

上路式パイプアーチ橋の非線形地震応答特性の解析

劉 玉 擎*, 彦 坂 熙**

*工博 九州大学大学院助手 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**工博 九州大学大学院教授 建設システム工学専攻 (同上)

現行の道路橋示方書では、上・中路上式アーチ橋のように地震時の挙動が非常に複雑な橋には、部材の非線形の効果を取り込んだ動的解析を行って耐震設計に反映させることが推奨されているが、これまで鋼アーチ橋の3次元非線形動的解析についての研究例はほとんど見られない。本研究は既設の上路式パイプアーチ橋を対象として、3次元地震応答特性の解析および耐震性能の照査を行ったものである。動的解析に当ってはアーチリブの軸力と曲げモーメントの相関関係、幾何学および材料非線形、特に、鋼管部材の終局特性を考慮した。

Key Words: Steel pipe, Arch bridge, Seismic response, Nonlinear analysis

1. 序論

平成8年12月に改訂された道路橋示方書では、従来の耐震設計で考慮されてきたプレート境界型の大規模地震動(タイプI)に加えて、兵庫県南部地震のように極めて大きな強度を有する内陸直下型地震動(タイプII)が新たに考慮されることになった。アーチ橋の主構であるアーチリブは、常時荷重下でも大きな軸圧縮力と曲げモーメントを受けており、地震時にはそれらがさらに著しく増大する。したがって、上・中路上式アーチ橋のように地震時の挙動が複雑な橋については、部材の非線形性の効果を取り込んだ動的解析を行って耐震設計に反映させることが推奨されている¹⁾。

最初の上路式鋼パイプアーチ橋はスパンが278mで、1960年スウェーデンのチョルン島に完成され、世界中に大きな反響を巻き起こした。日本では1966年に天草5号橋が架けられて以降、各地でパイプアーチ橋が建設されているが、この形式のアーチ橋に対する大規模地震下の3次元動的応答特性の研究例はほとんど見られない²⁾。道路橋示方書の改訂に伴い、これらの橋梁の非線形地震応答特性の解明および耐震性の評価が急務な研究課題になっている。

本研究では、既設の上路式パイプアーチ橋である天草5号橋をケーススタディーの対象として、3次元地震応答特性の解析および耐震性能の照査を行う。本解析の特色は、動的解析に当ってアーチリブの軸力と曲げモーメントの相関関係、幾何学および材料非線形、特に、鋼管部材の終局特性を考慮したことにある。

2. 上路式パイプアーチ橋の構造諸元と解析モデル

解析対象橋はスパン $L = 119\text{m}$ 、ライズ $f = 15\text{m}$ の2ヒンジ上路式パイプアーチ橋である。アーチリブには直径 $D = 1850\text{mm}$ 、板厚 $t = 12\sim 16\text{mm}$ の鋼管(SM490相当)を採用しており、スプリング部の板厚が $t = 12\text{mm}$ で、支間1/4点付近の板厚が $t = 16\text{mm}$ である。床組はI型鋼縦桁、横桁および鉄筋コンクリート床版からなっている³⁾。

本橋の3次元有限要素骨組の解析モデルを図-1に示す。アーチリブ、支柱、縦・横桁および横構ははり要素でモデル化し、縦桁の剛度は鉄筋コンクリート床版の有効幅を考慮した合成桁として計算する⁴⁾。アーチリブの両端支点および主桁の両端支点は橋軸直角方向に対する回転自由とする。

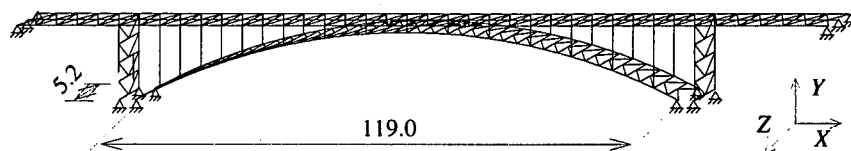


図-1 有限要素骨組の解析モデル (単位:m)

3. 鋼管部材の材料非線形モデルの設定

大規模地震動の入力によるパイプアーチ橋の応答特性を検討するに際しては、鋼管部材の曲げモーメントと曲率の関係を設定する必要がある。ここでは、パイプの断面外縁応力が降伏強度に達する状態を降伏とし、降伏曲げモーメントおよび降伏曲率を次式で求める。

$$M_y = f_y W_s \quad (1)$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_s I_s} \quad (2)$$

ここに、 E_s, f_y は鋼管部材のヤング率および降伏強度、 I_s, W_s は断面2次モーメントおよび断面係数である。終局曲げモーメント M_u は軸力の影響を考慮せずに次式にて計算する⁵⁾。

$$M_u = (1 - 0.43\sqrt{R_t - 0.03})M_p \quad (3)$$

ここに、 M_p, R_t は鋼管部材の完全塑性曲げモーメントおよび径厚比パラメータで、 R_t は次式で定義される。

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{f_y}{E_s} \sqrt{3(1 - \nu_s^2)}$$

ただし、 t, R は鋼管の板厚および板厚中心での断面半径、 ν_s はポアソン比である。

終局曲率 ϕ_u は、断面の平面保持を仮定して次式を満足させる逐次計算により求める。すなわち

$$M_u = f_y (W'_s + G'_s) \quad (4)$$

ここに、 W'_s, G'_s はそれぞれ断面内の弾性域および塑性域の断面定数で、次式にて与えられる。

$$W'_s = (2\pi - 4\theta + \sin 4\theta) \frac{D^4 - (D - 2t)^4}{64D} \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

$$G'_s = \frac{\sin^3 \theta}{6} [D^3 - (D - 2t)^3]$$

ただし、 D はパイプの断面外縁直径、 θ は次式で定義される。

$$\theta = \arccos \frac{\phi_y}{\phi_u}$$

図-2 に本解析で設定した曲げモーメントと曲率のバイリニアモデルを示す。ここでは使用するプログラムの

制限により、ピークからの強度低下を考慮していない。

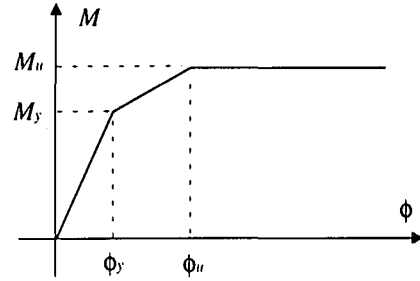


図-2 曲げモーメントと曲率の関係

鋼管部材の引張耐力 N_{ty} および圧縮耐力 N_{cy} は次式で計算する⁵⁾。

$$N_{ty} = A_s f_y \quad (5)$$

$$N_{cy} = (1 - 0.43\sqrt{R_t - 0.03})A_s f_y \quad (6)$$

ここに、 A_s は鋼管部材の断面積である。上記各式により求められた鋼管アーチリブの材料非線形特性を表-1に示す。

表-1 アーチリブの材料非線形特性

板厚 t (mm)	M_y (kN·m)	M_u (kN·m)	N_{ty} (kN)	N_{cy} (kN)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)
12	10400	11000	22900	18800	0.0017	0.0018
13	11300	12000	24800	20600	0.0017	0.0019
14	12100	13100	26700	22400	0.0017	0.0019
15	13000	14100	28500	24100	0.0017	0.0019
16	13800	15100	30400	25900	0.0017	0.0020

曲げモーメントと曲率の関係は軸力の変動によって変化するので、アーチリブのように地震時の軸力変動が大きい部材ではこの影響を無視し得ない。本解析では次式のような $M-N$ 相関関係により軸力変動の影響(図-3)を考慮する。

$$\frac{M}{M_y} + \frac{N}{N_y} = 1 \quad (7)$$

ここに、部材軸力が引張力の場合は $N_y = N_{ty}$ とし、圧縮力の場合は $N_y = N_{cy}$ とする。ただし、本解析では曲げモーメントの降伏に伴う軸方向耐力の低減、面内および面

外曲げモーメントの相関関係の影響を考慮していない。

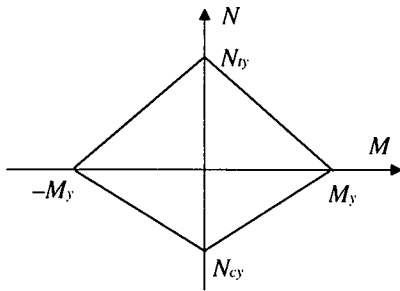


図-3 曲げモーメントと軸力の相関関係

4. 固有振動の解析・実測結果の比較と考察

前章3.に提示した鋼管部材の材料非線形モデルを設定した後、汎用有限要素解析プログラム RESP⁶⁾を用いてまずアーチ橋の固有振動特性を解析した。

表-2に本アーチ橋の主要な面内・面外固有周期の解析および起振機試験による実測結果³⁾を示す。面内固有周期の解析値は実測値とよく合っているが、面外固有周期の解析値は実測値よりやや大きい。これは、本解析で有効幅のコンクリート床版を縦桁の剛度に考慮し、床版の面外曲げ剛度が過小評価されているためである。上述の解析結果により本アーチ橋の解析モデルは実橋の構造特性を表現できると思われる。

表-2 固有振動特性

振動方向	モード次数	実測		解析	
		周期 T(sec)	モード形式	周期 T(sec)	モード形式
面内	1	0.967	反対称	1.074	反対称
	2	0.676	対称	0.728	対称
	3	0.363	反対称	0.367	反対称
面外	1	1.050	対称	1.269	対称
	2	0.494	反対称	0.682	反対称
	3	0.330	対称	0.438	対称

5. 地震応答特性の解析結果および考察

本研究の入力地震波は地盤種別をI種地盤として道路橋示方書の標準波形⁷⁾のタイプII-I-1 ($a_{max}= -812.020\text{cm/sec}^2$)、II-I-2 ($a_{max}=765.884\text{cm/sec}^2$)およびII-I-3 ($a_{max}=780.046\text{cm/sec}^2$)を用い、それぞれ橋軸方向および橋軸直角方向に作用させる。数値解析は時間刻み0.001secで $\beta = 0.25$ のニューマーク β 法を用いた直接積分法により行い、構造減衰をひずみエネルギー比例減衰として、部材別エネルギーを評価することにより減衰マトリックスを計算する。部材の減衰定数を0.02とする。また、曲げモーメントと曲率の復元力特性は標準型トリリニアモデル⁶⁾を用いる。

本アーチ橋のリブは橋軸方向地震動入力に対しては降伏状態に達しないので、橋軸直角方向に対しての非線形応答特性の解析結果のみを考察する。図-4に3波の地震動入力によるアーチリブの最大応答軸力 N 、面外・面内曲げモーメント M_{yy} 、 M_{zz} およびねじりモーメント M_{xx} の分布を示す。最大応答軸力 N はスプリング部で死荷重載荷時の N の約3倍となっている。最大応答 M_{yy} は正負値ともほとんどスプリング部およびクラウン部で大きな値を示しているが、最大応答 M_{yy} はスプリング部からの支間1/8点付近で非常に大きい。ねじりモーメント M_{xx} はリブ全長にわたって大きな値を呈している。なお、タイプ2地震動入力の場合はタイプ1、3地震動入力の場合より各断面力が若干小さいことがわかる。

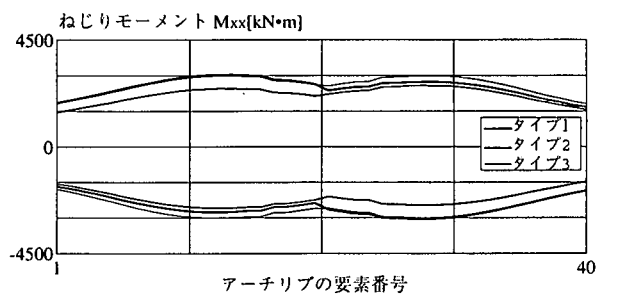
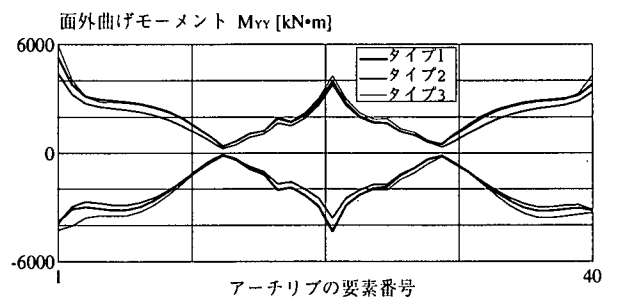
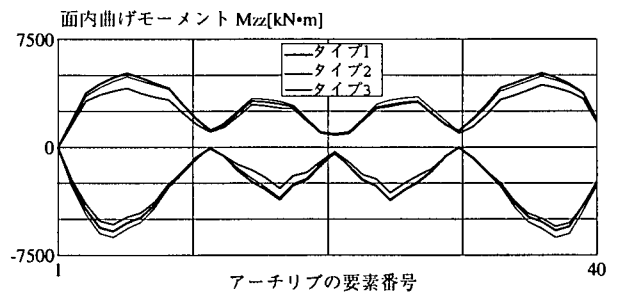
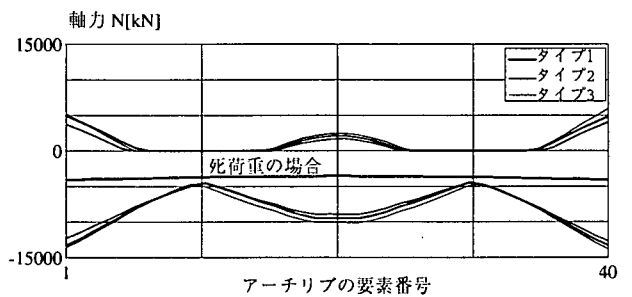


図-4 アーチリブの最大断面力の分布

図-5 にアーチリブの橋軸直角方向の最大応答加速度 a_{zz} および最大応答変位 d_{zz} の分布を示す。最大 a_{zz} はクラウン部で入力地震動の最大加速度 a_{max} の2倍以上となり、特に地震動タイプⅡ-Ⅰ-3 入力の場合は a_{zz} がクラウン部で a_{max} の約 2.8 倍を呈している。なお、最大 d_{zz} はクラウン部で約 40cm となっている。

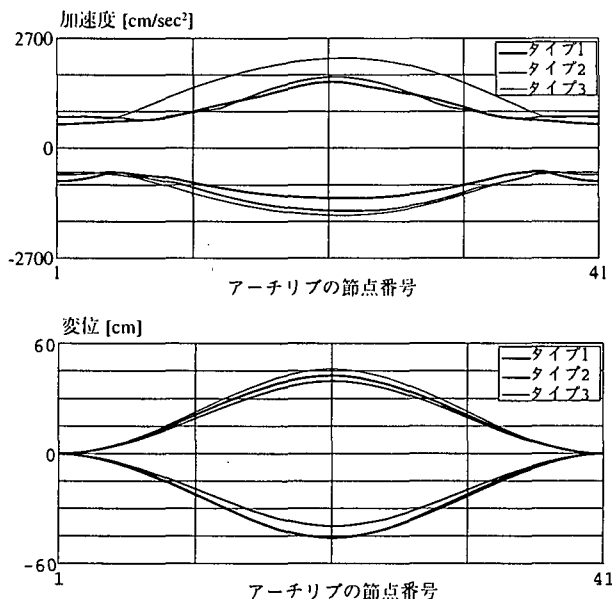


図-5 アーチリブの最大 a_{zz} と d_{zz} の分布

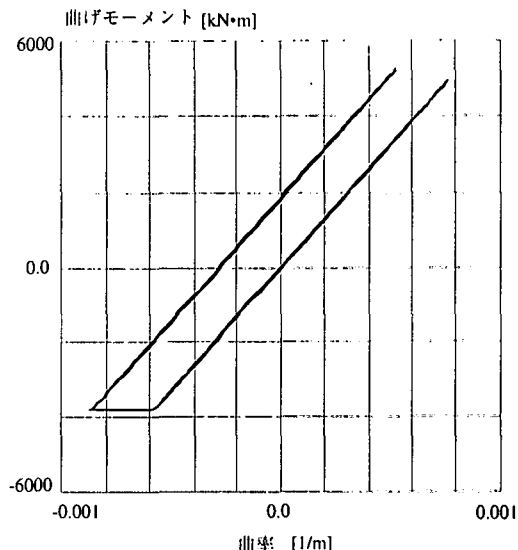
3 波の直角方向地震動入力の場合とも、アーチリブはスプリング部で降伏している。部材曲率で定義した最大応答塑性率 μ_{max} ($\mu_{max} = \phi_{max}/\phi_y$) はそれぞれ約 1.2, 1.1 および 2.0 となっているが、これは次式で表した許容塑性率 $\mu_a = 3.0$ より小さい。

$$\mu_a = 1 + \frac{\phi_{95} - \phi_y}{\alpha_\mu \phi_y}$$

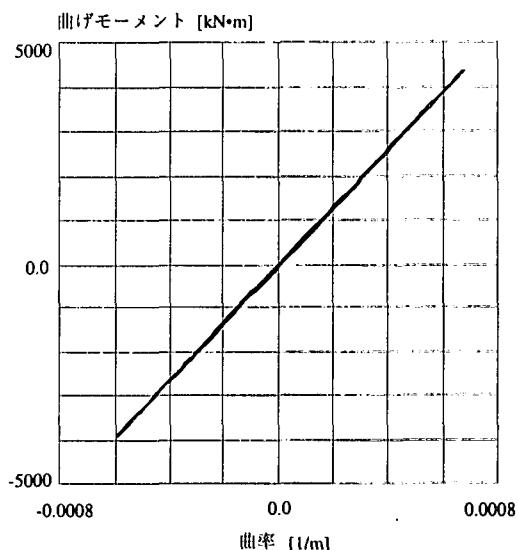
ここに、 α_μ はタイプⅡの地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数を表し、 $\alpha_\mu = 1.5$ とする¹⁾。 ϕ_{95} は強度が 95% に低下した状態を終局状態とし、軸力の影響を無視して次式で計算したものである⁵⁾。

$$\phi_{95} = \left(\frac{0.12}{\sqrt{(R_t - 0.03)^3}} + 2.2 \right) \phi_y$$

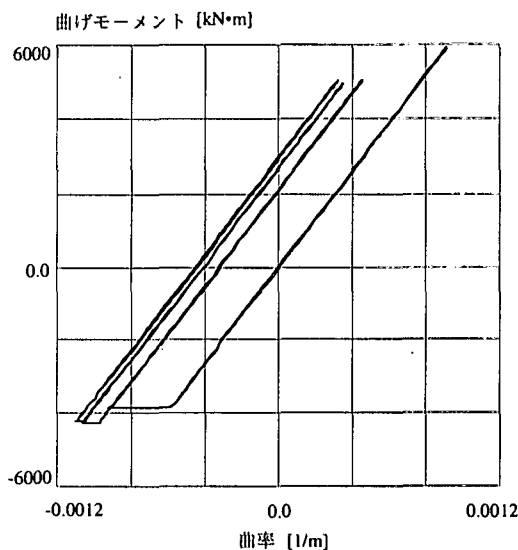
タイプⅡ-Ⅰ-2 地震動入力の場合には、アーチリブ右側のみがスプリング部で降伏したが、ほかの 2 波の地震動入力の場合では、リブ両側がスプリング部で降伏している。図-6 にリブ左側のスプリング部の面外曲げモーメント-曲率の応答履歴を示す。応答軸力の影響により、アーチリブは降伏曲げモーメントの約 1/3 で降伏域に入っている。特に、タイプⅡ-Ⅰ-3 地震動入力の場合、曲げモーメントは 3 回降伏域に入っている。



(a) タイプⅡ-Ⅰ-1



(b) タイプⅡ-Ⅰ-2

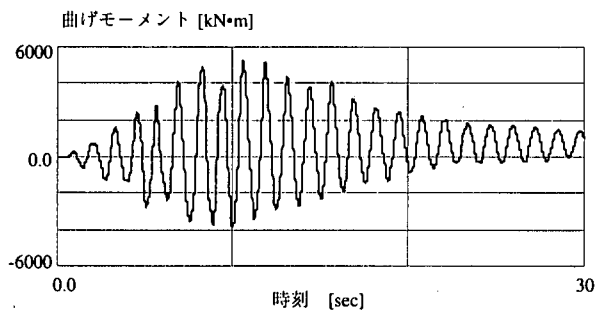


(c) タイプⅡ-Ⅰ-3

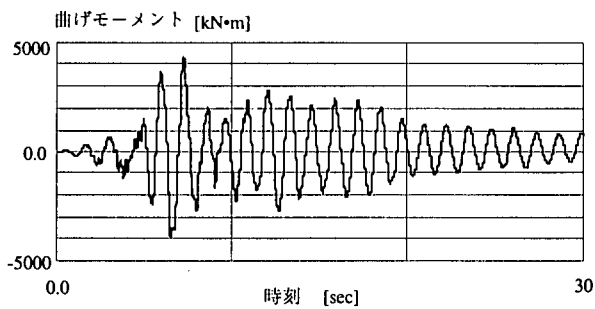
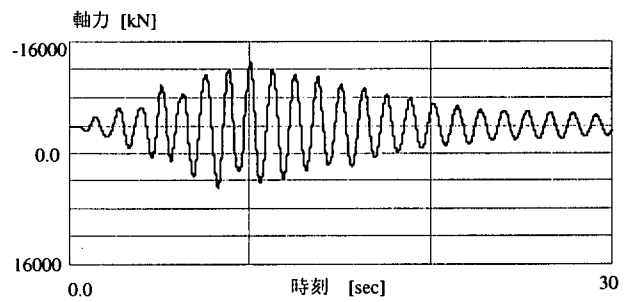
図-6 アーチリブの面外 M と ϕ の応答履歴

図-7にアーチリブ左側のスプリング部で面外曲げモーメントおよび軸力の時刻歴応答を示す。各地震動入力の場合とも、曲げモーメントおよび軸力の応答周期は面外1次振動モードの固有周期とほぼ一致している。各地震動入力の最大加速度はそれぞれ $t = 5.54, 8.87, 8.96\text{sec}$ で発生しているが、アーチリブの初期降伏は最大加速度の発生時刻と関係なく、それぞれ $t = 10.0, 7.2, 10.0\text{sec}$ で応答圧縮軸力が大きい時に発生している。

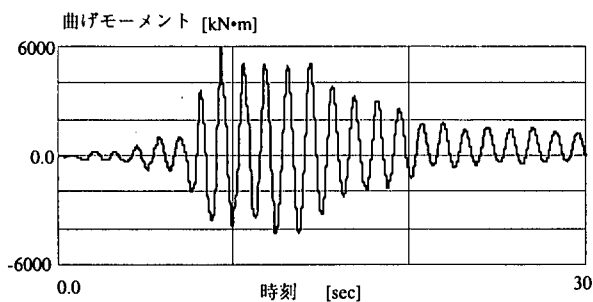
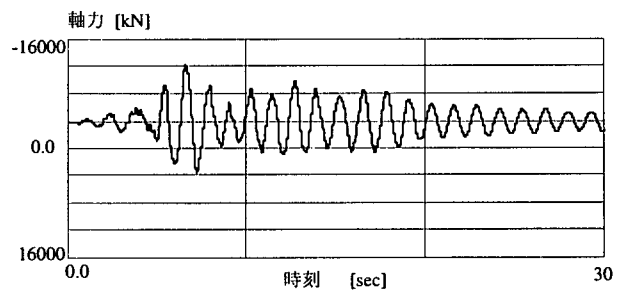
タイプII-I-3地震動入力の場合は、それぞれ $t = 10.0, 12.4, 13.7\text{sec}$ で3回降伏段階に入っており、ほかの地震動入力より大きな応答塑性率を呈している。したがって、応答塑性率が地震動入力の最大加速度に直接には影響されないことがわかる。また、タイプII-I-2の地震動入力の場合は、アーチリブ左側のスプリング部が降伏していないため、3波の応答平均値によりこの断面の塑性特性が評価できなくなる。



(a) タイプII-I-1



(b) タイプII-I-2



(c) タイプII-I-3

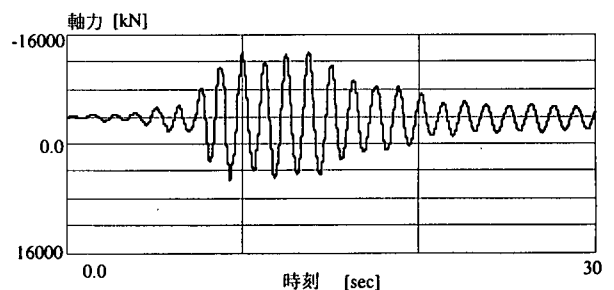


図-7 面外曲げモーメントおよび軸力の時刻歴応答

6. 結語

本論文は、上路式パイプアーチ橋の3次元非線形地震応答特性を解析的に考察したものである。得られた知見を要約すれば、以下の通りである。

(1) 固有周期の解析結果を実測結果と比較検討することにより、本アーチ橋の解析モデルは実橋の構造特性を表現できることが確認された。

(2) 本パイプアーチ橋は橋軸直角方向のアーチリブクラウン部の最大応答加速度が入力地震動加速度の2倍以上となり、橋軸直角方向は橋軸方向より地震応答が非常に大きい。

(3) 本パイプアーチ橋はタイプⅡの橋軸方向地震動入力時にはアーチリブが弾性状態にあるが、直角方向地震動入力時にはアーチリブがスプリング部で降伏している。各地震動入力の場合、軸力の影響を考慮した降伏時の曲げモーメントは降伏曲げモーメント M_y の約 1/3 となっている。

(4) 標準3波の地震動入力の何れについても、最大応答塑性率は許容塑性率を超えていないが、タイプⅡ-1-3地震動入力の場合は3回降伏段階に入り、応答塑性率が最も大きくなる。

アーチ橋の地震時保有水平耐力レベルの耐震照査法はもちろん動的解析に必要な鋼管部材の終局挙動の評価法もまだ確立しておらず、パイプアーチ橋の地震応答特性

の解明について研究課題が多く残されている。特に、本研究で対象とした既設の2主構パイプアーチ橋のリブは橋軸直角方向に圧縮耐力の約 2/3 の応答圧縮軸力を受けており、高軸力状態下の鋼管アーチ部材の終局挙動に関する非線形モデルの検討が必要であると思われる。

終わりに、本文のまとめには名古屋大学の葛漢彬助教授のご助言を得たことを記して、深甚なる謝意を表す次第である。

参考文献:

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996.12.
- 2) 成瀬泰雄: 鋼管構造, 森北出版社, 1971.12.
- 3) 日本道路公団: 天草五橋工事報告, 1967.5.
- 4) 土木学会: 鋼構造物設計指針, PART B, 合成構造物, 1997.9.
- 5) Gao, S., Usami, T. and Ge, H.: Ductility of Steel Short Cylinders in Compression and Bending, J. Engineering Mechanics, ASCE, Vol.124, No.2, pp.176-183, February 1998.
- 6) (株)構造計画研究所: 3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム, 利用者マニュアル, 1996.6.
- 7) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.

(1999年11月19日受付)

NONLINEAR SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF DECK-TYPE PIPE ARCH BRIDGE

Yuqing LIU and Hiroshi HIKOSAKA

This paper deals with the three-dimensional nonlinear dynamic analysis of a steel arch bridge under strong motion earthquakes. The prototype bridge is made-up of two parallel pipe arches with upper deck, designed and completed during the 1960s. Both the geometrical and material nonlinearities are considered in the analysis with particular attention paid to modelling the ultimate strength and ductility of a steel pipe arch. Predictions for the seismic behavior of the bridge are presented and discussed.