

既設水管橋の動的振動実験結果に基づく非線形動的解析事例

竹田 周平¹・河内 昭徳²・北浦 勝³・池本 敏和⁴・宮島 昌克⁵

¹正会員 金沢大学大学院 自然科学研究科（株式会社 日本海コンサルタント）
（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

²学生会員 金沢大学 工学部（〒920-1192 石川県金沢市角間1-11）

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

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

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

1. はじめに

兵庫県南部地震では、高速道路の高架橋や鉄道橋以外にライフラインである水管橋にも被害が発生した。これらの地震被害では、地盤の液化化及び側方流動に伴い橋台が移動したことによるもの、上部と下部構造の境界位置付近にある支承や伸縮継手等が破損したことによるものなどが確認された。その後、これらの被災状況を踏まえて耐震基準¹⁾が見直されたが、これらの基準においては水管橋独自の配慮が必要となるものの、これらに関する研究事例が少ないことから、道路橋示方書の耐震基準に準拠したものとなっている。

これまでの研究として、水田ら²⁾は、逆三角形トラス形式、ランガー形式及び斜張橋形式のいくつかの水管橋に着目し、実橋による振動実験により水管橋の上部構造の減衰定数が $h=0.2\% \sim 0.8\%$ 程度で、同形式の道路橋に比較し $1/3 \sim 1/10$ 程度と小さい値であることを確認している。竹内ら^{3)~5)}はこれらの実験結果を基に動的応答解析を行い、水管橋の耐震性における問題点を指摘し、さらにランガー形式水管橋の支承部と伸縮可撓管を改良する耐震補強対策が効果的であることを導いている。また著者ら⁶⁾も同様に、逆三角形トラス形式水管橋に着目し、自由振動などの振動実験を行って動的特性を検討し、上部構造の減衰定数が $h=0.6\%$ 程度であることを確認した。さらにいくつかの水管橋を対象に更なる振動実験を実施している。

しかしながら、これまでの研究は橋梁の形式別に1から2橋程度のサンプル数しか扱っておらず、耐

震性を把握するためには十分と言えない状況にある。特に既往の研究より、水管橋の地震応答は減衰定数が小さいために大きな応答になると指摘されているものの、いずれの検討においても支承の損傷を考慮した場合における地震時応答特性に関する検討を行っていない。

本研究では、逆三角形ワーレントラス補剛形式水管橋を対象に、支承の損傷を考慮した応答解析を行い、上部構造の減衰定数の違いが水管橋の応答性状に及ぼす影響について把握することを目的とした。

2. 対象橋梁の概要と解析モデル

(1) 解析対象橋梁の概要

本解析で対象とした水管橋は、Ⅲ種地盤上における支間長 $L=35.1\text{m}$ の斜角 60° を有する単純逆三角形ワーレントラス補剛形式の水管橋である。図-1に水管橋の概要図を示す。上弦材水平間隔は $B=2.5\text{m}$ 、上下弦材の鉛直間隔は $H=2.8\text{m}$ 、外径は $\phi 318.5\text{mm}$ である。下弦材は送水管を兼用しており、上部構造の両端部には伸縮可撓管（クローザー型）が設置されている。また橋梁には、点検用の歩廊が全区間に渡り設置されている。

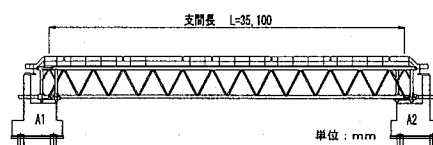


図-1 水管橋の概要（側面図）

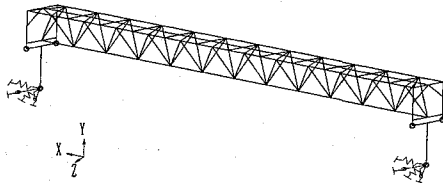


図-2 解析モデル

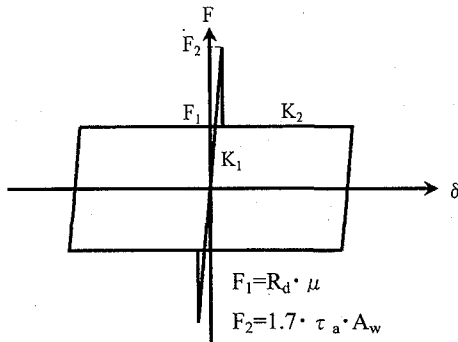


図-3 支承の復元力モデル

表 1 解析ケース

Case No.	Damping method	Damping value	Frequency and value of mode damping
Case-1	Rayleigh	—	$f_1=3.27\text{Hz}$, $h_1=5.00\%$ $f_n=50.0\text{Hz}$, $h_n=5.00\%$
Case-2	Rayleigh	$h=0.6\%$	$f_1=3.27\text{Hz}$, $h_1=1.78\%$ $f_n=50.0\text{Hz}$, $h_n=5.00\%$

支承構造は固定可動型の鋼製支承であり、杭基礎により支持された構造である。

(2) 解析モデル

数値積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$)，積分時間間隔は $\Delta t=0.002\text{s}$ ，また減衰モデルは Rayleigh 型とした．解析モデルを図-2 に示す．解析モデルでは橋梁全体を 3 次元で表し，上下部構造部材は，梁及び軸力要素でモデル化した．支承構造については，固定側は回転のみ自由とし，可動側は橋軸方向に移動を許容するモデルとした．基礎構造については SR バネでモデル化し，橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれ独立した要素として与えた．今回の解析では，配水管の内部の水重と歩廊の鉛直剛性は考慮したが，伸縮可撓管（クローザー型）はモデル化していない．これは対象とする伸縮可撓管の力学的特性が十分に把握されていないためであり，今後実験等で調査していく必要がある．

非線形性は，鋼製支承の管軸直角方向のみを考慮するモデルとした．これらの復元力図を図-3 に示す．

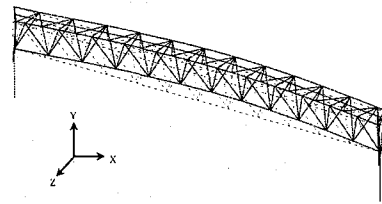


図 4 固有値解析（1次モード）

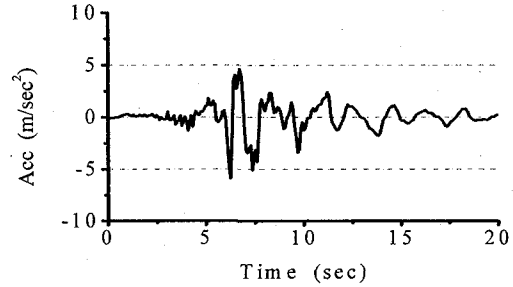


図-5 入力加速度波形

表 2 固有値解析の結果

Mode No.	Frequency Hz	Effective mass ratio		
		X	Y	Z
1	3.27	0.000	0.000	0.120
2	4.12	0.012	0.066	0.000
3	6.12	0.003	0.000	0.016
4	6.70	0.453	0.004	0.000
5	7.54	0.004	0.000	0.016

この復元力特性は，支承の降伏荷重 F_2 に達した時点，すなわち支承が破損してからは，動摩擦抵抗をすべり荷重 F_1 とした復元力特性に移行する．このときの K_1 は下部構造剛性の 100 倍，動摩擦係数 μ は 0.05 と設定した⁷⁾．解析では，アンカーボルトのせん断力の降伏力 τ_a を鋼製支承の降伏 ($F_2=121\text{kN/個}$) と定義した．ここではアンカーボルトの τ_a は 80Mpa とした．なお時刻歴応答解析は DYNABE⁸⁾ を使用した．

(3) 解析ケースと固有値解析

解析ケースを表1に示す．解析では2つの検討ケースを設定した．"Case-1"は設計加速度応答スペクトルが5%として与えられていることから，Rayleigh減衰を設定する際の卓越モードの減衰を $h_f=5.00\%$ とした基本ケースである．"Case-2"は振動実験で得られた減衰定数を基に，着目する振動数に対するモード減衰値をあらかじめ求め，これらにより Rayleigh 減衰を設定した実験値ケースである．今回の解析では全次数の振動を対象としたため，両ケースともに $f_n=50\text{Hz}$ ， $h_n=5.00\%$ と設定した．

また固有値解析ではHouseholder法を用い、有効質量比の合計が100%になる全次数まで解析を行った。固有値解析結果を表2に示す。また代表的なモード図を図-4に示す。解析結果は、全体1次モードが $f_1=3.27\text{Hz}$ で水平方向の対称1次モード（主として上部構造の水平対称1次）であり、全体系2次モードが $f_2=4.12\text{Hz}$ で鉛直方向の対称1次モード（主として上部構造の鉛直対称1次）であった。

(4) 入力波形と加振方向

入力地震波形は兵庫県南部地震で観測された東神戸大橋（N12W）を用い、解析時間は $t=20\text{s}$ とした。入力加速度波形を図-5に示す。この入力加速度波形の最大値は、 591gal （ $t=6.29\text{s}$ ）である。また加振方向は、固有値解析の結果より水平方向に卓越していること、基礎的な解析による知見を得るために、この加速度波形を水平方向、すなわち管軸直角方向の単一加振とした。

3. Case-1 の応答解析の結果と考察

(1) 上部構造の応答値

上部構造の部材断面力に関しては、上下弦材、斜材、横支材及び横綾材の軸力 N に着目した。上下弦材における最大断面力は $N=726\text{kN}$ で耐力 N_d の37%、斜材の最大断面力は $N=187\text{kN}$ で耐力 N_d の34%でいずれも弾性範囲の応答であった。また、横支材や横綾材においても最大断面力が $N=90\text{kN}$ で耐力 N_d の26%で弾性範囲の応答であった。

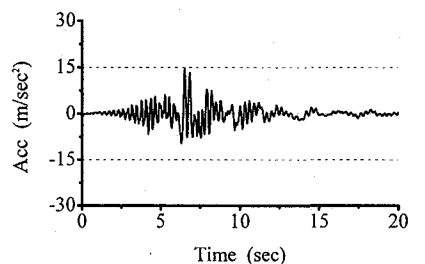
続いて時刻歴応答加速度及び変位に関しては、上部構造の上弦材におけるスパン中央付近（Z方向）に着目した。この位置における時刻歴加速度および変位図を図-6に示す。水平方向の最大加速度は 1480gal （ $t=6.508\text{s}$ ）で入力加速度の最大値の2.5倍、最大変位は $\delta=41\text{mm}$ （ $t=6.840\text{s}$ ）であった。

(2) 支承の応答値

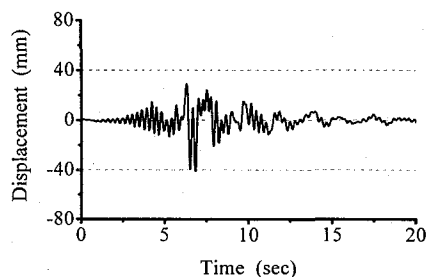
支承部の反力に関しては、鋼製支承に作用する上揚力に着目した。代表的な鋼製支承の時刻歴応答図を図-7に示す。これらより、鋼製支承には上揚力が発生していることが判る。最大上揚力は、 -44.9kN （ $t=6.526\text{s}$ ）で死荷重反力 R_d の69%に相当する。また支承の R_d は 65kN/個 であり、最大上揚力は、現行の設計基準¹⁾で規定されている設計上揚力の最小値である $-0.3R_d$ を超過することが判った。

続いて支承部のせん断力と変位に関しては、鋼製

支承の破損と破損以降の支承上下間の相対変位量に着目した。代表的な鋼製支承の時刻歴せん断力及び



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 時刻歴変位波形

図-6 上部構造の時刻歴波形 (Case-1)

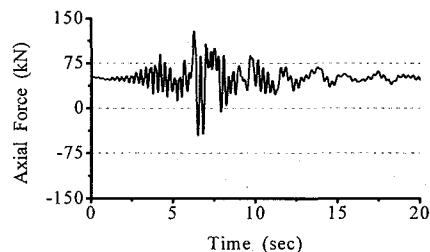
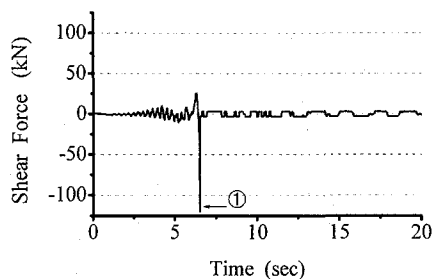
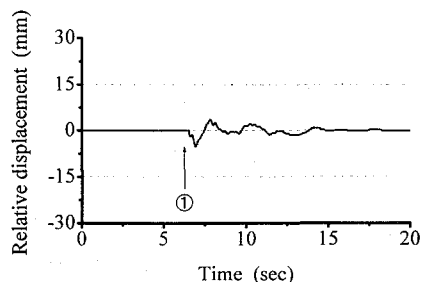


図-7 支承反力の時刻歴波形 (Case-1)



(a) せん断力の時刻歴波形



(b) 相対変位の時刻歴波形

図-8 支承の時刻歴波形 (Case-1)

相対変位を図-8 に示す。図-8 の① ($t=6.530s$) で支承が破損してから、最大で $5.2mm$ ($t=6.946s$) の相対変位が発生している。これらの時刻歴図より、破損してからの挙動は、支承が破損した①以降多少長周期化していることが確認できるが、桁の支持を失って自由振動しているような動的挙動に至っていない。

4. Case-2 の応答解析の結果と考察

(1) 上部構造の応答値

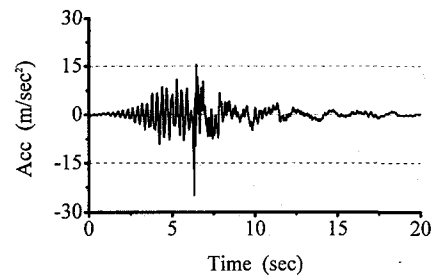
上部構造の部材断面力に関しては、Case-1 と同様に上下弦材、斜材、横支材及び横綾材の軸力 N に着目した。上下弦材における最大断面力は $N=644kN$ で耐力 N_d の 33%、斜材の最大断面力は $N=191kN$ で耐力 N_d の 35% でいずれも弾性範囲の応答であった。また、横支材や横綾材においても最大断面力が $N=87kN$ で耐力 N_d の 25% で弾性範囲の応答であった。

続いて時刻歴応答加速度及び変位に関しては、Case-1 と同様に上部構造の上弦材におけるスパン中央付近に着目した。この位置における時刻歴加速度および変位図を図-9 に示す。水平方向の最大加速度は $2641gal$ ($t=6.340s$) で入力加速度の最大値の 4.5 倍、最大変位は $\delta=65mm$ ($t=6.892s$) であった。

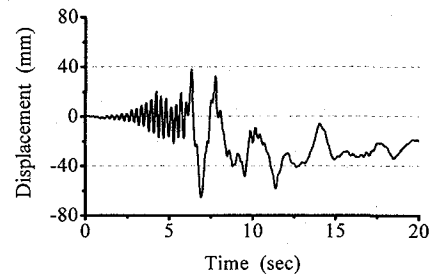
(2) 支承部の応答値

支承部の反力に関しては、鋼製支承に作用する上揚力に着目した。代表的な鋼製支承の時刻歴応答図を図-10 に示す。これらより、Case-1 と同様に鋼製支承には上揚力が発生していることが判る。このときの最大上揚力は、 $-48.2kN$ ($t=6.316s$) で R_d の 74% に相当し、 $-0.3R_d$ を超過していることが判った。

続いて支承部のせん断力と変位に関しては、鋼製支承の破損と破損以降の支承上下間の相対変位に着目した。代表的な鋼製支承の時刻歴せん断力及び相対変位を図-11 示す。図-11 の① ($t=6.316s$) で支承が破損してから、最大で $126.9mm$ ($t=7.024s$) の相対変位が発生している。破損してからの挙動は、支承が破損することで上部構造が支承による支持を失い自由な挙動となっていることが確認できる。最大相対変位量から判断すると、落橋のような致命的な損傷には至っていないが、伸縮可撓管 (CL-A 型 $\phi 300$) の水平方向の許容変位¹⁰⁾である $\delta_s=32mm$ を超過することが判った。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) 時刻歴変位波形

図-9 上部構造の時刻歴波形 (Case-2)

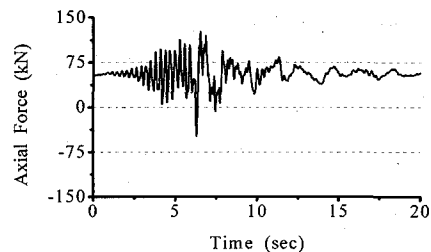
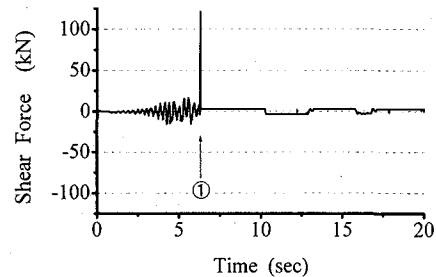
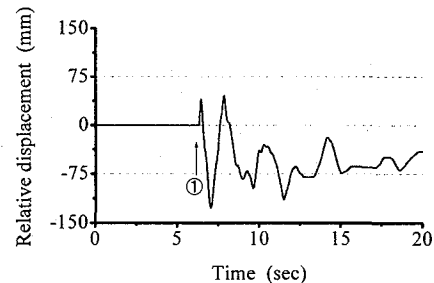


図-10 支承反力の時刻歴波形 (Case-2)



(a) せん断力の時刻歴波形



(b) 相対変位の時刻歴波形

図-11 支承の時刻歴波形 (Case-2)

5. 解析結果の比較と考察

(1) 上部構造の応答値

上部構造の部材断面力に関しては、Case-1 及び Case-2 もすべて弾性挙動であり損傷は発生していない。ここでは減衰定数の違いによる影響は確認されなかった。これは、支承が破損することにより上部構造への地震入力が低減されたこと、また水管橋は既往の研究^{3)~4)}でも示されているように、水平方向は風荷重で設計されているため耐力を有していることが原因と考えられる。

時刻歴応答加速度及び変位に関しては、Case-2 は Case-1 よりも大きな応答となることが判った。これらの差について、最大加速度は 1.78 倍、最大変位は 1.59 倍であり減衰定数の違いによる影響を確認できた。特に Case-2 の変位応答より、 $t=8s$ 付近以降は自由振動に近い挙動となっている。これは支承が破損したことによる影響と考えられる。

(2) 支承の応答値

支承部の反力に関しては、いずれのケースにおいても上揚力が発生している。これらの差について、Case-2 は Case-1 の最大値の 1.07 倍であり減衰定数の違いが上揚力に影響を及ぼすことが判った。ここで発生した上揚力は $-0.3R_d$ を超過しており、また支承に作用する死荷重反力の 69~74% と大きな値である。これらより水管橋の支承部の設計では、支承に作用する地震力を設定する際、上部構造の減衰定数を適切に設定することが重要であろうと考えられる。

支承部のせん断力と変位に関しては、いずれのケースにおいても支承が破損することが判った。これらの応答性状については、Fig. 8 及び Fig. 11 の(a)より $t=6s$ 付近で大きなせん断力が発生し支承が破損、その後 Fig. 4 に示す F_1 をすべり荷重とする履歴特性へ移行するため、せん断力が頭打ちとなっている。また $t=6s$ 付近の大きなせん断力は 2 つある支承の 1 つ目が破損し、その直後に残りの 1 つの支承にせん断力が集中するために発生している。

以上より Case-1 では、支承が破損した以降で多少長周期化となるが、最大相対変位も $\delta=5.2mm$ とわずかで残留変位も小さいことから伸縮可撓管に影響を及ぼさない。しなしながら Case-2 では、支承が破損してからは、127.9mm (Case-1 の 24.5 倍) と大きな相対変位が発生することで伸縮可撓管も損傷し、その結果水管橋の機能である通水の確保ができなくなることが判った。これは、震災後の橋梁の

役割から考えると、道路橋の落橋と同様な被害に相当することになる。すなわち、水管橋の減衰定数を適切に判断することは、水管橋の耐震性を検討する上で非常に重要な課題であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、逆三角形ワーレントラス補剛形式水管橋に着目し、支承の破損を考慮した時刻歴応答解析を行った。解析では、標準的な減衰特性と振動実験で得られた減衰特性の 2 つのケースで比較検討を試みた。解析ではある仮定条件に基づき解析を行っており、今後いくつかの課題は残っているが、本解析で得られた結果を以下に示す。

- 上部構造の部材断面力は弾性挙動であり、減衰定数の影響は確認されなかった。
- 応答加速度と変位は、最大加速度が 1.78 倍、最大変位が 1.59 倍であり、支承が破損する場合においても減衰定数の違いによる影響を確認できた。
- 支承の反力には共に上揚力が発生する。これらの上揚力は、 $-0.3R_d$ を超過し支承に作用する死荷重反力の 69~74% と大きな値である。
- 支承部の相対変位は減衰定数の違いにより大きな影響を受け、振動実験で得られた減衰定数に基づき解析した場合、伸縮可撓管も損傷させる。すなわち水管橋としての機能を確保できないことが判った。

本研究では振動実験で得られた減衰定数を用いたが、これらの振動実験は常時微動等の微小変形領域に対する減衰定数であり、本解析のような大地震に対する適用性については課題が残る。

また、伸縮可撓管に関しても、管軸方向において摩擦力による減衰効果も期待できる可能性があり、これらの特性を研究すること、さらに上部構造の幾何学的非線形と材料非線形を組み合わせた複合非線形解析を行い、レベル 2 地震動による挙動をより詳細に検討することが今後の課題である。

参考文献

- 1) 水管橋設計基準 (耐震設計編, WSP064-97) : 日本水道鋼管協会, 1997. 9.
- 2) 水田洋司他 : 水管橋の振動実験, 土木構造・材料論文

集, 第 15 号, 1999. 12.

- 3) 竹内貴司他: 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) 竹内貴司他: 斜張橋形式水管橋の地震時動的挙動, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 861-871, 2001. 3.
- 5) 大塚久哲他: ベローズ型伸縮可撓管と免震支承を利用した水管橋の免震効果に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 875-885, 2002. 3.
- 6) 竹田周平他: 水管橋の動的振動特性に関する実験的研究, 第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造に関するシンポジウム, pp. 273-278, 2006. 2.
- 7) 梶田幸秀他: 緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状, 土木学会論文集, No. 710/I-60, pp. 297-310, 2002. 7.
- 8) 株式会社 CRC ソリューションズ: DYNA2E.
- 9) 道路橋示方書・同解説 V 編: 日本道路協会, 2002. 3.
- 10) クローザージョイントカタログ: 日本ヴィクトリック株式会社.