

軸力変動がRCアーチ橋の地震応答 に及ぼす影響

堺淳一¹・川島一彦²

¹正会員 博(工) 東京工業大学大学院 日本学術振興会特別研究員

(現, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 研究員)

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻

(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

RCアーチ橋に強震動が作用すると、アーチリブには降伏を超える曲げモーメントが作用する場合があります。同時に作用軸力が変動するため、RCアーチ橋では軸力～曲げモーメントの相関を考慮して耐震性を評価することが重要である。本研究では、軸力～曲げモーメントの相関を考慮した場合の地震応答特性を明らかにするために、リブをファイバー要素でモデル化した非線形動的解析を行った。これより、RCアーチ橋の耐震性を評価する際には、軸力変動の影響を取り入れないとリブの応答曲げモーメント、曲率、残留曲率を適切に評価できないことを明らかにした。

Key Words: seismic response, arch bridge, varying axial force, fiber element

1. はじめに

アーチ橋は、水平方向振動モードと上下方向振動モードがカップリングしており、地震時の挙動が複雑である。まだ地震応答特性が十分に解明されていないため、耐震設計に際して動的解析が広く取り入れられるようになった¹⁾。近年、こうした橋の地震応答特性に関して様々な検討が行われており、RCアーチ橋においては、例えば、Kawashima and Mizoguti が兵庫県南部地震によって観測された地震動を作用させるとアーチリブに曲げ塑性化が生じること、さらにアーチリブに作用する軸力が変動し、引張力さえ生じ得ることを非線形動的解析に基づいて指摘している²⁾。また、森らは非線形動的解析に基づいたアーチ橋の耐震設計を行い、アーチリブが曲げ降伏すること、これを考慮することにより従来の震度法に基づく耐震設計に比較して軸方向鉄筋量だけでなく横拘束筋量も増加させる必要があることを指摘している³⁾。さらに、水取ら⁴⁾、北沢ら⁵⁾、山田ら⁶⁾によるRCアーチ橋の地震応答解析例も報告されている。こうした研究では、いずれもリブに作用する軸力の変動に注意を要することを指摘しているが、軸力変動の影響は考慮されていない。

軸力変動の影響を考慮した解析としては、松田ら⁷⁾、永井ら⁸⁾、畑ら⁹⁾、大塚ら¹⁰⁾の研究がある。松田らはRC部材の復元力特性を曲げモーメント～曲率関係の経験則として与え、これに軸力～降伏曲げモーメントの相関関

係を考慮して軸力変動の影響を考慮している。しかし、プログラムの制約上、軸力変動によってRC部材の降伏曲げモーメントが変化することを考慮しただけであり、除荷・再載荷の履歴は一定軸力の場合と同じと仮定している。永井らは、ファイバー要素を用いてRCアーチ橋の非線形動的解析を行い、その結果に基づき耐震設計を行っているが、軸力変動がRCアーチ橋の地震応答特性に及ぼす影響には言及していない。畑らは、ファイバー要素によって軸力～曲げモーメントの相関関係を考慮してRCアーチ橋の地震応答解析を行い、アーチリブには塑性化が生じることを指摘している。ただし、軸方向鉄筋の履歴則に完全弾塑性パイリニアモデルを用いただけであり、コンクリートの履歴ははっきり記述されていない。大塚らは、ファイバー要素、非線形はり要素、軸力変動の影響を考慮できる非線形はり要素を用いて、中路的RCアーチ橋をそれぞれモデル化し、リブのモデル化の相違が解析結果に与える影響を考察している。なお、大塚らも軸方向鉄筋の履歴則に Bauschinger 効果を考慮していない。

以上のように、軸力～曲げモーメントの相関を正しく考慮したRCアーチ橋の地震応答特性に関する研究はまだ少ないのが現状である。そこで、本研究では、軸力変動の影響を見込んだ場合のRCアーチ橋の地震応答特性を解明することを目的として、コンクリートの構成則に著者らの提案モデル、軸方向鉄筋の構成則に Bauschinger

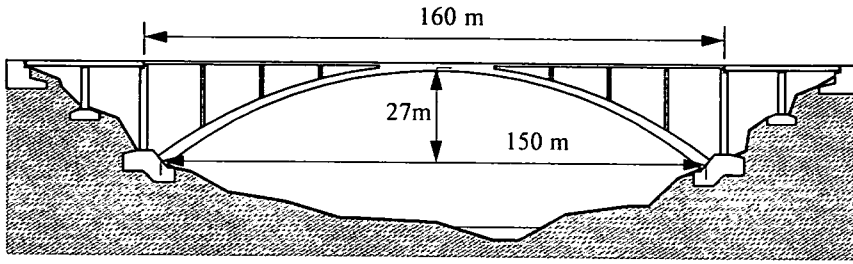
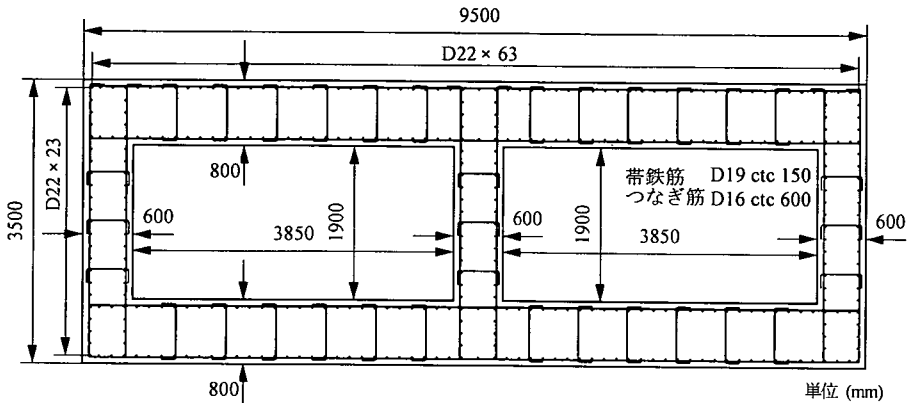
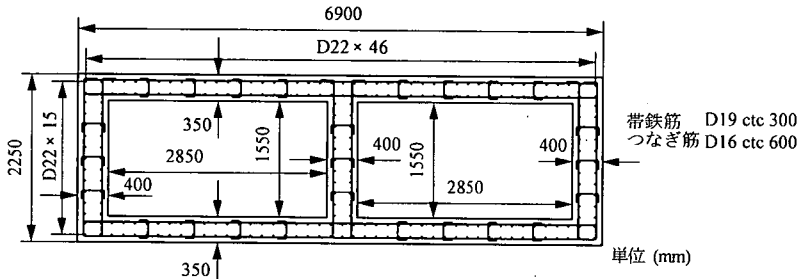


図-1 解析対象とする上路式固定RCアーチ橋



(a) スプリング部



(b) アーチ 1/4 点, 3/4 点
図-2 アーチリブの配筋

効果を見込んだ構成則を与えたファイバー要素を用いて、RCアーチ橋に対する非線形動的解析を行ったので、その結果を報告する。

2. 解析対象とするRCアーチ橋およびそのモデル化

解析対象とするのは、図-1に示す橋長160 m、幅員9.5 mの上路式固定RCアーチ橋である。アーチ支間長は150 m、アーチライズは27 mであり、スパンライズ比は5.6と標準的な値になっている。昭和55年道路橋示方書に基づいて設計されたもので、耐震設計は震度法によって行

われている。設計水平震度は橋軸方向、橋軸直角方向ともに0.18である。本橋では地震時にリブの地震時塑性化やこれに伴う軸力～曲げモーメントの相関の影響が橋軸方向により顕著に現れるため、ここでは橋軸方向の応答を対象とする。なお、アーチ橋では地震時に水平方向の応答と上下方向の応答がカップリングするため、水平方向だけでなく上下方向の地震動を同時に作用させることの重要性が指摘されている²⁾。そこで、本研究では、後述するように水平方向（橋軸方向）と上下方向の地震力を同時に作用させた場合のアーチ橋の応答を解析することとする。

アーチリブは箱形の変断面で、アーチ中央部に近づくほど断面が小さくなっており、アーチクラウン部では、

表-1 アーチリブ断面の特性

位置	リブ厚 (mm)	フランジ厚 (mm)	軸方向鉄筋比 (%)	横拘束筋体積比 (%)
スプリング部	3500	800	0.76	0.80
アーチ 1/15 点, 14/15 点	3190	600	0.99	1.14
アーチ 1/6 点, 5/6 点	2620	350	1.40	1.20
アーチ 1/4 点, 3/4 点	2250	350	1.42	1.22
アーチ 1/3 点, 2/3 点	2020	350	1.41	1.23

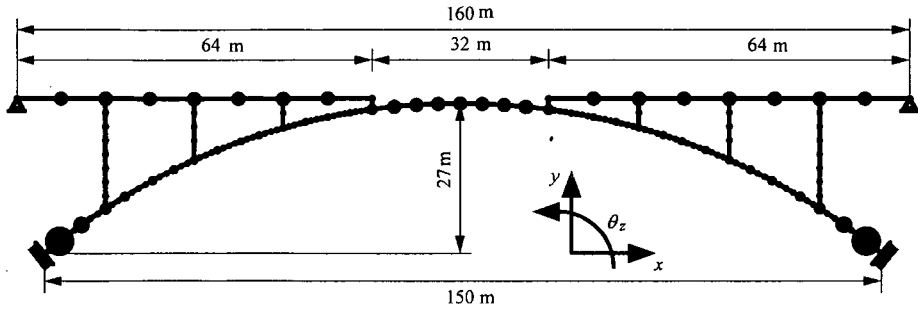
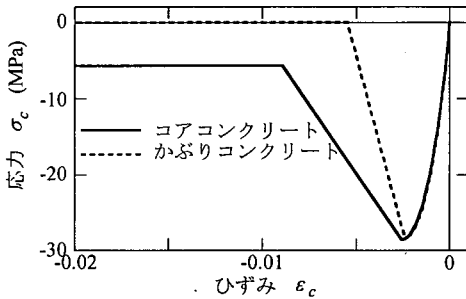
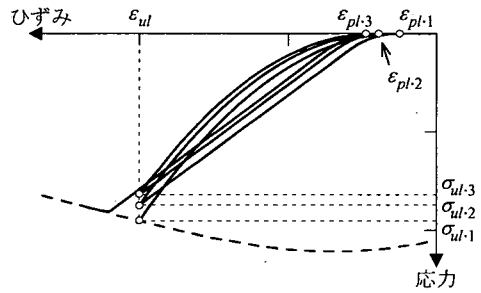


図-3 解析対象橋のモデル化



(a) 骨格曲線 (スプリング部)



(b) 除荷・再載荷履歴

図-4 コンクリートの応力～ひずみモデル

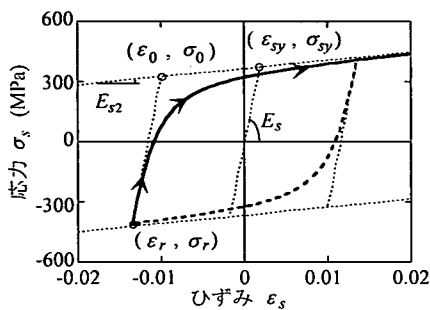
補剛桁と一体化されている。補剛桁はエンドポストにおいて可動支承によって支持されている。また、鉛直材はリブには剛結、補剛桁にはピン結合されている。コンクリートの設計基準強度はリブでは 30 MPa、補剛桁および鉛直材では 27 MPa であり、軸方向鉄筋には SD345 が用いられている。

表-1 は、主要なアーチリブの断面特性を示した結果である。図-2 は、スプリング部とアーチ 1/4、3/4 点のリブの配筋を示した結果である。スプリング部では、軸方向鉄筋として D22 が 150 mm 間隔で配置されており、軸方向鉄筋比は 0.76% である。また、帯鉄筋として D19 が 150 mm 間隔で配置されている。中間帯鉄筋は配置されておらず、D16 のつなぎ筋が 600 mm 間隔に配置されているだけである。つなぎ筋は 90 度曲げフックで定着されており、平成 8 年道路橋示方書に規定される中間帯鉄筋とは見なせないため、つなぎ筋を無視して横拘束筋体積比としての ρ_s の定義に基づいて、 ρ_s を求めると 0.8%

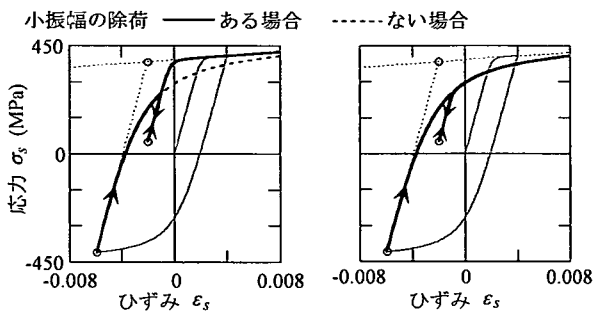
となる。アーチ 1/4、3/4 点では、軸方向鉄筋比、横拘束筋体積比はそれぞれ 1.42%、1.22% とスプリング部より大きい。

この橋を図-3 に示すように 153 節点、158 要素の離散型骨組みモデルとしてモデル化した。リブの軸力変動の影響に着目するため、リブはファイバー要素でモデル化した。なお、比較のために、軸力～曲げモーメントの相関を考慮しない Takeda モデル¹¹⁾ でリブをモデル化した場合も解析することとした。アーチクラウン部ではリブと補剛桁が一体となっており、曲げ耐力が大きいため、この部分は降伏剛性を有する線形はり部材としてモデル化した。また、補剛桁、鉛直材はいずれも全断面有効剛性を有する線形はり部材としてモデル化した。

ファイバー要素解析では、コンクリートや軸方向鉄筋の構成則を適切に与える必要がある。本研究では、コンクリートには、図-4 に示す著者らの提案による履歴則¹²⁾ を用いた。これは、帯鉄筋で横拘束されたコンクリート



(1) 修正 MP モデル



(2) 小振幅の除荷再載荷を受ける場合の履歴特性

図-5 軸方向鉄筋の応力～ひずみモデル (修正 MP モデル)

に対する一軸圧縮荷重実験に基づいて提案されたモデルであり、除荷・再載荷がくり返す場合の塑性点ひずみ、除荷点における応力度を精度よく推定できる。また、骨格曲線は、帯鉄筋・中間帯鉄筋の本数や配置間隔の影響を取り入れられるモデル^{13,14)}に基づいて求めている。ただし、上述のようにリブに配置されたつなぎ筋は中間帯鉄筋とは見なせないため、つなぎ筋を無視して帯鉄筋の配置間隔を求め、これをもとにコアコンクリートの横拘束効果を評価した。なお、コンクリートの引張強度は 0 と仮定した。

軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係には、Bauschinger 効果を考慮して、図-5 に示す修正 MP モデル¹⁴⁾を用いた。Menegotto and Pinto による提案モデル¹⁵⁾には、小さな振幅で除荷した後に再載荷すると、図-5(2)に示すように不自然に応力が大きくなるという特性があるため、これに関連するパラメータの与え方を修正したモデルが修正 MP モデルである。ここで、ひずみ硬化の影響を取り入れるために、鉄筋の降伏後の弾性係数は初期弾性係数の 2%とした。

一方、Takeda モデルの骨格曲線を求める際には、自重に相当する一定軸力が作用した状態の曲げモーメント～曲率関係を与えることとした。ここで、終局曲率、終局曲げモーメントは、道路橋示方書¹⁾に基づき、タイプ II 地震動に相当する値として求めている。これをアーチスプリング部およびアーチ 1/4 点 (3/4 点) の断面を例として示すと図-6 のようになる。ここでは、比較のために自重に相当する一定軸力が作用する状態を仮定して、ファイバー要素解析により求めた骨格曲線もあわせて示している。道路橋示方書に基づいて求めた骨格曲線では、スプリング部の降伏曲率、終局曲率、終局曲げモーメントは、それぞれ 0.001 /m, 0.011 /m, 146 MNm である。アーチ 1/4 点 (3/4 点) では、スプリング部に比較して終局曲げモーメントは 64 MNm と 56%小さいが、終局曲率はスプリング部とほぼ同じである。一方、

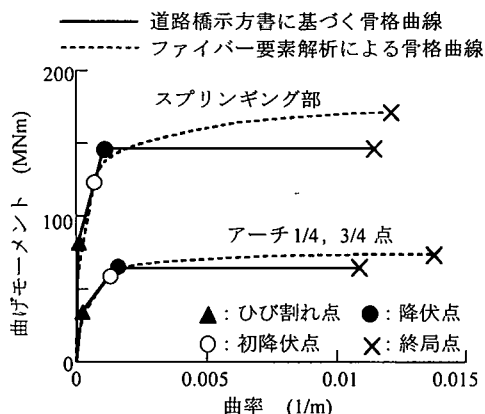


図-6 自重による一定軸力を仮定して道路橋示方書による方法とファイバー要素解析法で求めたアーチリブの曲げモーメント～曲率関係の骨格曲線の比較 (タイプ II 地震動を想定した場合)

ファイバー要素解析より骨格曲線を求めると、終局曲げモーメントはスプリング部、アーチ 1/4 点 (3/4 点) において、それぞれ 171 MNm, 74 MNm と Takeda モデルの骨格曲線よりもいずれも約 15%大きくなる。これは、道路橋示方書に基づく曲げモーメント～曲率解析では、軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を無視しているのに対し、本研究に用いたファイバー要素では、軸方向鉄筋の降伏後の弾性係数を初期弾性係数の 2%とし、鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮したためである。

動的解析には逐次積分法を用いた。リブの非線形性のため、積分ステップによっては不釣り合い力が生じる場合がある。イテレーションによって不釣り合い力を収束させようとすると、ファイバー要素を用いる場合には、イテレーションの過程においてコンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴が除荷過程に入らないようにしておかないと不自然な応答を示すことがある。ここでは、イテレーション中におけるコンクリートや軸方向鉄筋の除荷を許すこととしたため、イテレーションは用い

表-2 解析対象橋の動特性

次数	固有周期 (sec)	刺激係数 (水平)	刺激係数 (上下)	累積有効質量比 (%)
1	1.71	39.28	0	12.1
2	0.94	0	3.76	12.2
3	0.52	17.57	0	14.6
4	0.39	0	-17.70	17.1
5	0.29	0	-60.91	46.1
6	0.28	-26.15	0	51.5

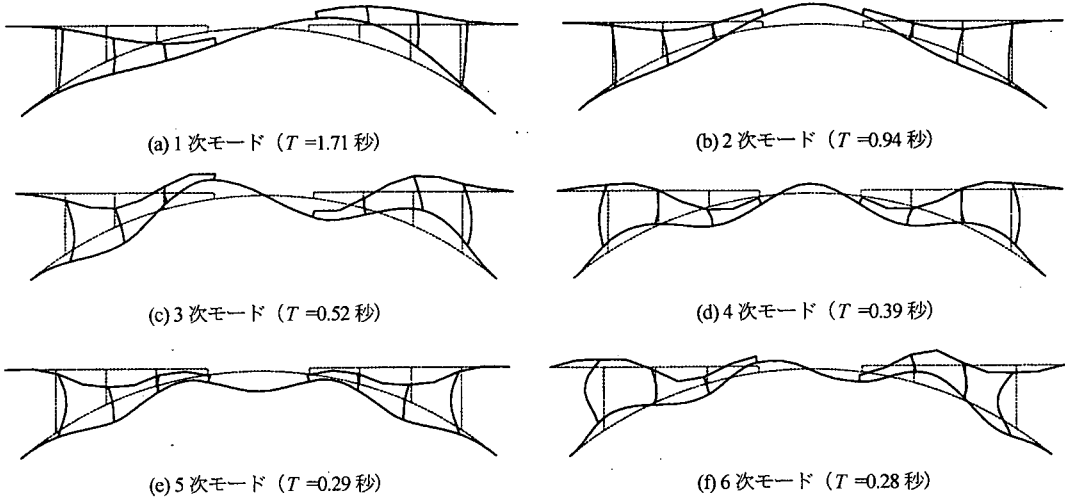


図-7 主要な固有振動モード

ずに、 $\Delta t = 1/1000$ 秒と小さくすると同時に不釣り合い力を次のステップに持ち越すこととした¹⁰⁾。一方、Takedaモデルを用いる場合には、上述した非線形履歴の不可逆性は問題とはならないため、イテレーションを行った。イテレーションにより不釣り合い力を収束させる場合には、必ずしも上述したほど積分時間間隔を小さくする必要はないが、ここではファイバー要素解析と同一の積分時間間隔を用いることとし、 $\Delta t = 1/1000$ 秒とした。

減衰定数は、リブに対しては2%、それ以外の部材に対しては5%と仮定し、ひずみエネルギー比例減衰法によって卓越する1次と5次のモード減衰定数を求めた後、Rayleigh型減衰を仮定した。

3. 固有振動特性および自重による応答

表-2および図-7は、主要な卓越振動モードに対する固有振動特性および振動モードである。曲げ非線形性を考慮したため、リブでは降伏剛性を仮定した。卓越モードは、水平方向には1次、上下方向には5次であり、固有周期はそれぞれ1.71秒、0.29秒である。1次モードの有効質量は全質量の12%に過ぎず、本橋の応答には様々なモードが寄与する。

図-8は、自重によってアーチリブに生じる軸力および曲げモーメントを示した結果である。スプリング部およびアーチ1/4点(3/4点)では、それぞれ47MN、38MNの軸力が生じている。曲げモーメントは、降伏曲げモーメントの10%程度の値に収まっている。このうち、スプリング部およびアーチ1/4点(3/4点)を例に、軸力~終局曲げモーメント、軸力~終局曲率の相関をそれぞれ求めた結果が図-9である。ここで、終局曲率、終局曲げモーメントは、図-6の場合と同様に、道路橋示方書に基づきタイプII地震動に相当する値として求めたものである。スプリング部には、上述のように自重によって47MNの軸力が生じるが、これはつり合い破壊を生じる軸力(205MN)の23%に相当する。一方、自重によってアーチ1/4点(3/4点)に生じる圧縮軸力38MNは、つり合い破壊に相当する軸力(62MN)の61%とかなり大きな値となる。このため、図-9(b)からも分かるように、例えば、スプリング部では作用軸力が自重による圧縮軸力から仮に50MN程度増加したとしても、終局曲率は0.011/mから0.007/mへ37%の低下にとどまるが、アーチ1/4点(3/4点)では、作用軸力が自重による圧縮軸力から仮に50MN増加すると、終局曲率は0.011/mから0.002/mへ79%も低下する。これは、つり合い破壊に相当する軸力を上回る軸力が作用することによって、

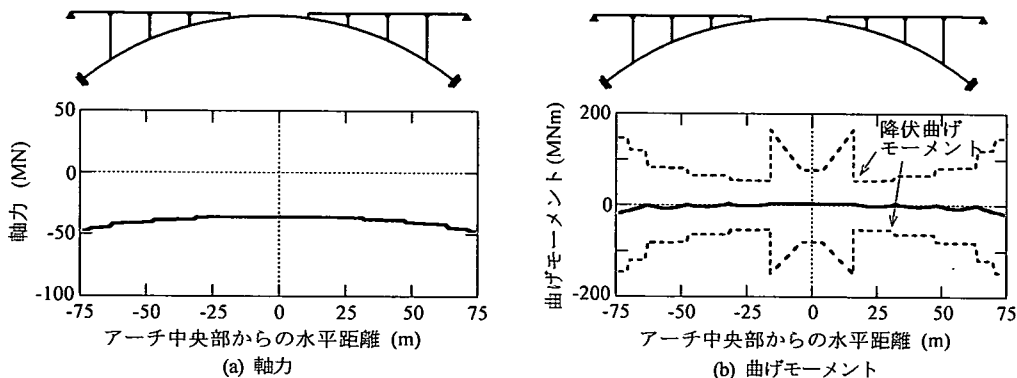


図-8 自重によってリブに生じる断面力

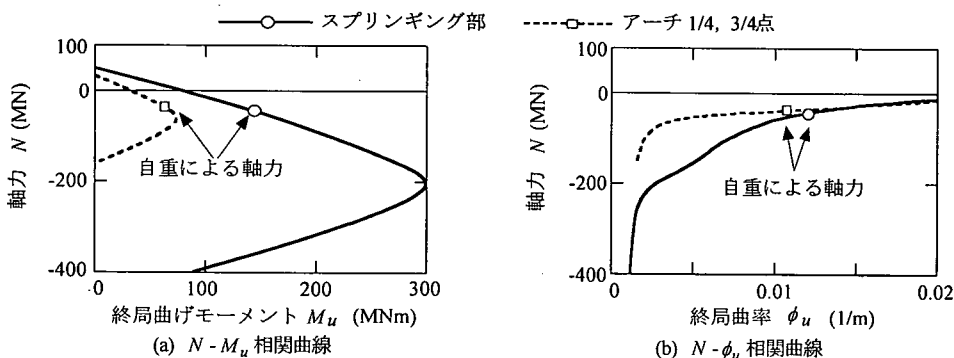


図-9 軸力～終局曲げモーメントおよび終局曲率の相関

引張鉄筋が降伏する前にコンクリートが圧壊して、リブが脆性的に終局に至るためである。

4. RCアーチ橋の地震応答特性に及ぼす軸力変動の影響

(1) リブに生じる断面力および応答履歴

入力地震動としては、図-10に示す1999年台湾集集地震において日月潭で記録されたEW, UD成分の記録¹⁷⁾を用いた。これは、断層近傍で観測された強震記録であり、1～1.5秒の固有周期範囲における応答スペクトルが大きいためである。

図-11は、軸力 N ～曲げモーメント M の相関を見込んだ場合と見込まない場合とでどのようにアーチ橋の応答が異なるかを、アーチ3/4点と右岸側のスプリング部のリブに生じる軸力、曲げモーメント、曲率を例として示した結果である。ここで、軸力、曲げモーメント、曲率としては、自重による応答を加えた地震時応答を示している。前述したように自重による曲げモーメントや曲率は小さいが、軸力としては38 MN (アーチ3/4点)、47 MN (右岸側スプリング部)が初期値として生じ

ている。右岸側スプリング部では、 $N-M$ 相関を無視すると、圧縮軸力は10 MN～90 MNの範囲で変動するのに対し、 $N-M$ 相関を考慮するとその変動幅は10 MN～99 MNと、最大圧縮軸力が10%ほど大きくなる。アーチ3/4点でも同様の傾向がある。これは、 $N-M$ 相関を考慮することよりアーチ橋の地震応答特性が変化するためと考えられる。ただし、ファイバー要素解析では、曲率応答が正から負、または負から正へ転じる際に、コンクリート面に衝突が生じ、これが要素軸方向にスパイク状の応答を生じさせる^{19,18)}ことがあり、上述の軸力はこの影響も含んだ上での値である。

最大曲げモーメントは、 $N-M$ 相関を無視すると64 MNm (アーチ3/4点)、146 MNm (右岸側スプリング部)であるが、 $N-M$ 相関を考慮すると圧縮軸力の増加にともない降伏モーメントが増加するため、82 MNm (アーチ3/4点)、198 MNm (右岸側スプリング部)といずれも約30%増加する。

曲率応答においては、 $N-M$ 相関の影響が顕著に現れる。右岸側スプリング部の応答に着目すると、 $N-M$ 相関を考慮した場合には、最大曲率は正側、負側ともにおおむね0.0025 /mと同程度であるが、相関を無視した場合には、最大曲率は正側には0.0013 /mであるの

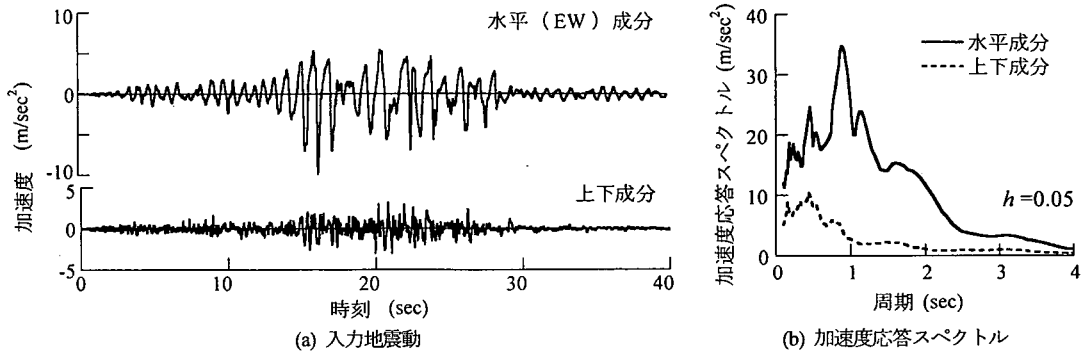
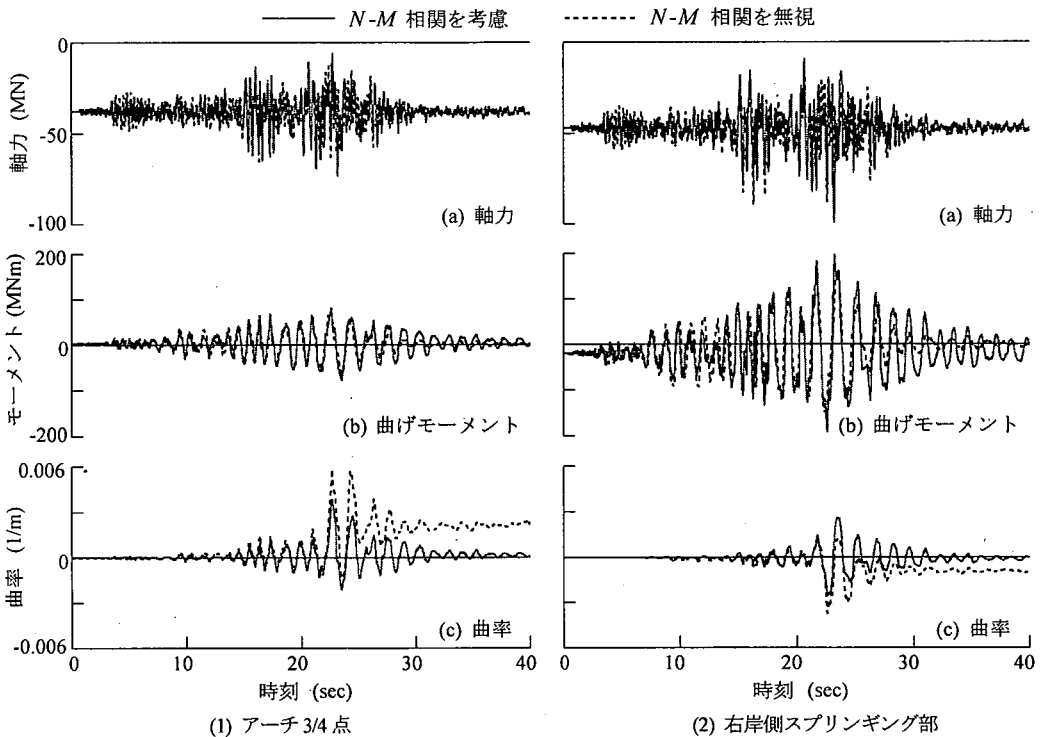


図-10 入力地震動とその加速度応答スペクトル (日月潭記録, 1999 台湾集集地震)



(1) アーチ 3/4 点 (2) 右岸側スプリング部

図-11 アーチリブに生じる軸力, 曲げモーメント, 曲率の応答

に対して負側では $0.0037 / \text{m}$ と、負側に偏った応答となる。この結果、相関を考慮した場合にはリブに残留曲率はほとんど生じないが、これを無視した場合には $-0.001 / \text{m}$ の残留曲率が生じる。同様に、アーチ 3/4 点においても、 $N-M$ 相関を無視した場合の方が最大曲率は 50% 大きく、また、 $0.002 / \text{m}$ の残留曲率が生じる。

図-12 は、アーチ 3/4 点と右岸側スプリング部を例に、曲げモーメント～曲率の履歴曲線を示した結果である。右岸側スプリング部の応答履歴に着目すると、 $N-M$ 相関を無視した場合には、当然ではあるが、リブ降伏後は曲げモーメントは $M_u = 146 \text{ kNm}$ と一定となる。また、上述したように曲率が負側に偏った応答とな

る。これに対して、相関を考慮した場合には、最大曲げモーメントは相関を考慮しない場合の 1.36 倍 (198 kNm) に達する。一方、アーチ 3/4 点では、 $N-M$ 相関を考慮するか否かによって最大曲げモーメントに大差はないが、最大応答曲率は、上述のように $N-M$ 相関を無視した場合のほうが考慮する場合よりも 50% 大きくなる。

図-13 は、こうした応答をアーチリブ全体の最大応答として示した結果である。 $N-M$ 相関を考慮した場合だけでなく、これを無視した場合にも、アーチリブ全体においてリブに生じる軸力は自重による軸力の $0 \sim 2$ 倍の範囲で変動する。最大圧縮軸力は、上述した理由により $N-M$ 相関を考慮した場合の方がこれを考慮しない場

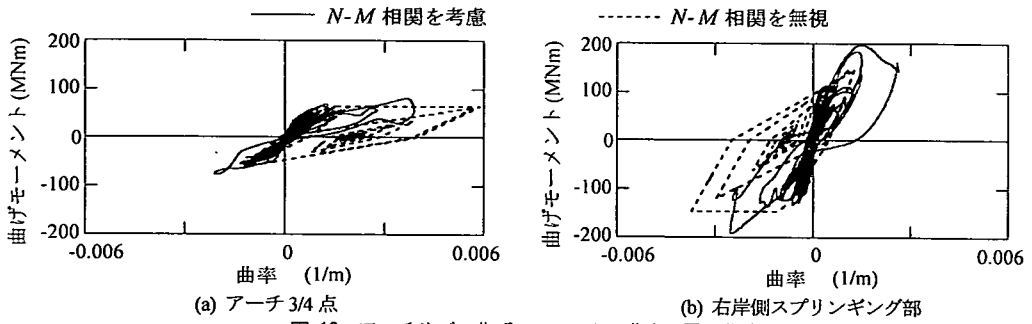


図-12 アーチリブの曲げモーメント～曲率の履歴曲線

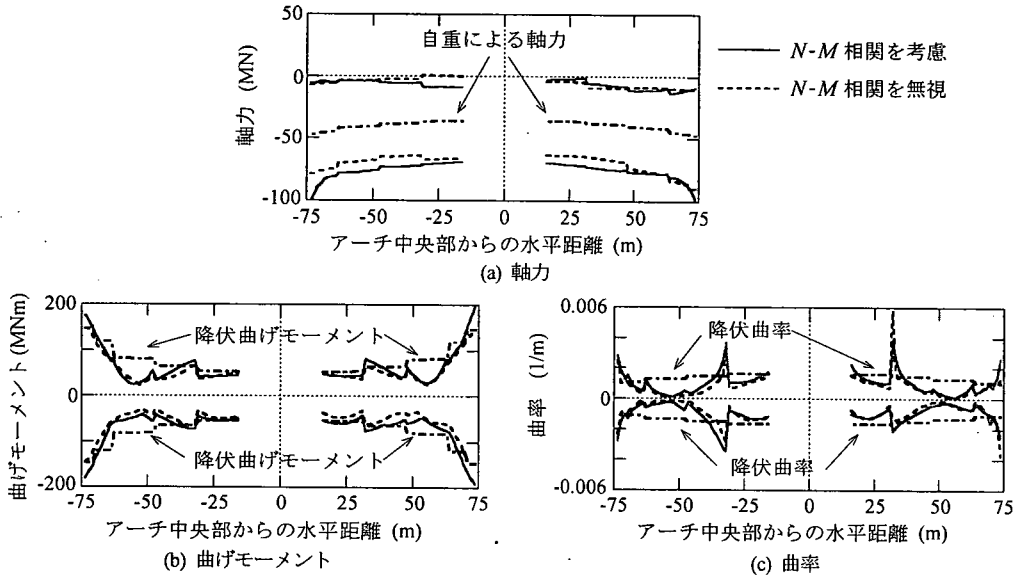


図-13 アーチリブの最大応答断面力および曲率

合よりも 10%程度大きい。また、図-13(b), (c)より、両岸のスプリング部、アーチ 1/4 点、3/4 点において、リブが曲げ降伏することがわかる。降伏したリブの塑性曲率は、 $N-M$ 相関を考慮した方がやや大きい、アーチ 3/4 点、右岸側スプリング部のように、 $N-M$ 相関を無視した場合に局所的に大きな曲率を生じた場合もある。一方、曲げモーメントおよび曲率をリブ全体として見ると、これらは $N-M$ 相関を考慮した方がやや大きくなる傾向がある。 $N-M$ 相関を無視した場合には、両岸のスプリング部、アーチ 1/4 点、3/4 点においてリブが降伏すると、上述したように降伏したリブに作用する曲げモーメントは一定となるため、その他のリブに作用するモーメントもおおむね頭打ちをする。これに対して、 $N-M$ 相関を考慮するとリブ降伏後も圧縮軸力の増加によって降伏したリブの曲げモーメントが増加する場合があります、これに伴い、まだ降伏していないリブの作用曲げモーメントと曲率が大きくなるためと考えられる。

こうした応答特性に $N-M$ 相関がどのように影響しているかを明らかにするために、右岸側スプリング部を例に応答を詳細に比較した結果が、図-14 である。ここでは、22~24 秒における軸力、曲げモーメント、曲率の応答時刻歴と曲げモーメント～曲率の履歴、軸力～曲げモーメントの履歴に着目している。 $N-M$ 相関を無視した場合には、22 秒付近において曲げモーメントが 0 になった(点 a) 後、負側に曲げモーメントが増加し、図-14(b), (d)からわかるように、22.3 秒になるとリブは降伏する(点 b)。点 b から点 c にかけては、圧縮軸力は 30 MN から 88 MN へと 58 MN 増加するが、この間、曲げモーメントは $M_u (=146 \text{ MNm})$ を保ったまま、曲率だけが $-0.001/\text{m}$ (点 b) から $-0.0037/\text{m}$ (点 c) に達する。結果的に、曲率の応答の中心が負側に偏り、上述したように地震後には、リブに $-0.001/\text{m}$ の残留曲率が生じる。

これに対して、 $N-M$ 相関を考慮した場合には、図

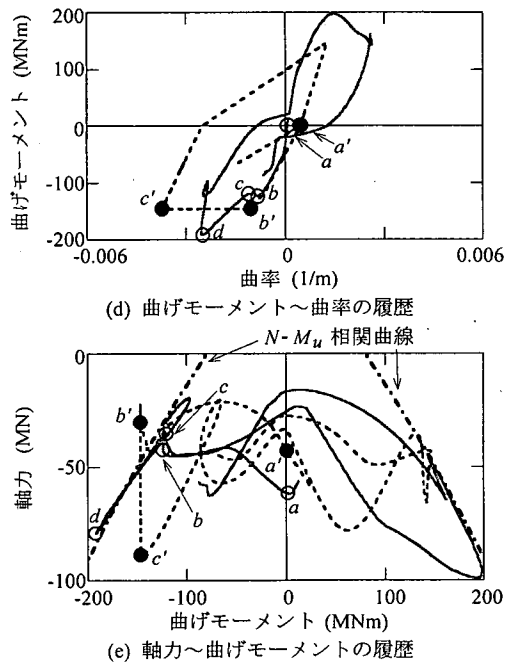
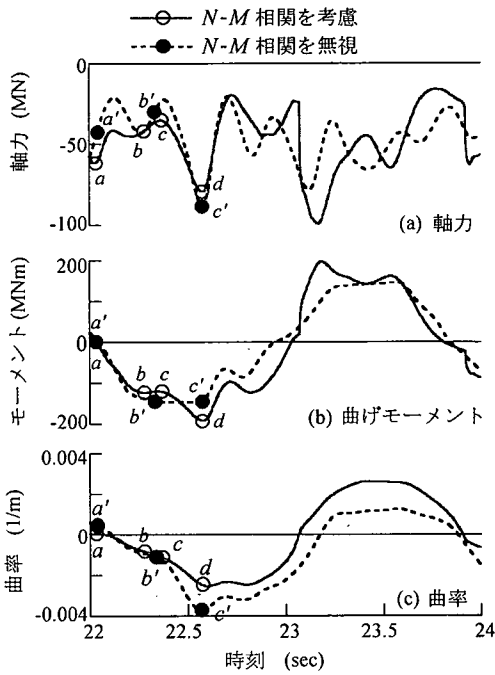
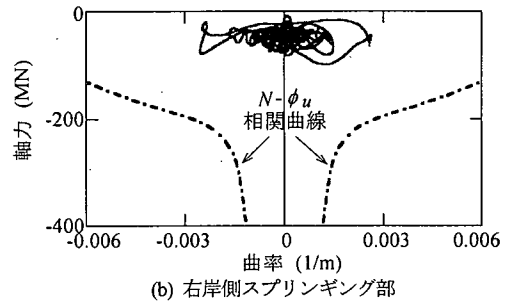
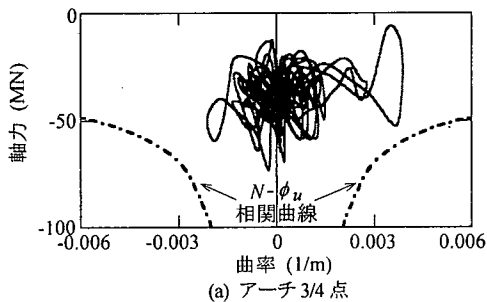
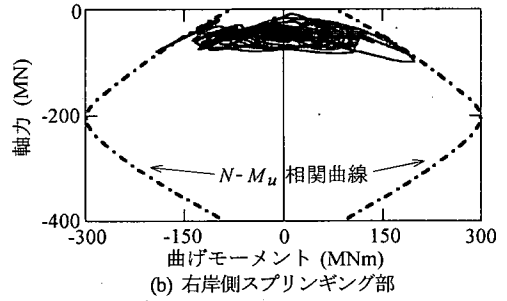
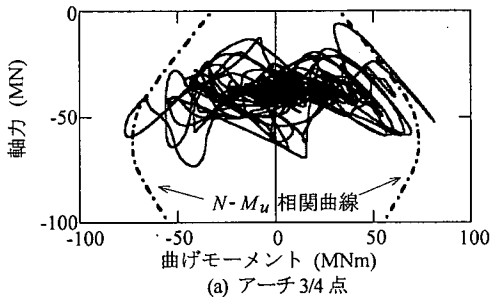


図-14 曲げモーメント～曲率履歴に及ぼす $N-M$ 相関の影響



(1) 軸力～曲げモーメントの履歴曲線

(2) 軸力～曲率の履歴曲線

図-15 $N-M$ 、 $N-\phi$ 相関曲線とリブの応答履歴

-14(d)からわかるように、22.3秒(点b)において、リブは降伏する。このとき、圧縮軸力は42 MNと自重による軸力(47 MN)よりも小さいため、曲げモーメントは124 MNmと $N-M$ 相関を無視した場合の146 MNmよりも

15% 小さい。図-14(e)に示すように、この時点ではおおむね $N-M_u$ 相関曲線に達しており、その後は相関曲線に沿って、圧縮軸力が35 MN(点c)までいったん減少するに伴って曲げモーメントも120 MNm(点c)まで低

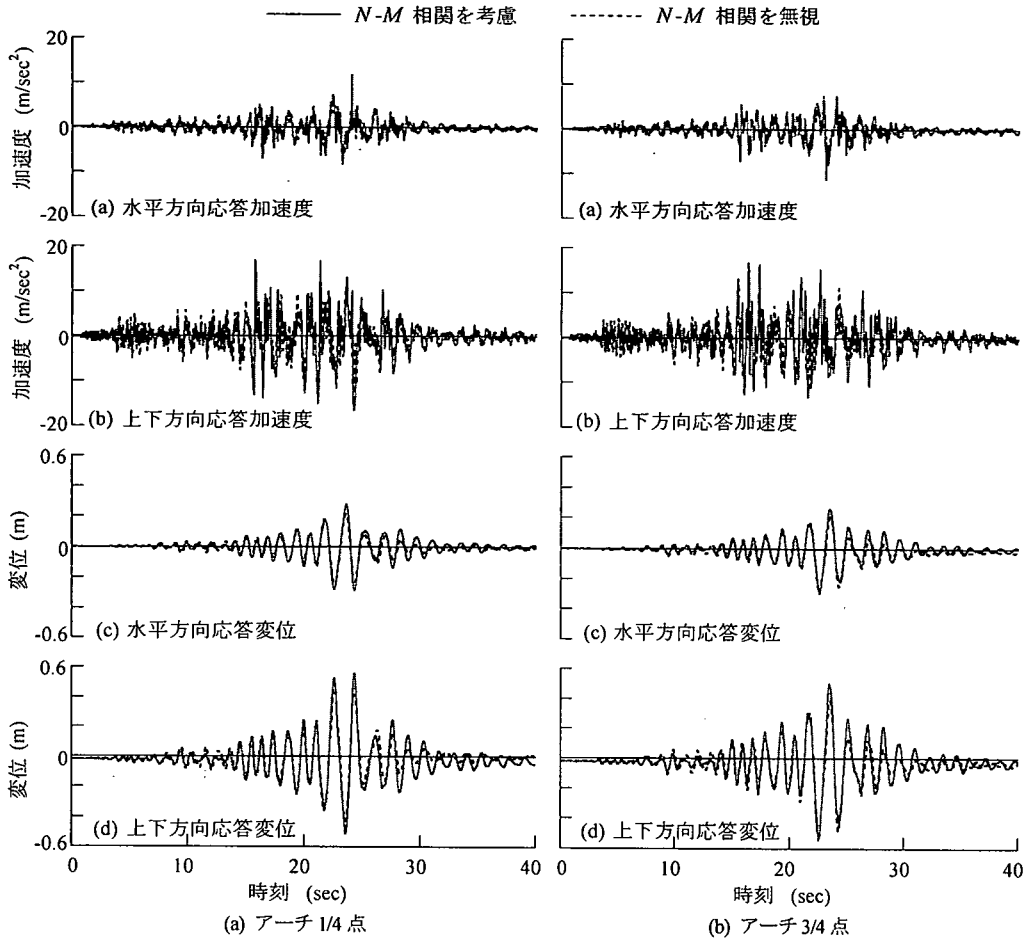
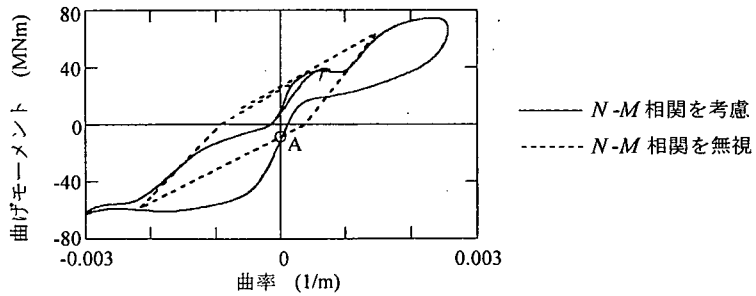


図-16 アーチ 1/4 点, 3/4 点の応答加速度, 応答変位

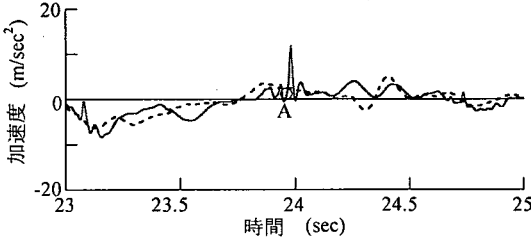
下し、さらに圧縮軸力が 35 MN (点 *c*) から 79 MN (点 *d*) へと 44 MN 増加するのに伴い、曲げモーメントは 120 MNm から 192 MNm まで増加する (点 *d*)。このように圧縮軸力の増加に伴って曲げモーメントが 72 MNm 増加する結果、図-14(d)に示すように、点 *b* でいったん軟化した曲げ剛性が点 *c* において再び硬化するため、曲げモーメント～曲率の履歴は 2 段階に折れ曲がったような履歴を示す。また、圧縮軸力の増加に伴って曲げモーメントが増加した結果、点 *c* では応答曲率は 0.0025 /m と、*N-M* 相関を無視した場合 (点 *c'*) の曲率の 70% 程度しか生じない。正側に曲げモーメント応答が反転すると、応答曲率は、最大で 0.0025/m と負側と同程度の応答が生じ、最終的には残留曲率はほとんど生じない。これは、点 *c* において曲率が大きくならなかったため、振動の中心が偏らなかったためである。

図-15 は、*N-M*、*N-φ* 相関がアーチ橋の耐震性にどのような影響を及ぼすかを示した結果である。ここでは、アーチ 3/4 点と右岸側のスプリング部を例に、*N-*

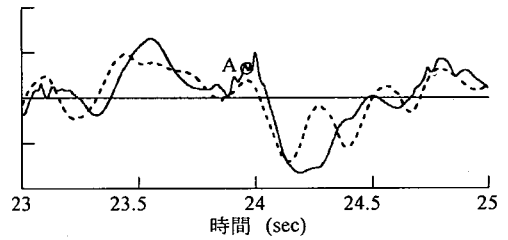
M 相関を考慮した場合の *N-M* と *N-φ* の履歴曲線を、図-9 に示した *N-M_u*、*N-φ_u* 相関曲線と共に示している。なお、*N-M* 履歴曲線が *N-M_u* 相関曲線を超える場合があるが、これは図-6 に示したようにファイバー要素では軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を考慮しているため、道路橋示方書による終局モーメントよりもファイバー要素による終局モーメントの方が大きくなるためである。図-15 によれば、右岸側スプリング部では、圧縮軸力は最大でも 100 MN とつり合い破壊レベルの軸力 205 MN の 50% 程度しか生じず、終局曲率には全く達しない。これに対して、アーチ 3/4 点においては、軸力は最大で 73 MN とつり合い破壊レベル (62 MN) を超える。最大軸力時には応答曲率は 0.0003 /m と小さいため終局には至らないが、応答曲率がほぼ最大 (0.0037 /m) に達した時に 53 MN もの高圧縮軸力を受けたため、終局曲率に近い応答が生じる。こうした最大圧縮軸力は、上述のようにファイバー要素特有の衝突応答により本来の応答よりも多少過大評価されている可能性があるが、この影



(a) 曲げモーメント～曲率の履歴

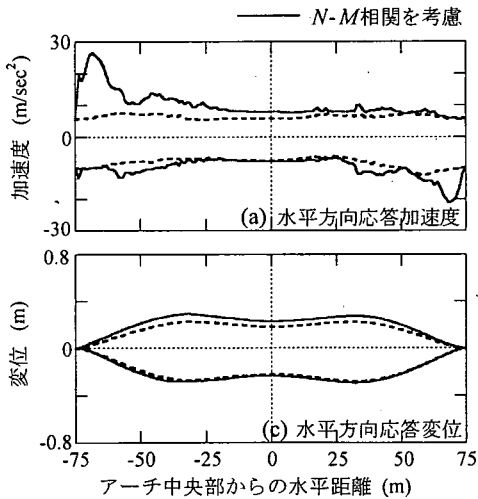


(b) 水平方向応答加速度

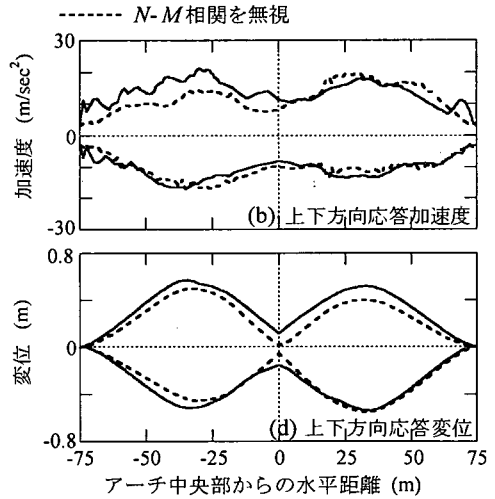


(c) 上下方向応答加速度

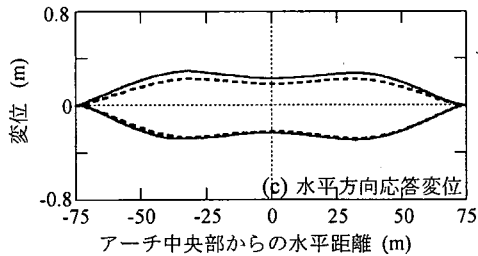
図-17 アーチ 1/4 点の 23～25 秒における応答



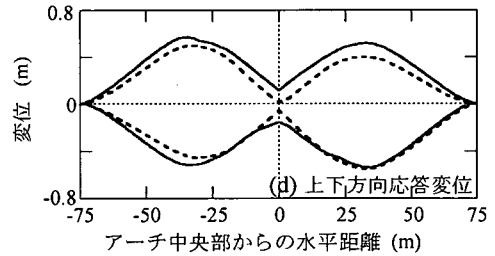
(a) 水平方向応答加速度



(b) 上下方向応答加速度



(c) 水平方向応答変位



(d) 上下方向応答変位

図-18 アーチリブの最大応答加速度, 最大応答変位

響を差し引いてもなおつり合い破壊を超えるレベルの軸力が生じる可能性があると言える。したがって、こうした高圧縮軸力下において中空部を有する RC アーチリブが安定した塑性ヒンジを形成し、十分な曲げ塑性変形性能を発揮できるか否かが、アーチ橋の耐震性を確保する上で極めて重要である。

(2) リブに生じる応答加速度および変位

こうした $N-M$ 相関の影響による応答履歴の違いがアーチリブの加速度、変位応答にどのような影響を及ぼすかを示した結果が図-16 である。ここでは、アーチ 1/4 点、3/4 点を例に示している。なお、変位は自重による

静的変位も加えた地震時変位である。アーチ 1/4 点を例にとると、 $N-M$ 相関を無視した場合には、最大応答加速度は水平方向、上下方向にそれぞれ 6.9 m/sec^2 、 14.1 m/sec^2 、最大応答変位は、水平方向、上下方向にそれぞれ 0.27 m 、 0.49 m である。これに対して、 $N-M$ 相関を考慮した場合には、最大応答加速度は水平方向、上下方向にそれぞれ 11.9 m/sec^2 、 17 m/sec^2 、最大応答変位は、水平方向、上下方向にそれぞれ 0.29 m 、 0.56 m となり、 $N-M$ 相関を無視した場合に比較して最大応答変位や上下方向応答加速度はやや大きく、水平方向加速度は非常に大きくなる。アーチ 3/4 点でも同様の傾向がある。最大応答変位がやや大きくなるのは、上述したように

$N-M$ 相関を考慮すると、リブ全体として曲率が大きくなるためである。

応答加速度が大きくなるのは、上述のようにファイバー要素では曲率応答が正から負、または負から正へ転じる際に、要素軸方向にスパイク状の応答を生じるためである。アーチ 1/4 点、3/4 点ではリブは鉛直軸に対して約 75° 傾斜しているため、上下方向応答加速度に比べて、水平方向応答加速度にこの影響が顕著に現れる。図-17 は、 $N-M$ 相関を考慮した場合に、アーチ 1/4 点において水平方向応答加速度が最大 (11.9 m/sec^2) となる 24 秒付近の応答を示した結果である。図-17(a)より、点 A (23.96 秒) において曲率が正から負へ転じ、この結果、水平方向および上下方向応答加速度にいずれもスパイク状の応答が生じること、この時、上下方向加速度は 4 m/sec^2 しか変化しないが、水平方向には 11 m/sec^2 も加速度が増加することがわかる。すなわち、こうした応答加速度の違いはファイバー要素の特性によるものであるため、こうした特徴的な応答を除いて全体としてみれば、応答加速度は $N-M$ 相関を考慮した方がやや大きい程度で、大差はない。

こうした結果をアーチリブ全体に対して調べた結果が図-18 である。これより、リブ全体においても $N-M$ 相関を考慮するとこれを無視した場合に比べて、応答加速度および応答変位は、いずれもやや大きくなる傾向があることが分かる。 $N-M$ 相関を考慮すると兩岸のスプリング部付近には、 20 m/sec^2 を超える大きな水平方向応答加速度が生じるが、これは上述したファイバー要素によって生じたスパイク状の応答によるものである。

5. 結論

本研究では、RC アーチ橋を対象として、コンクリートの構成則に著者らによる提案モデルを、また軸方向鉄筋の構成則に Bauschinger 効果を見込んだモデルを仮定したファイバー要素を用いた地震応答解析を行い、リブに作用する軸力変動が RC アーチ橋の地震応答特性に与える影響について検討した。本研究で得られた結論をまとめると、以下のようになる。

- (1) 本解析で対象とした RC アーチ橋に、1999 年台湾集集地震による日月潭 EW+UD 記録を作用させると、スプリング部において自重による軸力の 0~2 倍に相当する範囲で軸力が変動する。また、兩岸のスプリング部とアーチ 1/4、3/4 点においてはリブが降伏する。
- (2) ファイバー要素により軸力~曲げモーメントの相関を考慮すると、これを考慮しない場合に比べて、スプリング部では、リブの塑性化の程度は曲率にして 30%

程度小さくなるが、応答曲げモーメントは最大で 30% 程度大きくなる。RC アーチ橋の耐震性を評価する際には、 $N-M$ 相関を無視すると、最大曲げモーメント、最大曲率、残留曲率を正しく評価できないため、 $N-M$ 相関の影響を解析に取り入れる必要がある。

(3) 本橋に日月潭記録を作用させると、アーチ 3/4 点では、軸力がつり合い破壊レベルまで達するため、終局曲率に近い応答が生じる。今後、こうした高圧縮軸力下における RC アーチリブの塑性変形性能に関して検討が必要である。

(4) 軸力~曲げモーメントの相関を考慮するとこれを無視する場合に比べて、リブに生じる応答加速度、応答変位はやや大きくなる。ただし、ファイバー要素では要素軸方向にスパイク状の加速度応答を生じる場合があり、これによって水平方向には局所的に 20 m/sec^2 を超える大きな加速度が生じる。

謝辞：本研究は、文部省科学研究費補助金（特別研究員奨励費）により行いました。RC アーチ橋の特性に関しては、(株)ピーエスの森拓也、武村浩志の両氏の御指導を得ました。また、解析に際しては、(株)長大の矢部正明、高橋雅裕の両氏および日本電子計算 (株) の井上洋氏に御指導を得ました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996。
- 2) Kawashima, K. and Mizoguti, A.: Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, CD-ROM, No. 1824, 2000.
- 3) 森拓也，武村浩志，幸左賢二，松田宏，永井篤：コンクリートアーチ橋の非線形動的解析，第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，土木学会，pp. 245-248, 1998.
- 4) 水取和幸，首藤政徳，山花豊，大塚久哲：中路式 RC アーチ橋の地震応答と耐震性評価，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 769-778, 1998.
- 5) 北沢正彦，幸左賢二，渡辺典男：RC アーチ橋の耐震検討，第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，土木学会，pp. 249-252, 1998.
- 6) 山田稔，尾堂良一，御園生静栄，岡田稔規，渡辺真澄，小澤里絵：RC 逆ランガーアーチ橋の非線形動的解析事例，第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシ

- ンポジウム, 土木学会, pp. 267-274, 1999.
- 7) 松田宏, 井上洋, 森拓也, 武村浩志, 幸左賢二, 永井篤: 非線形動的解析によるコンクリートアーチ橋の耐震設計, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 393-396, 1998.
 - 8) 永井篤, 榎原正彦, 鈴木辰夫, 滝慎一郎: 接岨大橋(仮称)の耐震設計, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 255-258, 1999.
 - 9) 畑明仁, 幸左賢二, 渡辺典男, 立石章: ファイバーモデルによるRCアーチ橋の耐震設計解析, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.2397-2402, 1998.
 - 10) 大塚久哲, 水取和幸, 首藤政徳: RC構造部材の材料非線形解析モデルに関する基礎的考察, 土木構造・材料論文集, 第16号, pp. 61-70, 2000.
 - 11) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. M.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970.
 - 12) 堀淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度〜ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 297-316, 2000.
 - 13) 堀淳一, 川島一彦: コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響, 土木学会論文集, No.717/I-61, pp. 91-106, 2002.
 - 14) 堀淳一: コンクリートの横拘束効果および軸力変動の影響を考慮した橋の地震応答特性に関する研究, 東京工業大学博士論文, 2001.
 - 15) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp15-22, 1973.
 - 16) 中澤宣貴, 川島一彦, 堀淳一: ファイバー要素を用いたRC橋脚の地震応答解析法に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 799-810, 2002.
 - 17) Lee, W. et al.: CWB Free-field Strong Motion Data from the 921 Chi-Chi Earthquake, Vol. 1, Digital Acceleration Files on CD-ROM, 1999.
 - 18) 堀淳一, 川島一彦: ファイバー要素を用いた鉄筋コンクリート橋脚の地震応答解析, 構造工学論文集 Vol. 45A, pp. 935-946, 1999.

(2002. 2. 12 受付)

SEISMIC RESPONSE OF A REINFORCED CONCRETE ARCH BRIDGE TAKING ACCOUNT OF AXIAL FORCE AND MOMENT INTERACTION

Junichi SAKAI and Kazuhiko KAWASHIMA

Seismic performance of a 160 m long reinforced concrete arch bridge is clarified based on a series of nonlinear dynamic response analyses. Since an arch rib is subjected to large flexural moment as well as axial force in an extreme earthquake, the effect of axial force N vs. flexural moment M interaction should be included in the analysis. It is found from the analyses that the maximum bending moment was 36% overestimated while the maximum curvature was 30% underestimated at a springing by taking the $N - M$ interaction into account. It is also found that brittle failure is likely to occur in the arch rib resulting from high axial force.