

上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究

Ultimate in-plane behavior of upper-deck type steel arch bridges under seismic loads

奥村 徹*, 後藤 芳顕**, 小澤 一誠***

Tohru OKUMURA, Yoshiaki GOTO and Kazushige OZAWA

*名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻修士課程 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

**工博 名古屋工業大学教授, 社会開発工学科 (同上)

***日本車輛製造株式会社, 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)

Nonlinear dynamic response analysis is carried out to investigate the ultimate behavior of upper-deck type steel arch bridges subjected to severe earthquake waves. It is observed from the numerical analysis that the energy absorption of the upper deck reduces the damage in arch ribs. Furthermore, the geometrical nonlinearity has a large effect on the seismic behavior of arch bridges. However, the effect of vertical acceleration is not always significant. As long as the magnitude of the equivalent plastic strain is small, the effect of constitutive models is also small.

Key Words: arch bridge, nonlinearity, dynamic response analysis, seismic design

キーワード: アーチ橋, 非線形性, 動的解析, 耐震設計

1. はじめに

兵庫県南部地震の経験から, 現在の耐震設計ではレベル2地震動に対して構造物の塑性領域での性能を保証することが必要となっている。本研究では比較的研究例も少なく, レベル2地震動を受けた際の終局挙動が十分に明らかにされていない上路式鋼製補剛アーチ橋の面内地震応答解析を行い, その損傷のメカニズムについて検討する。

レベル2地震動下の挙動に関する既往の研究として, アーチリブの弾塑性挙動に着目し, アーチリブを弾塑性体, 補剛桁と支柱部分については弾性体として解析された例が挙げられる¹⁾。ここでは, アーチリブに生じる最大断面力, 損傷を受ける箇所などについて検討されている。以上の研究から, 水平方向加震の場合も, 入力加速度の3倍程度の上下方向応答加速度がアーチリブに生じること, また, 神戸海洋気象台記録レベルの地震動を受けるとアーチクラウンやアーチリブの1/4付近で塑性化を生じる場合があることなど, 重要な特性が明らかにされている。しかしながら, これらの研究では解析対象が1橋のみであり, 得られた結果に対する一般性が必ずしも明らかでない。また, モデル化では, 補剛桁と支柱部分を弾性体としていることから, 補剛桁の弾塑性挙動が考慮されていない等の問題点がある。さらに解析手法において, 幾何学的非線形性や, 部材の塑性化における

軸力変動の影響が無視されているが, このような簡略化が妥当であるか不明である。そこで本研究では, 解析対象としてライズ比を変化させた5種類の上路式補剛アーチ橋を設計し, また, アーチリブに加えて, 補剛桁と支柱部分についても材料非線形性を考慮し, そのモデル化の違いによって生じる地震時終局挙動の差異などについて検討する。さらに, 幾何学的非線形性, 材料構成則の影響についても考察する。ここでは部材の塑性化はいわゆる塑性領域論(plastic-zone theory)²⁾により考慮しているので, 塑性化における軸力変動の影響は正確に考慮される。

2. 解析条件

2.1 解析モデル

アーチライズ比の変化による解析結果の差異を調べるために, 図-1, 表-1に示す, アーチ支間 $L=105.0\text{m}$ に対しアーチライズ f を 10.500m , 13.125m , 15.750m , 18.375m , 21.000m と変化させた上路式補剛アーチ橋を5種類設計する^{3)~7)}。これらの解析モデルを区別するためにライズ比(f/L)を用い, それぞれを 0.100 , 0.125 , 0.150 , 0.175 , 0.200 と表示する。ちなみに, 経済性などの観点より, ライズ比が 0.150 から 0.175 間で比較的多くの設計例がみられる。すべてアーチ軸線は2次放物線で, 両端は固定ヒンジ支承, 桁部分は両端とも水平方

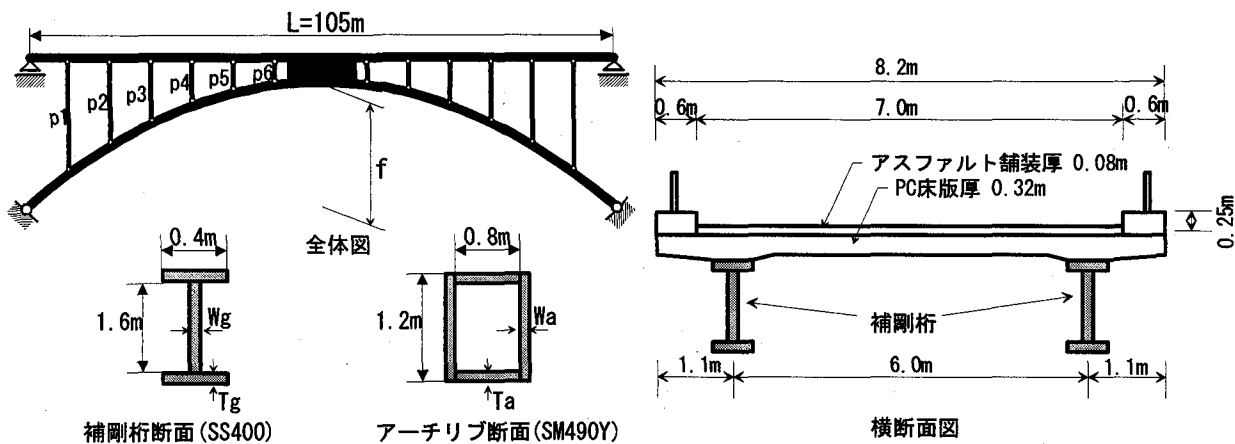


図-1 全体図 横断面図 補剛桁・アーチリブ断面図

表-1 構造諸元

f/L	f (m)	T_g (m)	W_g (m)	T_a (m)	W_a (m)	$Ap1$ (m ²)	$Ap2$ (m ²)	$Ap3$ (m ²)	$Ap4$ (m ²)	$Ap5$ (m ²)	$Ap6$ (m ²)
0.100	10.500	0.025	0.009	0.040	0.010	0.0129	0.0129	0.0141	0.0129	0.0122	0.0118
0.125	13.125	0.028	0.009	0.032	0.010	0.0134	0.0132	0.0120	0.0132	0.0122	0.0118
0.150	15.750	0.030	0.009	0.028	0.010	0.0122	0.0136	0.0120	0.0134	0.0122	0.0116
0.175	18.375	0.030	0.009	0.025	0.010	0.0127	0.0141	0.0122	0.0136	0.0122	0.0116
0.200	21.000	0.032	0.010	0.022	0.010	0.0136	0.0132	0.0127	0.0141	0.0122	0.0116

* $Ap1 \sim Ap6$: 支柱 $p1 \sim p6$ の断面積

表-2 モデルタイプ

モデルタイプ	コンクリート床版の剛性	補剛桁の材料構成則
a	無視	弾塑性
b	考慮(弾性)	弾性
c	考慮(弾性)	弾塑性

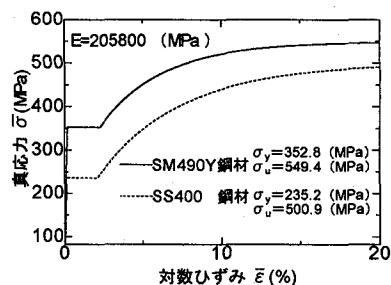


図-2 一軸の真応力 - 対数ひずみ関係

表-3 固有周期

モデル名	1次固有周期(s)	2次固有周期(s)	3次固有周期(s)	4次固有周期(s)
0.100-a	1.76 (①)	0.77 (②)	0.50 (③)	0.41 (④)
0.125-a	1.81 (①)	0.78 (②)	0.44 (③)	0.42 (④)
0.150-a	1.85 (①)	0.78 (②)	0.43 (④)	0.40 (③)
0.175-a	1.95 (①)	0.79 (②)	0.43 (④)	0.37 (③)
0.200-a	2.01 (①)	0.79 (②)	0.43 (④)	0.35 (③)
0.100-b, c	1.26 (①)	0.63 (②)	0.46 (③)	0.32 (④)
0.125-b, c	1.26 (①)	0.60 (②)	0.42 (③)	0.34 (④)
0.150-b, c	1.28 (①)	0.58 (②)	0.39 (③)	0.34 (④)
0.175-b, c	1.33 (①)	0.58 (②)	0.36 (③)	0.35 (④)
0.200-b, c	1.36 (①)	0.57 (②)	0.34 (③)	0.34 (④)

* 括弧内は固有モードの番号を表す。

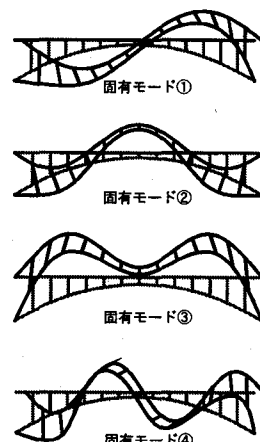


図-3 固有モード

向に可動なヒンジ支承となっている。使用鋼材としてアーチリブは SM490Y 材、補剛桁と支柱は SS400 材とする。

以下に、設計方法を示す。

- ・アーチリブ、補剛桁はそれぞれ 1 断面とする。
- ・設計荷重は支配的な死荷重 + B 活荷重を用いる。

・弾性微小変位解析による。

・板要素の局部座屈の影響は無視する。

アーチリブ、補剛桁の断面決定に用いた断面力分布および設計断面での照査結果を補遺に示す。

モデル化をするにあたり、補剛桁部分に関してコンクリート床版の剛性を考慮するかしらないか、また、補剛桁

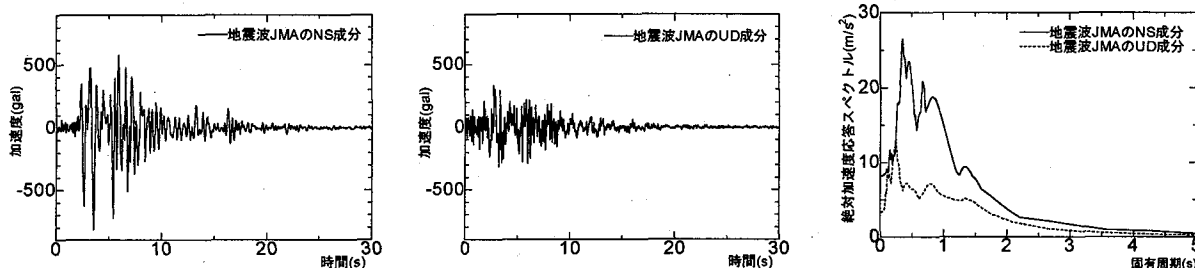


図-4 神戸海洋気象台の地震波(JMA)の波形と加速度応答スペクトル

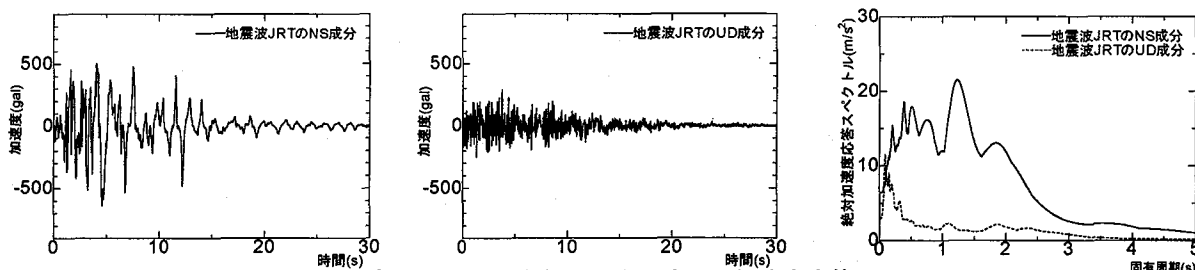


図-5 JR鷹取駅の地震波(JRT)の波形と加速度応答スペクトル

表-4 三曲面モデルのパラメータ値

	SM490Y	SS400
E (MPa)	205800	205800
σ_y (MPa)	235.2	352.8
σ_u (MPa)	500.9	549.4
ν	0.3	0.3
ϵ_{yp}	0.0201	0.0213
f_b/σ_y	0.58	0.65
β	100	100
H_{dc1}/E	0.05	0.05
ξ	0.8	0.8
H^p_{mon}	一軸の真応力-対数ひずみ関係(図-2)	

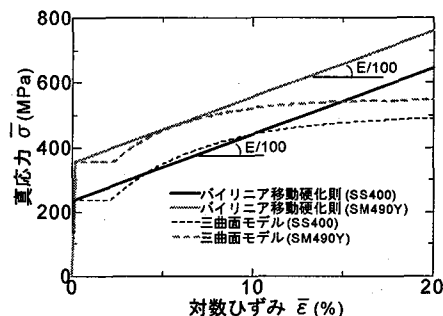


図-6 バイリニア移動硬化則の一軸真応力-対数ひずみ関係

の塑性化の考慮の有無等により解析対象は同じものでも様々なモデル化が考えられる。そこで表-2 に示す3タイプの桁部分のモデルを提案する。コンクリート床版の剛性を無視し、補剛桁を弾塑性体としたものをモデルタイプ a、コンクリート床版の剛性を考慮し、補剛桁を弾塑性体としたものをモデルタイプ b、コンクリート床版の剛性を考慮し、補剛桁を弾塑性体としたものをモデルタイプ c とする。モデルタイプ a は通常的设计で用いられるモデルに対応する。モデルタイプ b は既往の研究¹⁾で用いられているモデルであり、本研究ではさらに補剛桁の弾塑性挙動を考慮するケースとしてモデルタイプ c を提案し、その差異を検討する。以上のような3タイプの桁部分のモデルをライズ比の異なる5種類の橋梁に対して考慮し、合計 $5 \times 3 = 15$ 種類の解析モデルを作成する。すべてのモデルに対し、アーチリブ、補剛桁は梁要素、支柱はトラス要素とする。さらに、アーチクラウンと補剛桁中央は十分剛な部材で剛結する。15種類の解析モデルの表示には、ライズ比、モデルタイプを明示した記号を用いる。例えば、ライズ比が 0.150 でモデルタイプが b ならばモデル記号は 0.150-b とする。使用鋼材(SS400,

SM490Y)の材料特性として一軸の真応力-対数ひずみ関係を図-2 に示す。コンクリート床版については有効幅⁷⁾を補剛桁1本当たり 1.87m とし、ヤング係数 E_c を 23030(MPa)と設定する。有限要素解析ではコンクリート要素と補剛桁要素との界面でのすべりはしないものとする。各モデルの弾性固有周期と対応する弾性固有モードをそれぞれ表-3、図-3 に示す。モデルタイプ b, c についてはコンクリート床版の剛性を考慮しているため、固有周期はモデルタイプ a に比べて短くなっている。

2.2 入力地震波

建造物の応答性状は通常、入力される地震波に依存する。ここでは、2種類の性質の異なる地震波を用いる。

1つは、一般にアーチ橋が建設される1種地盤の地震波に対応する兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された記録 JMA の NS 成分と UD 成分を用いる。いまひとつは、同じく兵庫県南部地震で、2種地盤上の JR 鷹取駅において観測された記録 JRT の NS 成分と UD 成分を用いる。それぞれの加速度波形、加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を図-4, 5 に示す⁸⁾。NS 成分の加

表-5 最大応答変位と残留変位 (地震波 JMA)

解析モデル	④点の水平変位 (m)			⑤点の鉛直変位 (m)		
	最大応答値(右方向)	最大応答値(左方向)	残留変位	最大応答値(上方向)	最大応答値(下方向)	残留変位
0.100-a	0.035	0.037	0.002	0.165	0.305	0.008
0.125-a	0.057	0.065	-0.002	0.212	0.317	0.004
0.150-a	0.072	0.068	0.001	0.232	0.333	-0.011
0.175-a	0.091	0.084	0.003	0.195	0.349	-0.016
0.200-a	0.110	0.096	0.009	0.208	0.313	-0.029
0.100-b	0.063	0.058	0.001	0.173	0.376	-0.010
0.125-b	0.103	0.106	-0.000	0.205	0.399	-0.059
0.150-b	0.121	0.126	0.001	0.241	0.437	-0.038
0.175-b	0.163	0.159	-0.002	0.337	0.468	-0.031
0.200-b	0.208	0.193	0.004	0.394	0.453	-0.030
0.100-c	0.041	0.034	-0.001	0.103	0.224	0.010
0.125-c	0.069	0.054	0.001	0.132	0.246	-0.001
0.150-c	0.074	0.065	-0.002	0.163	0.234	0.009
0.175-c	0.078	0.085	0.003	0.183	0.260	-0.010
0.200-c	0.098	0.108	0.008	0.209	0.306	-0.022

* 残留変位の正方向は、水平成分については右方向、鉛直成分については上方向とする。

速度応答スペクトルに着目すると、地震波 JMA の卓越周期が 0.3~0.5 s であるのに対し、地震波 JRT の卓越周期は 1.1~1.3 s となっている。UD 成分については最大加速度、加速度応答スペクトルともに NS 成分より小さいことがわかる。

2.3 解析方法

本解析では、補剛桁のモデル化の影響、入力地震波の影響、鉛直地震動の影響、幾何学的非線形性の影響、および材料構成則の影響の5項目について考察する。全ての解析において、死荷重を静的に載荷した後、地震波を入力し、動的解析を行う。減衰定数については履歴減衰のみを考慮し、粘性減衰は 0 とする。さらに、非線形解析において、幾何学的非線形性は最も厳密な有限ひずみ・有限変位理論⁹⁾により、また、鋼材の材料非線形性は繰返し塑性を考慮した三曲面モデル¹⁰⁾により、それぞれなるべく正確に考慮する。三曲面モデルの材料パラメータを表-4 に示す。以上のような正確な解析に加えて、幾何学的非線形性の影響の検討では幾何学的非線形性を無視した微小変位解析、材料構成則の影響の検討では材料構成則として実務で良く用いられる簡易なバイリニア移動硬化則による解析を行い、比較検討する。仮定したバイリニアの一軸真応力-対数ひずみ関係を図-6 に示す。

解析には非線形汎用ソフト ABAQUS/Standard を用いる¹¹⁾。材料構成則の三曲面モデルは user subroutine UMAT に組み込んでいる。使用する要素タイプは、アーチリブと補剛桁は B23、支柱は T2D2 である。

3. 解析結果と考察

3.1 補剛桁のモデル化の影響

地震波 JMA を入力地震波として、前述したモデルタ

イプ a, b, c について補剛桁のモデル化の違いによる影響を考察する。

構造物の損傷箇所、損傷の程度を検討するためにモデルタイプ a, b, c に地震波 JMA の NS, UD 成分を与えて解析した結果の相当塑性ひずみ分布を図-7(a), (b), (c)に示す。図-7(b)より、文献 1) と同様、補剛桁を弾性体として解析したモデルタイプ b ではアーチクラウンとアーチリブの 1/4 付近で損傷を受けている。これに対し、図-7(a), (c)より、桁を弾塑性体として解析したモデルタイプ a と c についてはアーチリブはほとんど損傷を受けず、補剛桁が損傷を受けている。これは、補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収によりアーチリブが損傷を免れたためと考えられる。以上より、上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動は補剛桁の弾塑性挙動に大きく影響を受けることが判明した。補剛桁が先に損傷し、エネルギー吸収が十分なように設計すると、アーチリブの損傷を防ぐことができる。各モデルのライズ比に着目すると、ライズ比 0.100 のモデルは損傷が少ないことがわかる。ライズ比により損傷の程度に差異はあるものの、損傷を受ける箇所は端から 2 本目と 5 本目の支柱付近と、中央部付近に共通してみられる。

つぎに、ライズ比 0.150 で 3 タイプの桁モデルを持つアーチ橋について地震時の変形状態を図-8(a-1)~(c-1)に、時刻歴応答変位曲線を図-8(a-2)~(c-2)に示す。変形状態については、図中の⑤点の鉛直変位が最大値をとった瞬間の図である。変形を分かりやすくするために変位を 20 倍で出力してある。時刻歴応答変位曲線について、水平変位はどの位置でもほとんど差が無いことから、変形図に示した中央の④点を出力位置とし、鉛直変位は⑤点付近が大きく出ることから⑤点を出力位置とする。なお、時刻歴応答変位曲線における水平変位と鉛直変位の正負の方向は、図-1 をもとに右方向と上方向を正、左方向と下方向を負として表示している。以下においてもこの表示方法を用いる。

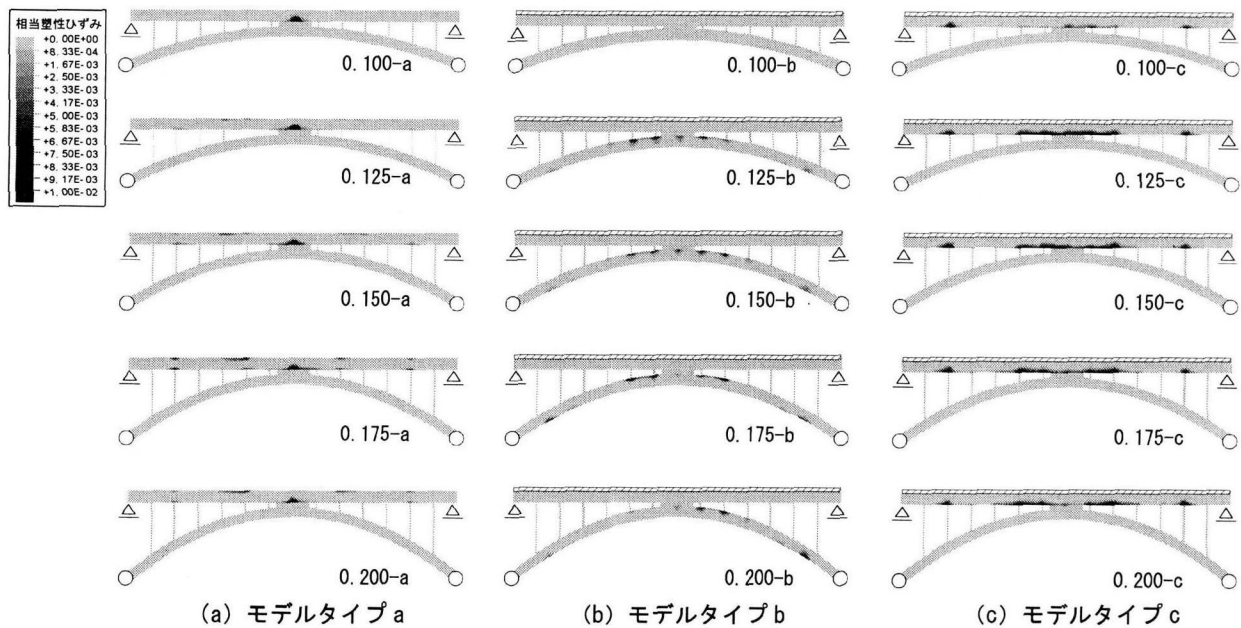


図-7 地震波 JMA による相当塑性ひずみ

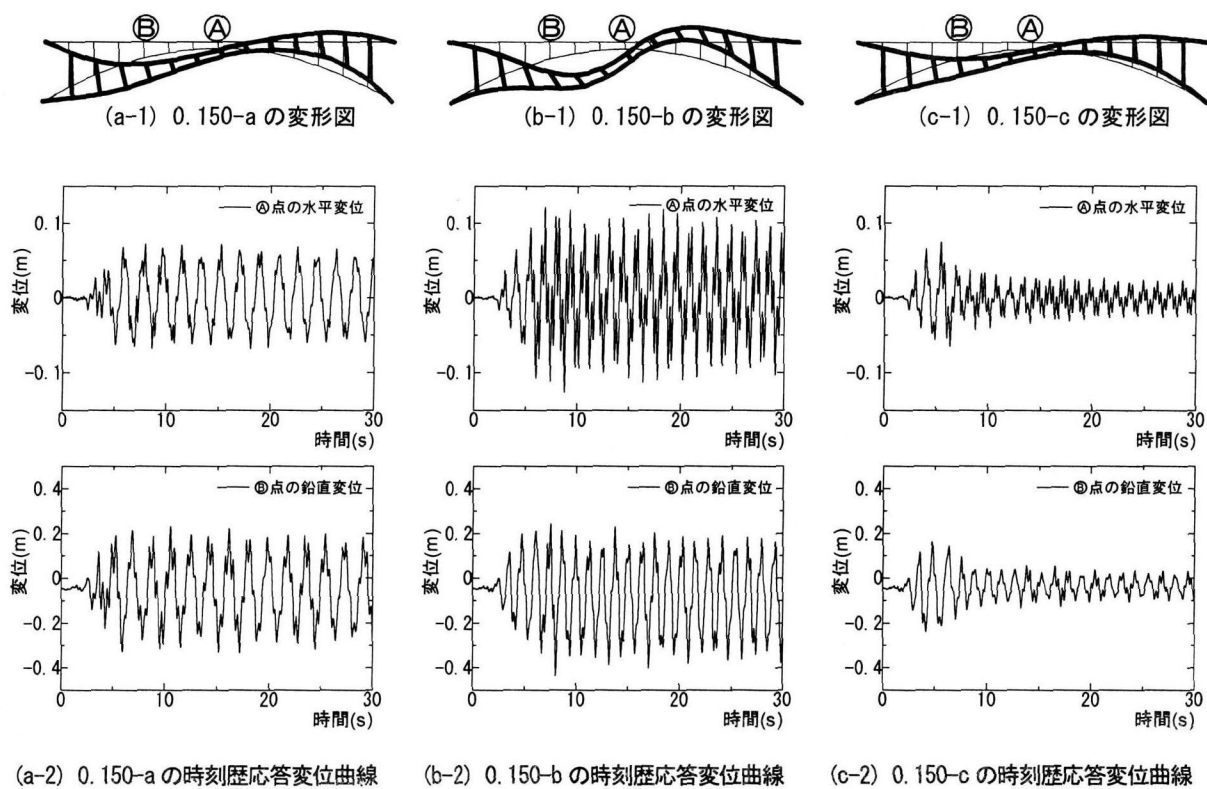


図-8 ライズ比 0.150 で 3 タイプの補剛桁モデルを持つアーチ橋の変形図と時刻歴応答変位曲線(地震波 JMA)

表-6 最大応答変位と残留変位 (地震波 JRT)

解析モデル	④点の水平変位 (m)			⑤点の鉛直変位 (m)		
	最大応答値(右方向)	最大応答値(左方向)	残留変位	最大応答値(上方向)	最大応答値(下方向)	残留変位
0.100-a	0.055	0.063	-0.002	0.272	0.480	-0.003
0.125-a	0.087	0.101	-0.001	0.353	0.500	-0.002
0.150-a	0.134	0.136	-0.018	0.396	0.532	-0.001
0.175-a	0.207	0.137	0.028	0.321	0.706	-0.097
0.200-a	0.276	0.164	0.047	0.347	0.771	-0.119
0.100-b	0.064	0.074	-0.001	0.325	0.442	-0.015
0.125-b	0.109	0.109	-0.005	0.430	0.632	-0.029
0.150-b	0.166	0.157	0.002	0.464	0.669	-0.034
0.175-b	0.208	0.225	-0.004	0.532	0.627	-0.010
0.200-b	0.276	0.284	0.000	0.587	0.704	-0.014
0.100-c	0.051	0.039	0.001	0.138	0.368	-0.007
0.125-c	0.078	0.053	-0.002	0.202	0.372	0.016
0.150-c	0.120	0.084	-0.001	0.235	0.440	0.011
0.175-c	0.159	0.115	0.007	0.230	0.515	-0.015
0.200-c	0.192	0.143	0.006	0.268	0.541	-0.013

* 残留変位の正方向は、水平成分については右方向、鉛直成分については上方向とする。

変形状態から、文献 1) と同様、⑤点付近では水平変位よりも鉛直変位が大きく、アーチリブの曲げ剛性以外にも補剛桁の曲げ剛性が動的挙動に関して重要であるといえる。また、時刻歴応答変位曲線は、全ての図において短周期成分を含む波形を示しており、複数の固有振動の影響を受けていることがわかる。モデルタイプ b と c を比較すると、c の方が減衰が大きいことがわかる。これは、補剛桁の塑性化による履歴減衰によるものであると考えられる。

全てのモデルについて、④点の水平変位、⑤点の鉛直変位の最大応答値と残留変位を表-5 に示す。概して、ライズ比が大きいモデルほど最大応答変位が大きくなる傾向がある。また、モデルタイプ b と c を各ライズ比について比較を行うと補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収が大きく、アーチリブの損傷がないモデルタイプ c の方が最大応答変位が小さい。残留変位についてはいずれも数 cm 程度でほとんど生じていない。

3.2 入力地震波の影響

前節で用いた地震波 JMA とは性質の異なる地震波 JRT の NS, UD 成分で同様の解析を行い、入力地震波の違いによる影響を考察する。

モデルタイプ a, b, c に地震波 JRT を与えて解析した結果の相当塑性ひずみ分布を図-9(a), (b), (c) に示す。損傷形態としては、地震波 JMA を入力した場合と同様、モデルタイプ b についてはアーチリブに損傷を受け、その他のモデルは補剛桁に損傷を受けている。つまり、この場合も補剛桁の塑性化によるエネルギー吸収により、アーチリブが損傷を免れているといえる。地震波 JMA を用いた解析結果との相違点は、補剛桁、アーチリブの損傷箇所がそれぞれ異なることである。地震波 JRT を与えた場合、端から 2, 3, 4 本目の支柱付近でモデルタイプ a, c については補剛桁が、モデルタイプ b についてはアーチリブが損傷を受けている。この、損傷箇所が変化

した原因を入力地震波の加速度応答スペクトルの卓越周期とアーチ橋モデルの固有周期の観点から考察する。前節の解析で用いた地震波 JMA の NS 成分の加速度応答スペクトルの卓越周期は 0.3~0.5 s であり、図-3, 表-3 に示した各モデルの固有周期、固有モードから、3 次と 4 次の固有振動（固有モード③, ④）の影響が大きいことが考えられる。しかし、固有モード③については図からわかるように左右対称のモードであり、鉛直方向の振動に関係したものである。これに対して固有モード④は水平方向の振動に関わるものであり、地震波の NS 成分が卓越する今回の解析では、主として固有モード④で共振していると考えられる。損傷箇所についても固有モード④と一致することが確認され、地震波 JMA で解析した場合は固有モード④に対応する振動の影響を受けているといえよう。これに対して地震波 JRT の NS 成分の加速度応答スペクトルの卓越周期は 1.1~1.3 s であり、解析モデルの 1 次固有周期（固有モード①）とほぼ一致している。損傷箇所についても固有モード①と一致する。以上のことから、地震波 JMA と地震波 JRT で損傷箇所が異なった原因はそれぞれの地震波の加速度応答スペクトルの違いによって、共振を起こしたアーチ橋の固有振動モードが異なったためであると考えられる。周知のように、入力地震波の性質により構造物の挙動は大きく異なるが、その加速度応答スペクトルと構造物の固有周期、固有モードは上路式補剛アーチ橋においても動的挙動を支配する重要な指標であるといえる。

つぎにライズ比 0.150 で 3 タイプの桁モデルを持つアーチ橋について前節と同様に、地震波 JRT に対する変形状態を図-10(a-1)~(c-1)に、時刻歴応答変位曲線を図-10(a-2)~(c-2)に示す。変形状態は図-8(a-1)~(c-1)と同じ方法で図示している。この場合、主として剛性の低い 1 次固有周期と共振しているため、最大入力加速度が小さいにもかかわらず、全体の変形は地震波 JMA の解析結果よりも大きく出ている。時刻歴応答変位曲線につい

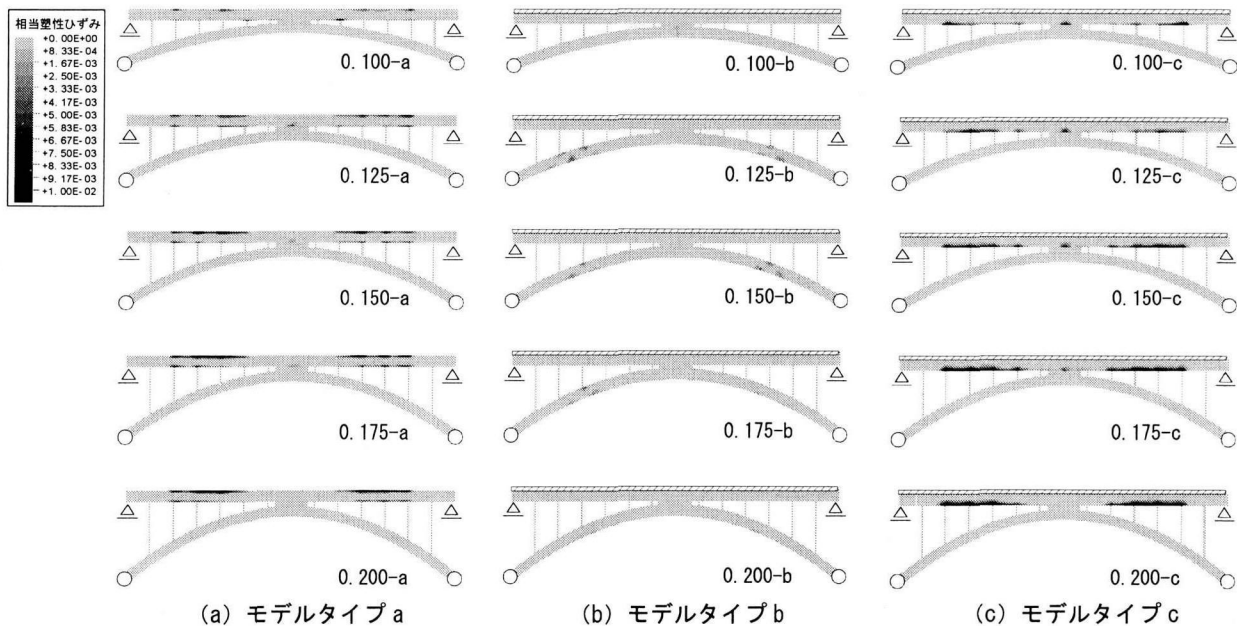


図-9 地震波 J R T による相当塑性ひずみ

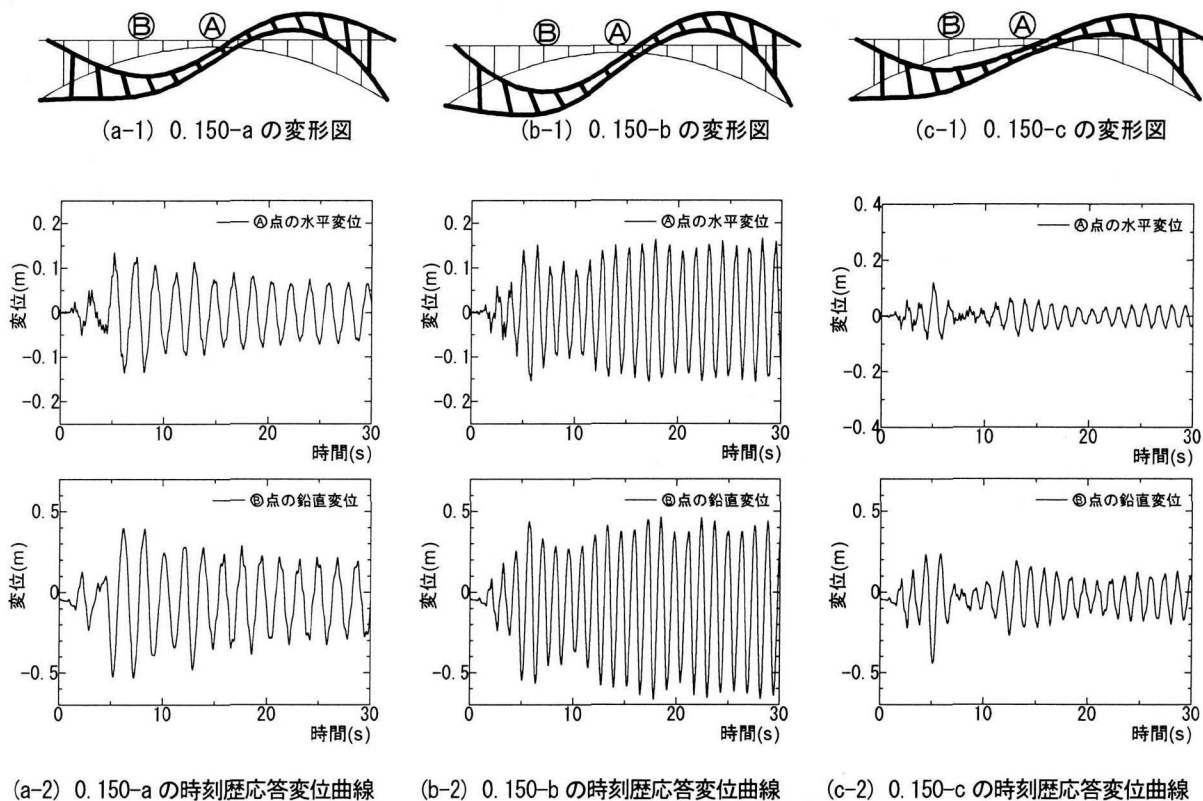


図-10 ライズ比 0.150 で 3 タイプの補剛桁モデルを持つアーチ橋の変形図と時刻歴応答変位曲線(地震波 J R T)

表－7 鉛直地震動が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑤点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.077 (+6.9)	0.082 (+20.6)	0.178 (-23.3)	0.300 (-10.0)
0.150-b	0.123 (+1.7)	0.128 (+1.6)	0.251 (+4.1)	0.418 (-4.3)
0.150-c	0.071 (+4.1)	0.065 (0.0)	0.174 (+6.7)	0.218 (-8.8)

地震波 JRT				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑤点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.135 (+0.7)	0.138 (+1.5)	0.397 (+0.3)	0.523 (-1.7)
0.150-b	0.164 (-1.2)	0.166 (+5.7)	0.459 (-1.1)	0.668 (-0.1)
0.150-c	0.120 (0.0)	0.083 (-1.2)	0.242 (+3.0)	0.438 (-0.5)

* 差 = $\frac{(\text{鉛直地震動無視}) - (\text{鉛直地震動考慮})}{(\text{鉛直地震動考慮})} \times 100$

ても、アーチ橋の1次固有周期が支配的な滑らかな波形を示している。以上からも、地震波 JRT の場合は主として1次固有振動がアーチ橋の挙動に大きな影響を与えることが確認される。モデルタイプ b と c を比較すると、地震波 JMA を用いた場合と同様、モデルタイプ c では補剛桁の塑性化による履歴減衰が顕著に現われている。

すべてのモデルについて、地震波 JRT で解析した結果の④点の水平変位、⑤点の鉛直変位の最大応答値と残留変位を表－6に示す。地震波 JMA の場合と同様、この場合も、ライズ比が大きいモデルほど最大応答変位が大きく、また、補剛桁の塑性化を考えないモデルタイプ b の最大応答変位が最も大きく出ている。一方、すべてのアーチ橋モデルにおいて、地震波 JRT での最大応答変位は表－5に示した地震波 JMA での解析結果よりも大きく出ている。

3.3 鉛直地震動の影響

一般に、地震波の水平成分が土木構造物の動的挙動に対して支配的であると考えられ、耐震設計では主として水平成分のみが用いられている。このような考え方が上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動にも該当するのかを検討する。そこで、解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, JRT の NS 成分のみを作用させた解析を行い、NS, UD 両成分を入力した解析結果との比較を行う。

表－7に地震波の NS 成分のみを作用させた場合の結果として、④点の水平変位、⑤点の鉛直変位の最大応答値と、表－5, 6に示した NS, UD 成分を同時に作用させた場合の最大応答変位との相対差(%)を示す。これより、地震波 JRT では鉛直地震動の影響はほとんどないが、地震波 JMA の場合では、この影響が大きく現われる場合もあることがわかる。特に、0.150-a ではかなり影響を受けている。これは、図－4, 5に示したそれぞれの地震波

表－8 幾何学的非線形性が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑤点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.082 (+13.9)	0.074 (+8.8)	0.244 (+5.2)	0.378 (+13.5)
0.150-b	0.109 (-9.9)	0.115 (-8.7)	0.198 (-17.8)	0.325 (-25.6)
0.150-c	0.065 (-12.1)	0.059 (-9.2)	0.132 (-19.0)	0.236 (-1.3)

地震波 JRT				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑤点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.124 (-7.5)	0.114 (-16.2)	0.393 (-0.8)	0.481 (-9.6)
0.150-b	0.197 (+18.7)	0.192 (+22.3)	0.615 (+32.5)	0.704 (+5.2)
0.150-c	0.119 (-0.8)	0.095 (+13.1)	0.293 (+24.7)	0.418 (5.0)

* 差 = $\frac{(\text{幾何学的非線形性無視}) - (\text{幾何学的非線形性考慮})}{(\text{幾何学的非線形性考慮})} \times 100$

表－9 幾何学的非線形性が固有周期に与える影響

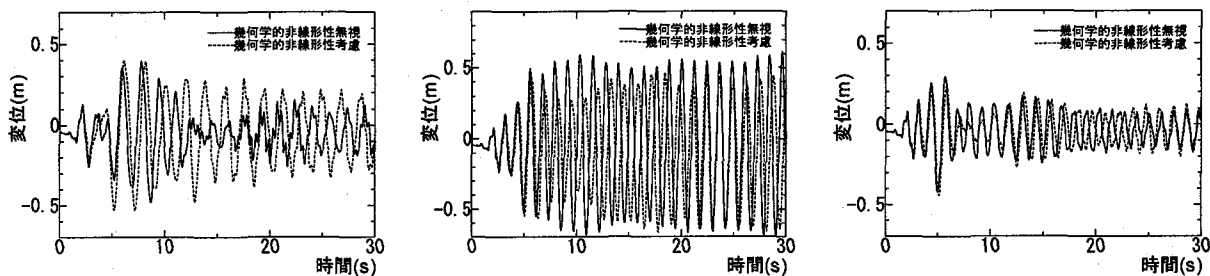
モデル名	1次固有 周期(s)	2次固有 周期(s)	3次固有 周期(s)	4次固有 周期(s)
0.150-a	1.85 (1.64)	0.78 (0.74)	0.43 (0.41)	0.40 (0.40)
0.150-b, c	1.28 (1.20)	0.57 (0.58)	0.38 (0.39)	0.34 (0.34)

* 括弧内は幾何学的非線形性を無視した場合

の UD 成分の加速度応答スペクトルの違いにあると考えられる。つまり、図－3, 表－3に示した、鉛直方向の地震動に影響を受けやすい固有モード②, ③に対応する固有周期は 0.3～0.8 s であるが、この領域に対応する図－4, 5に示す UD 成分の加速度応答スペクトルが、地震波 JRT よりも、地震波 JMA の方が大きくなっていることによると考えられる。特に 0.150-a が地震波 JMA の UD 成分の影響を受けたのは、固有モード②に対応する固有周期が 0.150-b, c において 0.58s であるのに対し、0.150-a では 0.78s と地震波 JMA の UD 成分の加速度応答スペクトルの卓越周期 0.80s に近かったためであると考えられる。以上のように、地震波 JMA では最大応答変位に鉛直成分の影響が見られた場合もあるが、一般に時刻歴応答変位曲線、損傷状態などにおける鉛直動の影響は小さい。

3.4 幾何学的非線形性の影響

アーチ橋の設計においては、その幾何学的非線形性の与える影響が大きく、静的解析による設計では一般にこの影響を考慮しなければならない。ここでは、地震時終局挙動の動的解析において、幾何学的非線形性が解析結果に与える影響について検討する。解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, および地震波 JRT を作用させ、幾何学的非線形性を無視した微小変位解析を実施し、幾何学的非線形性を考慮した解析結果と



(a) 0.150-a ⑨点の鉛直変位 (b) 0.150-b ⑨点の鉛直変位 (c) 0.150-c ⑨点の鉛直変位

図-11 時刻歴応答変位曲線による幾何学的非線形性の比較

の比較を行う。

表-8 に幾何学的非線形性を無視した場合の結果として、④点の水平変位、⑨点の鉛直変位の最大応答値と、表-5, 6 に示した幾何学的非線形性を考慮した解析結果の最大応答変位との相対差(%)を示す。これより、いずれの場合も幾何学的非線形性の影響が大きいことがわかる。

さらに、解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について、幾何学的非線形性の考慮の有無によって生じる固有周期の変化を表-9 に、地震波 JRT を入力した時の⑨点の鉛直変位の時刻歴応答変位曲線を図-11(a), (b), (c) に示す。幾何学的非線形性を無視した場合、死荷重によるたわみに起因する剛性の変化が無視されるために固有周期が短くなる。このように幾何学的非線形性を考慮することで振動特性が変化するので時刻歴応答変位曲線では幾何学的非線形性を考慮した場合と比べ、周期がずれている。以上より、アーチ橋の動的解析を行う場合、幾何学的非線形性の考慮の有無は、固有周期に影響を与え、入力地震波に対する振動特性を変化させる1つの要因となる。なお、一般に静的解析では幾何学的非線形性を考慮した場合には、これを考慮しない場合に比べ変位が大きく出るが、幾何学的非線形性を考慮した場合の動的解析においては振動特性も変化するため、表-8 にみられるように、必ずしも最大変位が大きくなるとは限らない。

3.5 材料構成則の影響

本解析では鋼材の材料構成則に、繰返し塑性を考慮した三曲面モデルを用いたが、一般的に用いられているバイリニア移動硬化型で解析を行う場合、どの程度結果に差が生じるかを検討する。そこで、解析モデル 0.150-a, 0.150-b, 0.150-c について地震波 JMA, 地震波 JRT を作用させ、鋼材の材料構成則として図-6 に示すバイリニア移動硬化則を用いて解析を行い、三曲面モデルを用いた解析結果との比較を行う。表-10 にバイリニア移動硬化則を用いた場合の結果として、④点の水平変位、⑨点の鉛直変位の最大応答値と、表-5, 6 に示した材料構成則に三曲面モデルを用いた解析結果の最大応答変位との相対差(%)を示す。この表より、バイリニア移動硬化則と三曲面モデル間の差はほとんどないことがわかる。これは、今回の解析では、いずれのアーチ橋も塑性化の程度がそれほど小さくなく、両構成モデル間の差が生ずる大きな相当塑性ひずみが発生していなかったことが原因と

考えられる。

表-10 材料構成則が最大応答変位に与える影響

地震波 JMA				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑨点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.073 (+1.4)	0.069 (+1.5)	0.222 (-4.3)	0.328 (-1.5)
0.150-b	0.124 (+2.5)	0.124 (-1.6)	0.240 (-0.4)	0.441 (+0.9)
0.150-c	0.073 (-1.4)	0.066 (+1.5)	0.163 (0.0)	0.240 (+0.4)
地震波 JRT				
解析モデル	④点の最大水平変位(m)		⑨点の最大鉛直変位(m)	
	右方向 (差:%)	左方向 (差:%)	上方向 (差:%)	下方向 (差:%)
0.150-a	0.134 (0.0)	0.135 (-0.7)	0.396 (0.0)	0.539 (1.3)
0.150-b	0.166 (0.0)	0.158 (+0.6)	0.462 (-0.4)	0.669 (0.0)
0.150-c	0.122 (+1.7)	0.085 (+1.2)	0.234 (-0.4)	0.438 (-0.5)

*差=(バイリニア移動硬化則)-(三曲面モデル)
(三曲面モデル)×100

4. まとめ

本論文ではライズ比を変化させた上路式補剛アーチ橋に対して、レベル2の地震動を入力して地震時終局挙動を解析した。得られた結果を以下にまとめる。

1. 上路式補剛アーチ橋の地震時終局挙動は補剛桁の弾塑性挙動に大きく影響を受ける。つまり、補剛桁が塑性化する場合、このエネルギー吸収によりアーチリブの損傷が減少する。この結果、最大応答変位も小さくなる。
2. 上路式補剛アーチ橋において、地震の上下動成分の影響が認められる場合はあるが、一般には水平成分の影響が大きく、地震時終局挙動は地震動の水平成分にほぼ支配される。
3. 幾何学的非線形性の考慮の有無が上路式補剛アーチ橋の動的挙動に与える影響は大きい。すなわち、固有周期に影響を与え、入力地震波に対する振動特性を変化させる。
4. 今回の解析では、発生する相当塑性ひずみが小さいことなどから、使用する材料の繰返し塑性の構成則としてバイリニア移動硬化型でも十分な解析精度が得られた。

最後に、今回の解析ではコンクリートのひび割れを考慮した材料非線形解析の収束性が悪かったため、コンクリート床版を弾性体としたこと、および計算量の点から鋼部材の局部座屈の影響を無視したこと等、さらに解析モデルの精度向上の余地がある。これらの問題点は今後の検討課題としたい。

補遺 設計における断面力分布および照査結果

解析モデルの設計荷重である活荷重+死荷重載荷時の断面力と死荷重載荷時の断面力を図-A1に記載する。活荷重を考慮する場合、アーチリブにおける軸力は最大曲げモーメント発生時のものである。さらに、照査結果を表-A1に示す⁷⁾。

表-A1 アーチリブ・補剛桁の応力度の照査結果

ライズ比	照査式	アーチリブ	補剛桁
0.100	式(3.3.4)	0.975<1	0.966<1
	式(3.3.5)	2037<2100(kgf/cm ²)	1354<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.924<1.2	1.112<1.2
0.125	式(3.3.4)	0.969<1	0.933<1
	式(3.3.5)	2019<2100(kgf/cm ²)	1306<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.906<1.2	1.064<1.2
0.150	式(3.3.4)	0.929<1	0.951<1
	式(3.3.5)	1931<2100(kgf/cm ²)	1331<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.828<1.2	1.112<1.2
0.175	式(3.3.4)	0.917<1	0.986<1
	式(3.3.5)	1901<2100(kgf/cm ²)	1381<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.800<1.2	1.186<1.2
0.200	式(3.3.4)	0.916<1	0.979<1
	式(3.3.5)	1893<2100(kgf/cm ²)	1370<1400(kgf/cm ²)
	式(8.2.3)	0.791<1.2	1.118<1.2

* 式番号は道路橋示方書⁷⁾に対応している。

参考文献

- 1) 榎原 泰造, 川島 一彦, 庄司 学: 動的解析に基づく上落式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.761-767, 1998.3.
- 2) Goto, Y. and Miyashita, S: Validity of classification systems of semi-rigid connections, Engineering Structures, Vol.17, No.8, pp.544-533, 1995.
- 3) 社団法人 日本橋梁建設協会: 橋梁年鑑 平成元年~10 年度版
- 4) 最新 橋梁設計・施工ハンドブック編集委員会: 最新 橋梁設計・施工ハンドブック, 株式会社建設産業調査会, 1990.
- 5) 小西 一郎: 鋼橋 設計編II, 丸善株式会社, 1976.
- 6) 平井 敦他: 鋼橋III, 株式会社技報堂, 1968.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I 共通編, II 鋼橋編, V 耐震設計編, 1996.
- 8) 大崎 順彦: 新・地震動のスペクトル解析入門, 鹿島出版会, 1994.
- 9) 後藤 芳顕, 吉光 友雄, 小畑 誠, 西野 文雄: 平面骨組の有限ひずみ・有限変位理論の解収束する2種類の数値解法の精度特性, 土木学会論文集No.428/I-15, pp.67-76, 1991.4
- 10) 後藤 芳顕, 王 慶雲, 高橋 宣男, 小畑 誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.4.
- 11) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, HKS, 1997.

(1999年9月17日 受付)

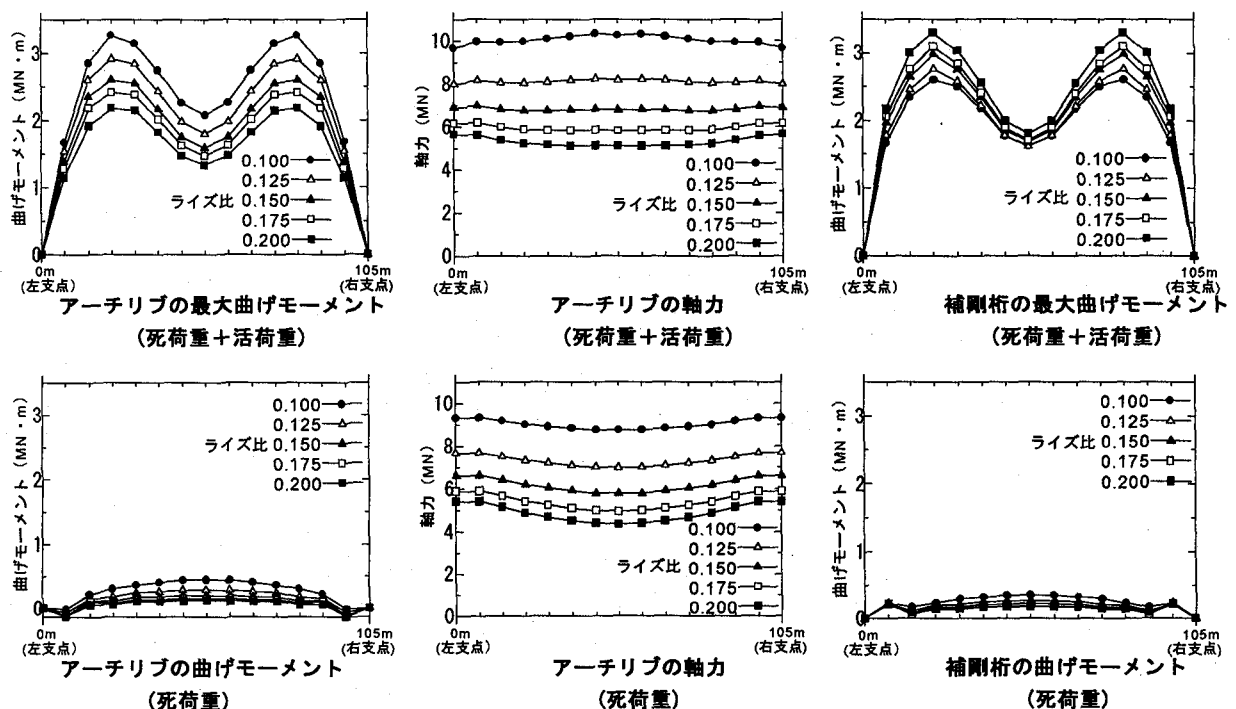


図-A1 解析モデルの設計荷重載荷時の断面力