

動的解析に基づく上路式 2 ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討

ANALYTICAL EVALUATION OF AN UPPER-DECK TYPE TWO-HINGE STEEL ARCH BRIDGE

榊原泰造¹、川島一彦²、庄司 学³

SAKAKIBARA Yasunari, KAWASHIMA Kazuhiko and SHOJI Gaku

- 1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻修士課程 (〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
- 2 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (同上)
- 3 工修 東京工業大学助手 工学部土木工学科 (同上)

This report presents a linear and nonlinear dynamic response analysis of an upper-deck type 2-hinge steel arch bridge which was designed by the traditional seismic coefficient method based on the allowable stress design approach. Seismic performance of the arch bridge was clarified by linear and nonlinear dynamic response analysis. It was found from the analysis that the axial force and the bending moment of the arch rib subjected to the strong ground motion recorded at the Kobe Observatory of Japan Meteorological Agency in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake is very large compared to the design force. It was found that the plastic hinges occur at the arch rib although the curvature ductility factor is limited.

Key Words: Seismic Design, Ductility Design Method, Arch Bridge, Dynamic Response Analysis

1. まえがき

上路式アーチ橋はアーチ部材の軸圧縮力によって構造系を支持する形式であり、もともと地盤条件が良好な山岳地において採用されることが多く、海洋性地震の多いわが国では地震を経験する確率が低かったこと、また、地盤条件が良好であるため地震力も一般には小さかったこと等の理由から、まだ本格的な震災例はない。しかし、従来のように 0.2 程度の設計水平震度に対応する地震力に対してアーチ部材が塑性化しないように震度法によって設計されてきただけであり、兵庫県南部地震の経験に基づけば、こうした震災経験のない形式の橋に対しても耐震性を検討しておく必要がある¹⁾。

平成 8 年 11 月の道路橋示方書の改訂によって、斜張橋、吊橋、上・中路的アーチ橋等の設計においては、動的解析によって耐震設計する道が開かれた²⁾。兵庫県南部地震のように大きな地震力をアーチ橋が受けた場合にはアーチ部材は塑性化する可能性があるが、どの程度の塑性化が生じ得るのか、また、この塑性化によってアーチ部材は自重に対して安定性を保ち得るのかという点は従来ほとんど検討されていない³⁾。

本研究では、震度法によって静的に耐震設計された既存の上路式 2 ヒンジ補鋼アーチ橋を取り上げ、これを地震応答解析によって解析し、アーチ橋の耐震性をアーチ部材に着目して検討したので、この結果を報告する。

2. 解析対象橋及び解析モデル化

解析対象とするのは、図-1 に示す、支間長 155m、アーチライズ 28m の 2 主構からなる上路式 2 ヒンジ補剛アーチ橋である。アーチリブの軸線は、対称放物線式であり、断面寸法は図-2 および表-1 に示すように、端部、1/4 点付近、クラウン部の 3 箇所に変化している。断面 2 次モーメントが最も小さい端部の値がアーチ軸線の全長 (l) にわたって存在すると仮定すると、相隣主構の剛性を見込まない 1 主構あたりの細長比 (l/r , r は断面 2 次半径) は 171 となる。桁はコンクリート床版桁であり、アーチクラウン部で剛性の大きい鉛直材によってアーチリブと剛結されている他は、すべて橋軸方向に可動となっている。本橋は昭和 55 年道路橋示方書により設計水平震度 0.23 (橋軸方向)、0.18 (橋軸直角方向) を見込んで震度法により耐震設計されている。耐震設計では、面内方向の応答が重要であるため、以下には、主としてこの方向に対する検討結果を示す。

図-3 は解析モデルを示したものである。合計 101 個のはり要素で、桁、アーチリブ、鉛直材をモデル化した。鉛直材の曲げ剛性は小さいため、両端をピンとしてモデル化した。ただし上述した理由により、アーチクラウン部では鉛直材の剛性を十分に大きくし、桁およびアーチリブと剛結した。非線形解析では、アーチリブを非線形はり要素で表した。

後述の動的解析の解釈に必要な最小限の事項に限って

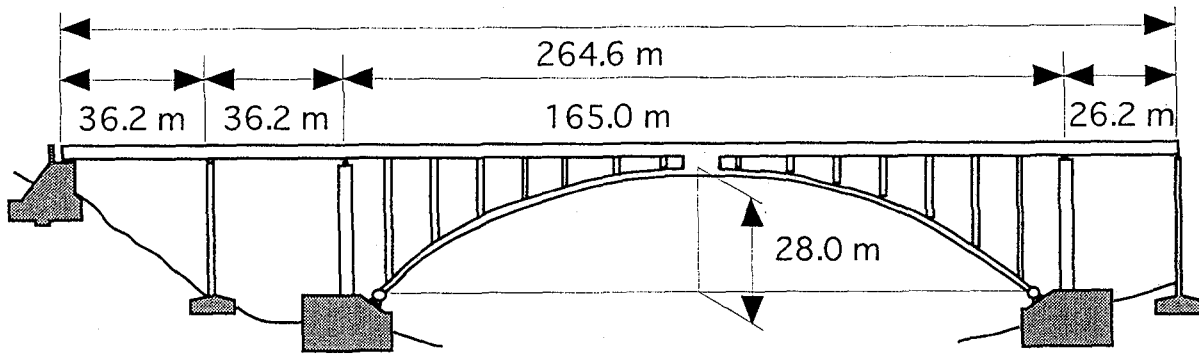


図-1 解析対象橋

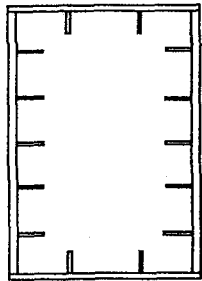


図-2 アーチリブ部材の断面形状

表-1 アーチリブの断面特性 (1主構分)

設計断面	部位		寸法 (mm)	断面積 (cm ²)
アーチリブ 端部付近	上下フランジプレート	フランジ本体	1000×14	1092.0
		リブ (×4)	150×16	
アーチリブ 1/4点付近	上下フランジプレート	フランジ本体	1000×19	1192.0
		リブ (×4)	150×16	
アーチ クラウン部	上下フランジプレート	フランジ本体	1000×16	1132.0
		リブ (×4)	150×16	
各部共通	ウェブプレート	ウェブ本体	2000×13	
		リブ (×10)	140×14	

自重および震度法による耐震計算の結果を示すと、まず、図-4 に示すように、アーチリブの設計軸力は自重+活荷重の組み合わせによって、また、アーチリブの設計曲げモーメントは自重+活荷重+温度変化の組み合わせによって、それぞれ決められている。自重だけによってアーチリブに生じる断面力を設計断面力と比較すると、軸力では80%、曲げモーメントでは15%となり、アーチリブの軸力に対して自重が大きな影響を持っているが、曲げモーメントに対しては活荷重の影響が大きく、温度変化の影響もある。

次に、後述する動的解析では、橋軸方向に地震動を作用させた場合にはアーチリブに1gもの水平方向応答加速度が生じるため、これと比較する意味で設計水平震度±1.0に相当する水平力を、各部の重量に比例させた分布荷重として静的に橋軸方向に作用させた場合にアーチリブに生じる軸力と面内の曲げモーメントを示すと、図-5 のようになる。比較のため、図-4 に示した自重だけを作用させた場合の結果も示している。この時にアーチリブに生じる

軸力は、圧縮力が增大する方向に地震力が作用するアーチリブでは40~45MNの圧縮力に、また、圧縮力が減少する方向に地震力が作用するアーチリブでは最大で5MN程度の引張力になる。圧縮力の大きい方に着目すると、軸力は設計軸力(25~30MN)を約50%上回る。また、アーチリブに生じる曲げモーメントは、リブの1/4点及び3/4点付近において大きな値をとり、40MNm程度となる。これは、設計曲げモーメント10~13Mnmを大きく上回る値である。

以下の解析では、骨組構造モデルを用いた。アーチ橋の限界強度は、アーチ軸線の形状、支持方式、補剛桁の有無、補剛桁とアーチリブとの固定条件、アーチリブの細長比、断面形状、荷重作用方式など、いろいろな要因によって支配される。本解析においては、これらのうちアーチリブの曲げに伴う塑性ヒンジ化を考慮することとした。モデル化に際しては、平面保持の条件を仮定し、鋼材のひずみ硬化やバウシinger効果およびせん断によるアーチリブの塑性化を無視した。アーチリブが中空箱形断面であることが

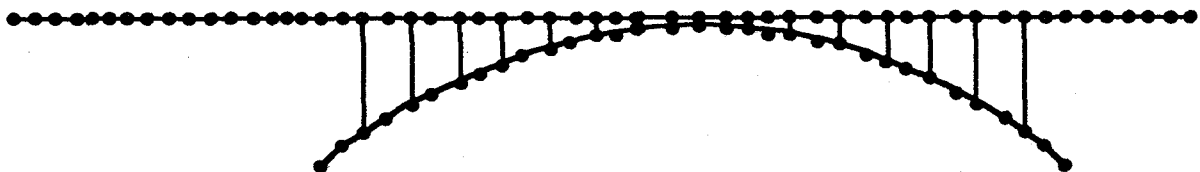
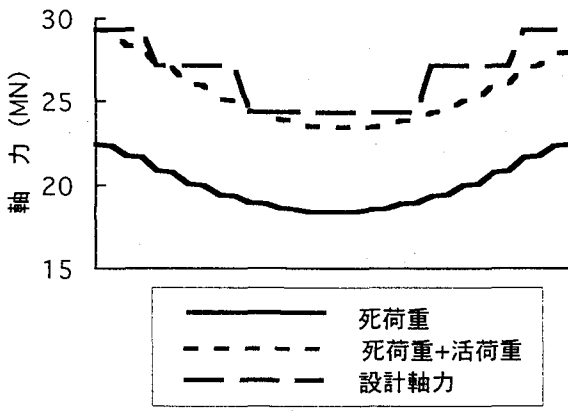
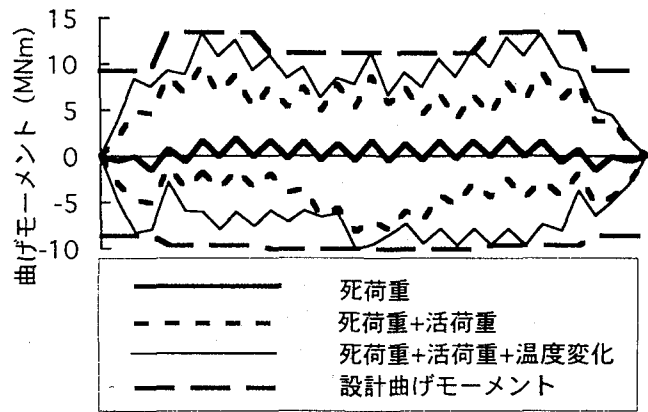


図-3 解析モデル

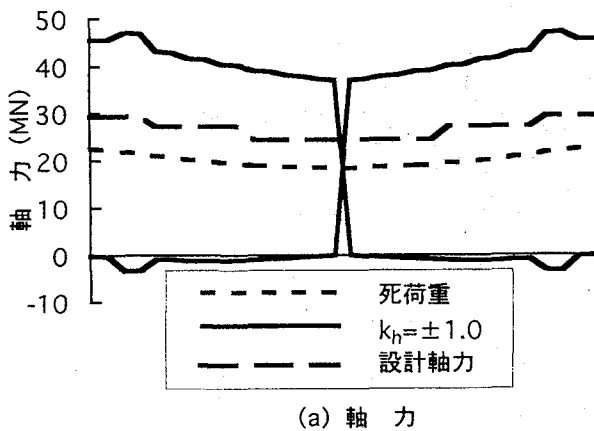


(a) 最大軸力と設計軸力

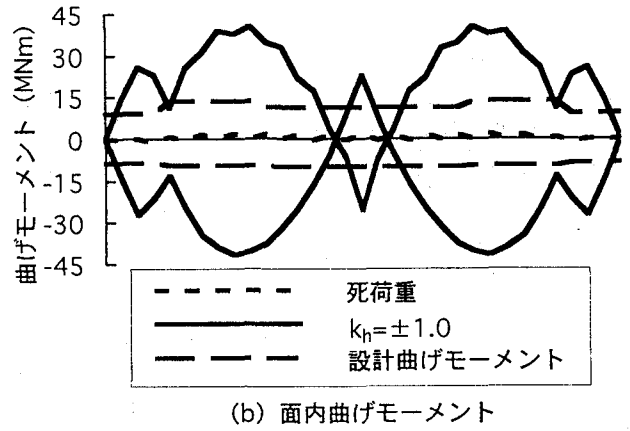


(b) 最大面内曲げモーメントと設計曲げモーメント

図-4 静的設計による最大断面力と設計断面力



(a) 軸力



(b) 面内曲げモーメント

図-5 水平震度±1.0に相当する水平力を静的に作用させた場合の断面力

ら、降伏曲げモーメントと全塑性曲げモーメントはほぼ同じとなるため、全塑性曲げモーメントに達した時に、全塑性化する完全バイリニア型履歴復元力特性を仮定することとした。

いま、アーチリブ内部に設けられている補剛材の影響を無視してアーチリブをウェブとフランジから構成される中空断面と仮定する。また図-6 に示すように、曲げモーメントと軸力が分担されると仮定し、図心軸から中立軸までの距離を y_0 とすれば、中立軸がウェブにある範囲には、軸力 N および全塑性モーメント M_p は、次のように与えられる^{4)~7)}。

$$N = 4\sigma_y y_0 t_2 \quad (1)$$

$$M_p = 2\sigma_y \left[t_2 \left\{ \left(\frac{D_1}{2} - t_1 \right)^2 - y_0^2 \right\} + \frac{D_2 t_1 (D_1 - t_1)}{2} \right] \quad (2)$$

式(1) から y_0 を求め、これを式(2) に代入すると、

$$M_p = 2\sigma_y \left[t_2 \left\{ \left(\frac{D_1}{2} - t_1 \right)^2 - \left(\frac{N}{4\sigma_y t_2} \right)^2 \right\} + \frac{D_2 t_1 (D_1 - t_1)}{2} \right] \quad (3)$$

ここで、 σ_y は降伏応力度、 D_1 、 D_2 はウェブおよびフランジの長さ、 t_1 、 t_2 はフランジおよびウェブの厚さである。また、アーチリブの降伏軸力 N_y は、次のように求められる。

$$N_y = A\sigma_y = \{D_1 D_2 - (D_1 - 2t_1)(D_2 - 2t_2)\}\sigma_y \quad (4)$$

ここで、 A は補剛材を含まないアーチリブの断面積である。

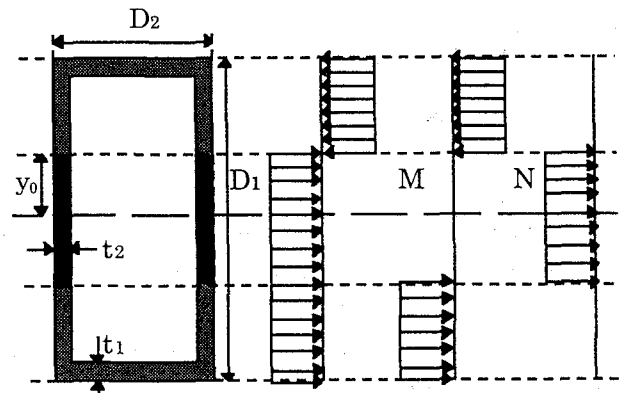


図-6 軸力と曲げモーメントを同時に受けるアーチリブの全塑性時の応力分布の仮定

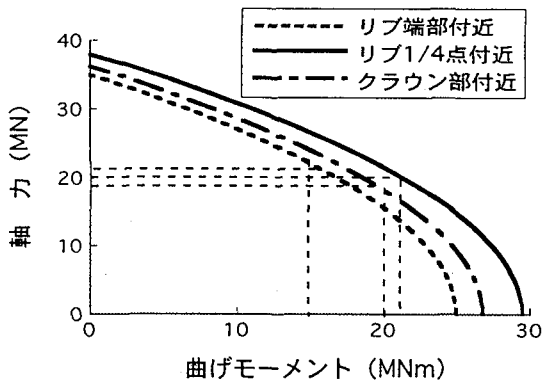


図-7 アーチリブのN-M関係曲線

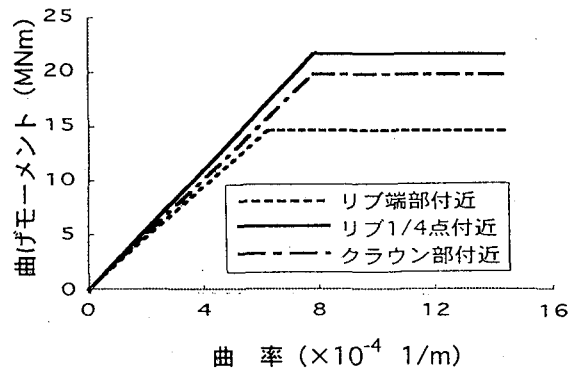
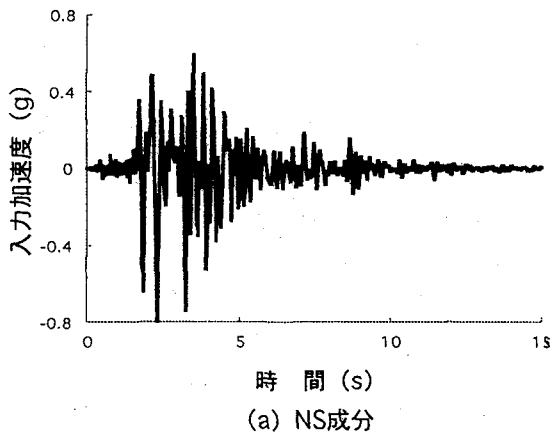
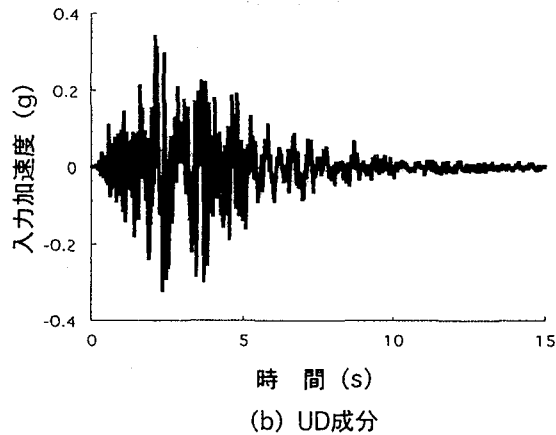


図-8 アーチリブの完全弾塑性バイリニアモデル



(a) NS成分



(b) UD成分

図-9 入力地震動

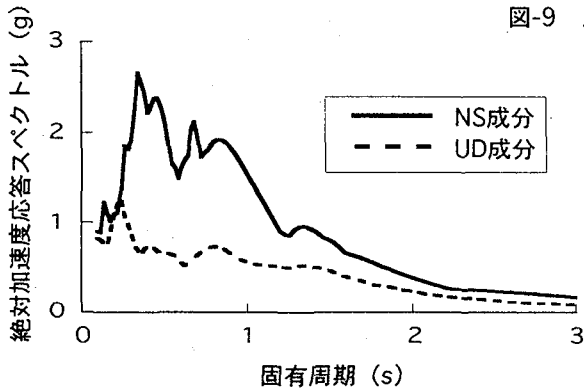


図-10 入力地震動の加速度応答スペクトル (減衰定数5%)

アーチリブの鋼材はSS400であるから、降伏応力度を $\sigma_y=235\text{MPa}$ としてアーチリブの軸力 N と全塑性曲げモーメント M の相関曲線をアーチリブの端点付近、1/4点(3/4点)付近、アーチクラウン部付近に分けて式(3)から求めると、図-7のようになる。

図-7によれば、地震時にアーチリブに生じる軸力に応じて、全塑性曲げモーメントは変化することになるが、本解析では解析プログラムの制約から、自重によってアーチリブに生じる初期軸力に相当する全塑性曲げモーメントを求め、作用曲げモーメントがこの値に達したときにアーチリブは塑性化すると仮定することとした。このようにしてアーチリブの端点付近、1/4点(3/4点)付近、アーチ

クラウン部付近に分けて完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を示すと、図-8のようになる。

入力地震動としては、平成7年の兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測された記録(NS成分、UD成分)を用いる。図-9、図-10は入力地震動の加速度波形及び加速度応答スペクトルを示したものである。

3. 固有振動特性

主要モードに対する固有振動モードを図-11に示す。橋軸方向、橋軸直角方向の1次固有周期はそれぞれ、2.18秒、0.80秒であり、橋軸方向のほうが長くなる。これは上路式2ヒンジアーチ橋の特長な構造形式によるものであり、上部構造の床版剛性が大きく影響しているためである。すなわち、橋軸方向には、桁の両端は可動であり、桁がアーチリブの変位を拘束しないが、橋軸直角方向には桁の両端で支承により変位が拘束される結果、橋全体系の剛性が増してこの方向の基本固有周期が小さくなるのである。

橋軸方向の1次卓越振動モードに着目すると、アーチリブの1/4点では水平方向と上下方向の振動モードの値は1:1.7となっており、橋軸方向に加振を受けても、上下方向に極めて大きな応答を生じることを示している。

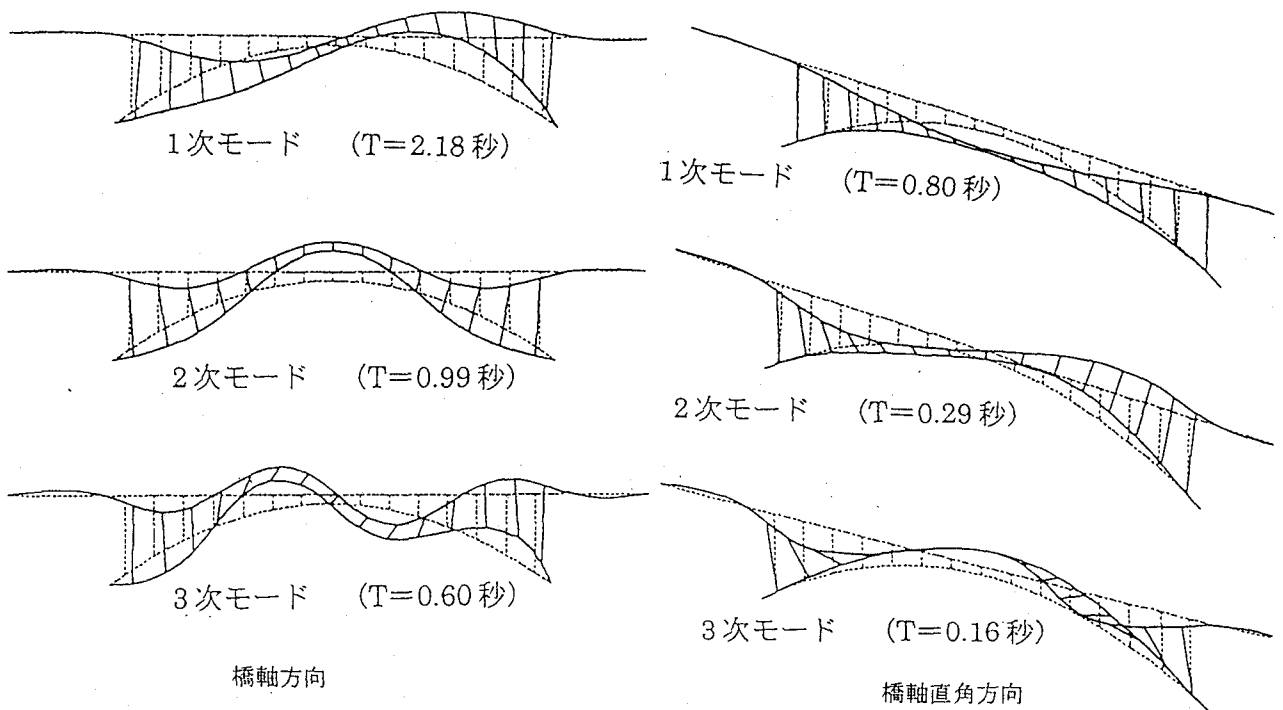


図-11 主要な振動モード

4. 強震動を受けた場合のアーチ橋の耐震性

線形動的解析によって橋軸方向に入力地震動を作用させた場合の、アーチリブ上の各節点における最大応答変位及び最大応答加速度を求めた結果を図-12に示す。入力加速度とした神戸海洋気象台記録(0.84g)に対して、水平方向の応答加速度の最大値は1.8g、鉛直方向では2.9gとなる。入力加速度に対する応答加速度の増幅率は橋軸方向には約2.1、上下方向には約3.4である。

次にアーチリブに生じる最大軸力及び曲げモーメントを線形動的解析によって求めた。橋軸方向及び上下方向に地震動を作用させた場合の結果を図-13、図-14に示す。

ただし、図-13には後述する非線形解析の結果も同時に示している。また、図-13では、アーチクラウン部の左右において軸力、曲げモーメントとともに、応答値が大きく変化しているが、これは、アーチクラウン部において桁が鉛直材によって剛結されているためである。図-13、図-14より、橋軸方向に入力した場合のアーチリブの最大軸力はアーチ中央部で40MN、アーチ端部で55MNに達し、設計軸力25~30MNを大きく上回ることも降伏軸力をも上回ることがわかる。これは本アーチ橋の耐震性に大きな影響を与えるものと考えられる。また、橋軸方向に入力した場合にアーチリブに生じる曲げモーメントはアーチ中央付近で最大となり、40MNm程度と設計曲げモーメント10MNm~13MNmを大きく上回り、さらに全塑性モ

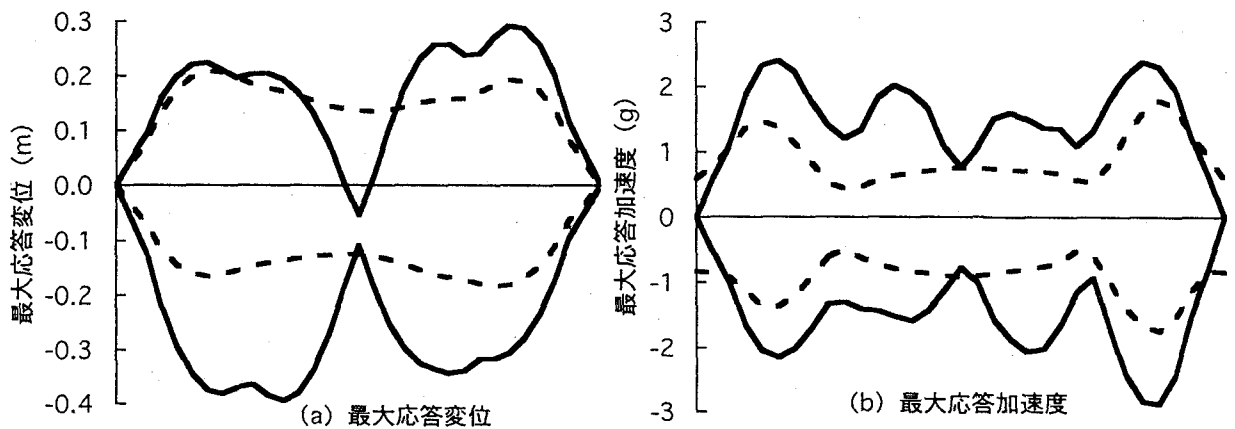
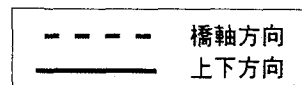


図-12 アーチリブに生じる最大応答変位および加速度(線形解析による)



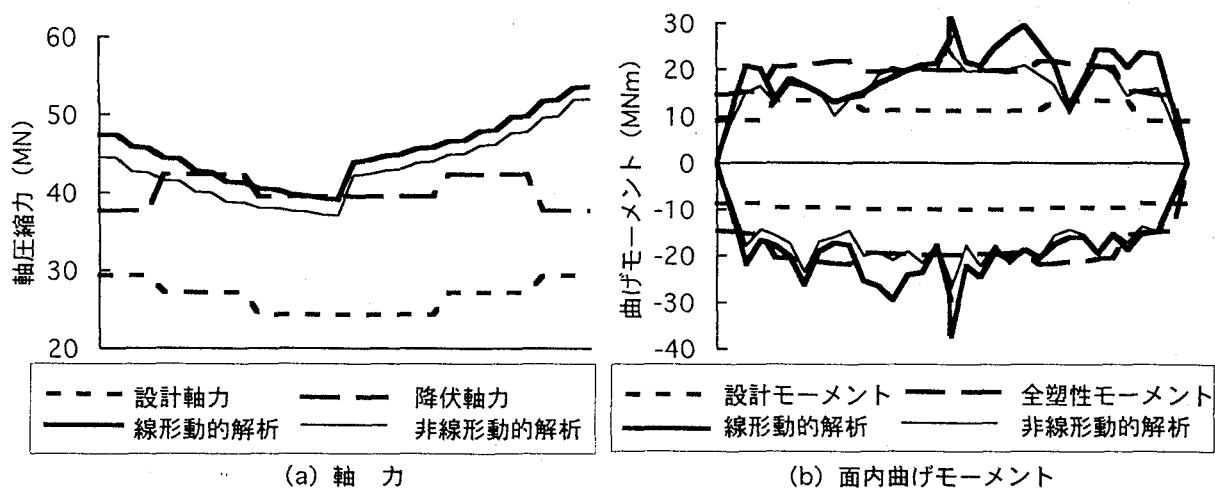


図-13 橋軸方向に地震力を与えた場合にアーチリブに生じる最大断面力（線形解析による）

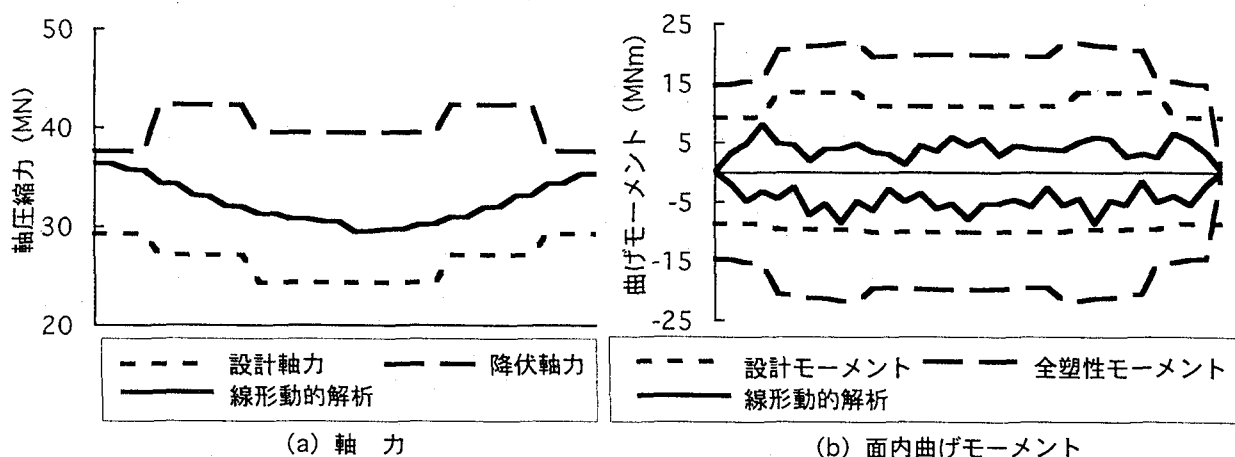


図-14 上下方向に地震力を与えた場合にアーチリブに生じる最大断面力（線形解析による）

ーメント（約 20MNm）をも上回っている。したがって、アーチリブには塑性ヒンジが形成されると考えられる。

なお、ここに示した全塑性曲げモーメントの値は、図-7 に示したように、自重によりアーチリブに生じる 20MN 程度の軸力に相当する値である。もし上述したように 40MN の軸力が生じるとすれば、全塑性曲げモーメントはほとんど 0 となり、したがって、軸力と曲げモーメントの時間依存性の相関を考慮して解析すると、図-13 (b) よりもさらにアーチリブの塑性ヒンジ化が進展する可能性がある。

鉛直方向に入力した場合には、アーチ端部で軸力は最大となり、37MN となる。これは橋軸方向に入力した場合に比較すれば小さいが、設計軸力 (30MN) を上回り、降伏軸力と同程度の値となる。曲げモーメントは小さく、アーチリブ中央部においては 8MNm 程度しか生じない。

なお、ここには示さないが、橋軸直角方向に入力した場合には、アーチ端部で 300MNm 程度の曲げモーメントが生じるが、設計曲げモーメントに比較すると小さい。

以上より、橋軸方向に地震動を作用させると、アーチリブに塑性ヒンジが生じることがわかったため、アーチリブ

を非線形はり要素に置き換え、非線形動的解析を行った。全出の図-13 には、これより求めた軸力及び面内の曲げモーメントを示している。線形解析に比較してアーチリブに生じる軸力は 5MN 程度小さくなるが、依然として降伏軸力を上回る大きな値となっている。曲げモーメントはアーチリブのいずれの断面でもほぼ全塑性モーメントに近い値となっている。なお、部分的に全塑性モーメントをわずかに上回るモーメントを生じている箇所があるが、これはモーメントの塑性化の判定をはり要素の中央で行っているため、この箇所では全塑性モーメントにとどまっても、はりの両端のいずれか一方では全塑性モーメントを上回ることがあるためである。

また、橋軸方向に加振した場合に曲げにより塑性化するアーチリブ断面を示した結果が図-15 であり、アーチリブの中央部を中心に端部においても塑性化が生じる。図-16 はアーチリブの端部及び中央部の曲げモーメントー曲率の履歴を示した結果である。曲率じん性率は端部では 1.27、中央部では 1.34 と大きくはないが、これは前述のように曲げモーメントと軸力の時間的な相互作用を考慮していない結果であることに注意しなければならない。

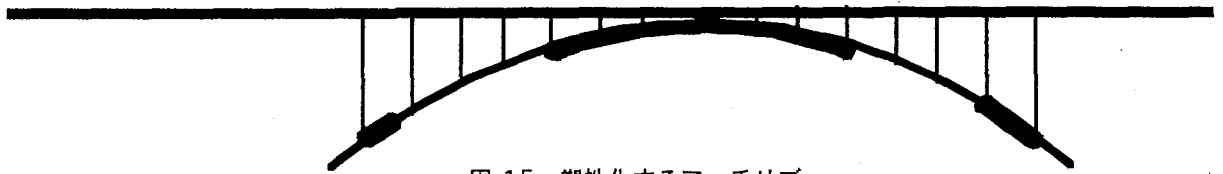


図-15 塑性化するアーチリブ

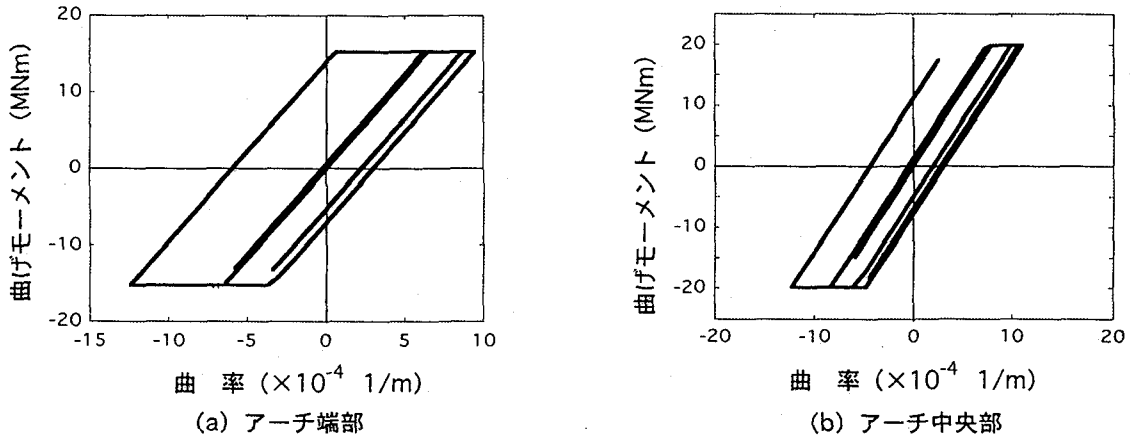


図-16 アーチリブの曲げモーメント-曲率の履歴特性

5. 結論

既存の上路式 2 ヒンジ鋼アーチ橋に対して兵庫県南部地震より神戸海洋気象台で観測された地震動が作用した場合の耐震性を、線形解析および非線形解析によって検討した。解析対象が 1 橋だけであり、また軸力と全塑性曲げモーメントの相関の時間的変化を考慮していないため、こうした点については、今後さらに検討の余地を残しているが、本解析で明らかとなった事項を示すと、以下のようになる。

(1) 水平方向の 1 方向加振にもかかわらず、ライズスパン比が 1/5.5 のアーチ橋においては、上下方向にも 3 倍程度の応答加速度が生じる。これは実際のアーチ橋が地震動を受けた場合、上下方向へ振動しやすいことを表しているものである。今後のアーチ橋の耐震設計では、上下方向入力の影響をも含めた慎重な設計をしていく必要がある。

(2) 従来の震度法で設計されただけのアーチ橋では、神戸海洋気象台記録レベルの地震動を受けると、アーチリブにはその降伏軸力を上回る大きな軸力が生じ、アーチの耐震性に大きな影響を与える。さらにアーチクラウン部付近では全塑性化するだけの曲げ応答が生じる。

(3) ただし、これは時間依存性の軸力～全塑性曲げモーメントのインターアクションを無視し、死荷重によってアーチリブに生じる軸力に相当する全塑性曲げモーメントを降伏点とした近似的なバイリニアモデルを用いた解析結果である。地震動などの交番荷重を受ける場合には、アーチリブにおいては、軸力及び曲げモーメントの変動の影響を無視することができないため、今後さらにインターアクションの効果を考えた解析が必要である。

謝辞

本解析を実施するに際して、川田工業(株)越後滋氏には、アーチ橋の特性について種々御指導いただきました。東京工業大学社会人博士課程矢部正明氏、研究生細谷学氏には、解析に際して大変お世話になりました。また本解析には(社)鋼材倶楽部の御支援をいただきました。ここに記して厚くお礼申し上げる次第です。

参考文献

- 1) 建設省兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1996
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編、Ⅴ耐震設計編、1996
- 3) Aly S.Nazmy and Eleni.G.Konidakis : Nonlinear Seismic Behavior of Steel Deck-type Arch Bridge, Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, USA, 1994
- 4) 西野文雄、長谷川彰夫：新体系土木工学 7・構造物の弾性解析、技報堂出版、1983
- 5) 太田俊昭：新体系土木工学 8・構造物の非弾性解析、技報堂出版、1980
- 6) 伊藤学：土木系大学講義シリーズ 11・鋼構造学、コロナ社、1985
- 7) 木原博：塑性設計法、森北出版、1960
- 8) 榊原泰造、川島一彦、庄司学：動的解析に基づく上路式 2 ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討、Report No.TIT/EERG 97-4、東京工業大学地震工学研究グループ、1997

(1997年9月26日受付)