

中路式RCアーチ橋における2軸曲げ評価 と終局限界状態に関する考察研究

Study on the Evaluation of Bi-axial Bending and Ultimate Limit State
of A Half-Through Type Reinforced Concrete Arch Bridge

大塚 久哲*, 矢葺 亘**, 夏 青***

Hisanori Otsuka, Wataru Yabuki, Qing Xia

*工博 九州大学大学院教授 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-0053 福岡市東区箱崎6-10-1)

**修(工) 九州大学大学院助手 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-0053 福岡市東区箱崎6-10-1)

***九州大学大学院修士課程 工学研究科建設システム工学専攻 (〒812-0053 福岡市東区箱崎6-10-1)

A half-through type reinforced concrete arch bridge subjected to the seismic waves in three directions is analysed. This paper clarifies the necessity of elastoplastic dynamic analysis and the importance of considering the coordination of the bi-axial bending for the analysis of this bridge. The bi-axial bending coordination curve is changed to check the effect of the shape of the yield curve on the dynamic behavior of this bridge. Furthermore this bridge is analysed by increasing the amplification of seismic waves to investigate the order and location of plastic hinge in arch ribs.

Key Word: Half-through type reinforced concrete arch bridge, bi-axial bending, ultimate limit state

1. はじめに

近年、アーチ橋、ラーメン橋、斜張橋等の不静定橋梁の耐震検討に関する研究が、数多く行われるようになってきた。

著者らも、当該橋梁に関し、せん断ばねの適用の効果¹⁾、部材の軸力変動を考慮した場合の応答性状の違い²⁾など、橋梁全体の弾塑性地震応答に関する一連の研究を行ってきた。

本研究では、さらに精度良い応答解析に基づく中路アーチ橋の合理的耐震設計を行うために、2方向地震力の効果の把握(いわゆる2軸曲げ問題)と、塑性ヒンジ発生点の増加によるアーチ橋全体系終局状態の把握の2点に着目し、ケーススタディーによる検討を行った。

現在の耐震設計では、部材の2つの主軸方向の性状を独立に考えているが、複雑な三次元応答の把握が求められるアーチ橋においては、2方向の曲げモーメントの相互作用を考慮することが、非常に重要であると考えられる。

2方向地震力に対する構造物の非線形挙動の把握に関する研究には、部材を断面主軸から45度ずらした方向に

載荷した場合の実験的繰返し履歴特性を、ファイバー法によりシミュレート可能であることを示した古市ら³⁾の研究、骨組要素に部材の降伏曲面を導入することで、2軸方向の性状の相関関係を数値的に考慮した磯崎ら⁴⁾、為広⁵⁾による研究などがある。

しかしながらこれらの研究は、主として部材レベルにおける検討がほとんどであり、アーチ橋のような高次の不静定構造物の全体系応答の検討にこれらを適用したケースは数少ない^{例えば6)}。そこで本研究では、ファイバー法に比べ、計算効率の良い2軸曲げ相関関係を考慮した非線形骨組解析を行い、それがアーチ橋の全体系応答に及ぼす影響を検討した。

つづいて、アーチ橋の終局状態を把握するために、地震荷重の増大に伴う塑性ヒンジの発生・推移、および破壊のメカニズムの検討を行った。現在、各種不静定構造物の終局状態の把握には、プッシュオーバー解析による検討が数多く行われている^{例えば7)}。しかしアーチ橋のような、地震時の挙動が複雑な構造物においては、地震時における動的状態での検討が必要であり、複数の塑性ヒンジを考慮した破壊メカニズムを動的解析によって確かめ

ることは重要である⁸⁾。そこで、本研究では、入力加速度の大きさをパラメータとした動的解析を行うことで、地震動作用中に推移する部材の損傷の程度およびエネルギー吸収が、全体の応答性状に及ぼす影響を検討した。

2. 解析対象橋梁の構造概要

本解析の対象橋梁は、支間長92mを有し、国内最大規模の中路式コンクリートアーチ橋である。図-1に示すように、2本の鉄筋コンクリートアーチリブが横繫ぎ梁及び下横梁によって接合され、P R C床版がアーチリブからの吊鋼材で弾性支持された構造で、アーチリブはスプリング部において岩定着された橋台に固定されている。また、主桁はアーチリブ間の下横梁にアンカーバーを有するすべり支承によって支持されるとともに、主桁両端部に反力分散ゴム沓が設置されている。構造概要と使用材料を表-1に示す。

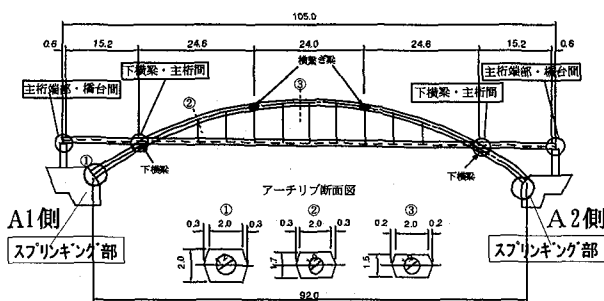


図-1 中路式R Cアーチ橋の一般図 (単位 : m)

表-1 構造概要

構成概要	構造形式	コンクリート中路式7-チ橋
	橋長	105.0m
	支間長	15.2m+73.2m+15.2m
	7-チ支間長	92.0m
	幅員構成	7.25m+2.50m
	縦断勾配	勾配 2.5%
使用材料	横断勾配	勾配 2.0%
	コンクリート	アーチリブ : $\sigma_{ck}=39.2\text{MPa}$ 補剛桁 : $\sigma_{ck}=34.3\text{MPa}$
	PC 鋼材	12T12.7m.m, 7T12.7mm, F360PH, F270PH
	鉄筋	SD295

2.1 解析モデル

本解析では、対象橋梁を図-2に示すような立体骨組モデルにモデル化した。主桁は床組構成梁に床版の剛性を考慮した線形梁要素、吊りケーブルは線形要素によりモデル化したものである。2本のアーチリブはそれぞれ64

分割した。また、復元力特性は図-3に示すJ R総研R C型剛性低減型3折れ4勾配モデル⁹⁾とした。

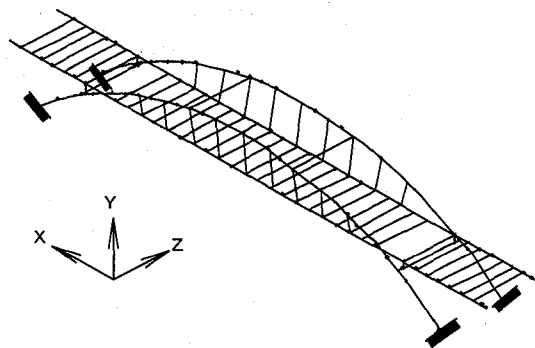


図-2 立体骨組モデルと全体座標系

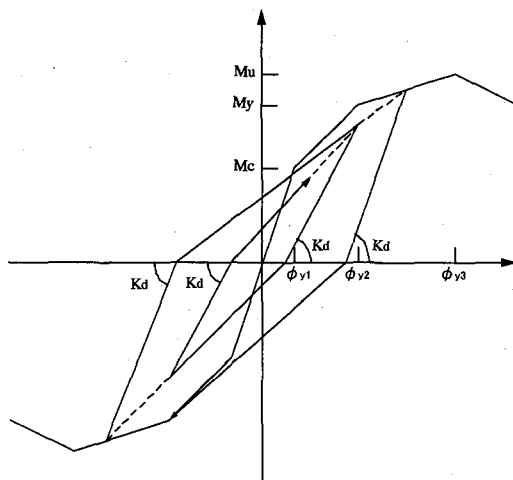


図-3 J R総研R C型モデル

2.2 境界条件

境界条件を表-2に示す。

表-2 境界条件

並進回転	方向	下横梁・主桁間	主桁橋部・橋台間	7-チ・スプリング部
		Free	Free	Fix
並進	橋軸方向	Free	Free	Fix
	橋軸直角方向	Free	Fix	Fix
	鉛直方向	Fix	Fix	Fix
回転	橋軸方向	Free	Fix	Fix
	橋軸直角方向	Free	Fix	Fix
	鉛直方向	Free	Fix	Fix

2.3 固有値解析

固有値解析による対象橋梁の固有値を表-3に示す。

表-3 固有値解析結果

次数	固有周期 (sec)	有効質量	並進 3 方向全有効 質量比 (累積%)
1	2.495	264.29	20.3
2	0.737	130.77	30.3
3	0.711	12.62	31.3
4	0.479	46.07	34.8
5	0.452	0.13	34.8
6	0.416	108.59	43.1
7	0.384	70.58	49.5
8	0.325	0.02	49.5
9	0.278	184.85	63.7
10	0.251	9.86	64.4

3. 入力地震動

入力地震動は道示平成8年版に準じ、JMA 神戸観測波の修正波形を用いる（図-4）。なお、入力時間は主要動を含む 20 秒間とし、EW成分を橋軸方向、NS成分を橋軸直角方向、UD成分を鉛直方向に作用させた。

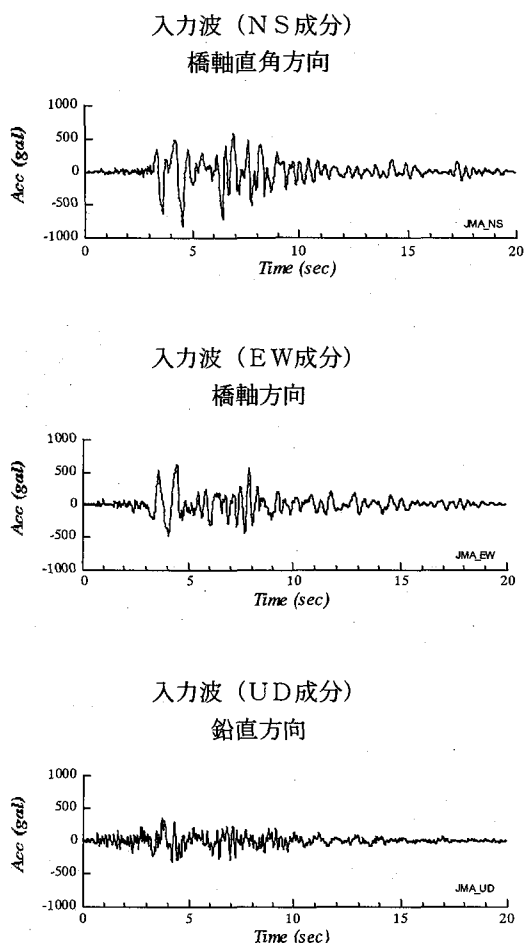


図-4 入力地震動波形

4. 地震応答解析

4.1 2軸曲げ相関曲線

2軸曲げでは、3次元梁要素内の弾塑性評価位置ごとに、図5-1に示すようなMy-Mz平面上の2軸曲げ相関曲線（ひび割れ曲線と降伏曲線）を設定する。これらは主軸別に設定されたひび割れモーメントMc、降伏モーメントMyを包絡する曲線で、式（1）のような方程式で定義される。式中My、Mzは主軸2方向の曲げ耐力で、ひび割れ曲線の場合2方向のMc、降伏曲線の場合は2方向のMyである。この曲線と部材内の評価位置に発生している2方向モーメント（My、Mz）の位置関係を、解析の各ステップごとにチェックし、点（My、Mz）がひび割れ曲線の内側にある場合は「弾性」、ひび割れ曲線の外側かつ降伏曲線の内側にある場合は「ひび割れ」、降伏曲線の外側にある場合は「降伏」の判断を行う。

$$\left(\frac{m_y}{M_y} \right)^\alpha + \left(\frac{m_z}{M_z} \right)^\alpha = 1.0 \quad (1)$$

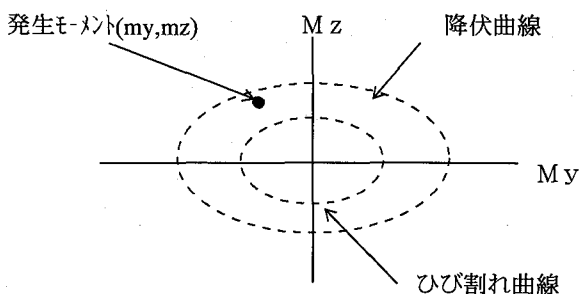


図5-1 2軸曲げ相関曲線

4.2 検討項目

入力地震動は、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3成分同時加振とし、主桁は線形梁要素としているので、本研究ではアーチリブ部だけを検討の対象とする。

解析ケースは二つある。ケース1は2軸曲げ相関を無視した場合、ケース2は2軸曲げ相関を考慮した場合で、M-M曲線の次数αを変化させる。なお、ケース1の場合において入力地震波の振幅を増加させる。

両ケースとも自重解析の結果を考慮して、非線形動的解析を行っている。

4.3 中落式RCアーチ橋の地震時応答特性

（1）2軸曲げを無視した場合

地震波3成分を同時入力した2軸曲げ相関無視（ケース1）による橋軸とアーチリブの最大モーメントMy、Mzの分布を図6-1、図6-2に、最大曲率φy、φzの分布を

図6-3, 図6-4に示す。なお、モーメント M_y は橋軸直角曲げ、モーメント M_z は橋軸曲げによるモーメントである。曲率の表示もモーメントと同様である。

図6-1～図6-4によりアーチリブと横梁の接合部及びス

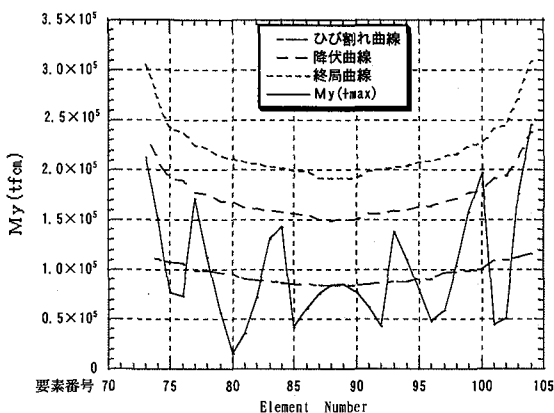


図6-1 アーチリブ最大モーメント M_y 分布

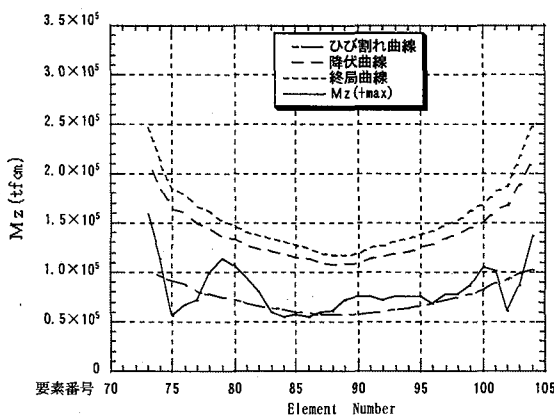


図6-2 アーチリブ最大モーメント M_z 分布

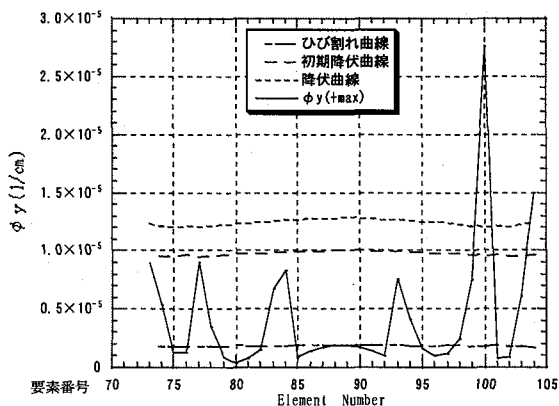


図6-3 アーチリブ部最大曲率 ϕ_y 分布

ブリギング部付近の損傷度が高く、特に、アーチリブと横繫ぎの接合部では最大曲率 ϕ_y が降伏曲率の1.9倍になっていることが知られる。

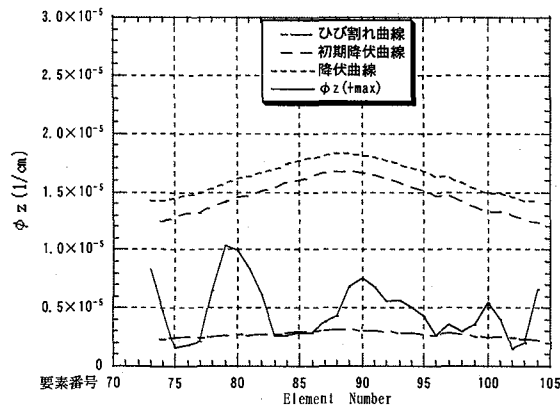


図6-4 アーチリブ部最大曲率 ϕ_z 分布

次に地震波の振幅を増加させることにより、損傷度が高い7箇所における応答塑性率と曲げモーメントの変化を、図7-1～図7-4に示す。なお、要素番号の位置を表-4に示す。

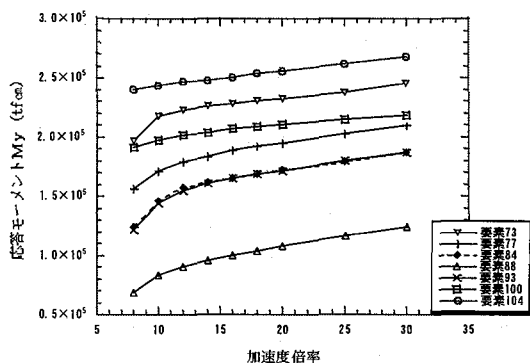


図7-1 アーチリブ部のモーメント M_y の変化

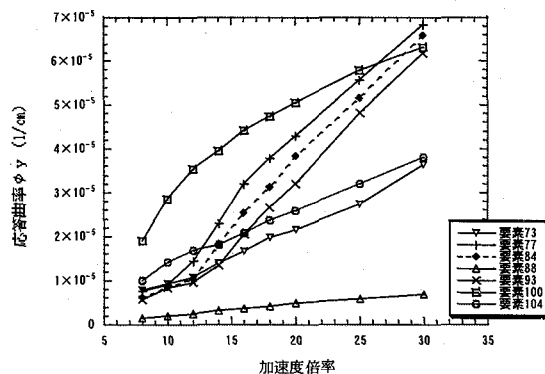


図7-2 アーチリブ部の曲率 ϕ_y の変化

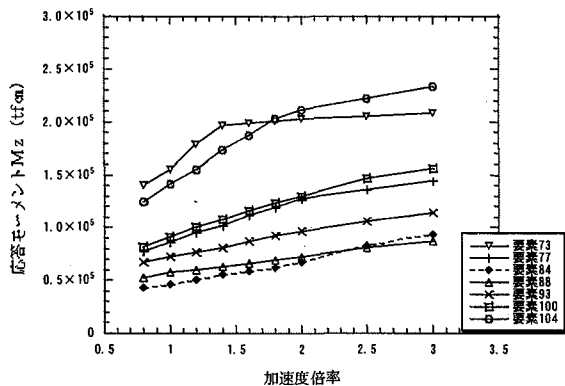


図7-3 アーチリブ部のモーメントMzの変化

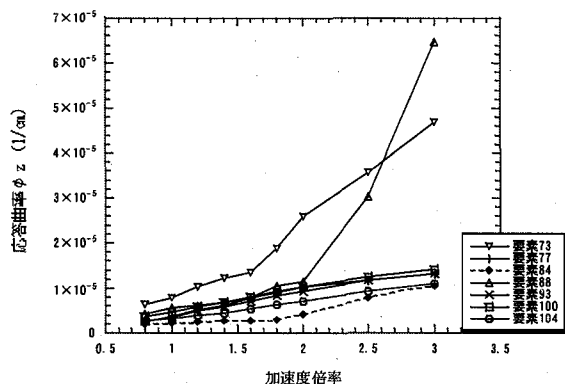


図7-4 アーチリブ部の曲率φzの変化

表-4 要素番号の位置表

要素	アーチ橋上位置
要素73	スプリング部 (A 1 側)
要素77	アーチリブと下横梁接合部 (A 1 側)
要素84	アーチリブと横繫ぎ梁接合部 (A 1 側)
要素88	アーチリブ中央部
要素93	アーチリブと横繫ぎ梁接合部 (A 2 側)
要素100	アーチリブと下横梁接合部 (A 2 側)
要素104	スプリング部 (A 2 側)

図7-1～図7-4により、地震荷重の増加に伴い、アーチリブと横梁接合部、スプリング部で損傷が進んでいくこと、特に、荷重が1.0倍から1.5倍に増加する時、変化が大きい。降伏塑性率を超える点の数がY方向とZ方向で異なることがわかる。φyでは降伏点を超える点が多くある。すなわち、荷重の増加に伴い面外方向には塑性ヒンジが次々に発生していくことが予想される。一方φzでは降伏点を超える点はA 1 側スプリング部とアーチクラウン部の2点のみであり、この2点で曲率塑性率が伸びていく様子が知られる。したがって、中路的アーチ橋の終局限界状態を考えると面外方向の塑性化に注意を払う必要があると言えよう。

(2) 2軸曲げ相関考慮

通常、曲率塑性率μの定義は各軸ごとに行っている。すなわち式(2)、式(3)により、それぞれY軸、Z軸方向の曲率塑性率を定義している。

$$\text{Y軸} \quad \mu = \frac{\phi}{\phi_y} \quad (2)$$

$$\text{Z軸} \quad \mu = \frac{\phi}{\phi_z} \quad (3)$$

しかしながら2軸曲げの概念に導入すると、最大塑性率μを計算するとき式(4)のように定義される。ここにφyzは図5-2に示すような曲率相関曲線による値であり、φは原点からのベクトルで表示された値である。

$$\mu = \frac{\phi}{\phi_{yz}} \quad (4)$$

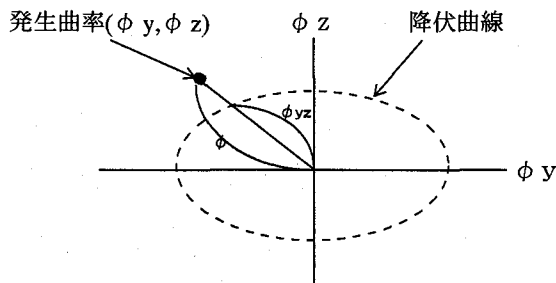


図5-2 本研究で考えた塑性曲率の評価法

なお、φ-φ曲線はM-M曲線上で各αに対するMを決めた後、各要素のM-φ曲線からMに対応するφを算出して作る。

MM曲線の次数(式(1)のα)を変化させると2軸曲げ相関曲線の形が変わる。本節ではアーチリブ部の損傷度が高い箇所のM-M関係、φ-φ関係をとりあげて検討する。以下、中路的アーチ橋のアーチリブ部をモデルにし、2軸曲げ相関考慮した場合(ケース2)と無視した場合(ケース1)二つのケースに対してαを変化した場合のアーチリブ部の損傷度が高い箇所のM-M関係、φ-φ関係及び塑性率の変化について考察する。

要素73番をサンプルとして、αを変化させたときのM-M相関曲線とφ-φ相関曲線を図8-1、図8-2に示す。ここに横軸がMy(φy)、縦軸がMz(φz)を示す。単位はtf·cm(1/cm)。

αを1.0から増加させていくとM-M相関曲線の描く軌跡は、徐々に大きくなり、2軸曲げ相関を無視した場合の軌跡に近づく。逆にφ-φ相関曲線はαの増加に伴い、徐々に軌跡が小さくなり、相関無視の軌跡に近づく。

次に表-5に最大曲率塑性率を示す。

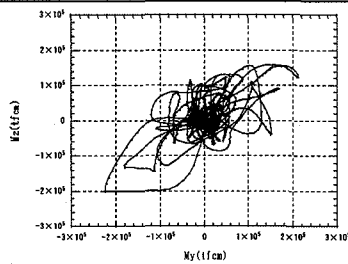
表-5により、αの値を大きくするにつれて、相関を無視の場合に近づいていくことがわかり、α=2.0であれば要素73を除くと両者の差異は10%程度である。曲率表示の相関曲線のαがどの程度の値であるかは、過去の相関曲線が断

面力で表示されているので、現段階では不明であり、今後の研究が必要である。

表-5 最大曲率塑性率

要素番号	最大曲率塑性率 ($\phi_{\max}$)				
	2 軸曲げ相関考慮				相関 無視
	$\alpha=1.0$	$\alpha=1.5$	$\alpha=2.0$	$\alpha=3.0$	
要素73	5.548	4.451	1.716	2.820	2.891
要素77	2.283	2.314	3.434	3.708	3.218
要素84	0.930	2.811	2.695	2.647	2.745
要素93	3.750	2.903	2.488	2.420	2.383
要素100	2.637	3.272	2.616	2.867	2.985
要素104	6.235	5.072	2.121	1.372	2.324

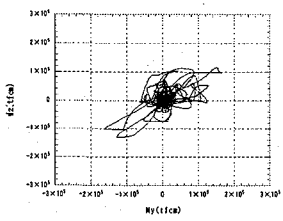
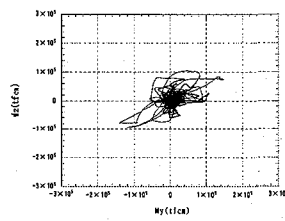
2軸曲げ相関無視



2軸曲げ相関無視

$\alpha=1.0$

$\alpha=1.5$



$\alpha=2.0$

$\alpha=3.0$

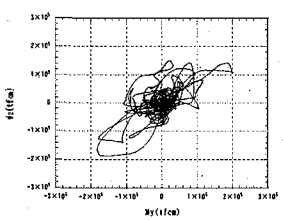
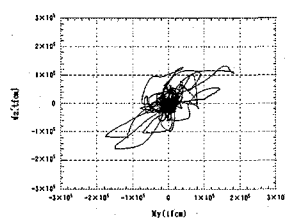


図8-1 要素73 M-M相関曲線

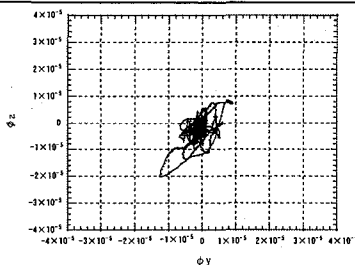
2軸曲げ相関が $\alpha=2.0$ のときと2軸曲げ相関無視のときの最大曲率比較を図9-1~9-4に示す。

図9-1~図9-4よりY軸の最大モーメント、最大曲率は相関無視の場合と相関考慮の場合ほとんど変わらないが、Z軸の最大モーメント、最大曲率については、ほと

んど場所で相関を無視した場合の結果が相関を考慮した場合よりも大きな値を示している。

アーチリブ部の最大加速度と最大変位比較を図10-1~図10-6に示す。

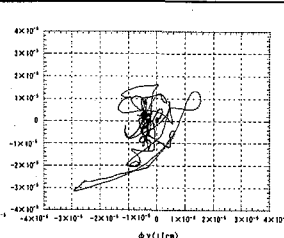
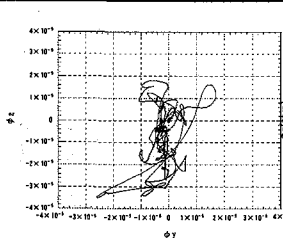
2軸曲げ相関無視



2軸曲げ相関無視

$\alpha=1.0$

$\alpha=1.5$



$\alpha=2.0$

$\alpha=3.0$

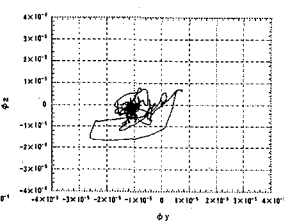
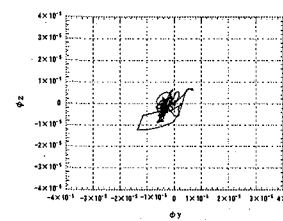


図8-2 要素73 $\phi-\phi$ 相関曲線

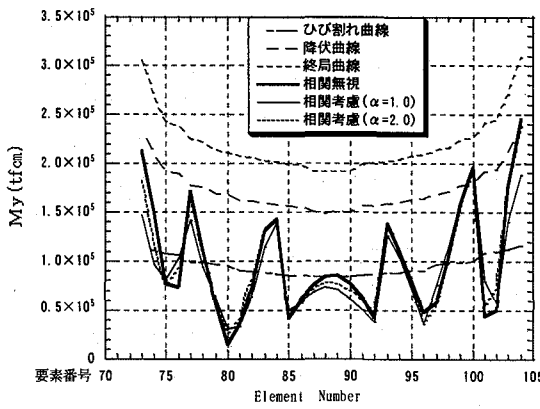


図9-1 アーチリブ部最大モーメントMy分布比較図

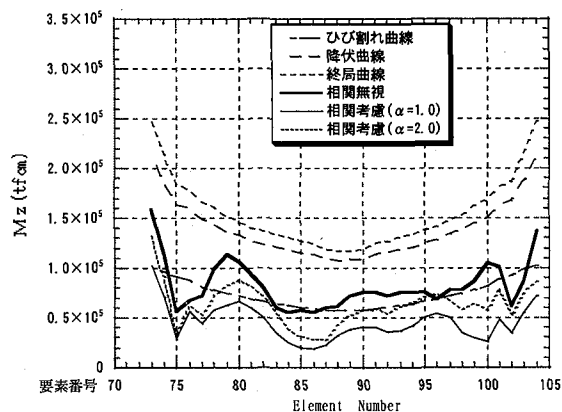


図9-2 アーチリブ部最大モーメント M_z 分布比較図

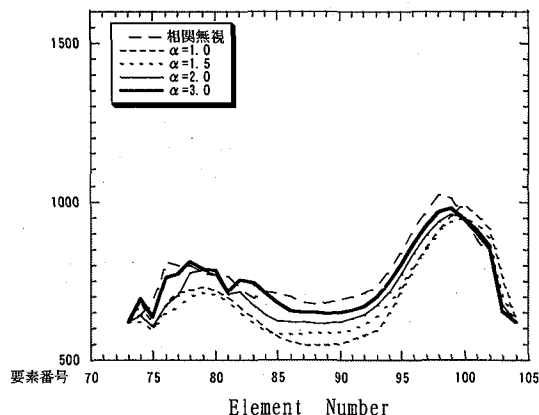


図10-1 X軸最大加速度比較図

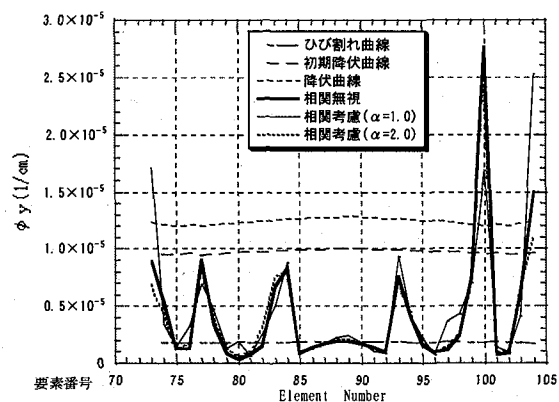


図9-3 アーチリブ部最大曲率 ϕ_y 分布比較図

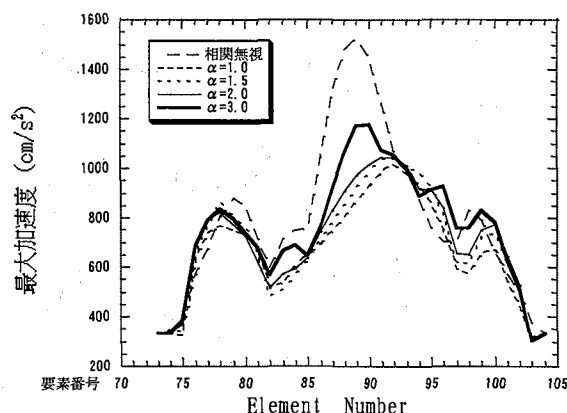


図10-2 Y軸最大加速度比較図

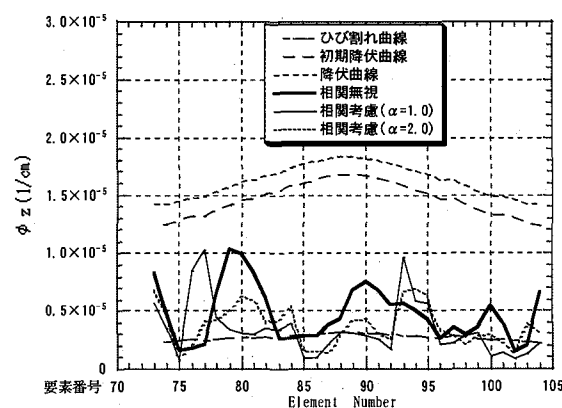


図9-4 アーチリブ部最大曲率 ϕ_z 分布比較図

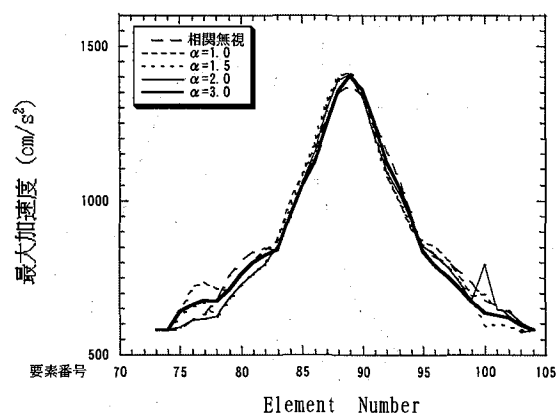


図10-3 Z軸最大加速度比較図

図10-1～図10-3により、2軸相関を無視した場合は相関考慮の場合よりアーチリブ部の最大加速度が大きいことがわかる。その差はY軸方向加速度において最も大きく、Z軸方向において最も小さい。2軸相関を考慮する場合には、 α の増加に伴って加速度の最大値が増加していくことが分かる。

図10-4～図10-6からは、2軸相関を考慮した場合は相関無視の場合より最大変位が大きく、その差はX軸方向変位が最も大きく、Z軸方向変位が最も小さいことがわかる。相関を考慮する場合には、 α が大きくなるに伴い、最大変位の数値が小さくなって、相関無視の軌跡に近づく。

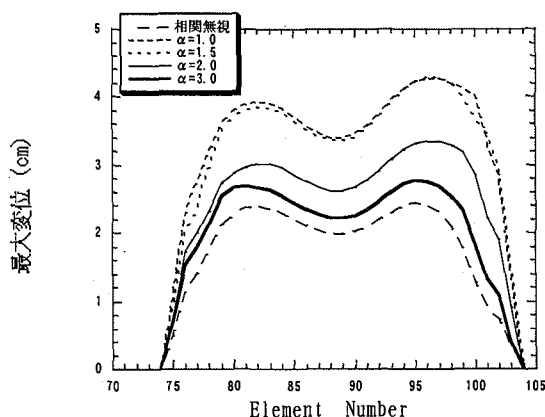


図10-4 X軸最大変位比較図

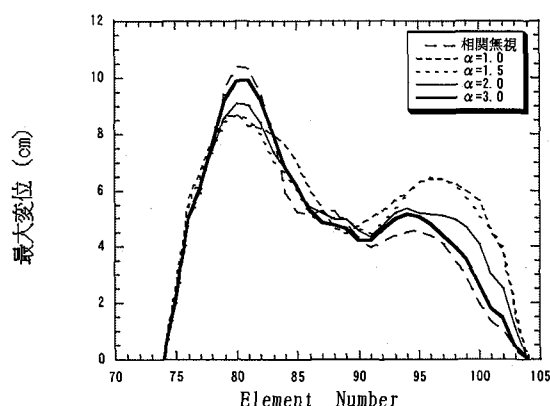


図10-5 Y軸最大変位比較図

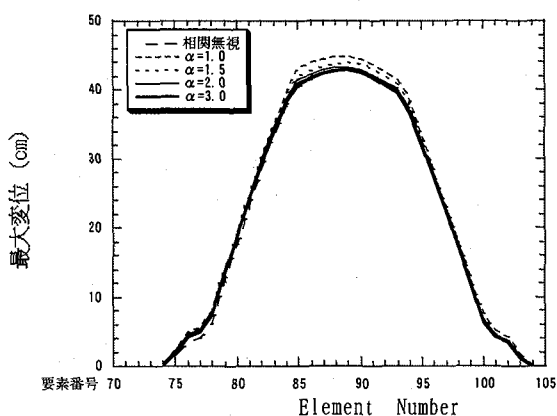


図10-6 Z軸最大変位比較図

5. まとめ

本研究では行った数値計算結果より以下の諸点に関する知見が得られた。

- ・JMA 神戸の観測波形を入力した場合アーチリブと下

横梁接合部の面外方向曲率 ϕ_y が最も大きい。

- ・入力地震動の振幅を増加させていくと、 ϕ_y では降伏点を超える点が多くでてくるが、 ϕ_z では降伏点を超える点が2点のみである。このことから、アーチ橋の終局限界状態を考えると面外方向の崩壊に注意すべきと思われる。
- ・曲率相関曲線における α の妥当な値についてはまだ研究成果がない状況であるが、 $\alpha=3.0$ 程度以上であれば、相関を考慮した場合と無視した場合の差は断面力、変位、加速度共に小さいといえよう。

今後の性能設計への移行を考えた場合、構造物の終局限界状態を明らかにすることが、特に重要である。今後、2軸相関を考えた場合の入力地震動の増加による応答塑性率の変化などについても、明らかにしていく予定である。

参考文献

- 1) 水取, 大塚, 浜崎: 中落式アーチ橋の耐震性向上に対する弾塑性ばねの効果, 構造工学論文集, Vol. 45A, 1999. 3, pp. 975-984
- 2) 麻生, 水取, 首藤, 有角, 百田, 大塚: PC 斜張橋の非線形動的解析に関する検討, 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998. 12, pp. 397-404
- 3) 古市, 村山: RC 柱の2軸曲げ履歴復元力特性, 第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998. 1, pp. 179-182
- 4) 磯崎, 福澤, 高橋: 柱の変動軸力と2軸曲げモーメントを考慮した RC 造立体骨組みの弾塑性地震応答解析, 日本建築学会構造系論文報告集, 第441号, 1992. 11, pp. 73-83
- 5) 為廣, 森, 沖見: 2軸曲げの評価方法に関する一考察, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998, pp. 2379-2384
- 6) 畑, 幸左, 渡辺, 立石: ファイバーモデルによる RC アーチ橋の耐震解析, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998, pp. 2397-2402
- 7) 江上, 川上, 須田, 織田: 水晶山橋の耐震設計について, 第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998. 12, pp. 383-388
- 8) 矢葺, 大塚, 根井, 堤, 岡田: 上部構造の非線形性を考慮した動的解析による PC 連続ラーメン橋の終局限界状態に関する考察, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 1999. 7, pp. 849-852
- 9) 玉井, 瀧口, 佐藤: RC 部材の復元力特性, 鉄道総研報告 Vol. 13, No. 4, 1999. 4, pp. 15-20

(1999年9月17日 受付)