ファイバーモデルを用いた橋梁の耐震設計
—鋼上路式アーチ橋について—
SEISMIC DESIGN OF DECK TYPE STEEL ARCH BRIDGES WITH FIBER MODEL

佐野泰如*
Yasuyuki SANO

ABSTRACT　Deck type steel arch bridges are usually analyzed by fiber model for seismic design. Therefore, the modeling, variability of the analysis results, a seismic retrofit design case and a static cyclic loading test for deck type steel arch bridges are reported on this paper.

KEYWORDS：ファイバーモデル，動的解析，鋼上路式アーチ橋，耐震設計，構造実験
Fiber model, dynamic response analysis, deck type steel arch bridge, seismic design, static cyclic loading test

1．まえがき

近年，鋼橋の耐震設計で動的解析を行う場合，時刻暦応答解析を行うことが多い。これは，道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 [1]に推奨されている解析手法であることが一つの大きな理由であるが，実務設計者が使用可能な汎用解析ソフトウェアの普及とパソコン性能の向上によるところも大きい。また，レベル２地震動に対する照査において耐震性能２，３は，構造物の部分的な塑性化を考慮するため，材料非線形を考慮した解析が行われることが多い。特に，既設構造物の耐震補強設計では，地震動による応答を抑制する目的で材料の降伏によりエネルギーを吸収する制震ダンパーを用いた制震設計も行われるため，材料非線形を考慮した解析が行われる。

一方，吊橋，斜張橋，鋼上路式アーチ橋のように変形しやすい構造の場合は，ひずみや変位の影響をつり合い式に反映した非線形解析，すなわち幾何学的非線形性を考慮した解析を行う必要がある。材料非線形と幾何学的非線形をともに考慮した解析方法を複合非線形解析と称すが，２つの非線形性を考慮した複雑な解析のため適切なモデル化により解析を行わなければ，正しい解析結果が得られない。また，解析ソフトウェアによって，非線形性の取り扱い方が異なるため，その差異が解析結果に影響を与える場合がある。

よって本文は，耐震設計で複合非線形解析が必要な鋼上路式アーチ橋について，既往の検討結果の中からファイバーモデルによるモデル化，複数機関での解析事例，耐震補強設計事例および実験事例について整理し，設計資料とすることを目的とした。

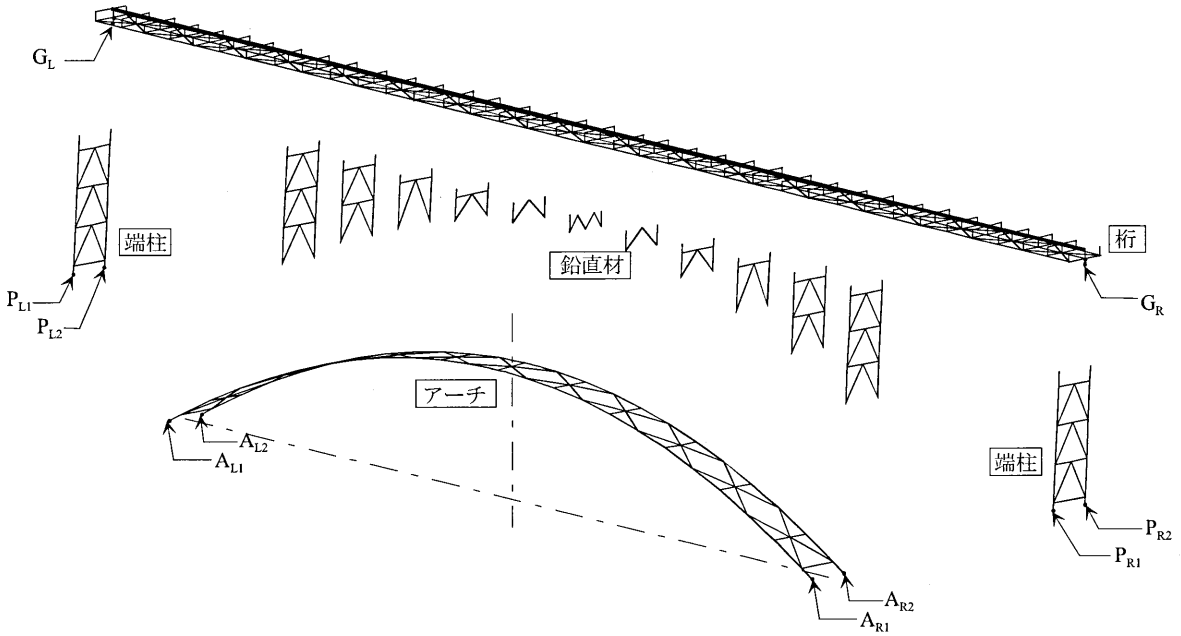
2．鋼上路式アーチ橋のモデル化

鋼上路式アーチ橋のモデル化について，日本鋼構造協会で提案された方法 [2]を説明する。なお，このモデル化方法は，複数の解析ソフトウェアで解析が可能であることを確認しているが，実験による検証は十分なされていないため，今後の知見により改善する余地を残している。

2.1　構成ブロック

鋼上路式アーチ橋を構成するブロックを図－１に示す，桁，端柱，鉛直材，アーチの４ブロックに

*工修　㈱横河ブリッジ　技術計画室　課長（〒273-0026　千葉県船橋市山野町27 横河テクノビル）



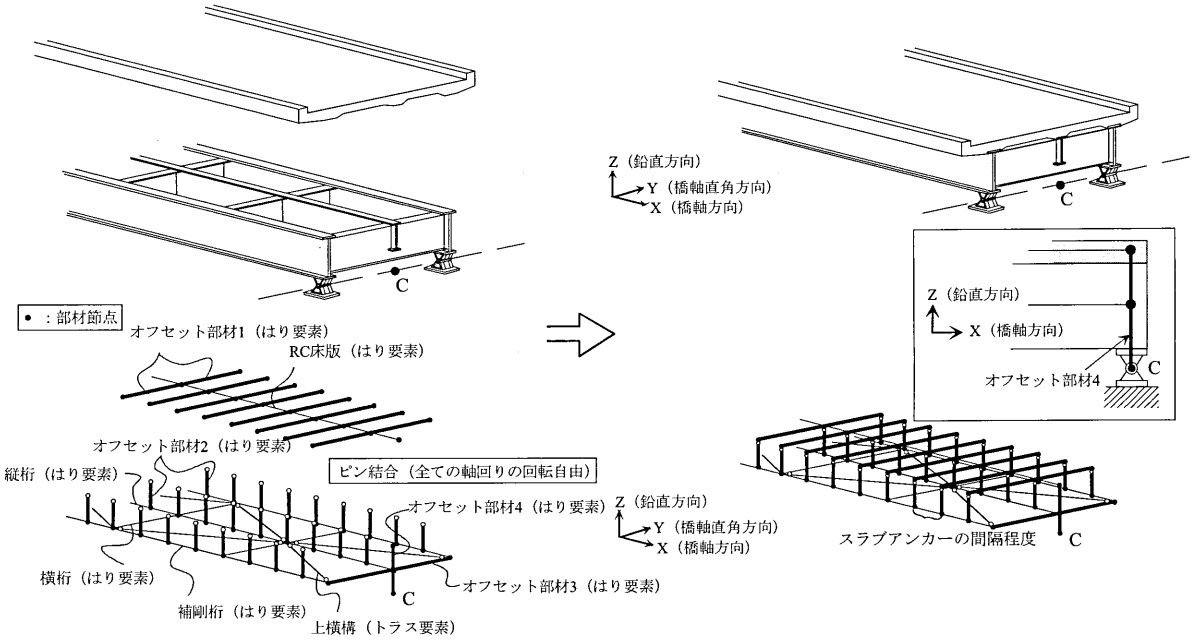
図－１　鋼上路式アーチ橋の構成ブロック

分割し，それぞれのブロックについてモデル化手法を示す。なお，ここでいう桁とは，補剛桁，縦桁，横桁，RC 床版から構成される構造をいう。

2.2　構成ブロックごとのモデル化

(1)　桁

桁のモデル化の概要を図－２に，主な考え方を以下に挙げる。使用する要素は，トラス要素とはり要素とし，使用する材料構成則は線形弾性とバイリニア移動硬化則とする。部材ごとの要素と材料構成則を表－１に示す。なお，部材どうしの結合条件はオフセット部材１－２，上横構の両端のみピン結合とする。質量は各部材長の 1/2 を節点に配分し，補剛材や連結板の質量を考慮する。回転慣性は，床版の橋軸まわりのねじれに関してのみ考慮する。



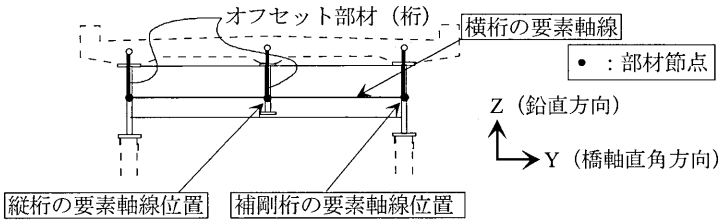
図－２　桁のモデル化の概要

・補剛桁，縦桁，横桁，RC 床版は，はり要素でモデル化する。

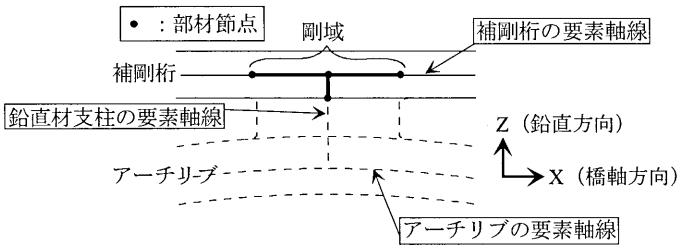
・鋼部材の断面は縦リブを考慮する。
・RC 床版の断面剛性は地覆やハンチを除いた矩形断面に近似し，鉄筋を無視する。
・上横構は格点を結ぶトラス要素でモデル化する。
・RC 床版と補剛桁および縦桁との結合を考慮するために，桁の要素分割の間隔に配置するオフセット部材を用いる。
・簡素化を図るため，図－３に示すように床組の各部材の断面図心を補剛桁の断面図心の高さ位置にとり，この位置で各部材を結合する。
・アーチクラウン部の支柱が剛な構造の場合，図－４に示すように補剛桁の中央部を剛域とする。
・オフセット部材の軸方向剛性 EA，曲げ剛性 EI_{xx}，EI_{yy}，ねじれ剛性 GJ は隣接する補剛桁や RC 床版に対して剛となる様，十分に剛性が高い値を設定する。

表－１ 各部材に使用する要素と材料構成則

部材	要素	材料構成則
RC 床版	はり要素	線形弾性
補剛桁	はり要素	バイリニア移動硬化則
縦桁	はり要素	バイリニア移動硬化則
横桁	はり要素	バイリニア移動硬化則
上横構	トラス要素	線形弾性
オフセット部材 1～4	はり要素	線形弾性



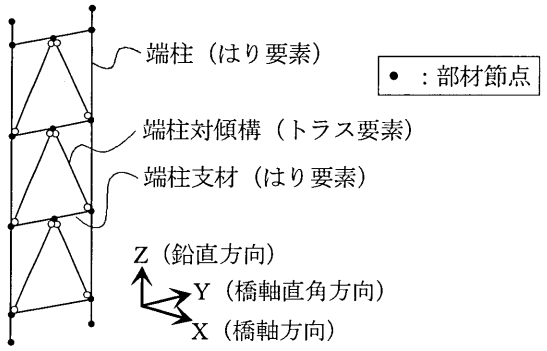
図－３ 床組構造の要素軸線位置



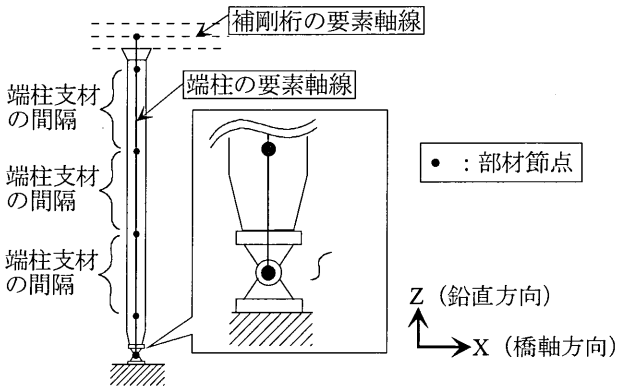
図－４ 桁中央部の剛域

(2) 端柱

端柱のモデル化の概要を図－５に，主な考え方を以下に挙げる。使用する要素は，トラス要素とはり要素とし，使用する材料構成則は線形弾性とバイリニア移動硬化則とする。部材ごとの要素と材料構成則を表－２に示す。なお，部材どうしの結合条件は対傾構斜材の両端のみピン結合とする。質量は各部材長の 1/2 を節点に配分し，補剛材や連結板の質量を考慮する。回転慣性は，無視する。
・端柱の断面に縦リブがある場合は考慮する。
・端柱対傾構は格点間を結ぶトラス要素でモデル化する。
・端柱の長さは補剛桁の断面中心から支承部の固定点（ピン支承，ピボット支承の場合は回転の中心点）までとり，柱基部の支承部付近や柱上部の桁との結合点なども剛域は設けない（図－６）。



図－５　端柱のモデル化の概要



図－６　端柱の要素軸線のとり方

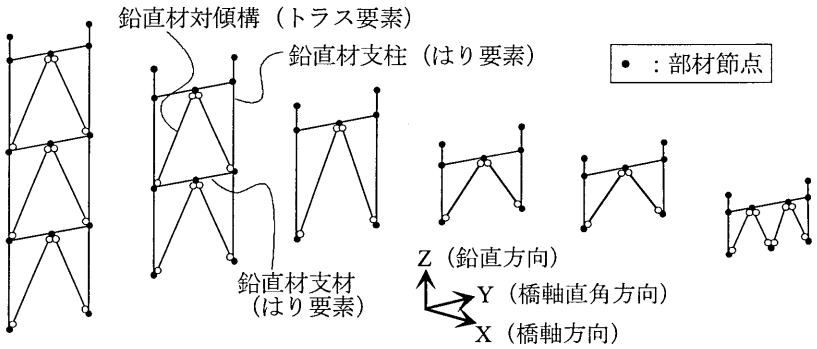
表－２　各部材に使用する要素と材料構成則

部材	要素	材料構成則
端柱	はり要素	バイリニア移動硬化則
端柱支材	はり要素	バイリニア移動硬化則
端柱対傾構	トラス要素	線形弾性

(3)　鉛直材

鉛直材のモデル化の概要を図－７に，主な考え方を以下に挙げる。使用する要素は，トラス要素とはり要素とし，使用する材料構成則は線形弾性とバイリニア移動硬化則とする。部材ごとの要素と材料構成則を表－３に示す。なお，部材どうしの結合条件は対傾構斜材の両端のみピン結合とする。質量は各部材長の 1/2 を節点に配分し，補剛材や連結板の質量を考慮する。回転慣性は，無視する。

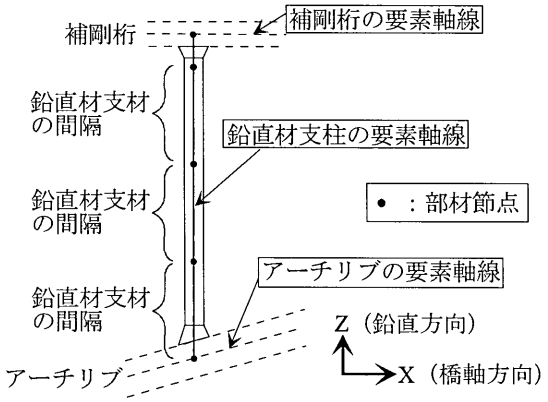
・鉛直材支柱の断面に縦リブがある場合は考慮する。
・鉛直材対傾構は格点間を結ぶトラス要素でモデル化する。
・鉛直材の長さは補剛桁の断面中心から支承部の固定点（ピン支承，ピボット支承の場合は回転の中心点）までとり，桁やアーチリブとの結合点付近に剛域は設けない（図－８）。



図－７　鉛直材のモデル化の概要

表－３　各部材に使用する要素と材料構成則

部材	要素	材料構成則
鉛直材支柱	はり要素	バイリニア移動硬化則
鉛直材支材	はり要素	バイリニア移動硬化則
鉛直材対傾構	トラス要素	線形弾性

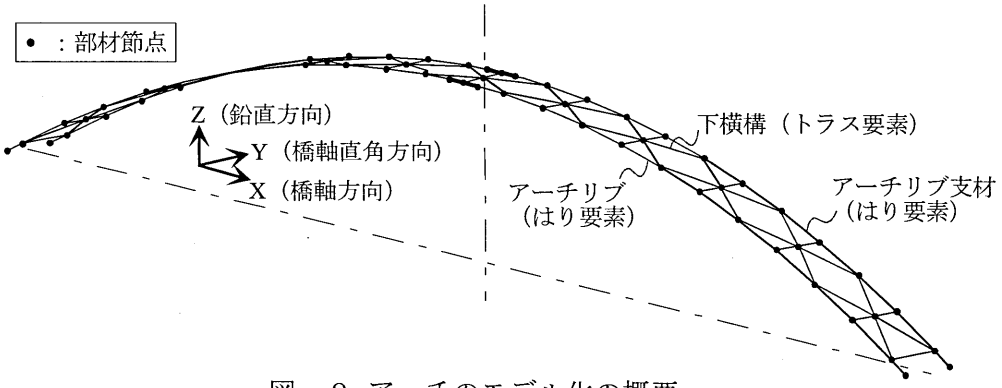


図－８　鉛直材の要素軸線のとり方

(4)　アーチ

鉛直材のモデル化の概要を図－９に，主な考え方を以下に挙げる。使用する要素は，トラス要素とはり要素とし，使用する材料構成則は線形弾性とバイリニア移動硬化則とする。部材ごとの要素と材料構成則を表－４に示す。なお，部材どうしの結合条件は下横構の両端のみピン結合とする。質量は各部材長の 1/2 を節点に配分し，補剛材や連結板の質量を考慮する。回転慣性は，無視する。

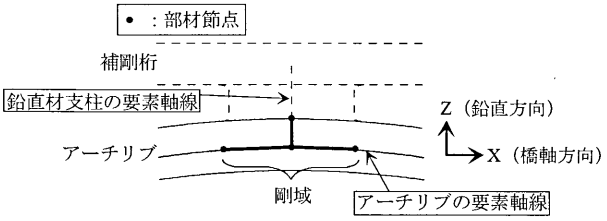
・アーチリブの断面は縦リブを考慮する。
・アーチリブの要素軸線は各アーチリブ断面の図心位置を結ぶ多直線とする。
・下横構は格点間を結ぶトラス要素でモデル化する。



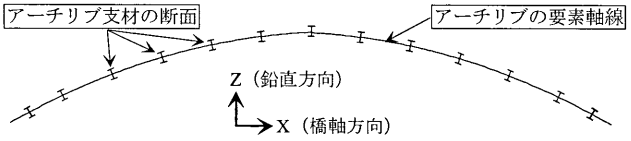
図－９　アーチのモデル化の概要

表－４　各部材に使用する要素と材料構成則

部材	要素	材料構成則
アーチリブ	はり要素	バイリニア移動硬化則
アーチリブ支材	はり要素	バイリニア移動硬化則
下横構	トラス要素	線形弾性
アーチリブ（剛域）	はり要素	線形弾性



図－10　アーチクラウン部の剛域



図－11　アーチリブ支材の断面の傾き

・アーチクラウン部の支柱が剛な構造の場合は図－10のように剛域を設定する．この剛域の軸方向剛性 EA，曲げ剛性 EI_{xx}，EI_{yy}，ねじれ剛性 GJ は隣接するアーチリブの断面剛性に対して剛となる様，十分に剛性が高い値を設定する．
・アーチリブ支材の断面が図－11のように傾いている場合は，これを考慮する．

3．複数機関における鋼上路式アーチ橋の動的解析実施例

動的解析結果の解析ソフトウェア間でのばらつきを比較する目的で，同じ条件を与え，複数機関で異なる7種類のソフトウェアを用いて，死荷重解析，固有振動解析，弾性微小変位解析による震度法解析と時刻歴応答解析，複合非線形時刻歴応答解析を行い，解析結果の比較を行った[2)]。ここでは，解析結果に差が見られた複合非線形時刻歴応答解析の結果を示す。

3.1　解析機関と使用ソフトウェア

解析を行った8つの機関と7種類の使用ソフトウェアを表－5にまとめる。解析ソフトウェアBでは微小変位解析のみに対応しており，鋼上路式アーチ橋の解析には不向きであるが，比較のため解析を行った。

表－5　解析機関と使用ソフトウェア

番号	各解析機関を識別する記号	使用ソフトウェア	ファイバー要素の変位関数			幾何学的非線形性
			たわみ	断面法線の回転角	せん断変形による回転角	
1	A	A	1次	1次	(1次)	有限変位・微小ひずみ
2	B	B	1次	1次	(1次)	無視
3	C1	C	3次	(2次)	一定	有限変位・微小ひずみ
4	C2					
5	D	D	1次	1次	(1次)	有限変位・微小ひずみ
6	E	E	1次	1次	(1次)	2次解析（II）
7	F	F	3次	(2次)	1次	有限変位・微小ひずみ
8	G	G	1次	1次	(1次)	有限変位・有限ひずみ

※1）（　）は変位関数が他の成分から従属的に求まるものを示す。
※2）2次解析（II）はひずみ・変位関係において線形項のみ考慮し，曲げによる軸方向変位を無視した場合に対応する。

3.2　複合非線形時刻歴応答解析結果

幾何学的非線形性，材料非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う。ただし，解析ソフトウェアの制約上，幾何学的非線形性を考慮できない場合（解析ソフトウェアB）は弾塑性微小変位解析を行う。時刻歴応答解析手法にはニューマークβ法（γ=1/2，β=1/4）を用いる。時間積分間隔Δtは0.01(s)とし，各インクリメントで収束計算を行う。収束計算においては各ソフトウェアのデフォルトの収束基準を用いた。減衰は Rayleigh 型減衰を用い，係数α，βは各解析機関で同一の値を使用した。Rayleigh 型減衰を構成する剛性マトリクス は死荷重の載荷による幾何学的非線形性を考慮したものを用いた。またこの剛性マトリクスにはオフセット部材の剛性が含まないようにした。具体的には解析ソフトウェアの機能として，要素別にβを与えることができる場合にはオフセット部材を定義する要素のβを0とした。この方法を用いることができない場合は，オフセット部材を剛体要素でモデル化した。

地震波II－I－1を橋軸方向に入力した結果を表－6に，橋軸直角方向に入力した結果を表－7（機関Fは解析が収束しなかった）にそれぞれ示す。表－6より，弾性解析における結果が良く一致（平

均値に対する誤差が 5%以内）していた A，C1，C2 の 3 機関については，複合非線形時刻歴応答解析においても平均値に対する誤差が最大 4%（A：アーチ 1/4 点鉛直変位）におさまっており，これらソフトウェア間のばらつきは小さいことがわかる。弾性解析において平均値に対する最大誤差が 5～10%の範囲でみられた B，F，G の 3 機関については，特に B では 20%ほどの大きな誤差が生じている。他の解析ソフトウェアと異なり，解析ソフトウェア B では微小変位解析を行っているため，幾何学的非線形性の影響により大きな誤差が生じたものと考えられる。F，G については，それぞれ最大で 11%（端柱基部軸力），6%（アーチ 1/4 点水平変位）の誤差がみられる．弾性解析（橋軸直角方向）において平均値に対する誤差が 10%以上みられた D，E については，それぞれ平均値に対する誤差が最大 3%，5%程度におさまっている。なお，解析ソフトウェア E では 2 次解析により幾何学的非線形性を考慮しているが，微小変位解析の B と比較して解析精度が向上する（平均値に対する最大誤差 19%→5%）ことが分かる。変動係数は，比較的大きく，端柱基部の軸力において最大 4.7%生じている。ただし，大きな誤差が生じている F の結果を除いて算定した場合には変動係数の最大値は 2.8%となりばらつきは小さい。

表－7 より，弾性解析における結果が良く一致（平均値に対する誤差が 5%以内）していた A，C1，C2 の 3 機関については，複合非線形時刻歴応答解析においても平均値に対する誤差が小さく，3%程度におさまっており，これらのソフトウェア間のばらつきは小さいことがわかる。弾性解析において平均値に対する最大誤差が 5～10%の範囲でみられた B，G については，B で最大 5%，G で 4%程度におさまっており，誤差は小さい。微小変位解析を行っている B の誤差は比較的小さく，橋軸方向の入力の場合と較べて橋軸直角方向の入力に対しては幾何学的非線形性の影響は小さい可能性が考えられる。弾性解析（橋軸直角方向）において平均値に対する誤差が 10%以上みられた D，E については，平均値に対する誤差が E では 14%生じているが，D では最大 4%程度と小さくなった。解析機関 E では，入力データにミスがある可能性が高い。変動係数はアーチ左端の軸力において，3.3%となるが，平均値±5%の範囲に入る確率は 87%であり許容できる程度であると考える。

表－6 複合非線形時刻歴応答解析結果（橋軸方向入力）

着目			平均値に対する各解析機関の応答値の比																平均値		変動係数	備考
			A		B		C1		C2		D		E		F		G					
水平変位	補剛桁中央点	絶対値最大	1.00	(8.56)	**0.88**	(6.57)	0.99	(8.55)	0.99	(8.55)	1.01	(8.56)	1.04	(8.56)	1.02	(12.08)	0.97	(8.56)	85	(mm)	2.0%	Pt.2074
	アーチ1/4点	絶対値最大	1.00	(6.68)	0.92	(7.12)	1.00	(6.67)	1.01	(6.67)	1.01	(10.35)	1.03	(6.68)	1.00	(6.67)	0.94	(10.92)	130	(mm)	2.5%	Pt.4025
鉛直変位	補剛桁1/4点	max	0.98	(10.37)	**0.88**	(6.55)	1.00	(10.36)	0.99	(10.35)	1.02	(10.36)	1.05	(10.38)	0.97	(6.65)	1.00	(10.37)	260	(mm)	2.4%	Pt.2049
		min	1.04	(10.92)	0.92	(5.90)	1.00	(10.91)	1.00	(10.90)	1.01	(10.91)	1.01	(10.93)	0.95	(7.19)	1.00	(10.91)	-265	(mm)	2.6%	
軸力	アーチ左端	min	1.01	(9.17)	0.91	(9.16)	1.01	(9.16)	1.01	(9.16)	1.00	(9.16)	1.01	(9.17)	0.95	(9.19)	1.00	(9.17)	-10802	(kN)	2.0%	No.4001
	端柱基部	min	1.03	(9.59)	0.96	(5.94)	1.02	(9.58)	1.03	(9.58)	1.03	(9.58)	1.01	(9.79)	**0.89**	(5.94)	1.00	(9.58)	-2531	(kN)	4.7%	No.6017
せん断力	ｾﾝﾀｰﾎﾞｽﾄ上端	絶対値最大	1.00	(9.18)	0.99	(8.19)	1.01	(9.17)	1.01	(9.17)	1.00	(9.17)	0.99	(9.18)	0.96	(9.19)	1.03	(9.18)	-8605	(kN)	2.1%	No.6055_i
曲げモーメント	補剛桁1/4点	max	1.00	(13.94)	**0.81**	(6.50)	1.00	(13.93)	1.00	(13.92)	1.01	(13.93)	0.99	(10.38)	1.00	(13.91)	1.00	(10.36)	3158	(kNm)	0.8%	No.2050_j
		min	1.03	(10.92)	0.94	(5.90)	1.01	(10.92)	1.01	(10.91)	1.02	(10.91)	1.05	(14.49)	0.92	(7.18)	0.96	(10.92)	-3213	(kNm)	4.1%	
	アーチ1/4点	max	1.01	(10.37)	**0.83**	(6.51)	1.02	(10.36)	1.00	(10.36)	1.02	(10.36)	0.99	(10.94)	0.98	(10.35)	0.99	(10.36)	3555	(kNm)	1.6%	No.4026_j
		min	1.01	(10.93)	0.93	(5.91)	1.01	(10.92)	1.00	(10.91)	1.01	(10.92)	1.05	(10.37)	0.95	(7.18)	0.97	(10.92)	-3423	(kNm)	3.1%	

※)グレーに塗りつぶしている箇所は平均値に対して5%以上の誤差があることを表す．太字は10%以上の誤差があることを表す．
平均値、変動係数にはBの結果は含まない。
Gは⊿t=0.002(sec.)で解析
括弧内の数値は，最大応答値の発生時刻(sec.)を表す．
Bは微小変位解析，Eは線形化有限変位解析の結果である．

表－7 複合非線形時刻歴応答解析結果（橋軸直角方向入力）

着目			平均値に対する各解析機関の応答値の比																平均値		変動係数	備考
			A		B		C1		C2		D		E		F		G					
水平変位	補剛桁中央点	絶対値最大	1.00	(5.80)	1.00	(5.80)	1.00	(5.80)	1.00	(5.80)	0.99	(5.79)	1.04	(5.79)	－	－	1.00	(5.80)	378	(mm)	0.5%	Pt.2074
	アーチ1/4点	絶対値最大	1.00	(5.81)	1.00	(5.80)	1.00	(5.80)	1.00	(5.80)	0.99	(5.80)	**1.16**	(5.80)	－	－	1.00	(5.80)	171	(mm)	0.6%	Pt.4025
鉛直変位	補剛桁中央点	絶対値最大	1.00	(5.80)	0.98	(5.80)	1.01	(5.79)	1.01	(5.79)	1.00	(5.79)	0.93	(5.87)	－	－	1.00	(5.80)	-94	(mm)	1.1%	Pt.2074
軸力	アーチ左端	max	0.99	(8.16)	1.05	(8.16)	1.02	(8.16)	1.02	(8.16)	0.96	(8.16)	1.05	(8.15)	－	－	0.97	(8.16)	13071	(kN)	3.3%	No.4001
		min	1.00	(5.82)	0.99	(5.80)	1.01	(5.81)	1.01	(5.81)	0.99	(5.81)	1.04	(5.79)	－	－	0.99	(5.81)	-28197	(kN)	0.6%	
	下端下横構	min	1.01	(8.16)	1.00	(8.17)	1.01	(8.17)	1.01	(8.17)	0.98	(8.16)	**1.17**	(5.80)	－	－	1.00	(8.17)	-5845	(kN)	1.2%	No.8101
	端柱基部	max	0.99	(5.82)	0.99	(5.82)	1.00	(5.81)	1.00	(5.81)	0.99	(5.82)	**1.14**	(8.15)	－	－	1.02	(5.78)	10545	(kN)	1.2%	No.5017
		min	0.99	(8.19)	0.99	(8.19)	1.01	(8.19)	1.01	(8.19)	0.99	(8.19)	**0.88**	(5.81)	－	－	1.01	(8.11)	-12118	(kN)	0.9%	
	端柱対傾構	min	1.00	(6.24)	0.99	(8.15)	1.01	(6.23)	1.00	(6.23)	1.00	(6.23)	1.06	(5.77)	－	－	1.00	(8.13)	-3854	(kN)	0.5%	No.8201
曲げモーメント	アーチ1/4点	max	1.01	(5.80)	1.00	(5.79)	1.00	(5.79)	1.01	(5.79)	1.02	(5.79)	1.01	(5.88)	－	－	0.96	(5.79)	267	(kNm)	2.1%	No.4026_j
		min	1.00	(8.22)	0.97	(8.13)	1.03	(8.13)	1.03	(8.13)	0.99	(8.14)	0.97	(8.14)	－	－	0.98	(8.13)	-253	(kNm)	2.5%	
	端柱基部	max	0.97	(8.90)	1.00	(8.92)	1.01	(8.91)	1.01	(8.91)	0.97	(8.90)	0.93	(5.26)	－	－	1.03	(8.90)	1097	(kNm)	2.2%	No.5017_j
		min	0.99	(7.60)	0.98	(7.60)	1.01	(7.60)	1.01	(7.60)	0.99	(7.59)	0.95	(7.63)	－	－	1.01	(7.59)	-1750	(kNm)	1.2%	

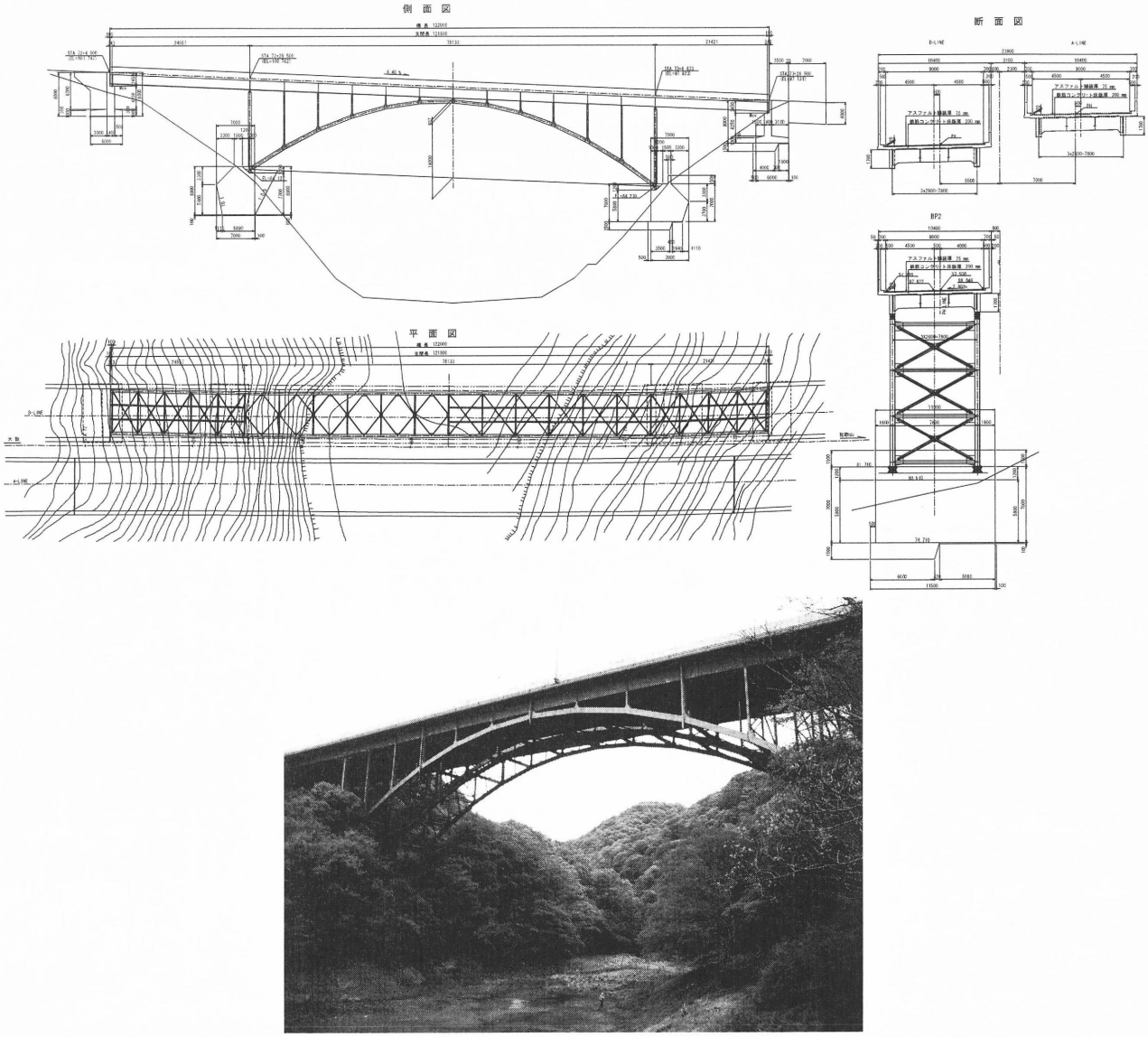
※)グレーに塗りつぶしている箇所は平均値に対して5%以上の誤差があることを表す．太字は10%以上の誤差があることを表す．
括弧内の数値は，最大応答値の発生時刻(sec.)を表す．
平均値、変動係数にはEの結果は含まない。
Bは微小変位解析，Eは線形化有限変位解析の結果である．
Fは解析が途中で終了したため、有意な結果が得られなかった．
Gは自動時間増分機能（0.01～0.0006sec.）を使用している．

４．既設橋の耐震補強設計事例

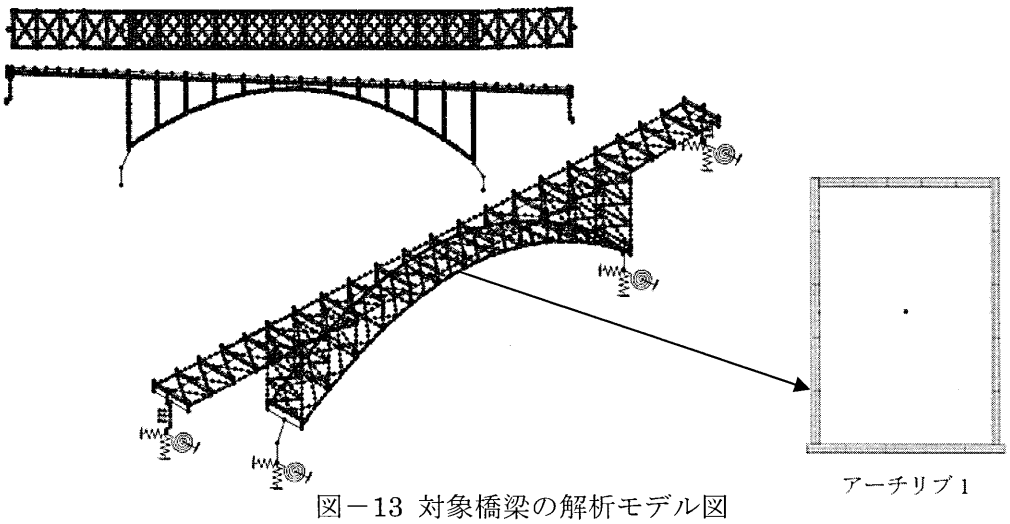
ここでは,既設の鋼上路式アーチ橋の耐震補強事例について,ファイバーモデルを用いた解析事例,制震ダンパーを用いた対策事例およびアーチリブ支点の負反力対策事例について紹介する。

4.1　解析事例

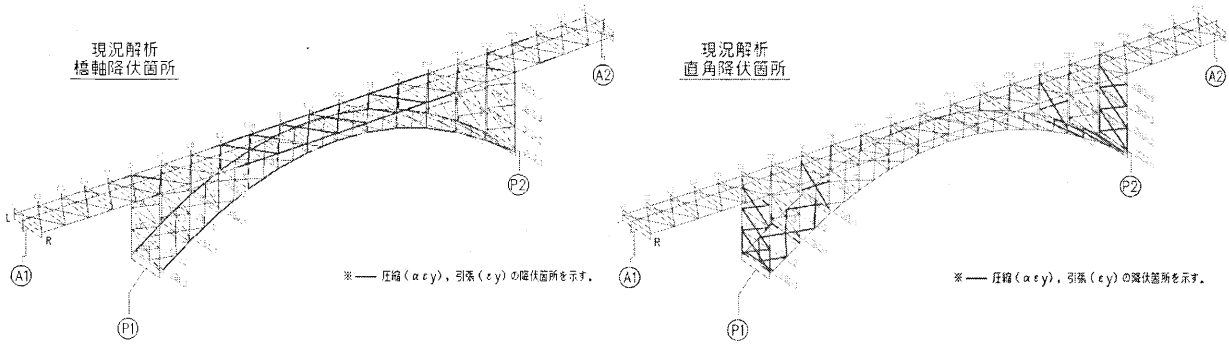
図－12 に示す鋼上路式アーチ橋の解析事例を紹介する。対象橋梁はアーチ支間 75m，アーチライズ 14m のランガー桁橋で 1972 年（昭和 47 年）に竣工した橋梁である。ランガー形式でアーチリブは軸力のみに抵抗する部材として設計されているため，小さい断面で構成されている。この橋梁をファイバーモデルでモデル化したものを図－13 に示す。このモデルに橋軸方向地震としてⅡ－Ⅰ－３，橋軸直角方向地震としてⅡ－Ⅰ－１をそれぞれ入力し解析した結果を図－14 に示す。これより，多くの部材が降伏または座屈しており，補強が必要である。しかし，当て板や部材追加等の抵抗力を大きくする補強のみでは限界があるため，制震ダンパーの設置や支承損傷に対するフェールセーフ構造も併せて検討された。以降で他の橋梁の事例も含め，これらの対策について述べる。



図－12 対象橋梁の一般図と補強前の写真



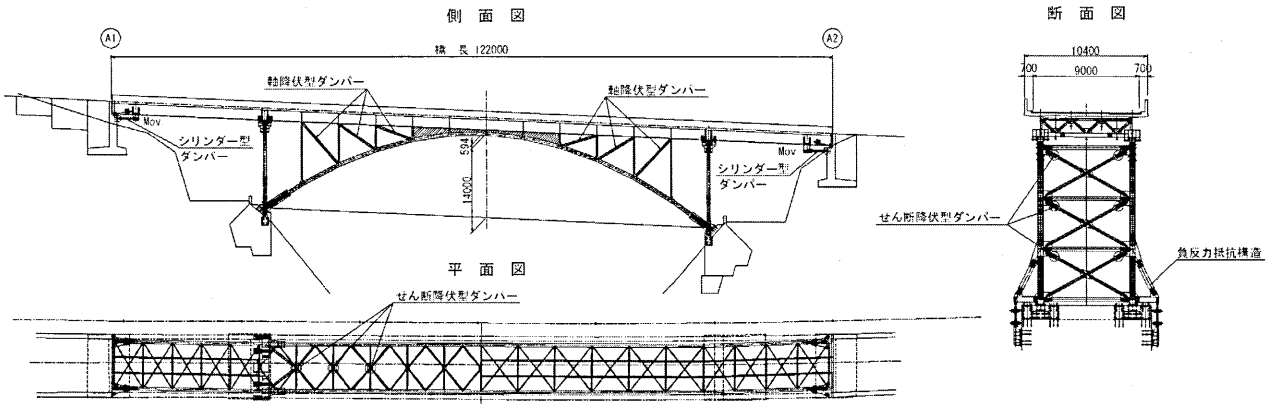
図－13 対象橋梁の解析モデル図



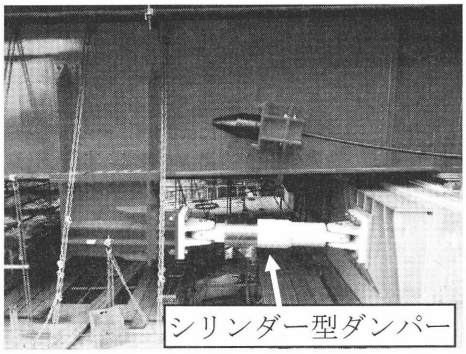
図－14 対象橋梁の解析結果（降伏，座屈した部材）

4.2 制震ダンパーを用いた対策事例

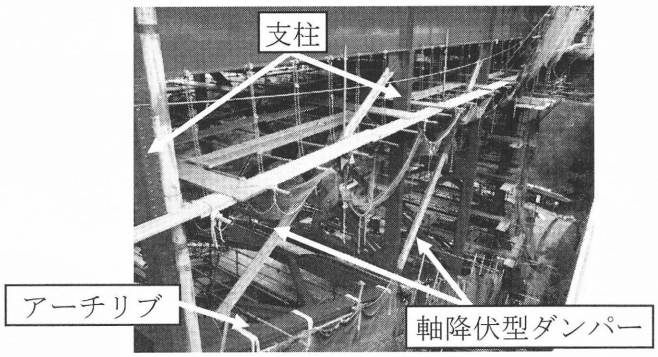
鋼上路式アーチ橋に制震ダンパーを設置する耐震補強事例は多くなってきているが，設置できる部位とダンパーの種類は限定される。具体的には，橋軸方向には端支点部に粘性型ダンパーや支柱間に履歴型ダンパー，橋軸直角方向にはアーチリブの横構や支柱対傾構の斜材に履歴型ダンパーを設置する事例が多い。前述の橋梁も，図－15に示すとおり橋軸方向は端支点部にシリンダー型ダンパー，支柱間に軸降伏型ダンパー（図－16），橋軸直角方向はせん断降伏型ダンパー（図－17）をそれぞれ設置し，地震による応答を低減した。これらの対策でも照査を満足しない部位は当て板補強を行った。



図－15 耐震補強の概要

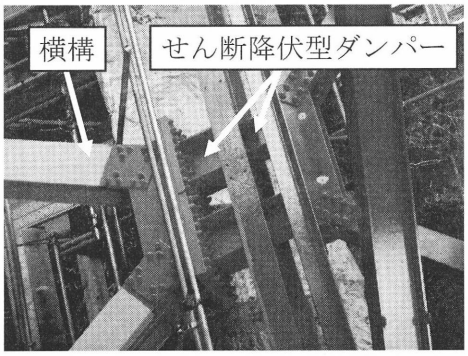


シリンダー型ダンパーの設置状況

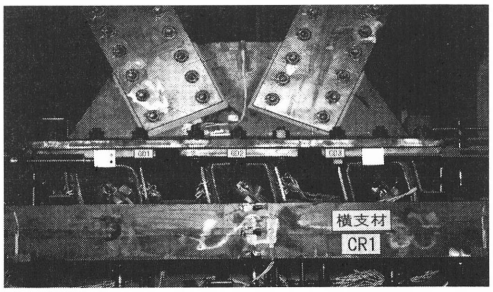


軸降伏型ダンパーの設置状況

図－16 橋軸方向の対策



せん断降伏型ダンパーの設置状況



せん断降伏型ダンパーの変形状況（実験）

図－17 橋軸直角方向の対策

4.3 支承損傷対策事例

鋼上路式アーチ橋は，橋軸直角方向地震時にアーチリブの支点に負反力が作用する。負反力に対して，支承が損傷すると橋梁全体の性能に影響があり，支承を交換するのも容易ではないため対策が必要となる。対策方法は，負反力に対して抵抗する方法として支点固定化と負反力抵抗構造の追加，負反力を低減する方法として制震ダンパーを設置する方法が挙げられる（図－18)。ここでは，それぞれの事例を検討中のものも含め紹介する。

(1) 支点固定化

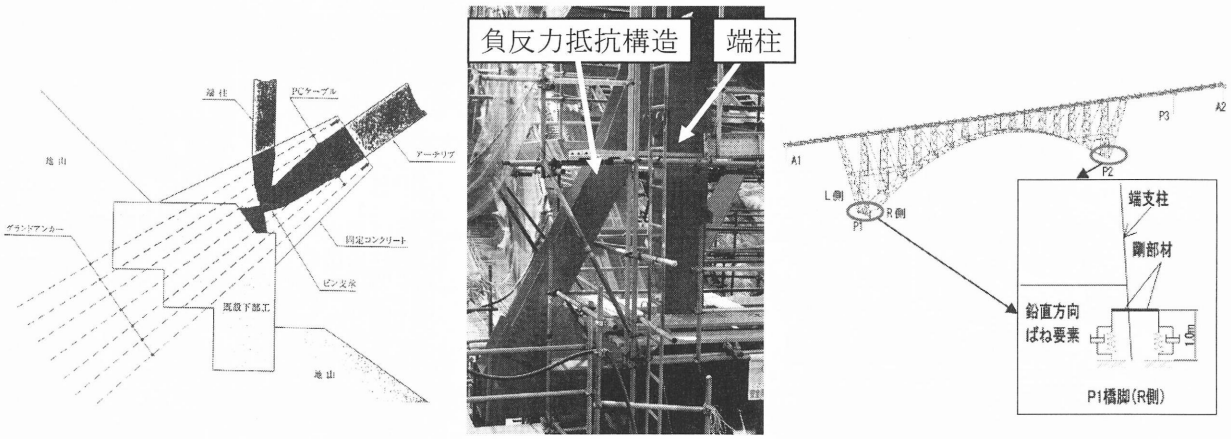
アーチリブの支点部をコンクリートで巻き立てて下部工と一体化し，支点条件をピンから固定に変更する方法[3]である。支点条件を固定化することで，基礎に曲げモーメントが作用するため，照査を満足しない場合は基礎補強が必要である。

(2) 負反力抵抗構造追加

支承とは別構造で負反力に抵抗する構造を設置し，支承の損傷を防止する方法である。常時の橋の挙動には，ほとんど影響を与えないという利点がある。一方，アーチリブの基部に部材を追加するため，支承回りが狭隘な環境となり，維持管理のための空間の確保に留意する必要がある。

(3) 制震ダンパー設置

アーチリブの支点部に制震ダンパーを設置する方法である。解析的検討[4]と基本設計[5]がなされ，効果が確認されている。ロッキングによりアーチリブが浮き上ることで，制震ダンパーの効果が得られる。水平力に抵抗する部材を別途設置する必要がある。



支点固定化[3)]　　負反力抵抗構造追加　　制震ダンパー設置[5)]

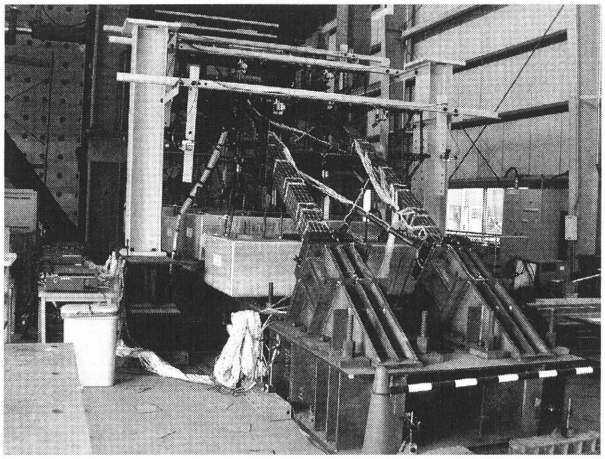
図－18 支承損傷対策事例

5．鋼上路式アーチ橋の実験と解析事例

鋼上路式アーチ橋の複弦アーチリブについて，橋軸直角方向地震時の損傷メカニズムを明らかにし，現状の解析モデルの留意点の明示と改善方法の提案を行う目的で，正負交番載荷実験を実施しファイバーモデルによる解析で検証を行っている[6)]。ここでは，実験の概要と解析的な検証結果を示す。

5.1　複弦アーチリブの橋軸直角方向交番載荷実験

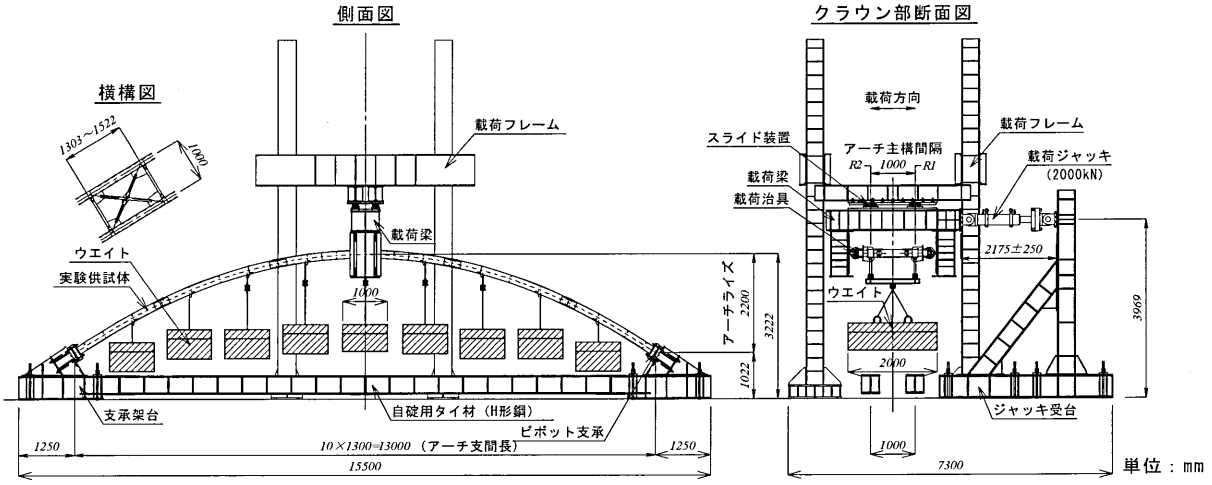
実験供試体は，アーチ支間 13.0m，アーチライズ 2.2m の２ヒンジアーチとし，補剛桁，支柱はモデル化しないアーチリブ，横支材，横構からなる複弦アーチリブとした（写真－１，図－19，20）。実験供試体の主な構造パラメータを表－８に示す。実験供試体数は，アーチリブのフランジ，ウェブの目標幅厚比パラメータを Case1 は 0.7，Case2 は 0.5 と変化させた計２体とした。0.7 は道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編[7)]に定められた両縁支持板の弾性座屈限界に対応する値であり，0.5 は幅厚比の影響を見るためにこれより小さく設定した値である。ここで，横構細長比を算出するための横構骨組長は，横構どうしの交点ではなく，横構とアーチリブの交点間の長さとした。弾塑性域から終局状態に至るまでの破壊メカニズムを確認する目的で，橋軸直角方向の弾性載荷実験と同じ方法で載荷を行い，アーチリブまたは横構に貼付したひずみゲージの一つが降伏ひずみ（材料試験値）となる変位を１δ_yとし，図－21 に示す載荷ステップで載荷した。なお，R1 から R2 方向を正方向，R2 から R1 方向を負方向とした。



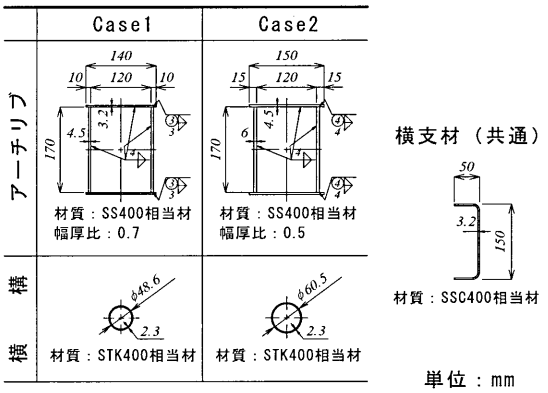
写真－１　実験供試体全景

表－８　実験供試体の各パラメータ

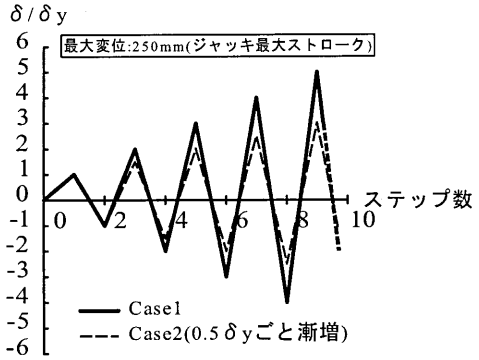
構造パラメータ		実験供試体	
		Case1	Case2
アーチ支間・主構間隔比	L/B	13.0	13.0
アーチ支間・ライズ比	L/f	5.9	5.9
アーチリブ面内細長比パラメータ	$\overline{\lambda_x}$	2.32	2.27
アーチリブ面外細長比パラメータ	$\overline{\lambda_y}$	0.27	0.27
死荷重軸力･公称降伏軸力比	N_d/N_y	0.15	0.15
横構細長比	l/r	111.1	88.4



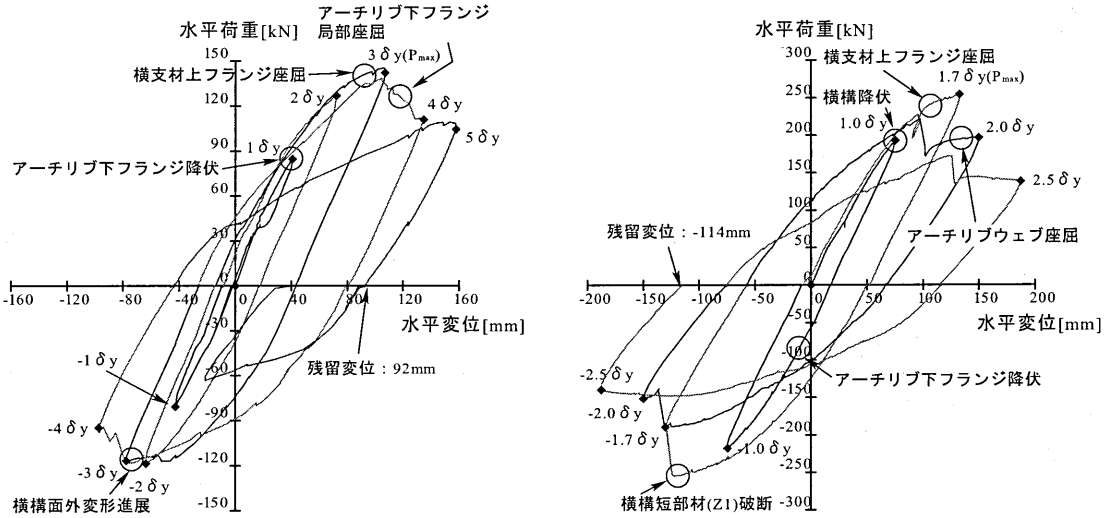
図－19　実験供試体全体図



図－20　実験供試体の部材断面



図－21　交番載荷ステップ



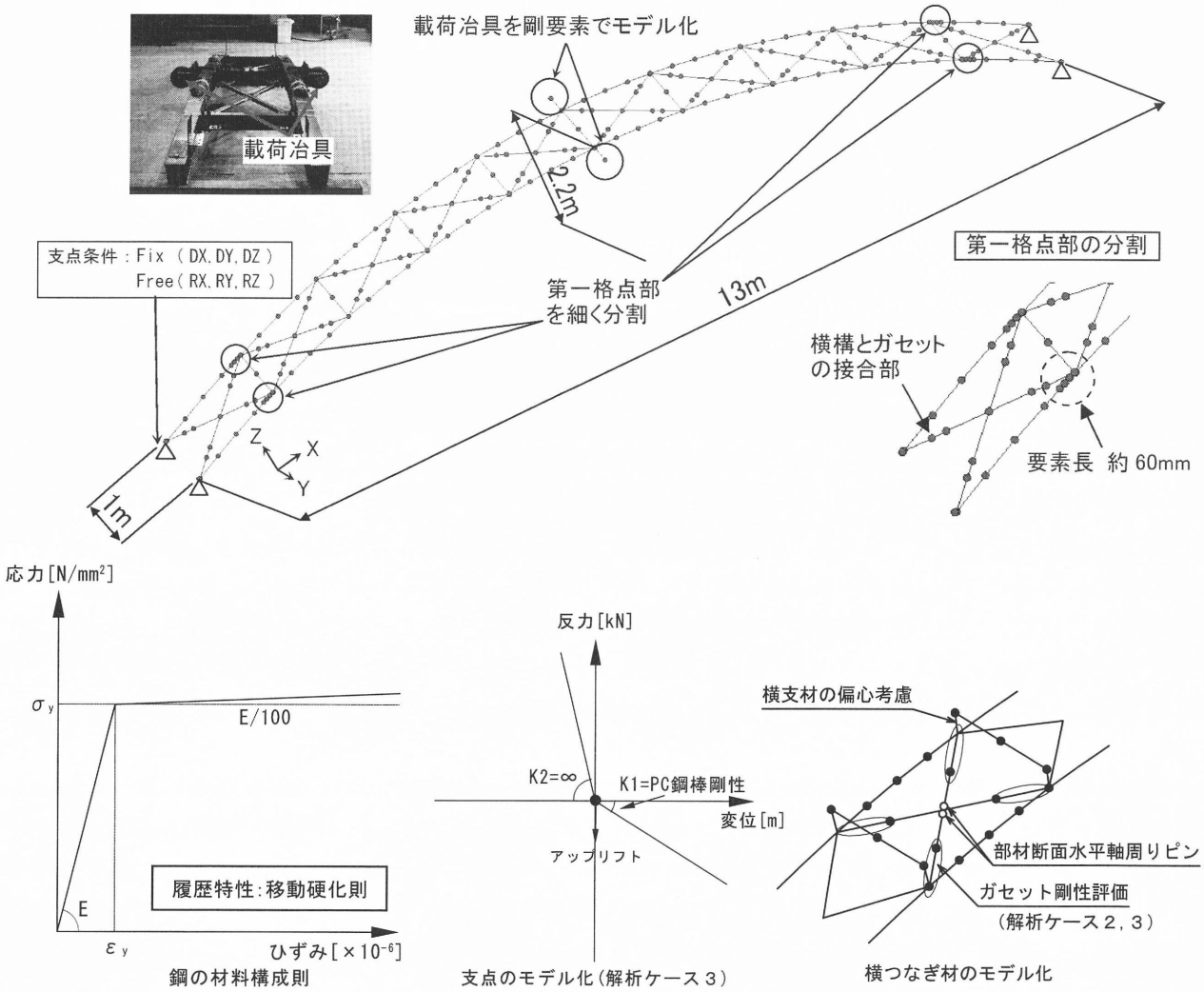
a）Case1　　b）Case2

図－22　荷重変位関係

実験結果のうち，載荷水平荷重とアーチクラウン部の水平変位の関係を図－22 に示す。Case1，2 ともに支点近傍の横構や横支材上フランジの局部座屈が初めに生じるが，変形が小さく横支材全体の座屈とはならなかったため，構造全体に大きく影響を与えるものではなかった。これらの損傷が進展してアーチリブと横つなぎ材（横構，横支材）から成る構面（以下，横構構面）の形状保持機能を失うと，支点に最も近い格点（アーチリブと横支材接合部）付近のアーチリブに局部座屈が生じ，水平耐力が低下する損傷メカニズムであった。

5.2　実験結果のファイバーモデルによる解析的検証

実験供試体を用いた橋軸直角方向の正負交番載荷試験を再現する目的で，実験供試体をファイバーモデルでモデル化し弾塑性有限変位解析により，交番載荷解析を行った．解析モデルは図－23 に示すモデルとし，使用したソフトウェアは表－５中の A とした．交番載荷解析を行う前に，橋軸直角方向の複弦アーチリブ全体のせん断剛性に寄与する，ガセットを含めた横構の伸び剛性の評価を FEM 解析により行った．表－９に解析で考慮した３ケースを示す。



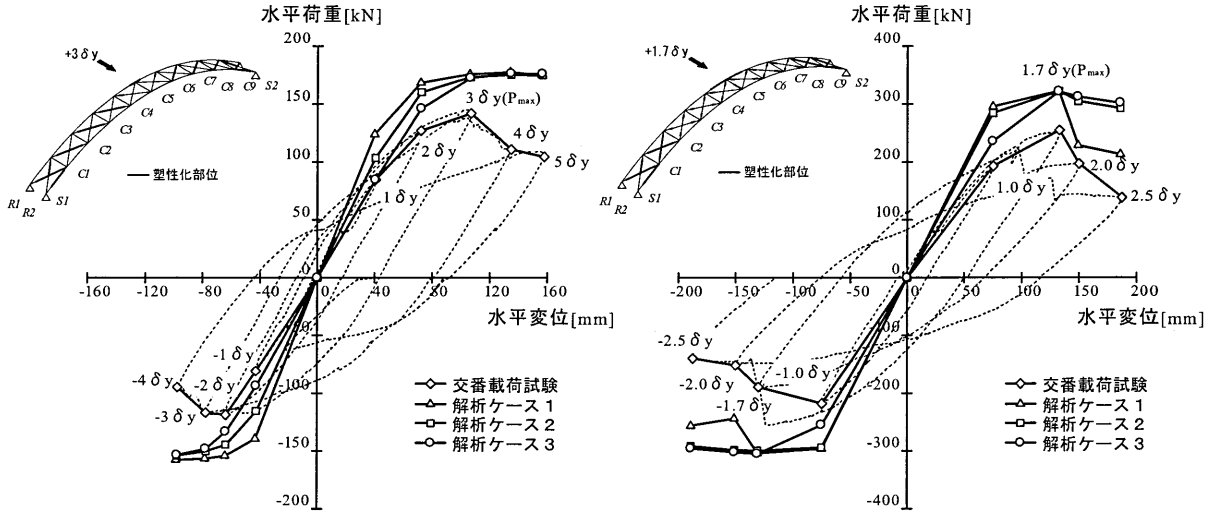
図－23　解析モデルの概要

表－９　解析ケース

解析ケース１	横構部材全長に一定の断面積を付与（通常モデル）
解析ケース２	局部的な弾性変形により横構伸び剛性が低下する影響をガセット部に考慮
解析ケース３	解析ケース２にアップリフト作用時の支点条件の変化を考慮

ファイバーモデルによる複合非線形解析で交番載荷を行った結果の荷重変位関係を図－24 に示す．Case1 は Case2 と比較して，±1 δ_y で解析ケース１と解析ケース２の結果の差が大きいが，Case1 では横構伸び剛性の低下が大きいためである．また，Case1，Case2 ともに解析ケース３の結果が実験結果と最も初期剛性が近いことから，±1 δ_y までのほぼ弾性域の橋軸直角方向挙動についても，横構伸び剛性とアップリフト作用時の支点条件の適切な評価が必要であることが分かる．また最大水平耐力は解析値の方が大きくなっているが，これは実験で生じた横構，横支材の局部座屈や破断といった損傷

メカニズムがファイバー要素を用いた解析では評価できないことによる．しかし，解析による最大水平耐力到達時の水平変位(Case1 では+3 δ_y，Case2 では+1.7 δ_y)は実験と同じ載荷サイクルで生じていることから，実験では局部座屈や破断などの損傷により，解析では部材座屈によって，横構，横支材が横構構面の形状保持機能を失うことで水平耐力が低下することが分かる．



a) Case1　　b) Case2

図－24　荷重変位関係と塑性化部材

６．まとめ

本文では，鋼上路式アーチ橋の耐震設計にファイバーモデルを使用する場合のモデル化，複数機関での動的解析実施事例，耐震補強設計事例，実験事例について結果の概要をまとめた。しかし，本文で示した事例が最善の方法とは限らないため，今後の成果を期待したいと考える。

謝辞

本文の２，３章は，鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会（耐震設計法研究部会、日本鋼構造協会）のアーチ橋の検討結果（解析担当機関：名古屋工業大学，大阪市立大学，㈱構造計画研究所，JIP テクノサイエンス㈱，大日本コンサルタント㈱，八千代エンジニアリング㈱，㈱横河技術情報）を使用させていただきました。また，４章の写真は横河工事㈱にご提供いただきました，ここに記して感謝の意を表します。

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，2012
2) 日本鋼構造協会（鋼橋の合理化構造・設計法研究委員会：耐震設計法研究部会）：ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上，JSSC テクニカルレポート No. 93，2011
3) 北原稔，太田貞次，宮沢智明，小原久：アーチリブへのコンクリート充填とアーチ基部固定化を実施した鋼ローゼ橋補強工事（上輪橋），宮地技報 No. 17，2001
4) 後藤芳顯，奥村徹： ロッキング挙動を利用した免震・制震機構の上路式鋼アーチ橋への適用，土木学会論文集 A Vol. 62 No. 4，2006
5) 太田あかね，大塚久哲，野原秀彰，新井雅之，森崎啓，馬渕倉一：ダンパーを用いた鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策，構造工学論文集 Vol55A，2009
6) 佐野泰如，小池洋平，大森邦雄：複弦アーチリブの橋軸直角方向地震時耐荷力に関する検討，土木学会論文集 A，Vol. 63，No. 2，pp. 297-311，2007
7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，2012