

逆三角トラス補剛形式水管橋の地震時動的挙動

Dynamic behavior of aqueduct strengthened by inverted triangle truss during strong earthquake

竹田周平¹, 北浦 勝², 宮島昌克²

Syuhei TAKEDA¹, Masaru KITAURA² and Masakatsu MIYAZIMA²

¹ 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), Dept. of Civil Engineering, Kanazawa University

² 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 教授, Professor, Dept. of Civil Engineering, Kanazawa University

SUMMARY: It is very important to keep the performance of aqueducts after strong earthquake. The seismic design code for aqueducts has been based on the updated Design Specification of Highway Bridge Part V Seismic Design. However the characteristics of aqueducts are different from those of road and railroad bridges. There have been many reports dealing with the dynamic analysis of road and railroad bridges. Relatively little attention has been paid to the earthquake-proof characteristics of aqueducts. This paper describes the measured values of the damping coefficient and natural period, of actual truss type aqueducts, and the non-linear dynamic analysis of this aqueducts.

1 はじめに

1995 年に発生した兵庫県南部地震では、道路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⁾が見直されることとなった。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が、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、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。

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地震応答解析を行い、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。

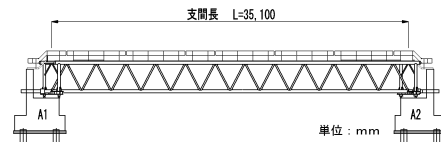


Fig. 1 View of truss type aqueduct

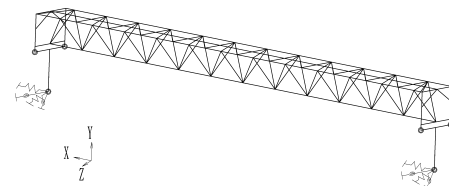


Fig. 2 Analytical model

2 解析条件と解析モデル

2.1 解析対象橋梁の概要

本解析で対象とした橋梁は、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。Fig.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、上部構造端部には伸縮可撓管が設置されている。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。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。

2.2 解析条件と解析モデル

数値積分法としては Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔は $\Delta t=0.002\text{s}$ と設定した。また減衰モデルは Rayleigh 型とした。解析モデルを Fig.2 に示す。解析モデルでは橋梁全体系を 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

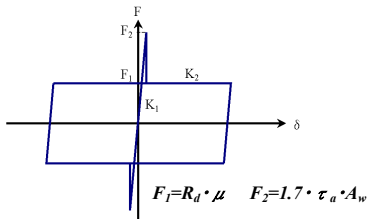


Fig. 3 Restoring force model of non-linear behavior of fixed bearing

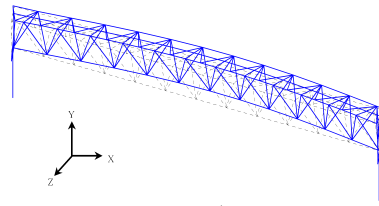


Fig. 4 View of 1st natural mode

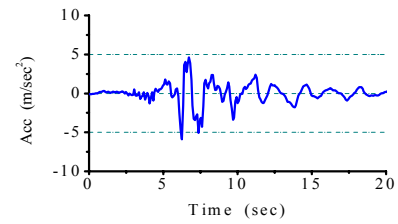


Fig. 5 Input ground acceleration

Table 1 Case of analysis

Case No.	Damping method	Damping value	Frequency and value of mode damping
Case-1	Rayleigh	—	$f_1=3.27\text{Hz}$, $h_1=5.00\%$ $f_2=50.0\text{Hz}$, $h_2=5.00\%$
Case-2	Rayleigh	$h=0.6\%$	$f_1=3.27\text{Hz}$, $h_1=1.78\%$ $f_2=50.0\text{Hz}$, $h_2=5.00\%$

Table 2 Analytical results of natural period

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

るモデルとしたが、移動制限による変位拘束は考慮していない。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。これは後述する固有値解析より、解析の対象方向について卓越している上部構造の水平方向への単一加振としたためである。これらの復元力図をFig.3に示す。この復元力特性は、支承の降伏荷重 F_1 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_2 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⁾。また鋼製支承のアンカーボルト(SS400)は、1支承当たり ϕ 23mm($A_w=415.5\text{mm}^2$)が2本で下部構造と結合されている。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($F_2=121\text{kN}/\text{個}$)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には汎用ソフトであるDYNA2E⁸⁾を使用した。

2.3 解析ケース

解析ケースをTable1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 $f_1=5\%$ 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をあらかじめ求め、これらにより減衰モデル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 $f_2=50\text{Hz}$, $h_2=5.0\%$ と設定した。

2.4 固有値解析と解析結果

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Table2に示す。また代表的なモード図をFig.4に示す。

解析結果は、全体1次モードが $f=3.27\text{Hz}$ で水平方向の対称1次モードであり、全体系2次モードが $f=4.12\text{Hz}$ で鉛直方向の対称1次モードであった。

2.5 入力加速度波形と加振方向

入力地震波形としては、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Fig.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から、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 応答解析の結果と考察

3.1 Case-1の結果

(1) 上部構造の部材断面力

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。

(2) 時刻歴応答加速度及び変位

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Fig.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。

(3) 支承部の反力

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Fig.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、現行の設計基準⁹⁾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。

(4) 支承部のせん断力と変位

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相対変位を Fig.8 示す。

Fig.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。破損してからの挙動は、これらの時刻歴図より、支承が破損した①以降は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。

3.2 Case-2 の結果

(1) 上部構造の部材断面力

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。

(2) 時刻歴応答加速度及び変位

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 Fig.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。

(3) 支承部の反力

支承部の反力に関しては、鋼製支承に作用する上揚力に

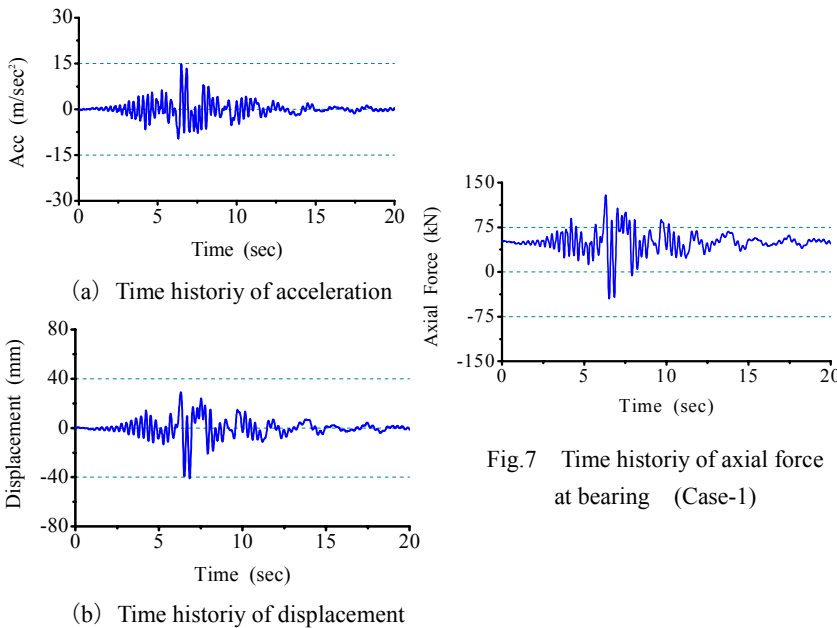


Fig.6 Time histories at superstructure (Case-1)

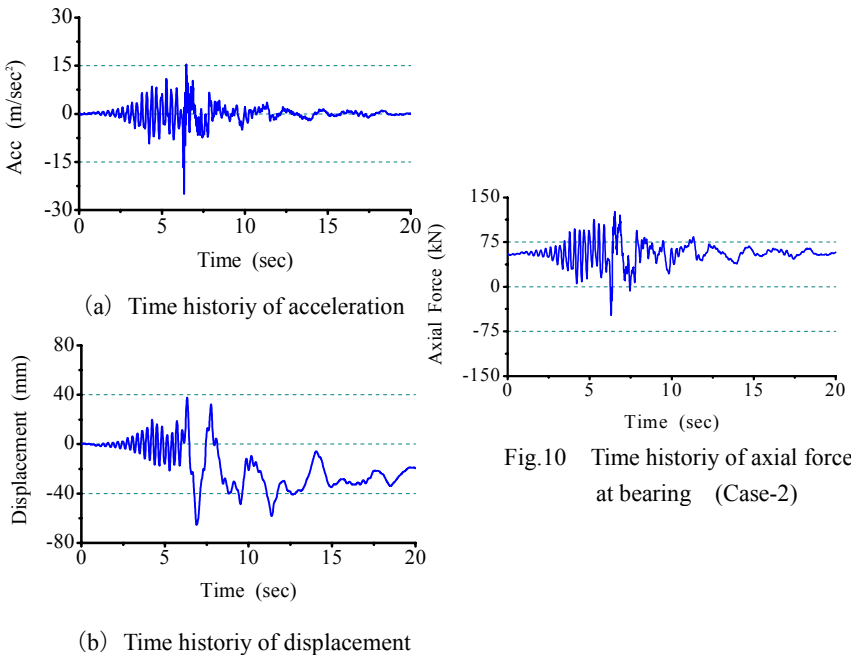


Fig.9 Time histories at superstructure (Case-2)

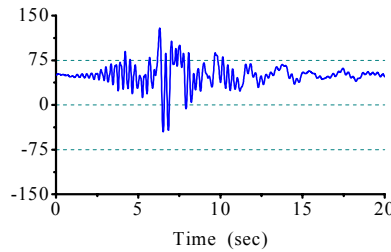


Fig.7 Time history of axial force at bearing (Case-1)

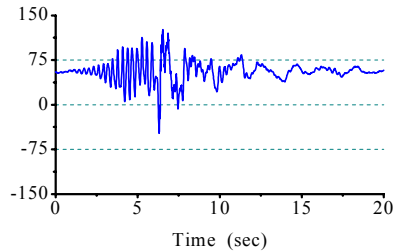


Fig.10 Time history of axial force at bearing (Case-2)

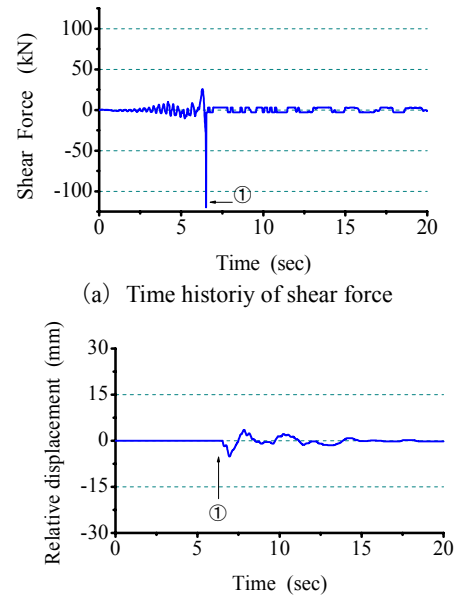


Fig.8 Time histories at bearing (Case-1)

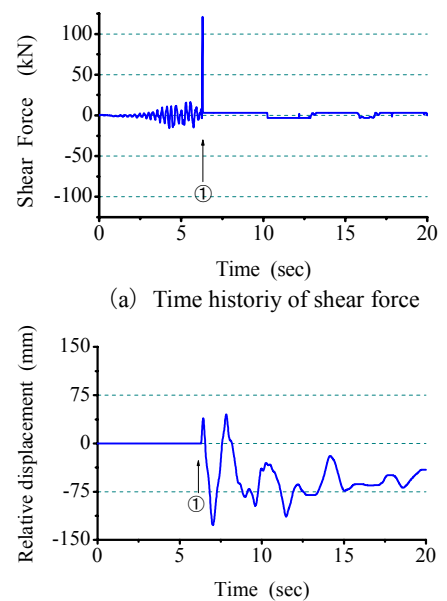


Fig.11 Time histories at bearing (Case-2)

着目した。代表的な鋼製支承の時刻歴応答図を Fig.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 ($t=6.316\text{s}$) 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。

(4) 支承部のせん断力と変位

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相対変位を Fig.11 示す。Fig.11 の① ($t=6.316\text{s}$) で支承が破損してから、最大で 126.9mm ($t=7.024\text{s}$) 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 $\delta_a=32\text{mm}$ を超過することが判った。

3.3 解析結果の比較と考察

(1) 上部構造の部材断面力

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。

(2) 時刻歴応答加速度及び変位

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、 $t=8\text{s}$ 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。

(3) 支承部の反力

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。

(4) 支承部のせん断力と変位

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 $t=6\text{s}$ 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 $t=6\text{s}$ 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 $\delta=5.2\text{mm}$ 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。

4 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.

逆三角トラス補剛形式水管橋の地震時動的挙動

竹田周平* (金沢大学), 北浦勝 (金沢大学), 宮島昌克 (金沢大学)

Dynamic behavior of aqueduct strengthened by inverted triangle truss during strong earthquake

Syuhei TAKEDA* (Kanazawa Univ.) , Masaru KITaura (Kanazawa Univ.)
and Masakatsu MIYAZIMA (Kanazawa Univ.)

兵庫県南部地震以降、水管橋に関する基準が見直されることになった。これらの基準に関しては本来水管橋独自の配慮が必要となるが、研究成果が少ないことから道路橋の耐震基準に準ずるものとなっている。既往の研究では、実橋による振動実験を行い減衰定数が同形式の道路橋に比較し $1/3 \sim 1/10$ と小さい値であることや、ランガー形式の水管橋に関しては支承部と伸縮可撓管を改良することで耐震性について向上できることを導いている。しかしながら、研究では各形式別に 1~2 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いきれない状況にあり、更にいずれの検討ケースにおいても支承の損傷を考慮した場合における検討を行っていない。

本研究では、逆三角トラス形式の水管橋を対象に支承の損傷を考慮するモデルで動的応答解析をおこなった。解析では標準的な減衰値によるものと、振動実験で得られた減衰値の 2 つのケースで比較検討を行った。

解析結果については、上部構造部材に発生する断面力は弾性挙動であったが、実験値を基づいた解析ケースでは上部構造の応答加速度、応答変位、支承に作用する上揚力は大きくなることが判った。また支承の破損に着目すると、標準的な減衰に基づく解析ケースでは破損しても大きな相対変位は発生していなく水管橋としての機能は保持しているが、実験値に基づく解析ケースでは 120mm を超過する相対変位が発生し、その結果伸縮可撓管が損傷することで通水機能を確保できなくなることが判った。

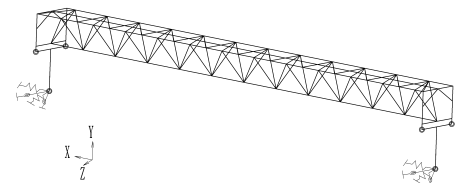
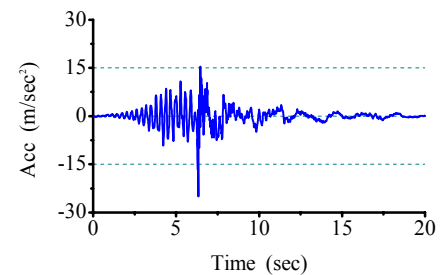
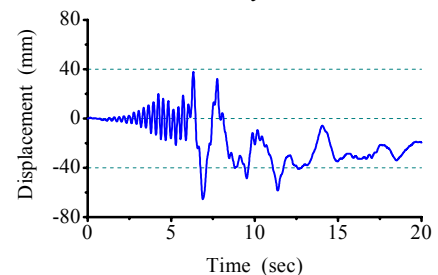


Fig. 2 Analytical model



(a) Time history of acceleration



(b) Time history of displacement

Fig.9 Time histories at superstructure (Case-2)