

水管橋の非線形動的解析

神崎真美¹・竹内貴司¹・川口周作¹・大塚久哲²・水田洋司³・野中哲也⁴

¹正会員 新日本製鐵株式会社 水道施設部(〒100-8071東京都千代田区大手町2丁目6-3)

²正会員 工博 九州大学(〒812-8521福岡県福岡市東区箱崎6丁目10-1)

³正会員 工博 九州産業大学(〒813-0004福岡県福岡市東区松香台2丁目3-1)

⁴正会員 大和設計株式会社(〒889-1403宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1)

1. はじめに

道路橋やライフラインは、平成7年1月に発生した、兵庫県南部地震により大きな被害¹⁾を受け、各種の耐震設計基準は大幅な見直しが行われた。水道施設に関する水道施設耐震工法指針・解説²⁾(以下「水道耐震」と略す。)、水管橋設計基準³⁾も見直しが行われた。

水管橋の耐震設計は、地震による水管橋の被害から得られた知見と、先行して改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁴⁾(以下「道示V」と略す。)を参考にして改訂されている。その耐震設計の考え方をまとめると以下ようになる。

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、従来どおりの地震動レベル1を用いて震度法による解析を行う。

②地震の影響が大きく重要な場所であり、被害の大きかった支承部は、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。

ここで、地震時の挙動が複雑な橋としては以下のような考え方が道示Vに記述されている。

①1次振動モード以外の振動モードが卓越する場合や2種類以上の振動モードがある場合

②塑性ヒンジが複数箇所が発生する場合や発生する箇所が推定できない場合

また、水道耐震では動的解析が必要とされる水管橋を道示Vの考え方に準じて以下のような形式とし

ている。

①固有周期が長い水管橋(1.5秒程度以上)

②橋脚が高い水管橋(30m程度以上)

③斜張橋、吊橋などの地震時の挙動が複雑な水管橋
しかしながら、水管橋の動的解析については事例がほとんど無く、さらに道路橋との構造特性や機能の違いを考慮した水管橋の動的解析手法について十分に議論されたとは言い難い。

そこで、本稿では旧水道耐震⁵⁾にて設計されたランガー形式、トラス形式の2種類の実水管橋を例として行った非線形動的解析の結果と、その結果に基づいて得られたライフラインとしての水管橋の耐震設計上の課題について報告する。

2. 水管橋の特徴

水管橋の動的解析にあたって、道路橋と水管橋の構造上の違いを整理す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。

②水管橋の死荷重は道路橋より小さい。

③水管橋の水平方向の剛性は道路橋より小さい。

④水平荷重は、死荷重による地震時慣性力より風荷重を採用するケースが多く、風荷重を設計水平震度(K_h)に換算すると $K_h=0.3$ を上回ることがある。

⑤大型水管橋の形式として吊橋形式、斜張橋形式もあるが、ローゼ、ランガー形式あるいはトラス形式が主流である。

⑥地震動レベル2に対して保有すべき性能として道路橋が「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。

このように構造特性、機能等が異なる水管橋に道路橋の動的解析手法、安全性の照査方法を適用するには十分な検討が必要となる。

3. 解析方法

(1) 水管橋の選定

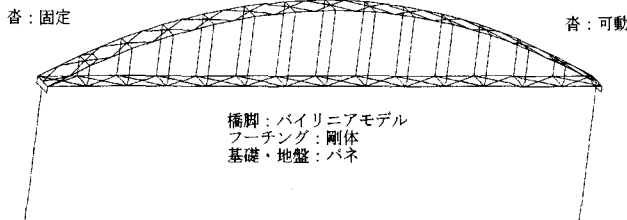
解析モデルは、水管橋の代表的な形式であるランガー形式とトラス形式を選定して、それらの非線形動的解析を行った。水管橋の諸元を表-1に、解析モデルを図-1に示す。

表-1 解析モデル

	ランガー形式	トラス形式
上部構造	支間長: 84.7m	支間長: 28.2m
	鋼重: 1180kgf/m	鋼重: 217kgf/m
	水重: 1260kgf/m	水重: 73kgf/m
鋼管構造: 3次元骨組 多変点系 バイリニアモデル		
下部構造	橋脚: バイリニアモデル (高さ21.0m)	橋台: 剛体 (高さ4.0m)
	フーチング: 剛体	
	杭基礎 地盤: パネ	杭基礎 地盤: パネ
付属品	柵 (固定可動)、伸縮可動管	

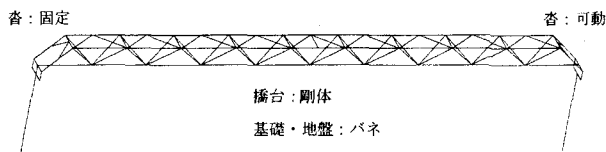
*水重は橋軸直角方向のみ考慮

上部工: バイリニアモデル



a) ランガー形式水管

上部工: バイリニアモデル



b) トラス形式水管橋

図-1 解析モデル

(2) 材料特性

解析モデルは、図-1に示すように3次元骨組解析とした。非線形履歴特性としては、ランガー形式の橋脚は21mの高さなので材料特性は上部構造・橋脚ともにバイリニアモデルとした。トラス形式の場合の橋台は4mと低く、埋込み形式なので剛体とし

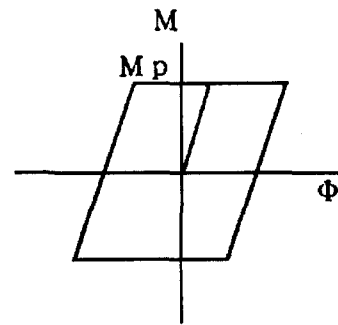


図-2 部材の材料特性

て取り扱うこととした。

また、鋼管構造の各部材の材料特性は部材毎に設定を行い、図-2に示すようなバイリニアモデルとした。

(3) 減衰定数

減衰定数については水管橋の計測事例がほとんどないことと、道路橋と水管橋の構造的な特性が異なるため道示Vの参考値は用いず、実水管橋を計測することによって設定することとした。現地計測では常時微動と通行荷重(約60Kgfの人間)による強制振動の速度波形を計測し、高速フーリエ変換法(Fast Fourier Transform Method: FFT)及び最大エントロピー法(Maximum Entropy Method: MEM)により固有振動数を求めた。図-3に観測された速度波形の例を示す。

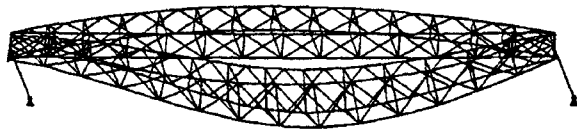


図-3 速度波形 (常時微動)

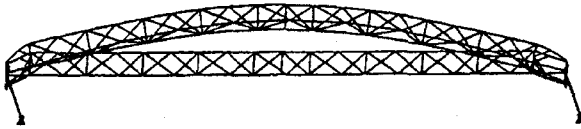
減衰定数は常時微動波形のMEMから得られるパワースペクトルにハーフパワー法を適用して算定した。減衰定数の計測結果は道路橋の参考値(上部構造: 0.02~0.03、下部構造: 0.05~0.1)に比べて約1/10であった。また、卓越する振動モードは両形式とも対称1次となった。橋軸直角方向の振動モードを図-4に示す。さらに、解析値と計測値との比較を行い解析モデルの妥当性を確認した。比較の結果を表-2に示す。表-2からも明らかなように大きな差は見られないため、解析モデルは適正なモデルと評価した。

なお、今回使用した解析プログラムは土木研究センターの報告書「平成8年度 耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会」(平成9年5月)⁶⁾のベン

チマークテストと水平変位及び曲げモーメント等の比較を行い十分な精度を有することが確認されている。



a) ランガー形式(対称1次)



b) トラス形式(対称1次)

図-4 振動モード(橋軸直角方向)

表-2 固有振動数(H_2)の比較

	ランガー形式		トラス形式	
	解析	計測	解析	計測
橋軸方向	2.55	2.35	3.98	4.10
橋軸直角方向	1.16	1.20	3.98	3.49
比率(解析/計測)%	92~103		88~103	

(4) 入力地震波

入力地震波は、架橋地点と良く似た地形や地盤条件を反映させるため、地盤種別毎に定められた波形⁷⁾を用いた。入力地震波の波形図を図-5に示す。これらの入力地震波をNSとEWの2波を橋軸及び橋軸直角方向のそれぞれに入力した。地質調査のデータを基に、道示Vに準じて算定した地盤の固有周期(T_G)は、ランガー： $T_G=0.64\text{sec}$ (Ⅲ種地盤)、トラス： $T_G=0.21\text{sec}$ (Ⅱ種地盤)となった。

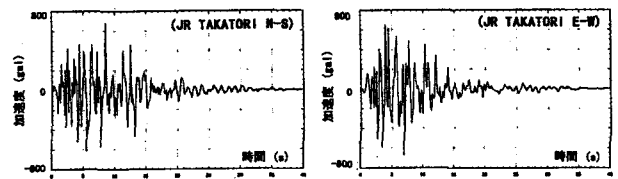
(5) 動的解析の適用

道示Vの考え方に基づいた動的解析の適用範囲は、固有周期1.5秒以上、下部構造の高さが30m以上のものである。

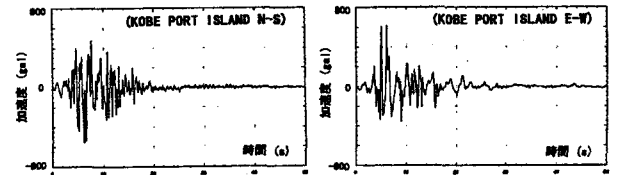
解析対象の水管橋の現地計測結果によれば、固有周期は、1.5秒未満であり、橋脚の高さについてもトラス形式は埋込み橋台、ランガー形式は30m未満であることから動的解析の対象とはならない。

しかしながら、水管橋の動的解析事例はほとんどなく、今後当該分野の設計手法を検討していくため

の基礎データを得るために非線形動的解析を行うこととした。



a) JR 鷹取駅(Ⅱ種地盤)



b) ポートアイランド(Ⅲ種地盤)

図-5 入力地震波

(6) 解析条件

前述の検討結果を踏まえた解析条件を表-3に示す。

表-3 解析条件

	ランガー形式	トラス形式
地盤	Ⅲ種地盤 TG=0.64s	Ⅱ種地盤 TG=0.21s
入力地震波	ポートアイランドNS (Max: 557gal) ポートアイランドEW (Max: 619gal)	JR鷹取駅NS (Max: 687gal) JR鷹取駅EW (Max: 672gal)
数値積分	Newmark β 法 ($\beta=1/4$)	Newmark β 法 ($\beta=1/4$)
減衰定数 (_: 計測値)	上部工: 0.002 下部工: 0.002 地盤: 0.2	上部工: 0.002 下部工: 0.002 地盤: 0.2

4. 地震応答解析

(1) 動的特性

解析結果を表-4に示す。これらの結果から断面力、変位・反力についてまとめると以下のようなになる。

(a) 断面力

- ①ランガー形式、トラス形式どちらの形式も地震波の入力が橋軸方向の場合は塑性ヒンジが発生していない。
- ②トラス形式はランガー形式より応答倍率が小さい。
- ③塑性ヒンジはランガー形式において地震波を橋軸直角方向に入力した場合に発生する。塑性ヒンジの

表 - 4 解析結果

		地震波 入力方向	ランガー形式	トラス形式
上部構造 断面力		橋軸 橋軸直角	弾性範囲内 塑性ヒンジ：横綾材	弾性範囲内 弾性範囲内
沓 反力	鉛直方向 (上揚力)	橋軸	F:4.4tf, M:7.5tf < 16tf*	F:0.2tf, M:0.3tf < 2.1tf*
		橋軸直角	F:69.4tf, M:62.8tf > 16tf*	F:1.8tf, M:1.3tf < 2.1tf*
	橋軸方向	橋軸	F:47.7tf > 24tf*	F:2.5tf > 0.6tf*
		橋軸直角	F:526.5tf > 24tf*	F:10.8tf > 0.6tf*
橋軸直角 方向	橋軸	F:1.5tf, M:0.4tf < 12tf*	F:0.0tf, M:0.0tf < 0.5tf*	
	橋軸直角	F:70.1tf, M:51.7tf > 12tf*	F:2.2tf, M:2.2tf > 0.5tf*	
変位 量	伸縮量 ・沓 ・伸縮管	橋軸	39.3mm < 132mm (沓)* " < 155mm (伸縮管)*	9.4mm < 16mm (沓)* " < 50mm (伸縮管)*
		橋軸直角	24.1mm < 132mm (沓)* " < 155mm (伸縮管)*	0.0mm < 16mm (沓)* " < 50mm (伸縮管)*
応答加速度 (応答倍率)		橋軸 橋軸直角	1280gal (2.1倍) 2913gal (4.7倍)	1118gal (1.7倍) 1960gal (2.9倍)

表中のアンダーラインは最大応答値、*は許容値または設計値を示す

発生箇所は、固定沓側の下弦材同士を結ぶ横綾材部である。塑性ヒンジ発生箇所を図-6に示す。

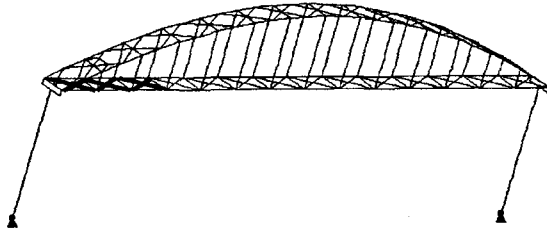


図-6 ヒンジ発生箇所

(b) 変位と反力

- ①沓の最大応答変位はトラス形式、ランガー形式ともに許容値内である。
- ②伸縮管の最大応答変位も許容値内である。伸縮管は旧水道耐震の温度変化による伸縮量以上のものが設置されており、動的解析による地震時の変位を考慮しても脱管することなく、通水機能が確保される。
- ③沓反力はトラス形式、ランガー形式ともに許容値を超えている。沓反力を静的解析と動的解析の2つの方法で求めた結果を表-5に示す。静的解析とは、水道耐震の地震動レベル2の地震荷重を用いて式(1)、(2)、(3)により各々、静的に解析した結果である。地震波を水平方向に入力した場合は、動的解析値の方が静的解析の設計荷重を遥かに上回る結果となった。

$$R_u = R_d - \sqrt{(R_{heq})^2 + (R_{veq})^2} \quad (1)$$

$$R_h = R_d \times K_{h2} \quad (2)$$

$$R_n = K_{h2} \times W_v' \times L / 4 \quad (3)$$

ここで、 R_u : 鉛直方向設計荷重 (上揚力)

- R_d : 死荷重反力
- R_{heq} : 水平地震力
- R_{veq} : 鉛直地震力
- R_h : 橋軸直角方向設計荷重
- K_{h2} : 設計水平震度
(Ⅱ種地盤:1.2/√5、Ⅲ種地盤:1.4/√5)
- R_n : 橋軸方向設計荷重
- W_v' : 空水時の死荷重

表-5 動的解析と静的解析による沓反力

反力の方向	ランガー形式		トラス形式	
	動的解析	静的解析	動的解析	静的解析
鉛直方向 (上揚力)	7.50tf (軸)	15.5tf	0.30tf (軸)	0.60tf
	69.4tf (直)		1.80tf (直)	
橋軸方向	47.7tf (軸)	27.9tf	2.50tf (軸)	1.00tf
	526 tf		10.8tf (直)	
橋軸直角方向	1.50tf (軸)	13.5tf	0.00tf (軸)	1.30tf
	70.1tf (直)		2.20tf (直)	

表中 0 内は、軸は橋軸方向への地震波入力
直は橋軸直角方向への地震波入力

(2) 沓の遊間 (移動可能量) の考慮

前述の動的解析の結果からも分かるように沓反力は静的な設計荷重より大きく、下部構造に与える影響も大きいと考えられる。実際の沓構造は図-7に示すように固定端沓において、橋軸方向及び橋軸直角方向に遊間がある。そこで、遊間によるエネルギー吸収効果を期待して、それぞれの遊間をバネに置き換えて解析を行った。バネのモデルを図-8に示す。また解析の結果を表-6に示す。

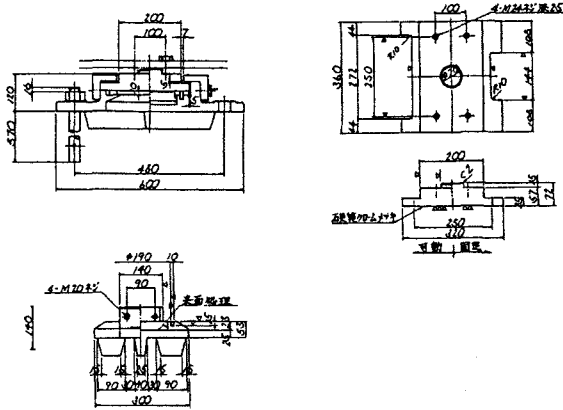


図-7 沓の構造

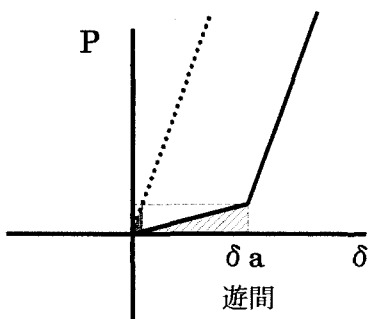


図-8 沓の材料特性

表-6 遊間を考慮した沓反力

水管橋形式			ランガー形式	
地震波入力方向			橋軸	橋軸直角
固有周期(s)			0.426	0.856
固有振動数(Hz)			2.348	1.168
沓反力 (tf)	鉛直 (上揚力)	固定端	3.790	67.39
		可動端*	6.170	59.28
	橋軸 橋軸直角	固定端	47.78	486.98
		可動端*	—	—
沓変位 (mm) *	橋軸	固定端	0.270	67.68
		可動端*	0.430	51.65
	橋軸直角	固定端	0.217	2.213
		可動端*	37.64	24.51
塑性ヒンジ発生			なし	12箇所

*橋軸方向：2mm、橋軸直角方向：5mmの許容変位

5. 考察

(1) トラス形式

①振動モードは対称1次が卓越し、予想された通り複雑な挙動は示さなかった。このことからトラス形式のような単純な形式の耐震設計は、震度法による静的解析で地震時の挙動が把握できる。さらに水管橋の水平荷重は地震荷重と風荷重を比較し大きい荷重が採用され、一般的に風荷重が大きくなる。設計震度(K_H)に換算すると $K_H=1.0$ 程度である。従って

大きな風荷重で設計された水管橋の断面力と変位は地震荷重に対して許容値内に収まることになったと考えられる。

ただし、高橋脚で下部構造の変位が大きくなる場合には、伸縮管部の応答変位が許容値を超える可能性が出てくる。その場合には、動的解析により地震時の安全性を照査する必要がある。

②動的解析による沓反力は、静的解析値を遥かに超えている。水管橋の動的解析事例が少ないので一般的な傾向であるという判断には至っていない。今後、解析事例を増やすことによって、沓部及び沓部周辺の動的挙動を把握していくことが必要である。今回の水管橋においては、実際に沓が破壊しても伸縮管の許容値内に収まるような移動制限装置が設置されており通水機能は確保されることになる。

(2) ランガー形式

①振動モードは対称1次が卓越した。断面力は部分的に弾性域を超え、塑性ヒンジが発生したが、水管橋全体系が不安定になる箇所ではない。伸縮管部の最大応答変位も許容値内であり、通水機能は確保される。今回の動的解析結果からは、主桁の設計は静的解析によって安全性を確認できると判断される。ただし、塑性ヒンジの発生した箇所は、沓部に近い場所であり、沓部及びその周辺の動的挙動については、さらに検討する必要がある。

②動的解析による沓反力値は、静的解析値を遥かに超えている。実際には、沓が破壊しても伸縮管の許容値内に収まる移動制限装置が併用されており通水機能は確保されるが、トラス形式と同様に、当該部位の動的挙動を把握する必要がある。

表-7 沓構造による比較

沓構造	遊間無し				遊間有り	
	橋軸		橋軸直角		橋軸	橋軸直角
地震波入力方向	橋軸		橋軸直角		橋軸	橋軸直角
固有周期(s)	0.392		0.862		0.426	0.856
固有振動数(Hz)	2.550		1.160		2.348	1.168
沓反力 (tf)	鉛直 (上揚力)	固定端	4.400	69.40	3.790	67.39
		可動端	7.500	62.80	6.170	59.28
	橋軸 直角	固定端	47.70	526.50	47.78	486.98
		可動端	—	—	—	—
橋軸 直角	固定端	1.500	70.10	0.270	67.68	
	可動端	0.400	51.70	0.430	51.65	
塑性ヒンジ発生	なし		12箇所		なし	12箇所

(3) 沓の遊間

表-7に示すように、沓構造の遊間を考慮した反力は、約10%程度の低減が見られるが、横綾材には塑性ヒンジが発生しており、沓の破壊を免れるよう

な効果は得られなかった。

しかし、わずか橋軸方向 2mm、橋軸直角方向 5mmの量ながら沓反力の最大 10%の低減が見られた。このことは今後の沓部の設計手法を考えるにあたり興味深い結果となった。

また、反力低減策としては、道路橋に比べて重量が軽く、高剛性である水管橋向けの免震構造などの開発も有効であると考えられる。

6. まとめ

本研究では解析事例の少ない水管橋の非線形動的解析をトラス形式、ランガー形式の2つの実水管橋に対して行った。さらに、水管橋の構造特性を知るために実水管橋の現地計測を行い、固有振動数、減衰定数を求めた。

本研究の成果をまとめると以下の通りである。

①トラス形式、ランガー形式の水管橋の非線形動的解析事例を示した。今回の解析事例によれば、トラス形式及びランガー形式の場合は、地震時挙動が複雑にならず、静的解析により主桁部の安全性の照査が行えると判断される。

②水管橋の減衰定数は、今回の計測によれば、トラス形式、ランガー形式ともに 0.002 であり、道示 V の参考値の 1/10 程度であることが分かった。

③動的解析による沓の反力は、静的解析に比べ大きくなる。しかしながら沓の遊間を考慮すると、橋軸方向 2mm、橋軸直角方向 5mm というわずかな遊間であっても最大 10%程度の反力の低減がみられた。

沓部及びその周辺部の挙動については、さらに検討を進めていく必要がある。

今後は、種々の形式の非線形動的解析事例を増やすことによって、水管橋の動的挙動を把握し、動的解析が必要な形式を明確にしていきたい。さらに、構造的な不安定性に対する照査のみならず、通水機能の確保を考慮した安全性の照査方法の検討、並びに、地震時に最も影響を受け易い沓部、伸縮管部及びその近傍の合理的な設計手法を確立していく必要がある。

なお、本研究は（社）土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会の活動の一部として行った。

参考文献

1) 土木学会 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、ライフライン施設の被害と復旧 1997

2) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1997

3) 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

4) 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

5) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979

6) 土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、平成9年5月

7) 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