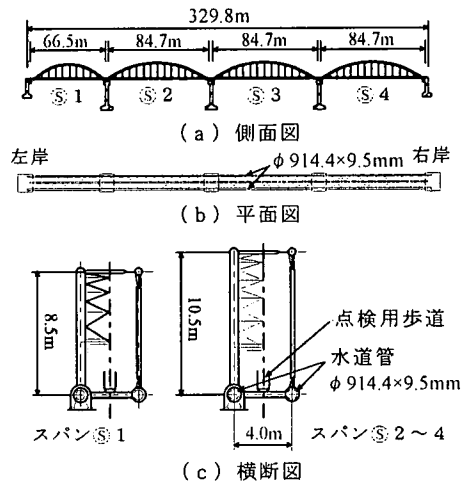


図-4.2 B水管橋の概略図

4.3 斜張形式水管橋(C, D水管橋)

C水管橋とD水管橋は、補剛トラスをケーブルで吊った斜張形式の水道専用橋へ水道管自体を添架させている独立水管橋であり、新潟県内に設置されている。

4.3.1 C水管橋

C水管橋は、支間80mの4弦ワ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、旧水道耐震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。風荷重を水平震度で表すと $K_h=0.35$ 相当になる。また、水管橋上に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。

なお、C水管橋は、1994年6月に竣工し、供用されている。表-4.3に諸元を、図-4.3に概略図を示す。

表-4.3 C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	80m
主構幅員	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) +24.0tf (主塔部) (940kgf/m)
通水時全重量	81.0tf (桁部) +24.0tf (主塔部) (1013kgf/m)
橋台	高さ 11m
基礎	杭基礎構造

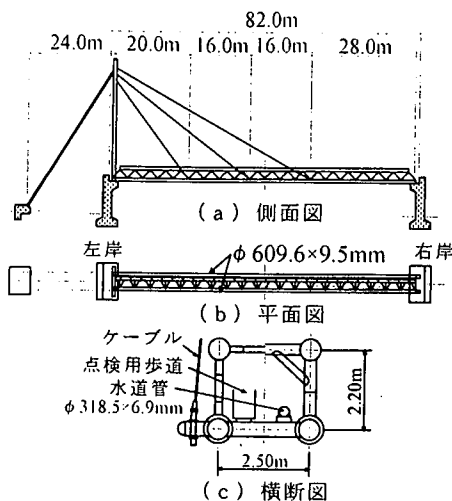


図-4.3 C水管橋の概略図

4.3.2 D水管橋

D水管橋は、C水管橋と同じ形式であり、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。耐震設計は旧基準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。C水管橋と同様に、積雪を考慮した風荷重を水平震度で換算すると $K_h=0.93$ となる。

なお、D水管橋は、1990年11月に竣工し、供用されている。表-4.4に諸元を、図-4.4に概略図を示す。

表-4.4 D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
主構幅員	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) +24.0tf (主塔部) (650kgf/m)
通水時全重量	81.7tf (桁部) +24.0tf (主塔部) (722kgf/m)
橋台	高さ 9m
橋脚	高さ 14.8m
基礎	杭基礎構造

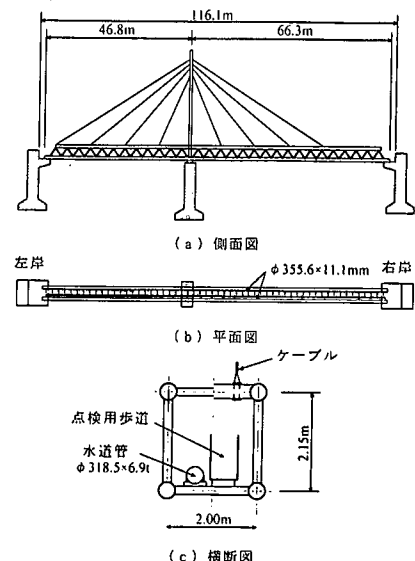


図-4.4 D水管橋の概略図

第5章 水管橋の振動実験

道路橋の振動特性に関する資料やデータ^{12)・13)}は多数報告されているが、水管橋の振動特性に関する報告^{14)・15)}が少ないため、耐震設計に用いる減衰定数の推定が困難であり、道路橋示方書に掲載されている値を用いているのが現状である。水管橋は前述したように、道路橋と比較した場合、構造的特徴が異なる構造物であることから、橋の形式が同じであっても、両者の減衰定数や振動数・モードは大きく異なると考えられる。

本章では、水管橋の耐震設計資料を得るために実施した4種類の水管橋の振動実験から得られた振動特性について述べる。実験した水管橋は、4章で述べた独立橋形式が2橋、独立水管橋に添架された専用橋が2橋で、橋種はトラス橋1橋、アーチ橋1橋、斜張橋2橋である。振動実験では各橋について常時微動、自由振動、強制振動（歩行者による振動）を計測して、固有振動数・固有モードや減衰定数を求め、水管橋の振動特性について検討した。

5.1 振動計測

5.1.1 測定の概要

振動はサーボ型加速度計（ASQ-2CAS1型：共和電業製）を用いて、常時微動、自由振動、強制振動の速度波形あるいは加速度波形をデータレコーダ（PC-208A型：SONY製）に記録した。記録された波形はFFTや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。減衰定数はHalf Power Method、自由振動波形の振幅比から求めた。使用した計測機器を写真-5.1に示している。

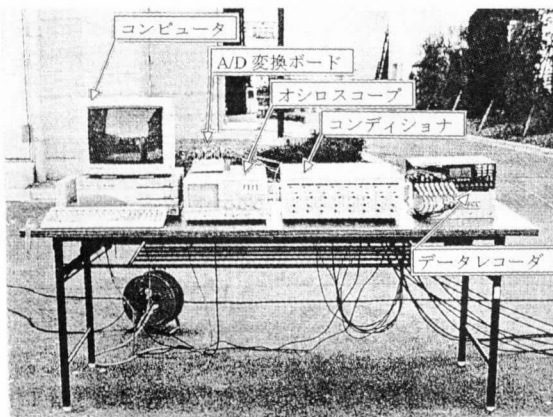


写真-5.1 計測機器

常時微動は無荷重、無風状態で水管橋の速度波形あるいは加速度波形を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人が通常の速さ（0.60秒/歩）で歩行したときに生じる振動の速度波形あるいは加速度波形を計測した。また、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。

A水管橋とB水管橋では固有振動数と減衰定数を求めることを目的としたので、計測した測点数は少なく、対称1次、2次、逆対称1次、2次の固有振動数を得るための測点を支点の1/4点、2/4点、3/4点に設け、橋軸、鉛直、面外水平の振動を計測した。

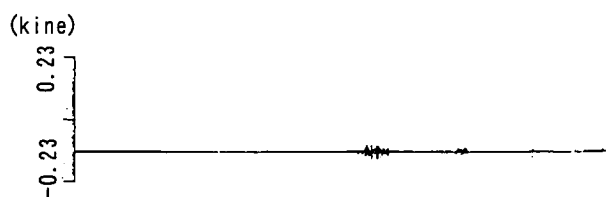
C水管橋とD水管橋は上部工（水管橋桁部）測点を8点と増やして測定した。水管橋上部工の振動計測時は主構上に加速度計の設置場所を設け、橋台、橋脚の振動計測時はその上端部に加速度計を設置した。

5.1.2 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0.02～0.04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を利用して求めた。A水管橋の1/2点における速度波形を図-5.1に、パワースペクトル図を図-5.2に示す。B水管橋の1/4点における速度波形を図-5.3、パワースペクトル図を図-5.4に示す。

人力加振した後の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。D水管橋の人力加振後の自由振動波形を図-5.5に示す。左側の番号は、支間の5/10点（主塔部）を除く1/10～9/10点までの8点の測点に対応している。減衰定数はFFTのパワースペクトル曲線のHalf Power Method以外に、自由振動波形の振幅比（図-5.6）からも求めた。固有モードは共振時の自由振動の振幅比から算定した。

点検用歩道を人が歩いたときの振動の加速度波形を図-5.7に、FFTで波形処理して得られたパワースペクトルを図-5.8に示している。人の歩行によって生じている加速度は20gal程度である。



(a) 橋軸方向の速度波形

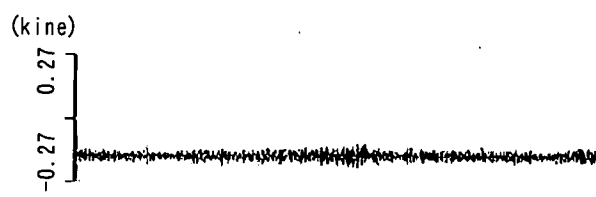


(b) 鉛直方向の速度波形



(c) 面外水平方向の速度波形

図-5.1 A水管橋 1/2点の常時微動



(a) 橋軸方向の速度波形

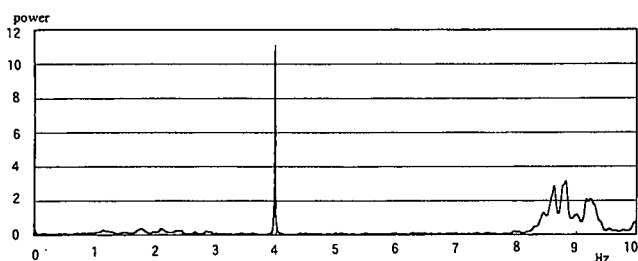


(b) 鉛直方向の速度波形

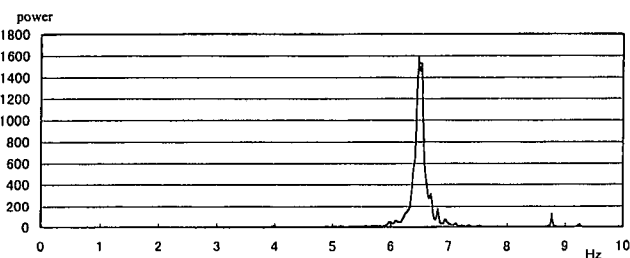


(c) 面外水平方向の速度波形

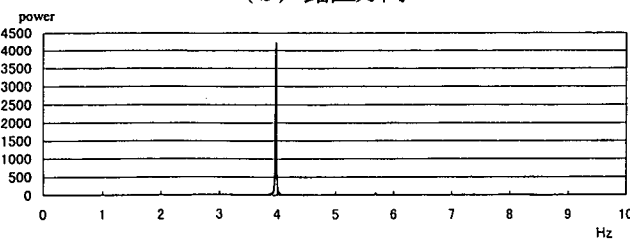
図-5.3 B水管橋 1/4点の常時微動



(a) 橋軸方向

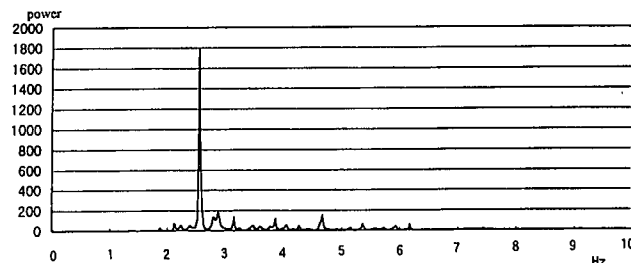


(b) 鉛直方向

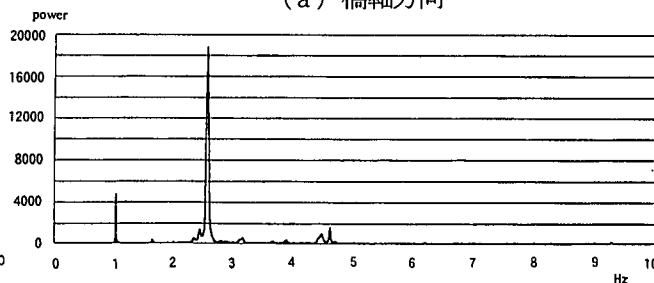


(c) 面外水平方向

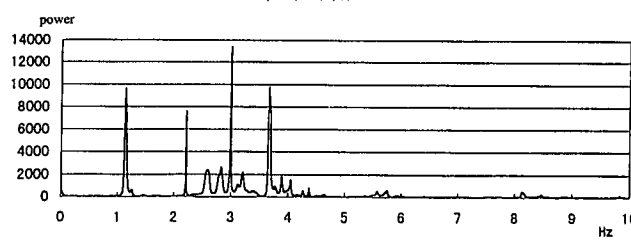
図-5.2 A水管橋 1/2点のパワースペクトル
(常時微動)



(a) 橋軸方向



(b) 鉛直方向



(c) 面外水平方向

図-5.4 B水管橋 1/4点のパワースペクトル
(常時微動)



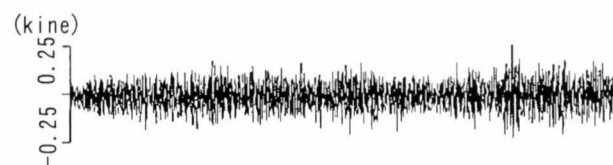
写真-5.2 D水管橋の人力加振状況



(a) 橋軸方向



(b) 鉛直方向



(c) 面外水平方向

図-5.7 B水管橋の1/4点の歩行者による速度波形

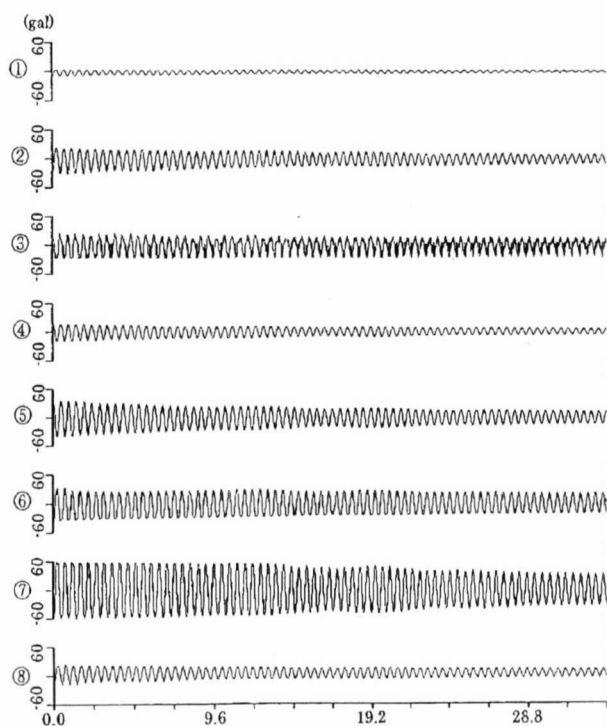


図-5.5 D水管橋における人力加振後自由振動加速度波形

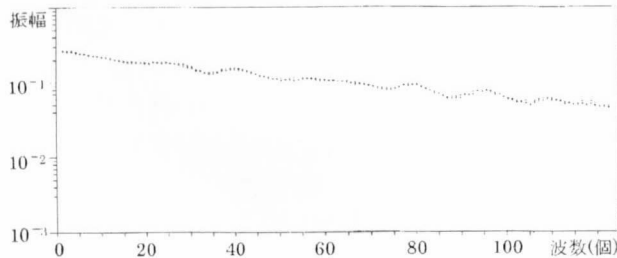
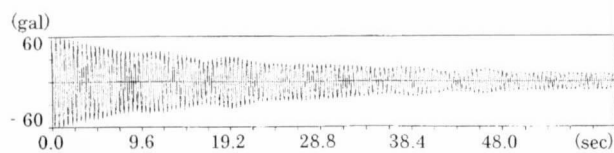
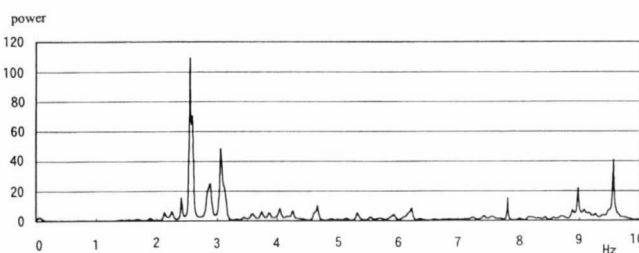
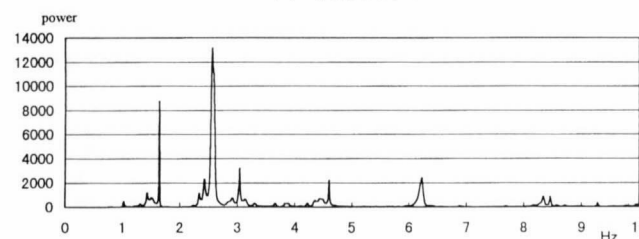


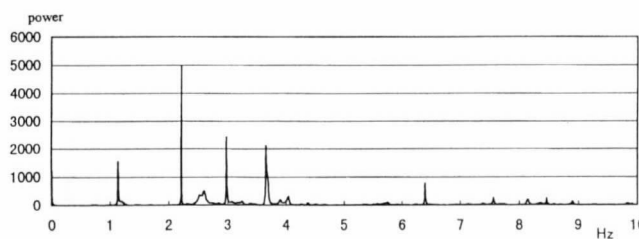
図-5.6 振幅比による減衰 (図-5.5の⑤)



(a) 橋軸方向



(b) 鉛直方向



(c) 面外水平方向

図-5.8 B水管橋1/4点の歩行者によるパワースペクトル

5.1.3 波形解析の結果

固有振動数は各橋とも常時微動のパワースペクトルから求めた値と自由振動のパワースペクトルから求めた値はよく一致していた。表-5.1に各橋の固有振動数一覧表を示している。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る。表中の固有振動数は、支間の1/2点または1/4点での計測値である。

表-5.1 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	
C 水管橋	1.76	4.18	1.73	4.20	1.64	3.91
	4.18		1.73		6.96	
D 水管橋	2.10	3.53	1.00	1.31	1.77	3.18
	2.24		6.67		1.76	

表-5.2 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
C 水管橋	—	—	0.006	0.007	0.008	—
D 水管橋	—	—	0.006	0.006	—	0.003

表-5.2は各橋の減衰定数一覧表である。表中の1, 2は表-5.1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—として表している。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-5.3 共振後の鉛直自由振動特性

	振動数(Hz)	減衰定数
C水管橋	1.71	0.008
	4.15	0.008
D水管橋	2.15	0.007

表-5.3はC水管橋とD水管橋を鉛直方向に人力加振

(成人男子2人, 50kgfと55kgf) 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。

5.2 振動特性のまとめ

逆三角形トラス形式のA水管橋, ランガー橋形式のB水管橋, 斜張橋形式のC水管橋・D水管橋の固有振動数と減衰定数を常時微動や自由振動で求め、点検用歩廊を人が歩くときの卓越振動数についても求めた。

なお、A水管橋は架設後すぐの実験であり、水管に通水されておらず、B水管橋, C水管橋, D水管橋は通水の状態での振動実験を実施した。以下にその結果をまとめる。

5.2.1 固有振動数

(1) A水管橋

固有振動数の最低次は3.98Hzと高く、面外水平対称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次振動は面外水平、鉛直のいずれの振動も25.0Hz以上の値を持っているようで、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では同じ振動数が検出されたが、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数と歩行時の卓越振動数は同じであり、各方向の最低次振動が励起されている。

(2) B水管橋

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。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も検出されるが、この振動数は上部工の面外水平振動(1.16Hz)とほぼ同一であり、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2.53Hz、鉛直方向は2.54Hz、橋軸直角方向は1.59Hzであった。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、鉛直振動は対称2次振動が卓越している。橋脚の面外水平方向の卓越振動数は、常時微動と歩行時共に高い振動数(常時微動: 3.23Hz, 歩行: 4.04Hz)が励起されている。

(3) C水管橋

上部工の鉛直振動数、面外水平振動数は、ほぼ同じ大きさで、1次が1.73Hz、2次が4.20Hz前後である。歩行時の卓越振動数は常時微動と同じく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。橋台の橋軸方向振動数は上部工の最低次振動数と同じく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。これは、橋脚を支えている基礎の振動数と考えられる。また、鉛直振動の自由振動（表-5.3）では常時微動と同じ1.71Hzが得られ、減衰定数は0.008と小さな値であった。

(4) D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の面外水平振動で、4次に2.10Hzの面外水平振動が現れている。橋台・橋脚の橋軸方向振動は上部工と同じく2.10Hz、鉛直振動は0.42Hzである。この橋の架設場所はC水管橋の架設場所の近くであり、この付近の地盤の鉛直振動数が0.5Hz前後と考えられる。歩行時の振動数は歩行者の振動数の倍数に近い固有振動数が卓越振動数として励起されている。鉛直の自由振動（表-5.3）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。

5.2.2 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（0.002～0.008）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。鉛直振動の減衰定数はトラス橋で0.002、ランガー橋では0.004、トラス補剛斜張橋で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、方向による違いは見られず、ランガー橋タイプのB水管橋では0.002～0.003、斜張橋タイプのC水管橋、D水管橋では0.007～0.008であった。

第6章 解析方法

6.1 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-6.1に示す。動的解析を行ったケースを表-6.2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に2ケースの解析を行った。すなわち、TYPE IIの地震波を用いて、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、およびCASE 13～20）。

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、鉛直加振時の影響を検討するために、B水管橋に対しては、水平と鉛直の同時入力を行った（CASE 11, 12）。

JMA神戸の地震波を図-6.1、JR鷹取駅の地震波を図-6.2、ポートアイランドの地震波を図-6.3、津軽大橋の地震波を図-6.4に示す。

6.2 解析プログラム

今回使用したプログラム（Y-DYNA：大和設計（株）製）は、「道路橋の耐震設計に関する資料」（平成9年3月¹⁶⁾と水平変位および曲げモーメント等の比較を行い、表-6.3に示す精度であることを確認している。

また、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。水管橋の減衰定数については、剛性比例型減衰とし、前述した計測によって得られた値に基づいて定めている。基礎、地盤の減衰定数については、20%とした。

表-6.1 入力地震波

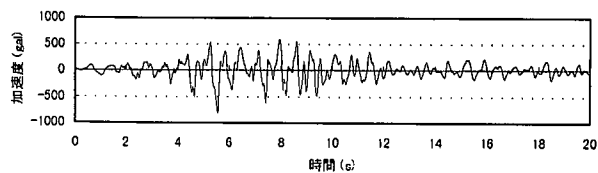
水管橋 名称	架橋地点 の地盤と 固有周期	用いた地震波と 最大加速度			備考
A 水管橋	Ⅱ種 T _g =0.21S	J R 鷹取駅	NS	687gal	☒ -6.2
			EW	672gal	
B 水管橋	Ⅲ種 T _g =0.64S	ポ-ト アイランド 津軽大橋	NS	557gal	☒ -6.3
			EW	619gal	☒ -6.4
			TR	433gal	☒ -6.1
C 水管橋	Ⅱ種 T _g =0.25S	J R 鷹取駅	NS	687gal	☒ -6.2
			EW	672gal	☒ -6.1
D 水管橋	Ⅰ種 T _g =0.17S	JMA 神戸	NS	818gal	☒ -6.1
			EW	617gal	☒ -6.1

表-6.2 検討ケース

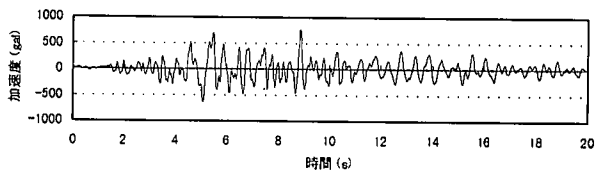
CASE	水管橋	加震方向	地震波	
CASE 1	A 水管橋	橋軸方向	JR 鷹取駅 NS	
CASE 2			JR 鷹取駅 EW	
CASE 3		面外水平方向	JR 鷹取駅 NS	
CASE 4			JR 鷹取駅 EW	
CASE 5	B 水管橋	橋軸方向	ポ-トアイランド NS	
CASE 6			ポ-トアイランド EW	
CASE 7		面外水平方向	ポ-トアイランド NS	
CASE 8			ポ-トアイランド EW	
CASE 9		橋軸方向	津軽大橋 TR	
CASE 10			津軽大橋 TR	
CASE 11		橋軸方向	ポ-トアイランド EW	
CASE 12			鉛直方向 ポ-トアイランド EW の 1/2 振幅波	
CASE 13		C 水管橋	橋軸方向	JR 鷹取駅 NS
CASE 14				JR 鷹取駅 EW
CASE 15			面外水平方向	JR 鷹取駅 NS
CASE 16				JR 鷹取駅 EW
CASE 17	D 水管橋	橋軸方向	JMA 神戸 NS	
CASE 18			JMA 神戸 EW	
CASE 19		面外水平方向	JMA 神戸 NS	
CASE 20			JMA 神戸 EW	

表-6.3 ベンチマークテスト結果

	報告書	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%)

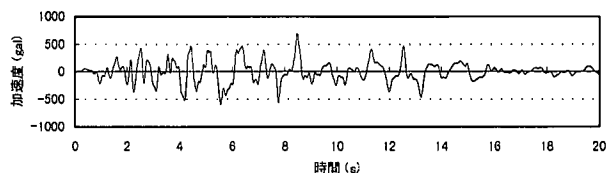


(a) NS方向

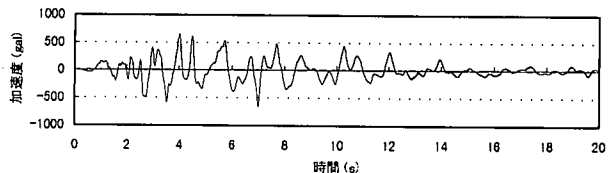


(b) EW方向

図-6.1 JMA神戸 (Ⅰ種地盤)

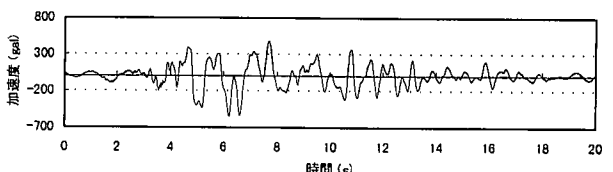


(a) NS方向

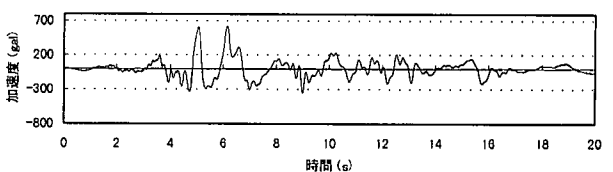


(b) EW方向

図-6.2 JR鷹取駅 (Ⅱ種地盤)

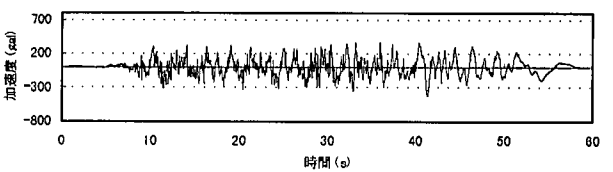


(a) NS方向



(b) EW方向

図-6.3 ポートアイランド (Ⅲ種地盤)



(a) TR方向

図-6.4 津軽大橋 (Ⅲ種地盤)

第7章 三角トラス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、4.1 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-7.1に示す。

減衰は剛性比例型減衰とし、振動実験結果に基づいて、水管橋(桁部、橋脚部)の減衰定数をそれぞれ0.2%とした。基礎の減衰定数は20%とした。

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。解析と実験の振動モードは同じであり、固有振動数は、表-7.1に示すように、計測値と解析値の比が103~109%であることから、本解析モデルは妥当と判断した。

表-7.1 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(%)	

表-7.2 振動特性

	橋軸(X)		面外水平(Y)		鉛直(Z)		
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	
固有周期(秒)	0.244	0.199	0.230	0.053	0.224	0.102	
固有振動数(Hz)	4.097	5.035	4.346	18.873	4.466	9.852	
有効質量比	X	0.558	0.431	0.000	0.000	0.015	0.973
	Y	0.000	0.000	0.782	0.134	0.000	0.000
	Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.785	0.011
刺激係数	X	-3.304	2.905	-0.002	-0.000	0.099	-0.790
	Y	0.003	0.000	0.708	-0.293	0.014	0.000
	Z	-0.036	0.000	-0.014	0.001	0.709	0.084

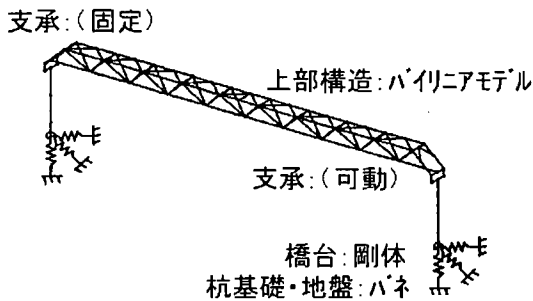
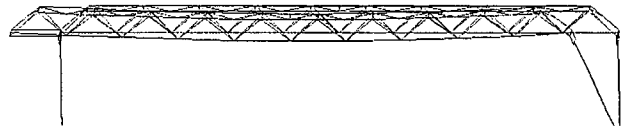


図-7.1 A水管橋の解析モデル図

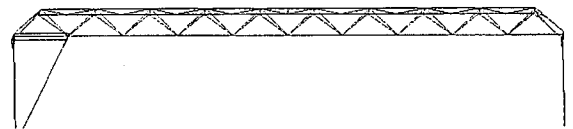
7.2 解析結果と考察

橋軸振動モードを図-7.2, 面外水平振動モードを図-7.3, 鉛直振動モードを図-7.4に示す。なお、各振動モードにおける固有周期, 固有振動数, 有効質量比および刺激係数を表-7.2に示す。表中のX, Y, Zはそれぞれ橋軸, 面外水平, 鉛直方向を表す。

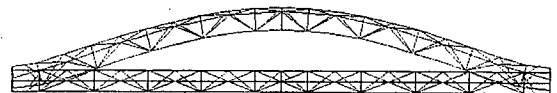
解析結果の総括を表-7.3に示す。橋軸方向加震時の最大応答加速度1144galが発生しているCASE2と面外水平方向加震時の最大応答加速度2341galが発生しているCASE3との時刻歴応答結果をそれぞれ、図-7.5, 7.6に示す。図中の応答加速度と応答変位は最大値が得られた地点のものである。



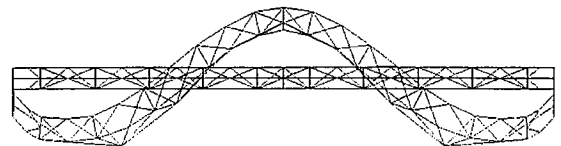
(a) 一次振動モード



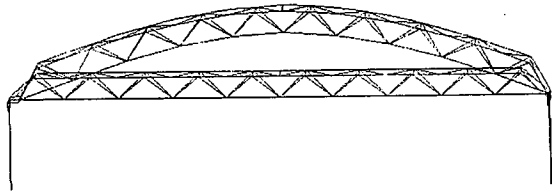
(b) 二次振動モード
 図-7.2 橋軸振動モード



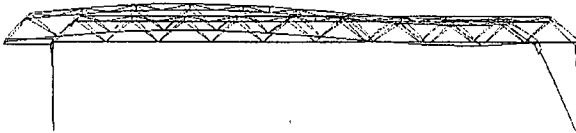
(a) 一次振動モード



(b) 二次振動モード
 図-7.3 面外水平振動モード



(a) 一次振動モード



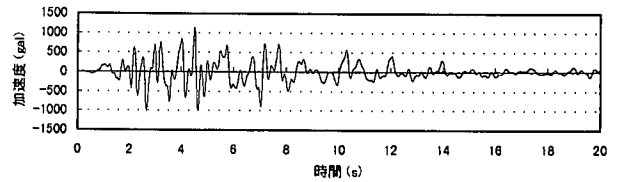
(b) 二次振動モード

図-7.4 鉛直振動モード

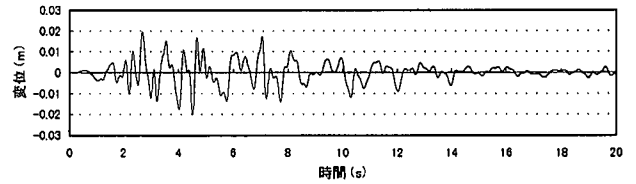
表-7.3 解析結果

	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	弾性範囲内 ($\epsilon=0.006\%$)	—
	面外水平	弾性範囲内 ($\epsilon=0.068\%$)	—
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 鉛直方向反力	橋軸	F:0.4tf, M:0.4tf	0.25tf(E) 2.1tf(W)
	面外水平	F:2.2tf, M:1.6tf	—
支承部 橋軸方向反力	橋軸	F:2.5tf	1.4tf(E)
	面外水平	F:12.2tf	6.0tf(W)
支承部面外水 平方向反力	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)	$\pm 16\text{mm}$
		10.1mm (伸縮管)	$\pm 50\text{mm}$
	面外水平	1.3mm (支承)	$\pm 16\text{mm}$
		1.3mm (伸縮管)	$\pm 50\text{mm}$

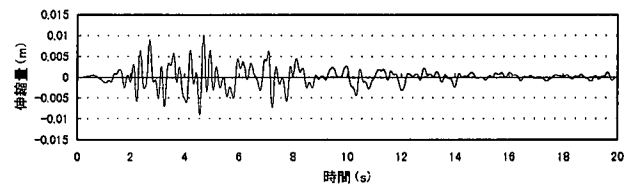
注) Fは固定支承部, Mは可動支承部を表す。



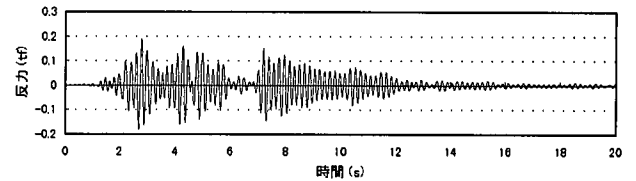
(a) 1/4点付近の下弦材における応答加速度



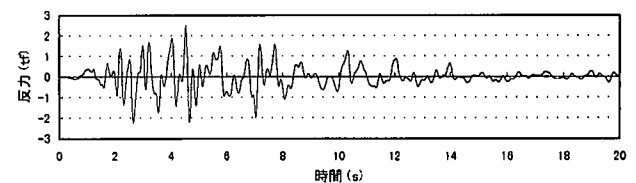
(b) 可動支承部橋門構付近の応答変位



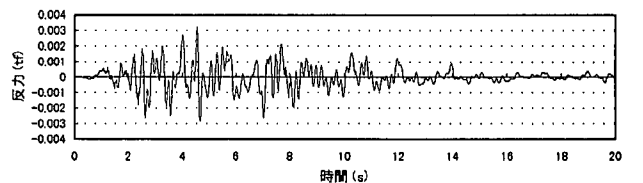
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



(d) 固定支承部鉛直方向反力

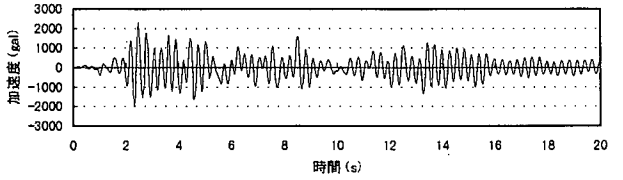


(e) 固定支承部橋軸方向反力

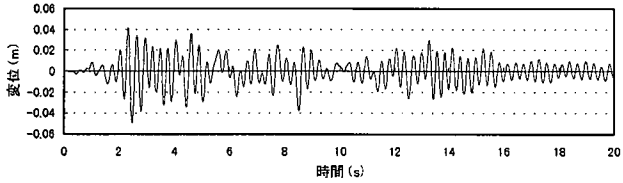


(f) 固定支承部面外水平方向反力

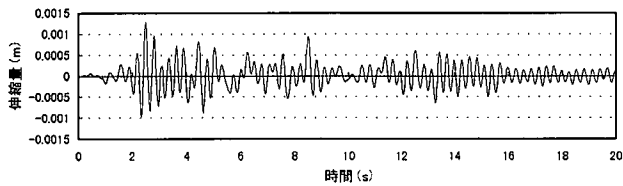
図-7.5 A水管橋の時刻歴応答
(CASE 2: 橋軸方向加震)



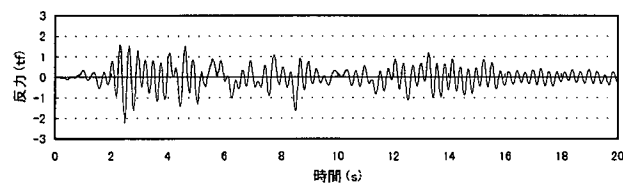
(a) 1/2点の下弦材部における応答加速度



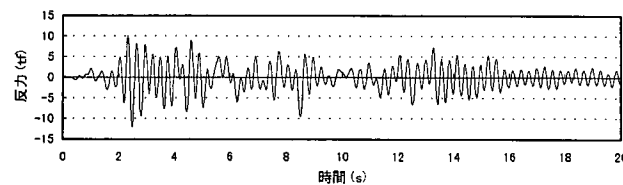
(b) 支間中央下弦材の応答変位



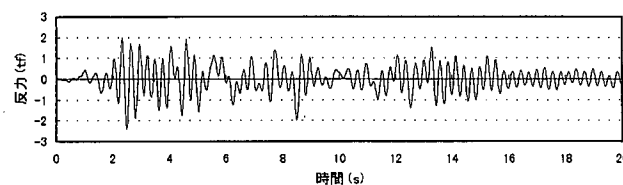
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



(d) 固定支承部鉛直方向反力



(e) 固定支承部橋軸方向反力



(f) 固定支承部面外水平方向反力

図-7.6 A水管橋の時刻歴応答
(CASE 3 : 面外水平方向加震)

7.2.1 上部工断面力

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%と小さい値であった。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。

7.2.2 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1/2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。最大応答加速度が発生している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-7.4に示す。このように水管橋の減衰定数が小さいことが、大きい応答加速度の原因になっていることがわかる。

表-7.4 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

7.2.3 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)が狭いために、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。

橋軸方向加震時には、ほぼ旧設計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-7.5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-7.4の参考の欄に示したように、震度を加速度に換算にした値と最大応答加速度の比の4.2倍ほど大きな値とはなっていない。

今後、支承部の動的挙動と支承部の遊間を考慮した反力低減策等について、さらに検討を進める必要がある。

表-7.5 静的解析と動的解析の比較

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	2.5tf	0.9tf	2.7
【参考】 応答加速度と 等価水平震度	2341gal (加速度)	$1.28/\sqrt{5}$ (震度)	$2341/(1.28/\sqrt{5} \times 980)=4.2$

7.2.4 支承部および伸縮管の変位

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、市販標準伸縮量である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。しかしながら、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、支承部の破壊と落橋防止装置を考慮した伸縮管変位量の検討も必要である。

7.3 まとめ

実際に架設されている三角トラス形式水管橋の非線形動的解析を行った結果をまとめると以下のような

る。

- (1) 上部工の断面力は、全て弾性範囲内であった。これは、設計段階で水平震度0.86相当の大きな風荷重で設計されているからと考えられる。
- (2) 応答加速度は橋軸加震時に1144gal、面外水平加震時に2341galが得られた。応答倍率は、それぞれ1.7倍、3.4倍であった。
- (3) 動的解析による支承部反力は、旧基準で設計された静的耐震設計値より8.7倍と大きな値となった。新基準による静的耐震設計値と比べても、1.7~3.0倍であり、今後さらに、支承部付近の動的挙動の検討を要する結果となった。
- (4) 支承部移動量と伸縮管の変位は、旧基準において地震時変位が考慮されていなかったため、許容値を超えるものもあった。
- (5) 動的挙動が複雑でない三角トラス形式水管橋は静的解析による耐震設計においても、十分に地震時挙動を把握できると考えられるが、低減衰の特徴を考慮した応答加速度の設定が必要であろう。

第8章 ランガー形式水管橋の動的挙動

8.1 解析モデル

解析対象橋の概要は、4.2 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。減衰は剛性比例型減衰とし、振動実験結果に基づいて、水管橋(桁部、橋脚)の減衰定数を0.4%とした。基礎の減衰定数は20%とした。解析モデルを図-8.1に示す。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。実験と解析振動モードは同じであり、固有振動数は、表-8.1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判断した。

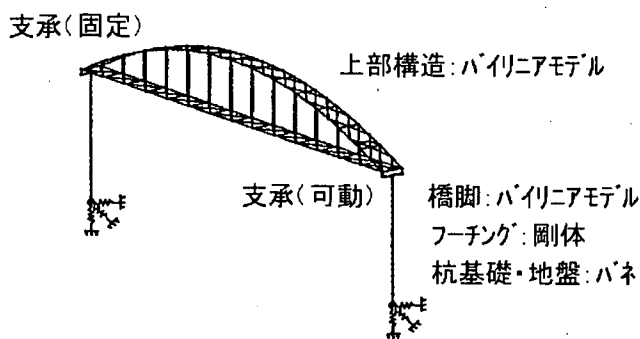


図-8.1 B水管橋の解析モデル図

表-8.1 固有振動数の比較

	計測(Hz)	解析(Hz)
橋軸方向	2.55	2.37
面外水平方向	1.16	1.20
比率(解析/計測)	92~103(%)	

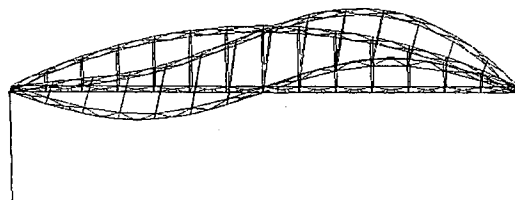
表-8.2 振動特性

	橋軸(X)		面外水平(Y)		鉛直(Z)		
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	
固有周期(秒)	1.004	0.423	0.832	0.460	0.514	0.434	
固有振動数(Hz)	0.997	2.367	1.202	2.173	1.944	2.306	
有効質量比	X	0.003	0.381	0.000	0.000	0.392	0.032
	Y	0.000	0.000	0.138	0.006	0.000	0.000
	Z	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.115
刺激係数	X	0.587	-6.874	0.000	0.000	-7.275	2.072
	Y	0.000	0.000	-4.322	-0.932	0.000	0.000
	Z	-0.007	0.166	0.000	0.002	1.021	3.942

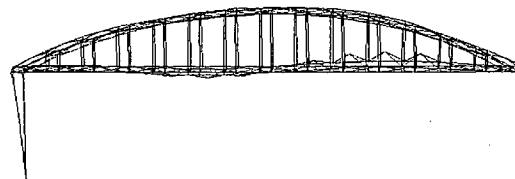
8.2 解析結果と考察

橋軸振動モードを図-8.2、面外水平振動モードを図-8.3、鉛直振動モードを図-8.4に示す。なお、各振動モードにおける固有周期、固有振動数、有効質量比および刺激係数を表-8.2に示す。表中のX、Y、Zはそれぞれ橋軸、面外水平、鉛直方向を表す。

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-8.3に示す。なお、表中の数値は、最大値である。CASE 5~8の中で橋軸方向加震時の最大応答加速度1339galが得られたCASE 6と面外水平方向加震時の最大応答加速度3580galが得られたCASE 8の時刻歴応答図をそれぞれ図-8.5、8.6に示す。CASE 9, 10, 11, 12時刻歴応答図を図-8.7, 8.8, 8.9, 8.10に示す。

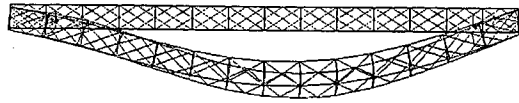


(a) 一次振動モード

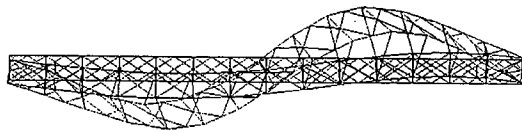


(b) 二次振動モード

図-8.2 橋軸振動モード

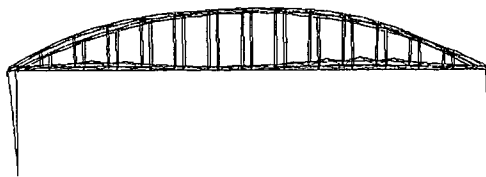


(a) 一次振動モード

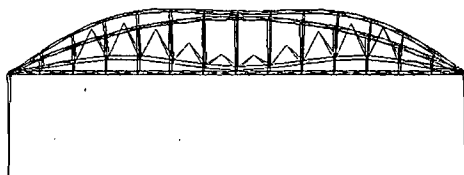


(b) 二次振動モード

図-8.3 面外水平振動モード



(a) 一次振動モード



(b) 二次振動モード

図-8.4 鉛直振動モード

8.2.1 上部工断面力

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 の塑性化部材発生箇所とひずみ、応力の履歴図、時刻歴応答を図 - 8. 11, 8. 12, 8. 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(CASE12)の断面力は、水平加震のみの場合(CASE8)に比べて大きな違いは見られず、塑性化部材の発生数も 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。

8.2.2 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 - 8. 4 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可動支承部付近、面外水平方向加震の場合はアーチ側の支間中央部付近であった。

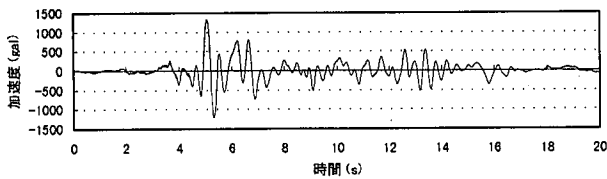
TYPE I の地震波の方が、TYPE II の地震波より少し大きな応答倍率が得られたが、顕著な違いは見られなかった。

水平、鉛直方向同時加震の場合(CASE11 と 12)は、表 - 8. 4 に示すように、水平加震のみの場合(CASE6 と 8)と比べて、応答加速度の水平成分には違いは見られない。今回入力した鉛直方向地震波は、水平方向地震波の 1/2 振幅波の同位相であるため、地震波を合成した大きさ(合成値)も示した。CASE 6 と 11, CASE 8 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。

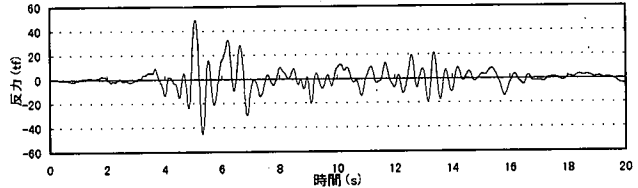
表-8.3 B水管橋の解析結果

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	横綾材で塑性化	横綾材で塑性化	横綾材で塑性化	—
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)	—
支承部鉛直方向反力	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	—
支承部橋軸方向反力	橋軸	F:49.5tf	F:38.5tf	F:50.1tf	77.4tf(E) 120.0tf(W)
	面外水平	F:586.2tf	F:544.9tf	F:595.5tf	—
支承部面外水平方向反力	橋軸	F:2.1tf, M:0.7tf	F:1.7tf, M:0.8tf	F:2.0tf, M:1.5tf	11.1(E) 17.2tf(W)
		F:67.6tf, M:55.3tf	F:62.6tf, M:48.6tf	F:67.8tf, M:53.9tf	—
	面外水平	43mm (支承)	31mm (支承)	38mm (支承)	±132mm
		43mm (伸縮管)	31mm (伸縮管)	38mm (伸縮管)	±155mm
伸縮管の軸方向変位量	面外水平	27mm (支承)	23mm (支承)	32mm (支承)	±132mm
		27mm (伸縮管)	23mm (伸縮管)	32mm (伸縮管)	±155mm

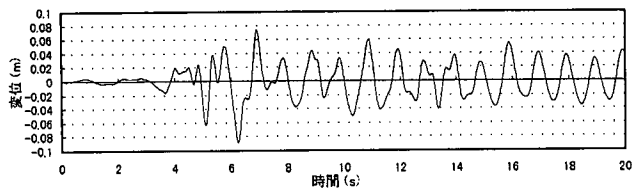
注1) 応答加速度は、水平成分のみの値を示す。 注2) Fは固定支承部, Mは可動支承部を表す



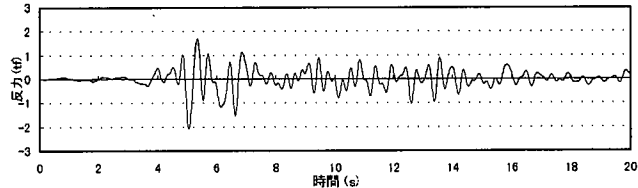
(a) 可動支承部付近端横桁の応答加速度



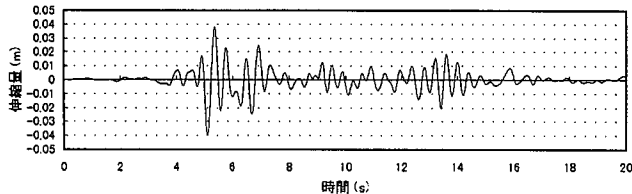
(e) 固定支承部橋軸方向反力



(b) 可動支承側支間1/4点付近のアーチ部の応答変位



(f) 固定支承部面外水平方向反力

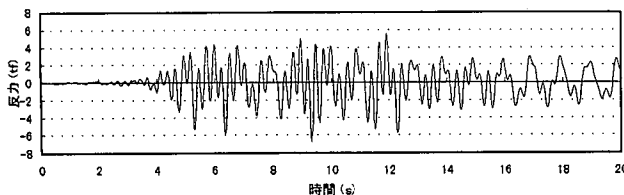


(c) 伸縮管の軸方向応答変位

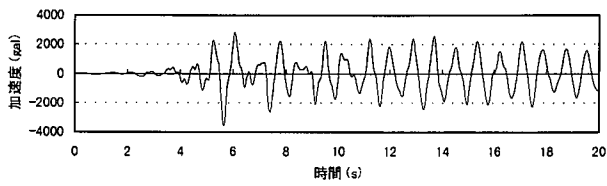
図-8.5 B水管橋の時刻歴応答 (CASE 6: 橋軸方向加震)

表-8.4 減衰定数と最大応答加速度の関係

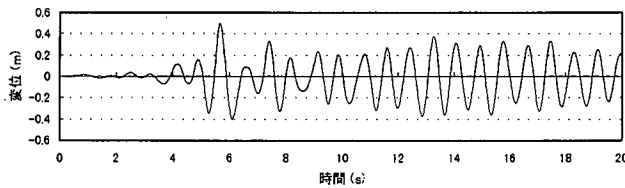
減衰定数	h=0.4%	h=1.0%	h=2.0%	h=5%
応答加速度	3580gal	3348gal	3032gal	2415gal
応答倍率	5.8 倍	5.4 倍	4.9 倍	3.9 倍



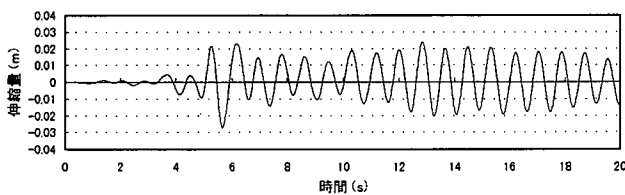
(d) 固定支承部鉛直方向反力



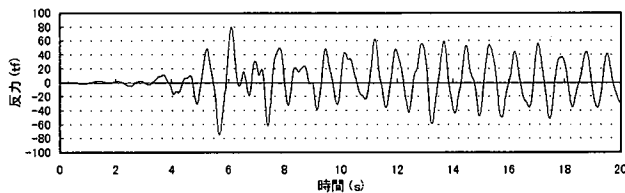
(a) アーチ中央部付近における応答加速度



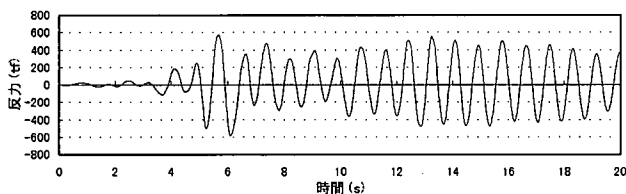
(b) アーチ中央部付近の応答変位



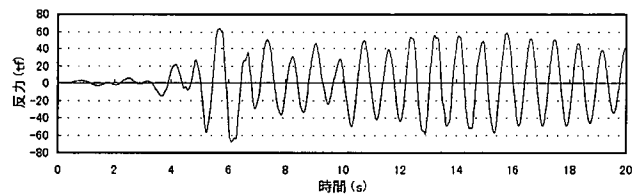
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



(d) 支承部鉛直方向反力

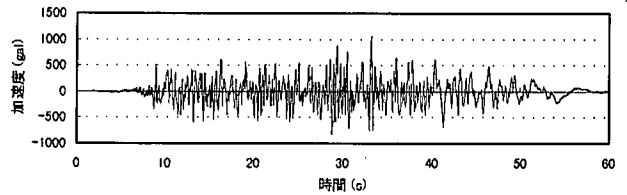


(e) 支承部橋軸方向反力

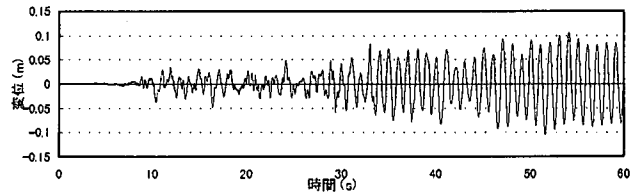


(f) 支承部面外水平方向反力

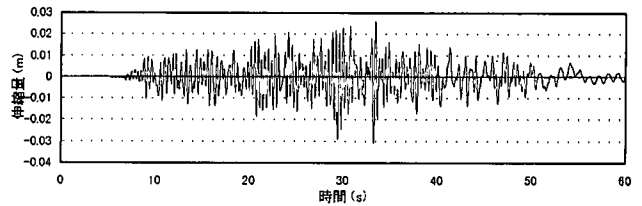
図-8.6 B水管橋の時刻歴応答
(CASE 8 : 面外水平加震)



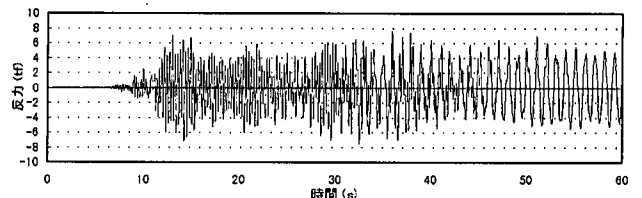
(a) 可動支承部付近の端横桁における応答加速度



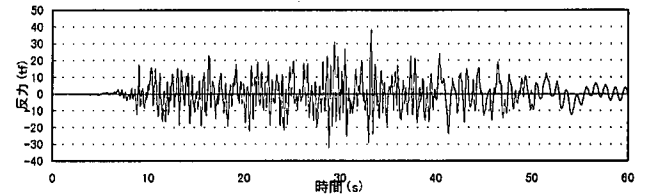
(b) 固定支承部側支間1/4点アーチ部の応答変位



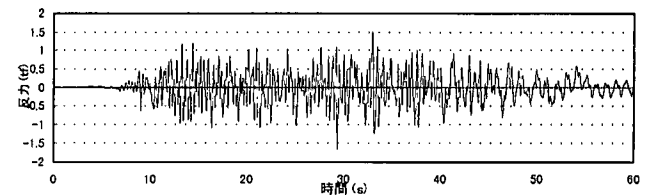
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



(d) 固定支承部鉛直方向反力



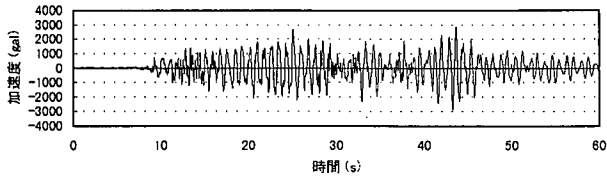
(e) 固定支承部橋軸方向反力



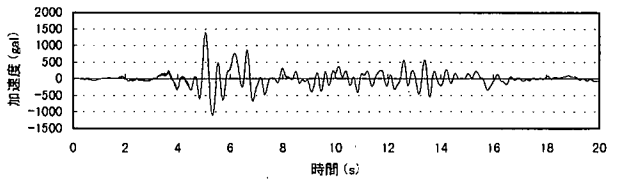
(f) 固定支承部面外水平方向反力

図-8.7 B水管橋の時刻歴応答
(CASE 9 : TYPE I 地震波による軸方向加震)

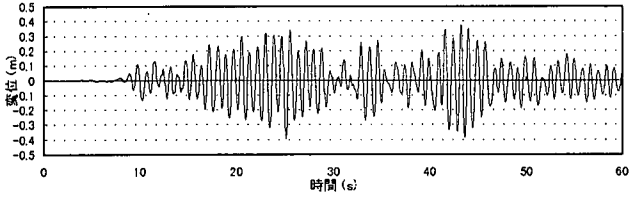
第8編 水管橋



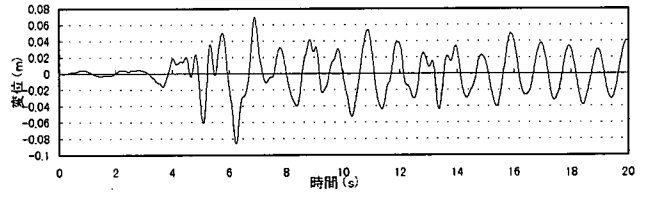
(a) アーチ中央部付近における応答加速度



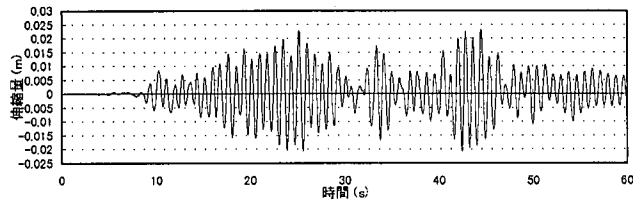
(a) 可動支承部側端横桁部における応答加速度



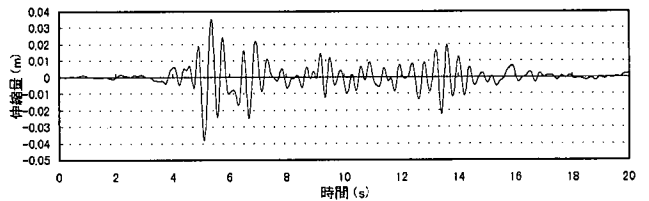
(b) アーチ中央部付近における応答変位



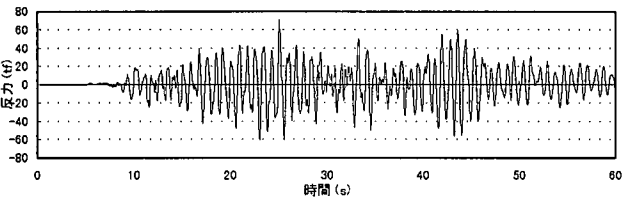
(b) 可動支承側支間1/4点アーチ部における応答変位



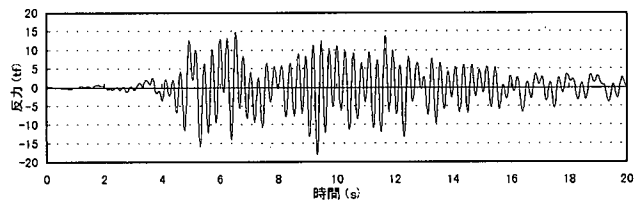
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



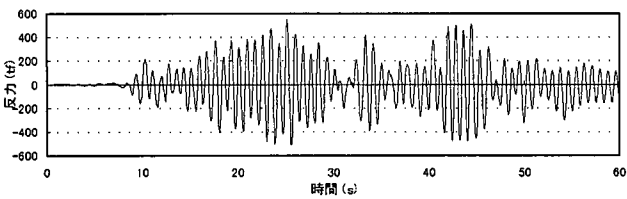
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



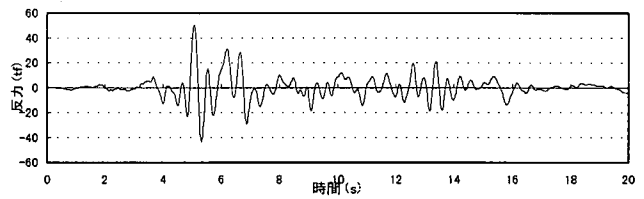
(d) 固定支承部鉛直方向反力



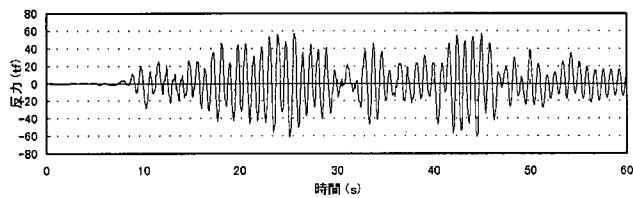
(d) 固定支承部鉛直方向反力



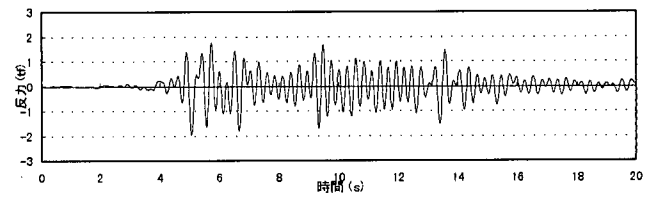
(e) 固定支承部橋軸方向反力



(e) 固定支承部橋軸方向反力



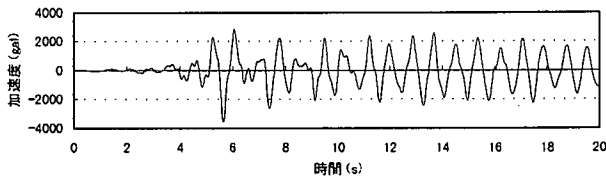
(f) 固定支承部面外水平方向反力



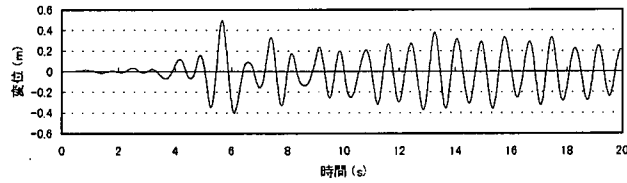
(f) 固定支承部面外水平方向反力

図-8.8 B水管橋の時刻歴応答
(CASE 10 : TYPE I 地震波による面外方向加震)

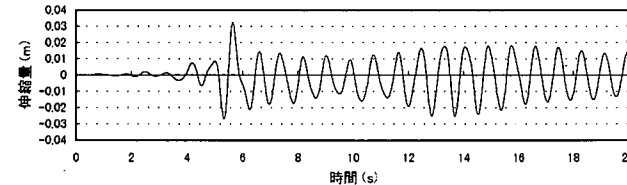
図-8.9 B水管橋の時刻歴応答
(CASE 11 : 橋軸, 鉛直方向同時加震)



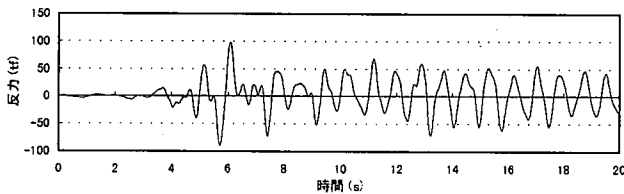
(a) アーチ中央部付近における応答加速度



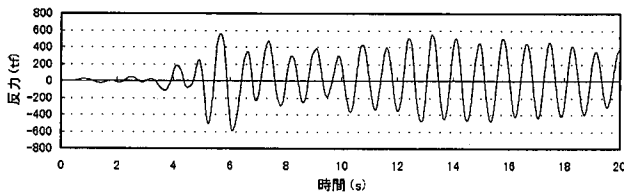
(b) アーチ中央部付近における応答変位



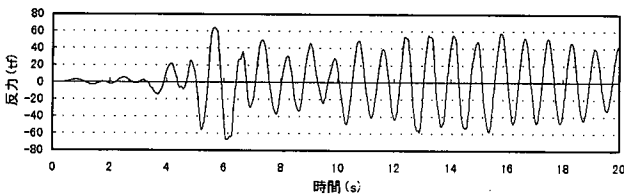
(c) 伸縮管の軸方向応答変位



(d) 固定支承部鉛直方向反力



(e) 固定支承部橋軸方向反力



(f) 固定支承部面外水平方向反力

図-8.10 B水管橋の時刻歴応答
(CASE 12: 面外水平, 鉛直方向同時加震)

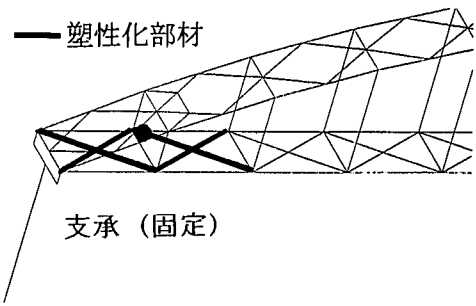


図-8.11 塑性化部材の発生箇所(●部)

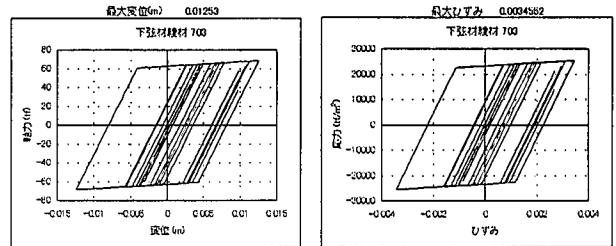


図-8.12 塑性化部材の応力ひずみ履歴図

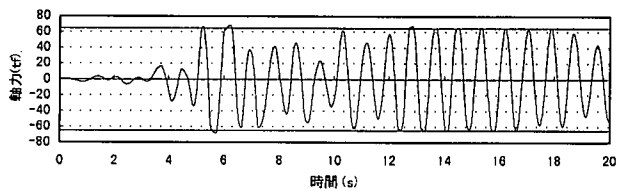


図-8.13 塑性化部材の断面力時刻歴応答

表-8.5 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	1339 gal	100gal	1343 gal
(可動支承付近横綾材)					
CASE 11	橋軸 + 鉛直	$\sqrt{(672^2+336^2)}$ =763gal	1404 gal	340gal	1445 gal
(可動支承付近横綾材)					
CASE 8	面外 水平	672gal	3580 gal	0gal	3580 gal
(支間中央アーチ部横綾材)					
CASE 12	面外 水平 + 鉛直	$\sqrt{(672^2+336^2)}$ =763gal	3579 gal	1582 gal	3913 gal
(支間中央アーチ部横綾材)					

8.2.3 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-8.5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-8.6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 $1.5/\sqrt{5}$ 、等価鉛直震度を $0.75/\sqrt{5}$ 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-8.3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。

8.3 まとめ

ランガー形式水管橋の非線形動的解析を行った結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 橋軸方向加震の場合、上部工の断面力は全て弾性範囲内であった。面外水平方向加震の場合、固定支承部付近で部材が塑性化した。塑性化部材の最大ひずみ量は、0.346%であった。
- (2) 橋軸方向加震より面外水平加震の方が、大きな応答加速度が発生しており、その応答倍率は最大で6.7倍であった。大きな応答倍率は減衰定数(0.4%)が小さいことによると考えられる。
- (3) TYPE I地震波とTYPE II地震波の違いによる挙動の違いは顕著に見られなかった。
- (4) 水平加震と水平、鉛直同時加震の場合を比較すると、支承部の鉛直反力以外大きな違いが見られなかった。
- (5) 動的解析による支承部反力は、旧基準、新基準の両基準による静的な耐震設計値と比べて大幅に超える結果となった。今後、支承部の動的挙動についてさらに検討を進める必要がある。
- (6) 伸縮管部の変位量は、大きな許容値の伸縮管が設置されていたため、許容値以内に収まることができた。
- (7) 支承部にわずかな遊間(橋軸2mm、面外水平5mm)を考慮した動的解析を行うと、反力が10%程度軽減された。

表-8.6 静的解析と動的解析の比較

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
【参考】 応答加速度と 等価水平震度	3580gal (加速度)	$1.5/\sqrt{5}$ (震度)	$3580/(1.5/\sqrt{5}) \times 980 = 5.5$

8.2.4 支承部および伸縮管の変位

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、地震時変位の43mmを加えても、十分に安全であることがわかった。しかしながら、固定支承部の反力が大きいことから、支承部の損傷を考慮した伸縮管変位量の検討が必要である。

第9章 斜張形式水管橋の動的挙動

9.1 解析モデル

解析対象橋の概要は、4.3斜張形式水管橋に述べた通りである。桁部である上部構造、主桁および橋脚は、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。杭基礎及び地盤はバネモデルとした。減衰は剛性比例型減衰とし、振動実験結果に基づいて、水管橋(桁部、橋台、橋脚)の減衰定数をそれぞれ0.7%とした。基礎の減衰定数は20%とした。解析モデルを図-9.1, 9.2に示す。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。振動モードは同じであり、固有振動数は、表-9.1に示すように解析値と計測値がほぼ一致していることから解析モデルは妥当であると判断できる。

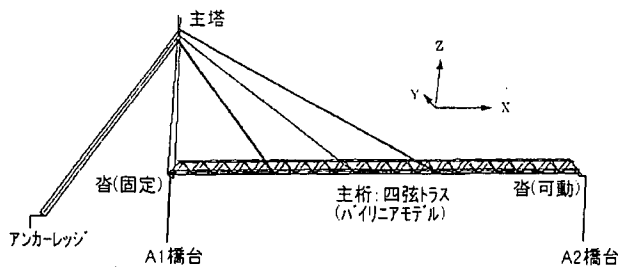


図-9.1 C水管橋の解析モデル図

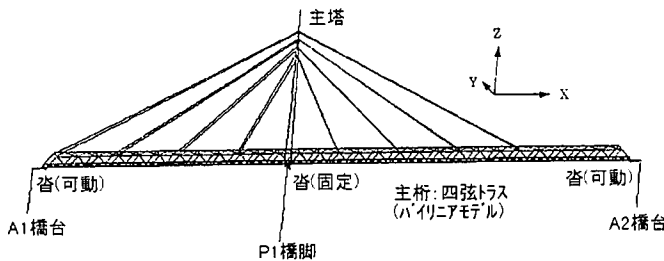


図-9.2 D水管橋の解析モデル図

表-9.1 固有振動数の比較

		計測(Hz)	解析(Hz)
C 水管橋	橋軸方向	1.76	1.59
	面外水平方向	1.64	1.47
	比率 (解析/計測)	88~90(%)	
D 水管橋	橋軸方向	2.10	2.10
	面外水平方向	1.77	1.66
	比率 (解析/計測)	94~100(%)	

9.2 解析結果と考察

C水管橋の橋軸振動モードを図-9.3, 面外水平振動モードを図-9.4, 鉛直振動モードを図-9.5に示す。また、各振動モードにおける固有周期, 固有振動数, 有効質量比および刺激係数を表-9.2に示す。

D水管橋の橋軸振動モードを図-9.6, 面外水平振動モードを図-9.7, 鉛直振動モードを図-9.8に示す。また、各振動モードにおける固有周期, 固有振動数, 有効質量比および刺激係数を表-9.3に示す。表中のX, Y, Zはそれぞれ橋軸, 面外水平, 鉛直方向を表す。C水管橋の解析結果(CASE 13~16)を表-9.4にD水管橋の解析結果(CASE 17~20)を表-9.5に示す。なお、表中の数値は最大値である。

C水管橋の橋軸方向加震時に最大応答加速度が得られたCASE 14と面外水平加震時に最大応答加速度が得られたCASE 16の時刻歴応答図を、それぞれ図-9.10, 9.11に示す。

D水管橋の橋軸方向加震時に最大応答加速度が得られたCASE 18と面外水平加震時に最大応答加速度が得られたCASE 20の時刻歴応答図を、それぞれ図-9.12, 9.13に示す。

表-9.2 C水管橋の振動特性

	橋軸(X)		面外水平(Y)		鉛直(Z)		
	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	
固有振動数(Hz)	1.586	3.530	1.467	4.057	1.520	8.032	
有効質量比	X	0.001	0.437	0.000	0.000	0.001	0.002
	Y	0.000	0.000	0.119	0.273	0.000	0.001
	Z	0.036	0.000	0.000	0.000	0.040	0.011
刺激係数	X	-0.303	7.632	0.007	0.001	-0.279	0.499
	Y	-0.115	-0.004	-3.987	6.043	-0.118	0.404
	Z	2.179	-0.159	-0.061	0.004	2.300	1.188

表-9.3 D水管橋の振動特性

	橋軸(X)		面外水平(Y)		鉛直(Z)		
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	
固有周期(秒)	0.476	0.386	0.601	0.453	0.253	0.178	
固有振動数(Hz)	2.104	2.588	1.664	2.206	3.958	5.612	
有効質量比	X	0.168	0.061	0.000	0.000	0.001	0.000
	Y	0.000	0.000	0.059	0.031	0.000	0.001
	Z	0.001	0.006	0.000	0.000	0.023	0.024
刺激係数	X	-3.724	2.250	-0.015	-0.045	0.332	-0.092
	Y	-0.037	-0.045	2.213	1.607	0.023	-0.225
	Z	0.280	0.685	0.022	-0.008	-1.374	1.425

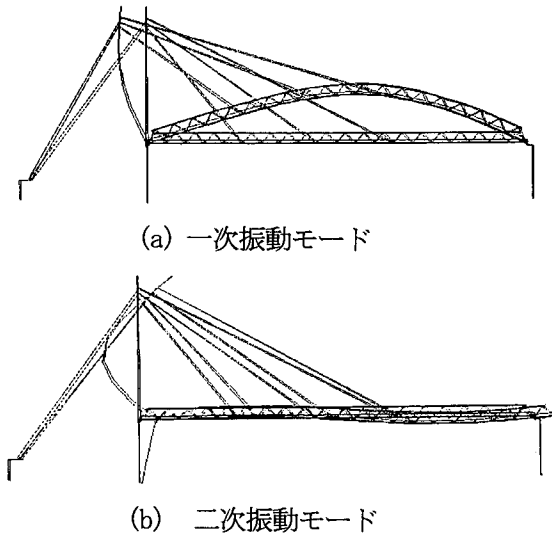


図-9.3 C水管橋の橋軸振動モード

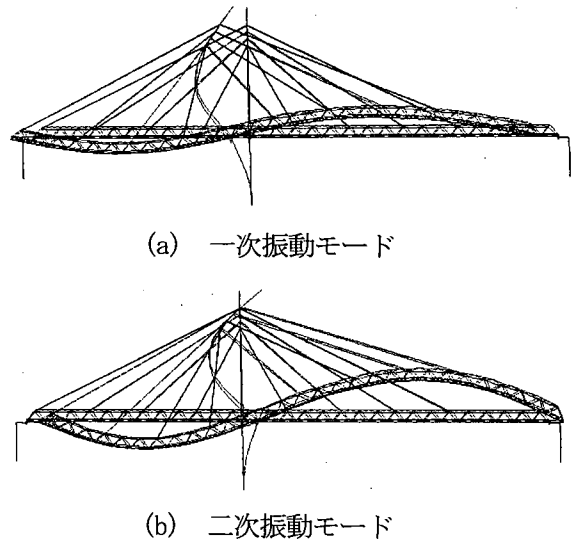


図-9.6 D水管橋の橋軸振動モード

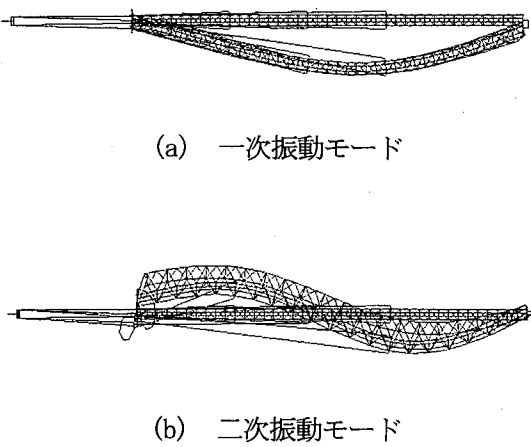


図-9.4 C水管橋の面外水平振動モード

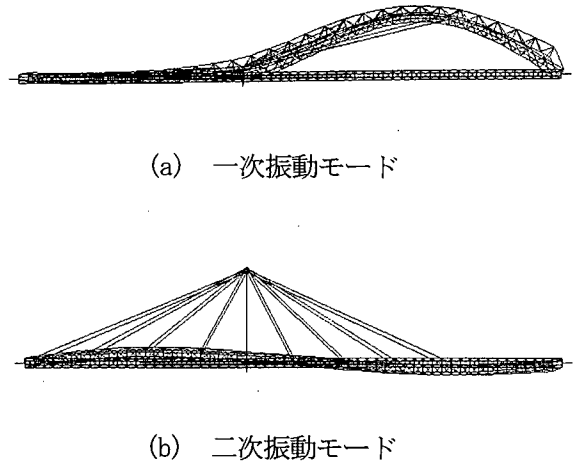


図-9.7 D水管橋の面外水平振動モード

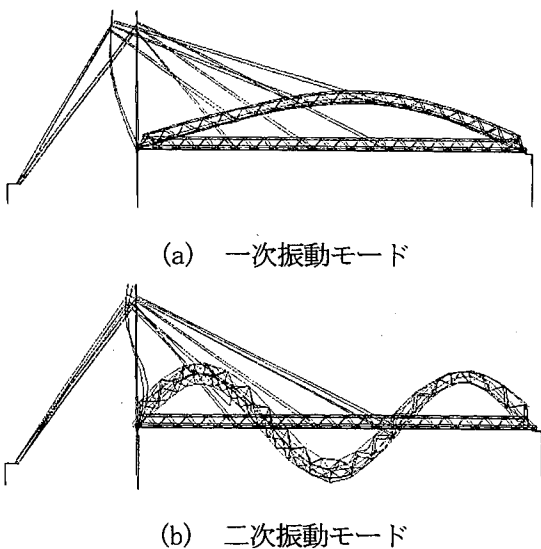


図-9.5 C水管橋の鉛直振動モード

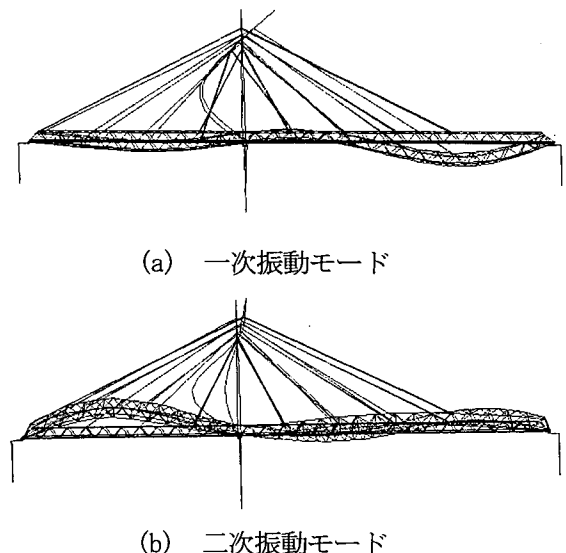
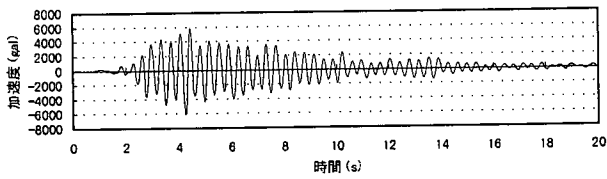
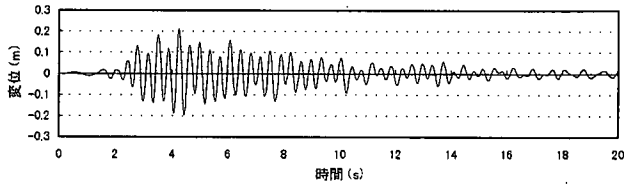


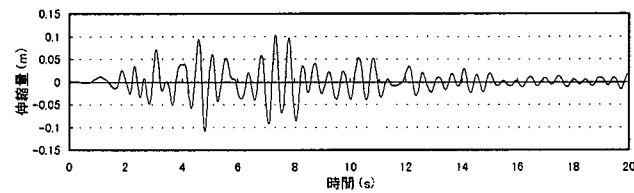
図-9.8 D水管橋の鉛直振動モード



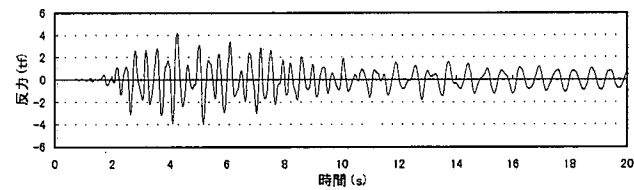
(a) 主塔中央部における応答加速度



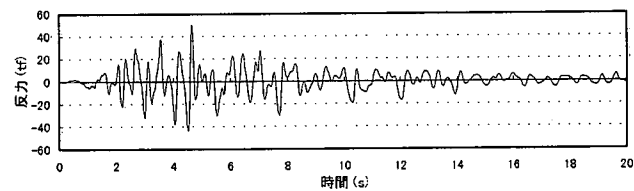
(b) 主塔中央部における応答変位



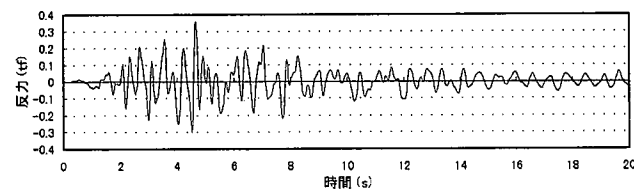
(c) 伸縮管の軸方向変位



(d) トラス固定支承部鉛直方向反力

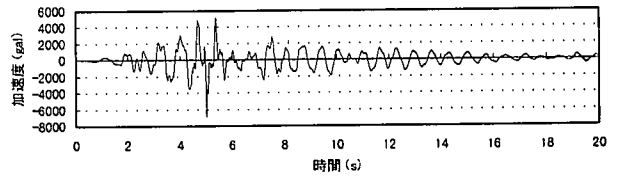


(e) トラス固定支承部橋軸方向反力

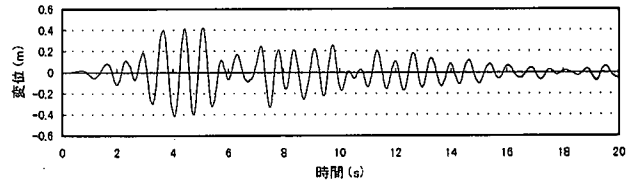


(f) トラス固定支承部面外水平方向反力

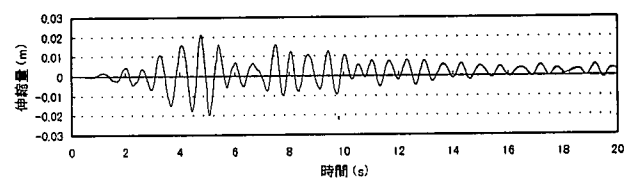
図-9.10 C水管橋の時刻歴応答
(CASE 14 : 橋軸方向加震)



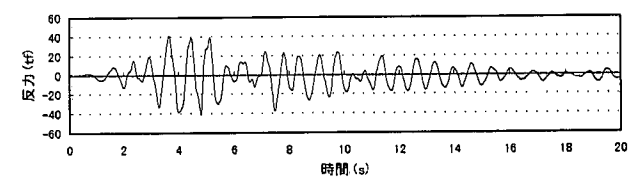
(a) 可動支承側 1/4 点付近における応答加速度



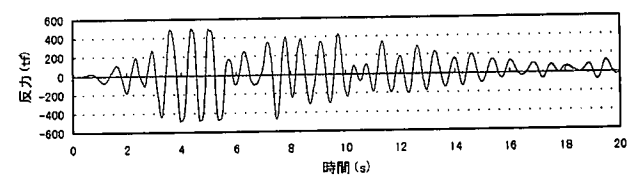
(b) 可動支承側 1/4 点付近における応答変位



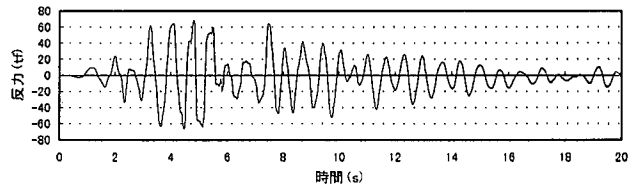
(c) 伸縮管の軸方向変位



(d) トラス固定支承部鉛直方向反力

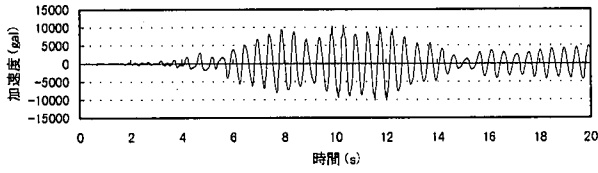


(e) トラス固定支承部橋軸方向反力

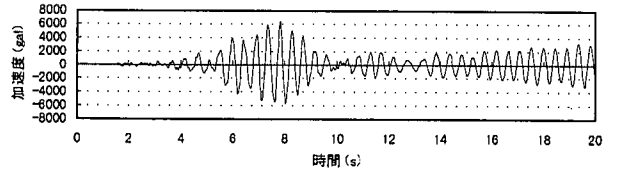


(f) トラス固定支承部面外水平方向反力

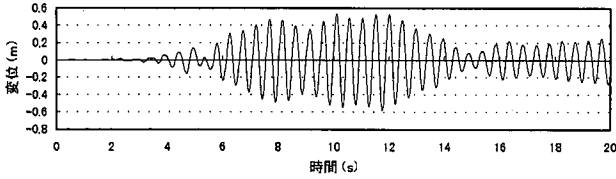
図-9.11 C水管橋の時刻歴応答
(CASE 16 : 面外水平方向加震)



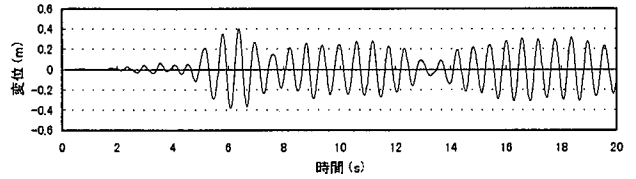
(a) 主塔中央部における応答加速度



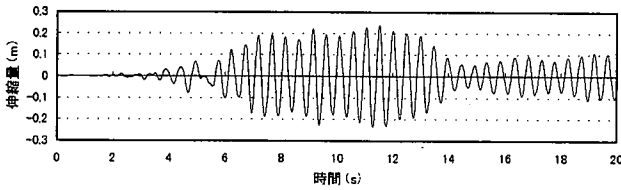
(a) 主塔頂部における応答加速度



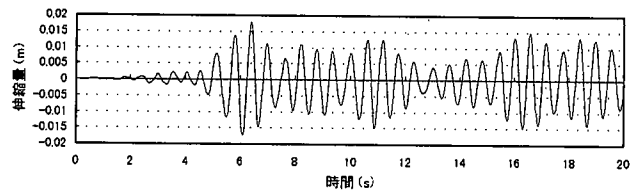
(b) 主塔中央部における応答変位



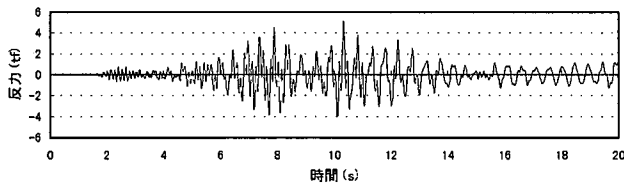
(b) 右岸側上弦材中央部付近における応答変位



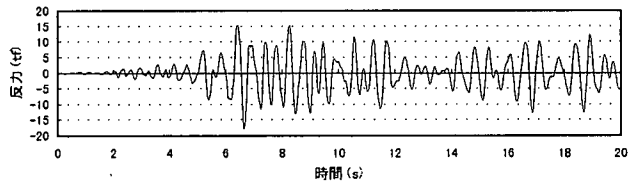
(c) 伸縮管の軸方向変位



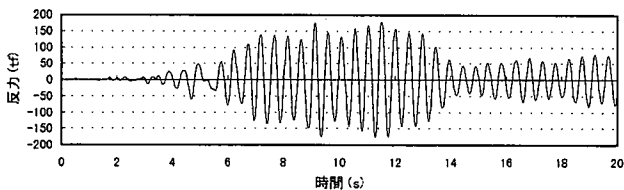
(c) 伸縮管の軸方向変位



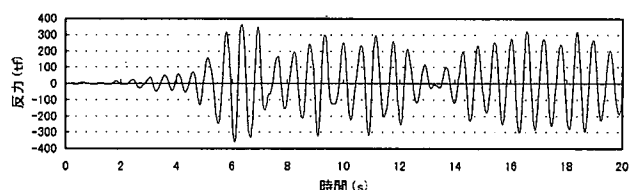
(d) トラス固定支承部鉛直方向反力



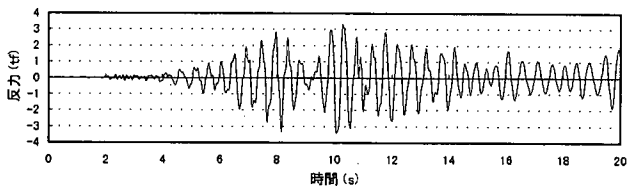
(d) トラス固定支承部鉛直方向反力



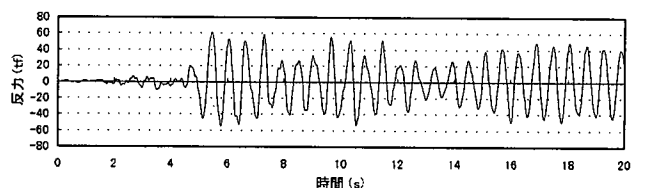
(e) トラス固定支承部橋軸方向反力



(e) トラス固定支承部橋軸方向反力



(f) トラス固定支承部面外水平方向反力



(f) トラス固定支承部面外水平方向反力

図-9.12 D水管橋の時刻歴応答
(CASE 18 : 橋軸方向加震)

図-9.13 D水管橋の時刻歴応答
(CASE 20 : 面外水平方向加震)

表-9.4 解析結果(C水管橋)

	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	弾性範囲内	—
	面外水平	下弦材で塑性化	—
応答加速度 (応答倍率)	橋軸	6183gal (9.2倍)	—
	面外水平	7141gal (10.6倍)	—
支承部 鉛直方向反力	橋軸	4.3tf	10.8tf(E) 31.0tf(W)
	面外水平	42.4tf	
支承部 橋軸方向反力	橋軸	50.9tf	58.0tf(E) 166.9f (W)
	面外水平	498.7tf	
支承部面外水 平方向反力	橋軸	0.4tf	8.1tf(E) 23.3tf(W)
	面外水平	68.5tf	
支承部および 伸縮管の 軸方向変位量	橋軸	113mm (支承)	±50mm
		113mm (伸縮管)	±115mm
	面外水平	21mm (支承)	±50mm
		21mm (伸縮管)	±115mm

表-9.5 解析結果(D水管橋)

	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	主塔部で塑性化	—
	面外水平	下弦材で塑性化	—
応答加速度 (応答倍率)	橋軸	10674gal (13.9倍)	—
	面外水平	6522gal (8.5倍)	—
支承部 鉛直方向反力	橋軸	5.1tf	12.3tf(E) 47.5tf(W)
	面外水平	21.9tf	
支承部 橋軸方向反力	橋軸	179.0f	14.7tf(E) 57.1tf(W)
	面外水平	375.7tf	
支承部面外水 平方向反力	橋軸	3.7tf	12.3tf(E) 57.1tf(W)
	面外水平	78.6tf	
支承部および 伸縮管の 軸方向変位量	橋軸	237mm (支承左岸側)	±50mm
		237mm (伸縮管左岸側)	±115mm
		231mm (支承右岸側)	±50mm
		231mm (伸縮管右岸側)	±115mm
	面外水平	6mm (支承左岸側)	±50mm
		6mm (伸縮管左岸側)	±115mm
		18mm (支承右岸側)	±50mm
		18mm (伸縮管右岸側)	±115mm

9.2.1 上部工断面力

両水管橋とも地震波を面外方向に入力した場合に、支承部に結合されている下弦材および綾材部が塑性化している(図-9.14, 図-9.17参照)。塑性化部材(下弦材)の応力ひずみ履歴図を図-9.15に、その場所の時刻歴応答断面力を図-9.16に示す。応答加速度が大きい割には、塑性化した部材が比較的少ない理由は、C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、D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と考えられる。D水管橋は、橋軸方向に地震波を入力した場合に主塔が塑性化している(図-9.17参照)。主塔の塑性化部分には上記の最大応答加速度を発生している部分である。D水管橋において塑性化している下弦材、主塔部の応力ひずみ履歴図を図-9.18, -9.20に、その場所の時刻歴応答断面力を図-9.19, -9.21に示す。

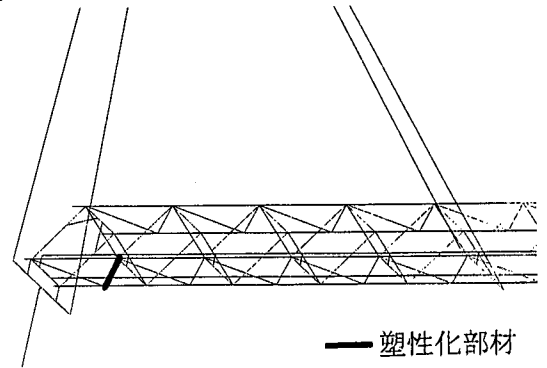


図-9.14 C水管橋の塑性部材の発生箇所

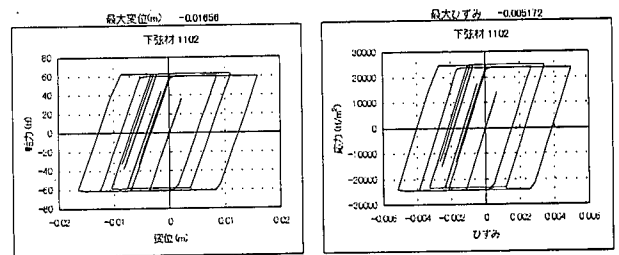


図-9.15 C水管橋の塑性化部材の軸力-変位および応力-ひずみ履歴図

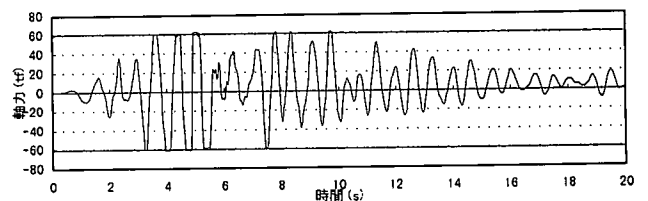
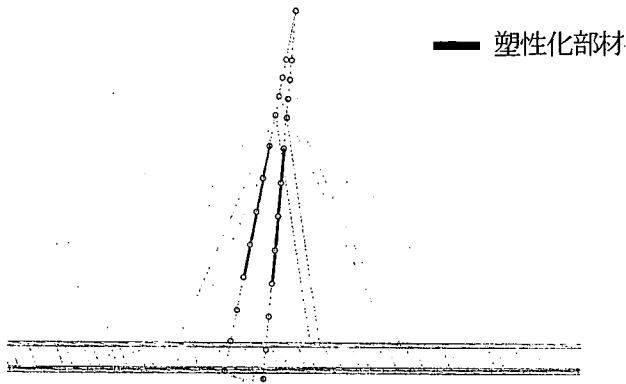
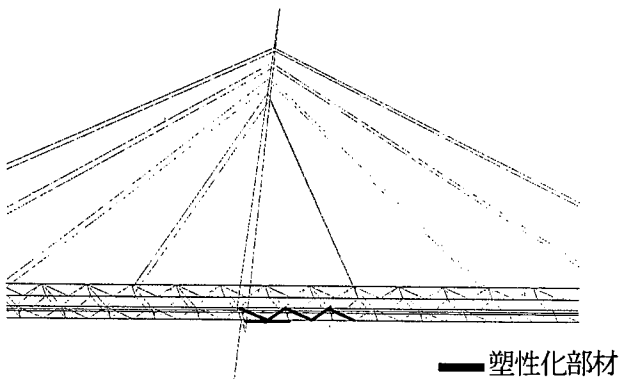


図-9.16 C水管橋の塑性化部材の断面力時刻歴応答



(a) 橋軸方向加震



(b) 面外方向加震

図-9.17 D水管橋の塑性化部材の発生箇所

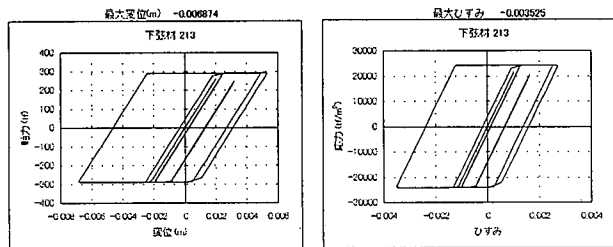


図-9.18 D水管橋の下弦材塑性化部材の軸力-変位および応力-ひずみ履歴図

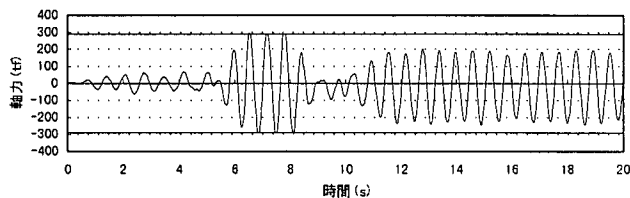


図-9.19 D水管橋塑性化部材(下弦材)の断面力時刻歴応答

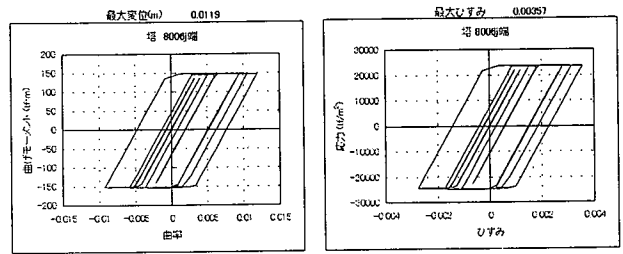


図-9.20 D水管橋の主塔部塑性化箇所の軸力-変位および応力-ひずみ履歴図

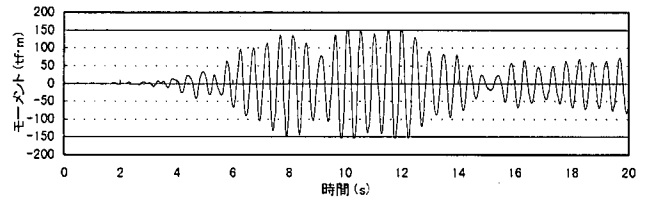


図-9.21 D水管橋の主塔部塑性化箇所の断面力時刻歴応答

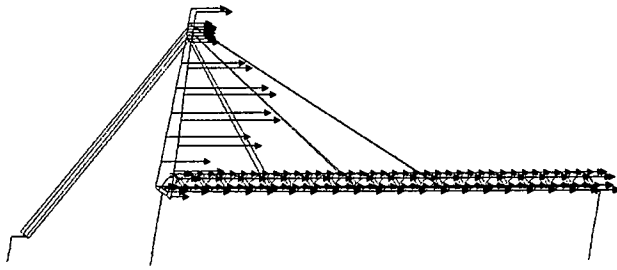
9.2.2 応答加速度

応答加速度の分布図を図-9.22, 9-23に示す。

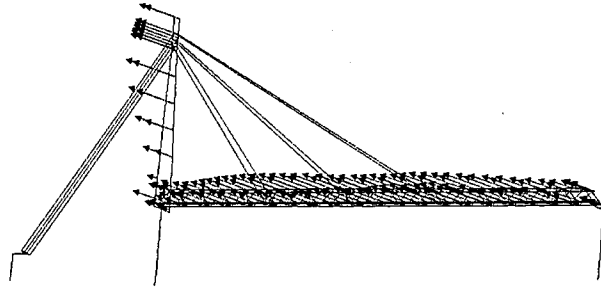
橋軸方向加震の場合、C水管橋とD水管橋のいずれの最大応答加速度も主塔の中間点で発生しており、最大応答倍率はそれぞれ、9.2倍、13.9倍であった。

面外水平方向加震の場合、C水管橋においては可動支承側1/4点の水道管本体(添架管で主部材ではない)で、D水管橋においては主塔頂部で最大応答加速度が発生している。C水管橋の主部材の最大応答加速度は、可動支承側1/4点の下弦材で発生している。また、最大応答倍率は、C水管橋、D水管橋それぞれ、10.6倍、8.5倍であった。

このように大きな応答加速度が得られた原因を推定するために、D水管橋の主塔部のみを取り上げ、解析実験を行なってみた(表-9.6および図-9.24参照)。まず、重量を10倍に増し道路橋並とすると、応答加速度は4068gal、さらに減衰定数を10倍にし道示Vの参考値並とすると応答加速度は1470galに減少することが分かった。このように、水管橋の特徴である軽い重量、小さな減衰定数が大きな応答の原因と考えられる。

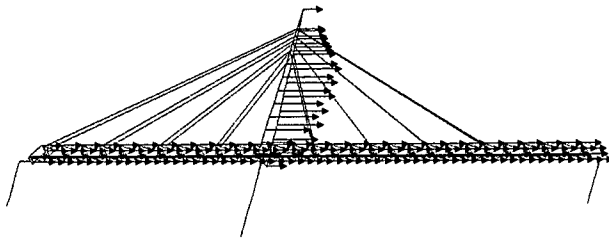


(a) 橋軸方向加震

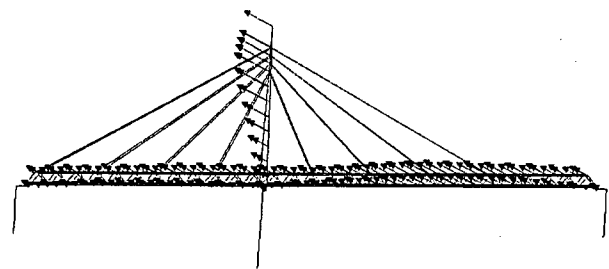


(b) 面外方向加震

図-9.22 C水管橋の応答加速度分布図



(a) 橋軸方向加震



(b) 面外方向加震

図-9.23 D水管橋の応答加速度分布図

表-9.6 重量(M), 減衰定数と応答加速度(gal)

重量 減衰	現状 (M)	現状×5倍 (M×5)	現状×10倍 (M×10)
0.2%	11271	5327	4068
1.0%	5663	3251	2042
2.0%	4255	1943	1470

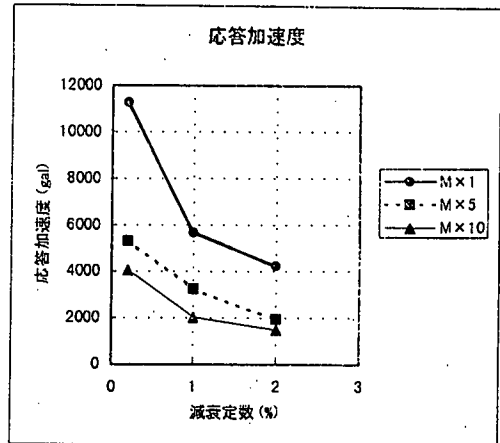


図-9.24 重量(M), 減衰定数と応答加速度の関係

9.2.3 支承部反力

C水管橋において、旧設計基準の地震荷重に対する計算値に対して、動的解析値は3.9~8.6倍である。ただし、C水管橋は前述したように、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1.4~3.0倍となる。いずれの場合も大きな応答加速度が発生している面外水平方向加震時に反力の最大値が発生している。

D水管橋において、旧設計基準の地震荷重に対する計算値に対して動的解析値は1.8~25.5倍である。ただし、D水管橋は前述したように、水平震度0.93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0.5~6.6倍となる。

C, D水管橋ともに、面外水平方向加震時の橋軸方向反力が大きくなっている。この理由は、A, B水管橋と同じ理由である。すなわち、面外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、鉛直軸周りに大きなモーメントが発生する。固定支承部では、こ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、大きな軸方向反力が必要となる。これは水管橋の特徴の1つと言える。このことは、旧設計基準で設計された水管橋の耐震性の判断をする際の重要なポイントであると思われる。さらに、これらの部位の反力を低減させる対策も必要であろう。

また、既設の耐震補強の観点からは、沓部の破壊を前提とした落橋防止構造の設置も必要であり、沓部の破壊機構と落橋防止構造の作用状況をチェックする検討も必要である。さらに、沓部に免震作用を持たせることにより、下弦材等の部材の塑性化が防止できるかについても合わせて検討していく必要がある。

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-9.7, 9.8に示す。A, B水管橋と同様に、動的解析に用いた地震波形が道示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に基づいている。すなわち、C水管橋の等価水平震度は $1.75/\sqrt{5}$ 、等価鉛直震度は $0.875/\sqrt{5}$ 、D水管橋の静的解析に用いた等価水平震度は $2.0/\sqrt{5}$ 、等価鉛直震度は $1.0/\sqrt{5}$ 、である。

C水管橋においては、A, B水管橋と同様な傾向が見られる。これは、A, B水管橋と同様に、C水管橋のトラス部が単純支持形式になっており、振動モードからもわかるように、比較的単純な地震時挙動を示しているからと考えられる。

D水管橋においては、動的解析値と静的解析値に大きなバラツキが見られ、複雑な動的挙動をしていることがわかる。特に、橋軸方向の反力が大きい理由は、面外水平方向加震において、水管橋全体が主塔部の支承部を中心に逆対象モードが発生しており、これにより、対象モードの約2倍の鉛直軸周りモーメントが発生しているからと考えられる。このモーメントにより、橋軸方向に大きな反力が発生していることは、A, B, C水管橋と同様である。

斜張形式のように動的挙動が複雑な水管橋においては、今回の2橋のみの解析結果から一般的な傾向を見出すことは困難であり、動的解析による耐震照査が必要であり、一般的な知見を得るためには、解析事例を増やしていく必要がある。

表-9.7 静的解析と動的解析の比較(C水管橋)

支承部反力	動的解析 (a)	静的解析 (b)	(a) ÷ (b)
鉛直方向	42.4tf	43.1tf	1.4
橋軸方向	498.7tf	189.3tf	3.0
面外水平方向	68.5tf	26.4tf	2.9
【参考】 応答加速度と 等価水平震度	7141gal (加速度)	$1.75/\sqrt{5}$ (震度)	$7141/(1.75/\sqrt{5} \times 980)=9.3$

表-9.8 静的解析と動的解析の比較(D水管橋)

支承部反力	動的解析 (a)	静的解析 (b)	(a) ÷ (b)
鉛直方向	21.9tf	51.7tf	0.5
橋軸方向	375.7tf	54.9tf	6.6
面外水平方向	78.6tf	34.5tf	2.2
【参考】 応答加速度と 等価水平震度	6522gal (加速度)	$2.0/\sqrt{5}$ (震度)	$6522/(2.0/\sqrt{5} \times 980)=7.4$

9.2.4 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。C水管橋においては、地震時変位に温度伸縮量を加えると、許容値を超えることとなる。D水管橋においては、地震時変位量のみでも、伸縮管の許容変位量も大幅に超えている。旧水道耐震指針で設計された水管橋の伸縮管は、水管橋の温度伸縮を吸収する目的で設置されており、地震動に対する考慮がほとんどなされていないため、このような結果になったと考えられる。通水機能上、伸縮管の脱管は、致命傷となるため、今後、支承部の挙動と併せて、十分に検討を要する項目である。

なお、今回の解析モデルでは可動軸は無限変位のローラーヒンジでモデル化されている。今後は固定支承部の遊間および落橋防止構造を考慮した解析モデルの検討を行い、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。

9.3 まとめ

2橋の斜張形式水管橋の非線形動的解析を行った結果、得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1)C水管橋においては、下弦材および綾材の塑性化が見られた。D水管橋においては、下弦材、綾材および主塔部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。
- (2)橋軸方向加震の場合、両水管橋とも主塔の中央部で最大応答加速度が発生し、その応答倍率は、9.2倍と13.9倍であり、非常に大きな値となった。面外水平加震の場合、C水管橋においては可動支承側の支間1/4点で、D水管橋においては主塔頂部で最大応答加速度が発生し、その応答倍率はそれぞれ、10.6倍、8.5倍であり、非常に大きな値となった。大きな応答加速度が発生する理由は、水管橋が軽荷重、低減衰であることが影響していると考えられる。
- (3)支承部反力は旧基準による設計値を大幅に超えている。支承部の破壊を前提とした耐震補強方法や免震沓の適用を考慮しながら、より詳細な動的挙動の検討が必要である。
- (4)伸縮管部と可動支承部の変位量は、許容値を大幅に超える結果となった。支承部の動的挙動の検討と併せて、伸縮管部の変位量の低減方法または、適切な設計変位量の算出の検討を進めていく必要がある。

第10章 まとめ

4つの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を中心に述べてきた。今回の4橋の検討結果をまとめると以下ようになる。

- ①水管橋の減衰定数は、0.002～0.008であり、道路橋の同種の構造と比べて、1/3～1/10である。
- ②低減衰により、大きな応答加速度が発生する。
- ③その大きな応答加速度によって大きな支承部反力が発生する。この値は、現行の水道耐震指針の設計値を上回るものである。
- ④伸縮管部の地震時変位は、旧基準で設計された水管橋を脱管に導く大きな値の水管橋もあり、通水機能を確保する上で、さらなる検討が必要である。

水管橋の非線形動的解析事例は少なく、動的特性についてはまだまだ不明な点が多い。特に、支承部付近の挙動については、未解明な部分が多く、支承部の遊間を考慮した解析、落橋防止装置を考慮した解析等を行うことによって検討を進めていくべきだと考えている。

今後はさらに種々の形式の振動実験と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、動的耐震設計法と静的耐震設計法（震度法、地震時保有水平耐力法）の適用範囲を明確にし、合理的な水管橋の耐震設計法を検討していく予定である。

【謝辞】

今回の水管橋の実験に際し、快く水管橋実験を承諾していただいた各水道事業体の管理事務所の方々にこの場を借りてお礼申し上げます。

また、水管橋の実験に際しては、九州産業大学工学部土木工学科の白地副手、大学院生の古城氏（現、大分県）、金子氏、山田氏、新日本製鐵の神崎氏に多大な協力を頂いた。この場を借りてお礼申し上げます。

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年3月
- 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) 日本水道鋼管協会：水管橋設計基準 WSP007-099
- 4) 日本水道鋼管協会：水管橋設計基準（耐震設計編）WSP064-97 平成9年9月
- 5) 濱田政則：兵庫県南部地震による水道管路の被害と分析、日本の水道、No.56, pp. 29～35, 1995
- 6) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告、1997.9

- 7) 小谷野文男：阪神・淡路大震災の橋梁被害と水管橋の耐震対策、全国水道研究発表会講演集、pp. 576～577, 平成8年5月
- 8) 東洋螺旋管工業(株)：調査報告書、1995
- 9) 後藤光亀他：1983年日本海中部地震による水道施設被害、水道協会雑誌 第54巻 第6号, pp. 25～59, 昭和60年6月
- 10) 鈴木繁：1978年宮城県沖地震による水道施設の被害とその教訓、水道協会雑誌 第542号, pp. 66～103, 昭和54年11月
- 11) 日本ウイックリック(株)：調査報告書、昭和53年8月
- 12) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析、技報堂出版、平成5年10月
- 13) 加藤雅史、島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析、土木学会論文報告集第311号, pp. 49～58, 1981年7月
- 14) 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, pp. 1-29, 1990年3月
- 15) 白地、水田、竹内、川口：振動計測で得られた水管橋の振動特性について、土木学会西部支部講演概要集, pp. 144～145, 1999年3月
- 16) 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
- 17) 竹内、川口、水田、大塚：三角トラス、ランガー形式水管橋の地震時動的挙動、土木学会構造工学論文集(投稿中)、2000年3月