

鋼上路式アーチ橋の耐震補強設計に関する検討

本荘清司¹・横山和昭¹・前原直樹²・田崎賢治³・川神雅秀³

¹正会員 修（工） 西日本高速道路株式会社 中国支社 管理事業部（〒731-0103 広島市安佐南区緑井 2-26-1）

²西日本高速道路株式会社 中国支社 管理事業部（〒731-0103 広島市安佐南区緑井 2-26-1）

³正会員 博（工） 大日本コンサルタント株式会社 大阪支社 構造技術部（〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19）

1. はじめに

現在、全国的に橋梁の耐震補強整備が進められる中、アーチ橋等の桁橋形式とは異なる特殊橋梁に対しても、レベル2地震時の耐震性能照査や耐震補強対策が行われている。特に上路式や中路式アーチ橋は、例えば、道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾において、地震時の挙動が複雑な橋と位置づけられ、動的解析によりどこに塑性ヒンジが生じるかを検討し、その箇所は十分なじん性が発揮できるよう構造細目に配慮するのがよいとされているが、実際の検討にあたっては、まず桁橋とは異なるアーチ橋の動的挙動を適切に評価することが重要となる。

本文では、既設の鋼上路式アーチ橋を対象に、3次元有限要素（ファイバーモデル）を用いた複合非線形動的解析を橋全体系で実施し、レベル2地震時の動的挙動を明らかにするとともに、効果的な耐震性向上策の検討を行った結果について、その概要を報告する。

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1 に示す橋長 221m、アーチ支間長

130mの鋼上路式アーチ橋（ライズ 28.7m）である。側径間部の P1 橋脚は RC 壁式橋脚（橋脚高さ 25m、断面形状 2.0×8.0m）で、両端部に橋台（A1 橋台は箱式、A2 橋台は逆 T 式）を有している。基礎構造は直接基礎で、地盤種別は I 種地盤である。また、支持条件は橋軸方向に対して、A2 橋台（鋼製水平固定支承）と P2 および P3 橋脚（鋼製端支柱）の上下端部が固定支持（鋼製ピン支承）、A1 橋台（BP 支承）と P1 橋脚（鋼製ローラー支承）は可動支持である。一方、橋軸直角方向に対しては、全支点部が固定支持である。なお、本橋は昭和 55 年版道路橋示方書による修正震度法で耐震設計されたもので、設計水平震度は橋軸方向 0.15、橋軸直角方向 0.19（地域区分は B 地域）である。

3. 現橋の耐震性能照査

(1) 解析モデル

解析モデルは、アーチ橋を構成する部材の軸力変動およびアーチリブの 2 軸曲げの影響を考慮するとともに、材料非線形を精度良く評価するため、図-2 と表-1 に示すファイバーモデルを基本とした 3 次元骨組モデルを使用

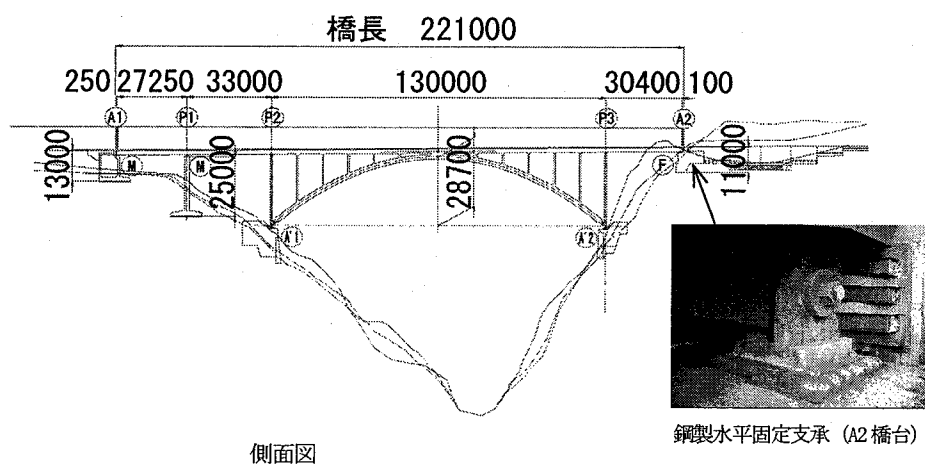
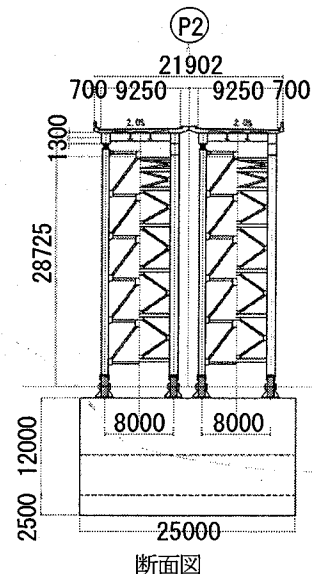


図-1 対象橋梁の一般図（単位：mm）



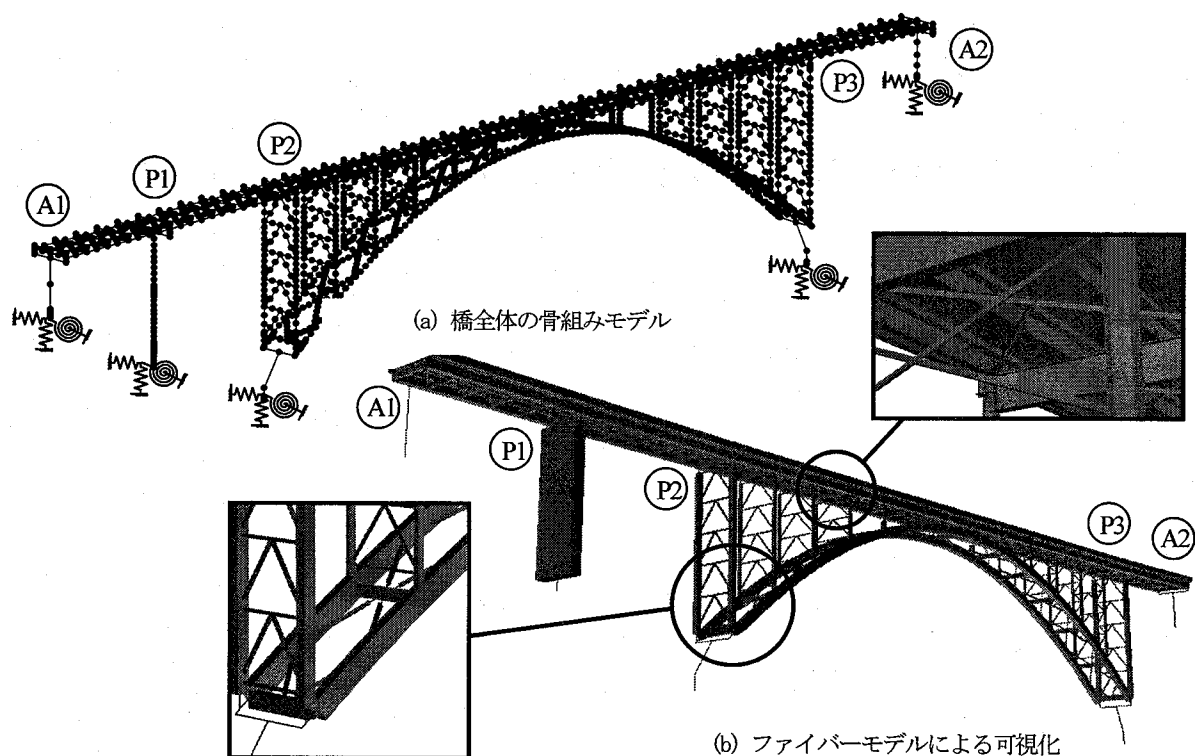


図-2 解析モデル

した。アーチリブ、補剛桁、下横構、対傾構などの鋼材の応力度とひずみの関係は、図-3 に示すように、ひずみ硬化を考慮した2次勾配が $E_s/100$ のバイリニア型とし、硬化則は移動硬化とした。また、RC 床版は図-4 に示すファイバーモデルを採用し、二本の縦桁を含んだはり要素でモデル化した。ここで、鉄筋は円形断面のファイバー要素としている。床版はり要素の位置は床版中心とし、高さは縦桁上面とした。RC 床版の材料構成則は道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編²⁾に示される応力度-ひずみ曲線を用い、コンクリート材料は図-5(a)、鉄筋は図-5(b)に示すように設定した。なお、縦桁は鋼部材と同じバイリニア型モデルを用いた。

一方、橋台のモデル化は全断面有効の剛性を有する弾性はり要素とし、橋台・橋脚の地盤-基礎系ばねのモデル化は図-2(a)に示すように線形ばね要素とした。

アーチ橋のアーチクラウン部は、図-6 に示すようにモデル化した。すなわち、センターポストが5mの幅を有しており、この範囲は補剛桁とアーチリブが一体構造であるため各部材共に剛部材としている。

鋼部材材端の結合条件のモデル化は、支柱などのガセット部の挙動は、剛結合モデルやピン結合よりも半剛結合モデルに近いと想定されるが、別途検討した材端部の結合条件を剛結と半剛結とした場合の比較結果より、材端部の接合条件を剛結合にしても解析の精度上問題ないことを確認した。一方、ピン結合モデルは地震作用の当初から回転がフリーであり、レベル2地震時に抵抗が軟化（塑性ヒンジ化）する実挙動とは異なるモデルである。

表-1 部材のモデル化

部材	モデル化
アーチ部	アーチリブ
	アーチ支材
	下横構
	支柱
	支柱斜材
	支柱支材
補剛桁 床組部 床版部	横桁
	上横構
	補剛桁
	RC床版
	縦桁
	その他添加物
支承	線形ばね要素
橋台	柱躯体
	地盤-基礎
橋脚	柱躯体
	地盤-基礎

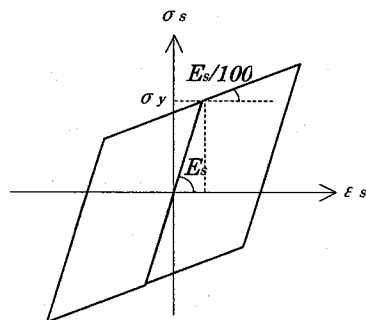


図-3 鋼部材の応力度-ひずみ関係

別途の比較検討でも、剛結合と半剛結合の差よりは、剛結合とピン結合の差の方が大きくなることを確認している。また、対傾構や横構は計算を簡単にするため、部材端部をピン構造とするのが一般的であるが、本橋では部材座屈を幾何学的非線形解析により評価することから、部材端部を剛結合としてモデル化した。格点部のモデル化を下横構を例に図-7 に示すが、ガセットとトラス部材軸線とのずれによる偏心曲げモーメントの影響を考慮してモデル化を行っている。

(2) 解析方針

本橋の耐荷力や地震時の動的特性を検討するため、固有振動解析、プッシュオーバー解析、地震波入力による非線形時刻歴応答解析を実施した。

非線形時刻歴応答解析の解析手法としては、材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮する複合非線形解析とした。ここで、幾何学的非線形性の評価は、有限変形—微小ひずみと有限回転までを考慮し、一つの部材を多分割して中間節点に質量を設けることで、図-8 に示すような部材座屈を解析的に評価した。

入力地震波は、道路橋示方書に規定されるレベル2地震動のうち、タイプII地震動のI種地盤用標準波を使用し、タイプIおよびタイプIIのそれぞれに対して3波平均とした。なお、地域別係数はB地域より $C_z=0.85$ を用いている。

(3) 固有振動解析の結果

橋全体の固有振動特性を表-2 に、また、主要振動モードを図-9 に示す。橋全体の1次モードは橋軸直角方向のアーチ橋本体とP1橋脚のモードで、橋軸方向に関しては、3次モードがアーチ橋本体、4次モードがP1橋脚のモードが卓越している。

ここで、粘性減衰定数の設定について、非線形動的解析での使用実績が多い Rayleigh 減衰ではアーチ橋本体とP1橋脚等を含んだ構造系の中から卓越モードを選定することが困難であることから、部材レベルで個別に減衰を設定できる部材別剛性比例型減衰を採用することにした。剛性比例型の定数は式(1)で与えられる。

$$C_K = \beta K_T \quad \left(\text{ここに、} \beta = \frac{h}{\pi f_0} \right) \quad (1)$$

ここに、 K_T 、 h 、 f_0 はそれぞれ、部材の剛性マトリックス、減衰定数、部材の主要モードの振動数である。部材別剛性比例型減衰は Rayleigh 減衰と同様、直接積分法で減衰効果を考慮する方法であるが、剛性比例減衰 C_K は解析対象全体ではなく、部材レベルで個別に設定できる利点がある。選択したモードと部材別剛性比例減衰の定数 β を表-3 に示す。

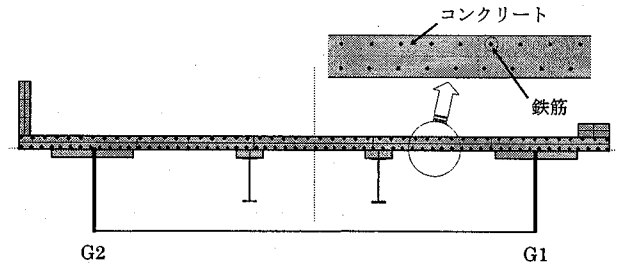


図-4 RC床版のモデル化

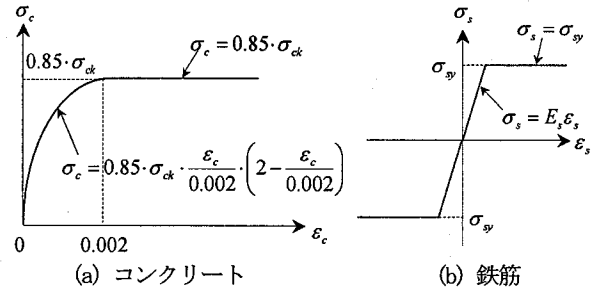


図-5 RC床版の応力度—ひずみ関係

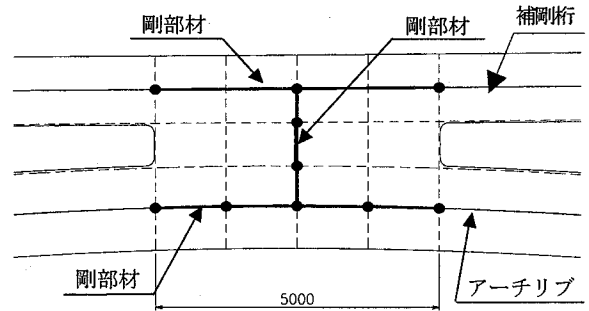


図-6 アーチクラウン部のモデル化

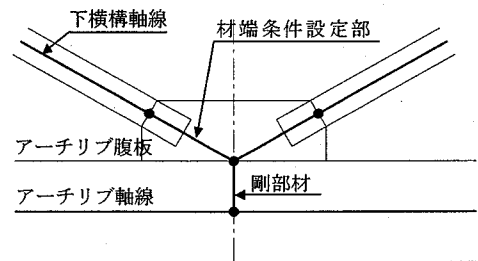


図-7 格点部のモデル化

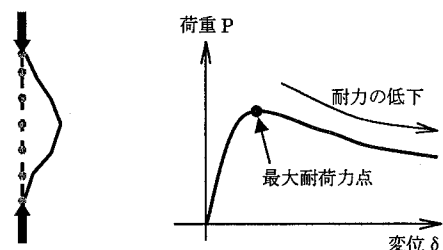


図-8 部材座屈と耐力低下のイメージ図

部材要素ごとの減衰定数は、鋼部材（非線形）は1%、RC床版等のコンクリート（非線形）は2%、橋台等コンクリート（線形）は5%、鋼製支承、剛部材は0%、基礎に対しては10%とした。

表-2 固有値解析の結果

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	有効質量比			ひずみ エネルギー 比例減衰	モード形状
			X	Y	Z		
1	1.0409	0.9607	0%	14%	0%	1.2%	直角(対称)
2	1.3435	0.7443	0%	0%	0%	1.2%	桁たわみ(対称)
3	1.4309	0.6989	3%	0%	0%	1.3%	桁たわみ(逆対象)
4	1.7962	0.5567	2%	0%	0%	0.8%	P1橋脚
5	2.0143	0.4965	0%	0%	0%	1.3%	桁たわみ(逆対象)
6	2.2951	0.4357	0%	0%	0%	1.4%	直角(逆対象)
7	2.3263	0.4299	0%	0%	0%	1.2%	桁たわみ(対称)

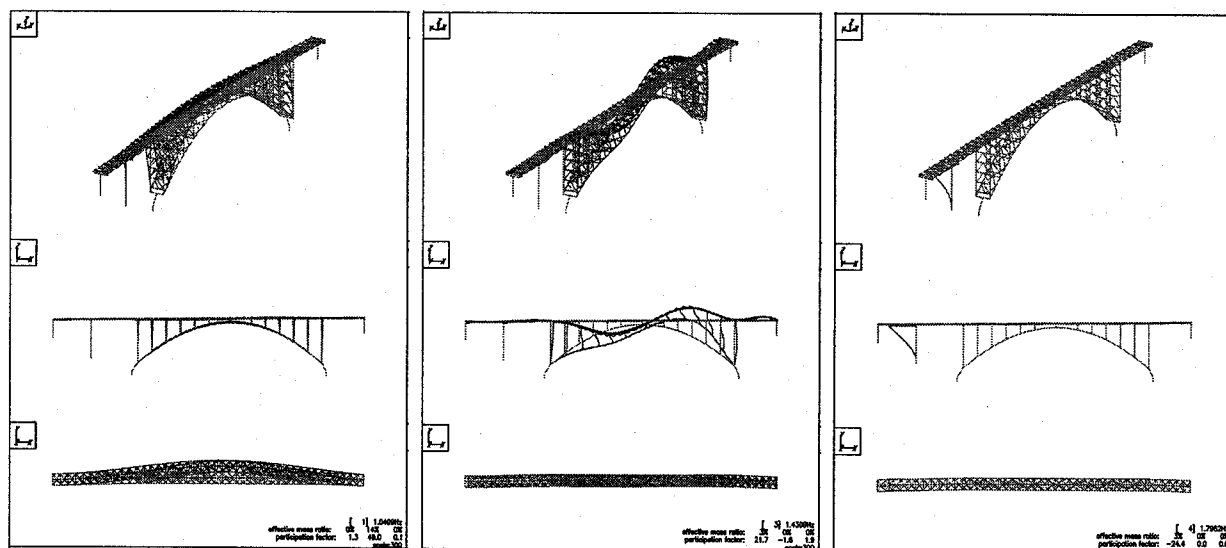
(a) 1次モード
(橋軸直角方向, アーチ橋本体・P1橋脚)(b) 3次モード
(橋軸方向, アーチ橋本体)(c) 4次モード
(橋軸方向, P1橋脚)

図-9 固有振動モード

ここで、選択した卓越振動数の妥当性を確認するため、動的応答変位履歴から高速フーリエ変換 (FFT解析) を行い、後述する動的応答時の卓越振動数を算出した。図-10(a), (b)にそれぞれ橋軸方向と橋軸直角方向に対するパワースペクトル図を示す。まず、(a)橋軸方向では、1.37Hz付近でアーチクラウン部の振動数が最も卓越しており、表-3に示す減衰定数の設定で選択した3次モードのアーチ橋の卓越振動数 1.43Hzと近い。また、P1橋脚のモードも1.8Hzで卓越しており、表-3の4次モードとほぼ一致していることがわかる。次に、(b)橋軸直角方向のパワースペクトルから、0.97Hz付近の振動数がもっとも卓越していることがわかる。これは表-3の減衰定数の設定で選択した1次モード(橋全体の卓越モード)の1.04Hzと近い結果となる。

以上より、選択した卓越振動数および動解時に考慮した減衰定数は適切であることを確認した。

(4) プッシュオーバー解析の結果

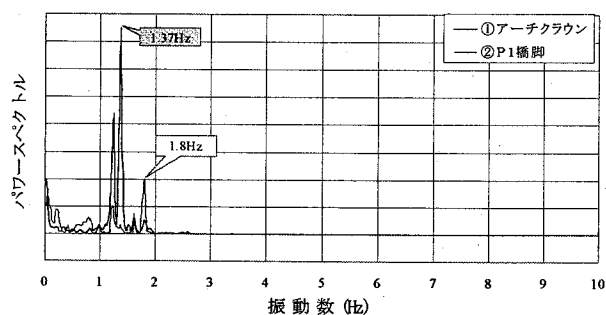
プッシュオーバー解析の結果を図-11～図-12に示す。荷重載荷方法としては、各質点に対して死荷重を水平方向に作用させた状態で荷重を漸増させて載荷した。

a) 橋軸方向

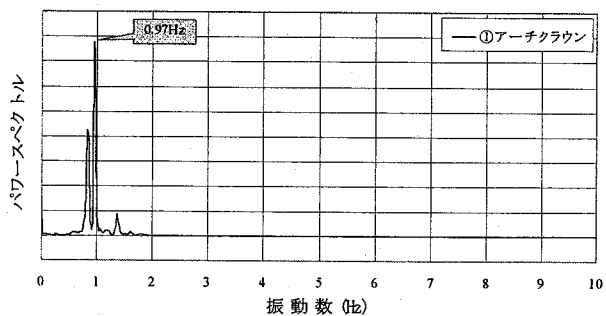
橋軸方向の塑性化の進展は震度-変位曲線より、まず、

表-3 部材別剛性比例減衰の設定

	振動単位	n	h	f_0	β
橋軸方向	アーチ橋	3	0.0128	1.4309	0.0028
	P1橋脚	4	0.0200	1.7962	0.0035
橋軸直角方向	全体	1	0.0125	1.0409	0.0038



(a) 橋軸方向の卓越振動数



(b) 橋軸直角方向の卓越振動数

図-10 動的応答波形から算出した卓越振動数

支柱が震度 0.6 で降伏に達し、その後、A2 橋台（固定支承部）付近の補剛桁が震度 1.0 未満で降伏に達した後、震度 1.5 付近で終局に至ることがわかる。その他の部材は震度 1.5 付近まで降伏に達していない。

b) 橋軸直角方向

橋軸直角方向はまず、下横構が震度 0.35 付近で降伏に達し、その後、端柱の支柱下端、対傾構が震度 0.5 付近で降伏に達した後、震度 0.6 で下横構が終局に、また、震度 0.75 で対傾構が終局に至る。

以上より、橋軸方向に比べ、橋軸直角方向の耐力が小さく、I 種地盤用の設計震度 1.7 (2.0×0.85) が作用する場合、一律に弾性範囲内に収めるようにすると、大規模な補強が必要となることが予想される。したがって、本橋の耐震補強では、レベル 2 地震時においても部材の耐力が確保でき、残留変形がほとんど残らないことを確認できる領域に対して非線形性を考慮した設計を行い、補強規模の低減を図ることを試みた。

(5) 非線形時刻歴応答解析結果

a) 上部構造位置の最大応答変位

非線形時刻歴応答解析による上部構造の補剛桁位置における最大応答変位と残留変位（3 波平均値）を表-4 に、また、図-13 に上部構造位置（アーチ支間中央位置）におけるタイプ II、II 種地盤用、No. 1 波形の時刻歴応答変位波形を示す。

応答結果より、最大応答変位は、橋軸方向に最大 67mm (A1 側桁端部)、橋軸直角方向に最大 352mm (アーチ支間中央部) であり、橋軸直角方向の最大変位の方が橋軸方向よりも大きくなる傾向であることがわかる。一方、地震後の使用性に関する残留変位については、橋軸方向に最大で 4mm (A1 側桁端部、P1 橋脚上)、橋軸直角方向に 6mm (アーチ支間中央部) と非常に小さく、残留変位としては、地震後の使用性に問題ないレベルと考えられる。

b) 塑性化の箇所と耐震性の評価

非線形時刻歴応答解析結果による部材の塑性化および損傷部位を図-14 に示す。

1) 橋軸方向

橋軸方向の入力地震に対しては、補剛桁、支柱、上横構に塑性化が生じている。このうち、補剛桁は局所的に

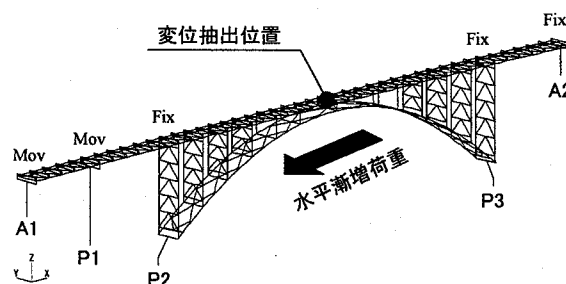
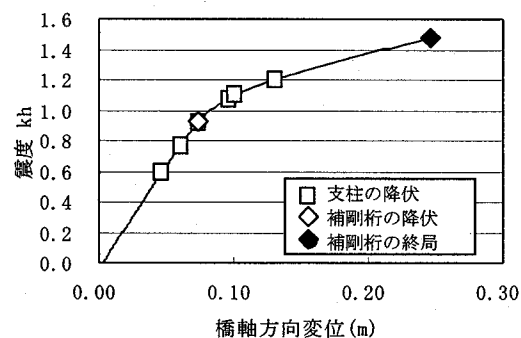
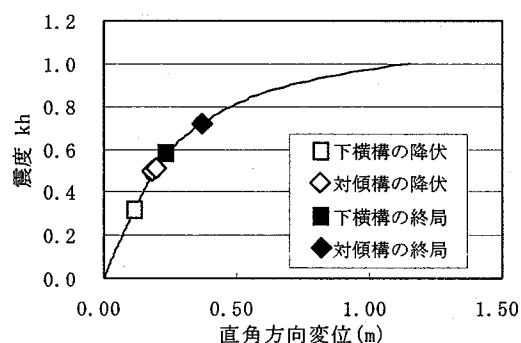


図-11 荷重載荷方向（橋軸方向）



(a) 橋軸方向

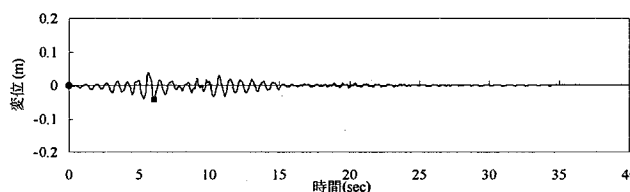


(b) 橋軸直角方向

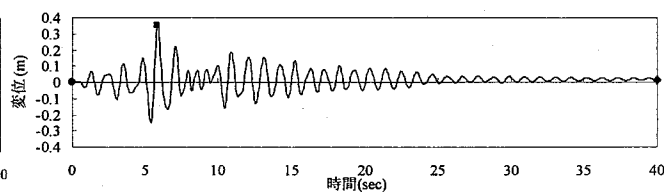
図-12 水平震度-水平変位曲線

表-4 最大応答変位一覧

入力方向	抽出箇所	最大応答変位 $\delta_{max}(m)$		
		死荷重時	最大変位	残留変位
橋軸	① A1側桁端	0.005	0.067	0.004
	② P1橋脚上	0.005	0.065	0.004
	③ P2橋脚上	0.004	0.061	0.003
	④ アーチ支間中央	0.004	0.046	0.002
	⑤ P3橋脚上	0.004	0.019	0.001
	⑥ A2側桁端	0.003	0.010	0.000
直角	① A1側桁端	0.000	0.001	0.000
	② P1橋脚上	0.000	0.054	0.001
	③ P2橋脚上	0.000	0.159	0.002
	④ アーチ支間中央	0.000	0.352	0.006
	⑤ P3橋脚上	0.000	0.080	0.002
	⑥ A2側桁端	0.000	0.002	0.000



(a) 橋軸方向（アーチ支間中央）



(b) 橋軸直角方向（アーチ支間中央）

図-13 上部構造位置の時刻歴応答変位波形（II-II-No. 1 波形入力結果）

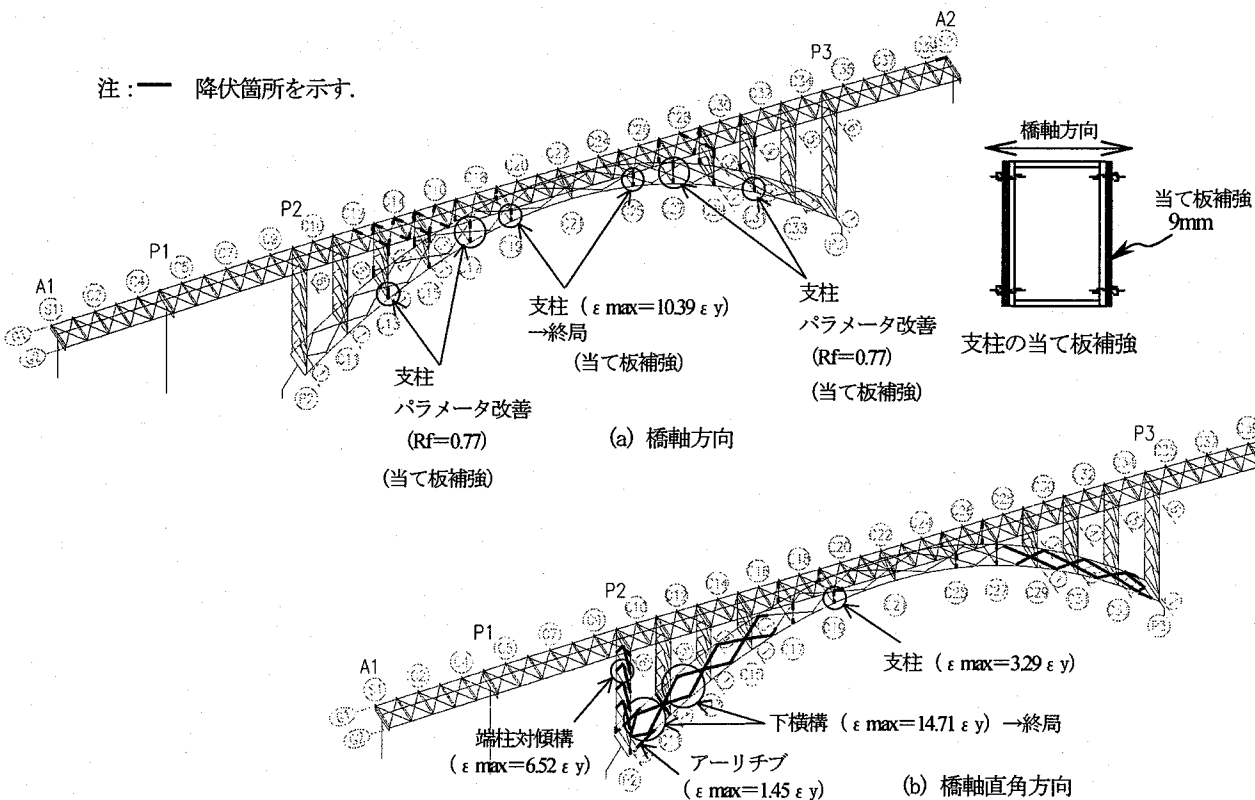


図-14 非線形時刻歴応答解析による塑性化の箇所

降伏ひずみを 1%程度超過、また、上横構は引張ひずみで降伏ひずみを 7%超過した程度であり、構造安全性として問題ないが、支柱(C19,C25)については、終局に至っているため、箱断面のフランジに板厚 9mm の当て板補強が必要となる。また、幅厚比パラメータ R_f を満たさない支柱(C13,C31)、支柱(C17,C27)が圧縮降伏したため、パラメータ改善を目的に、上記と同様の当て板補強が必要となった。その他の支柱においても、局所的に圧縮降伏し、 $2.10 \sim 3.33 \epsilon_y$ の最大ひずみが生じたが、図-15、16 の支柱の軸力-相対変位関係と相対変位の時刻歴波形に示すように、局所的なひずみレベルでは塑性化が生じる結果となるが、支柱としての部材では、耐力低下が生じていないこと、また、支柱上下端の最大相対変位も 5mm 程度、残留変位もほとんど生じていないことから、これらの部材は地震後に点検を行う部材として位置付けることにした。また、A2 橋台部の水平固定支承は作用水平力 15522kN (支承 1 個当たり) に対し、支承耐力が 7426kN で 2 倍程度超過するため、後述する耐震制向上策の検討対象とした。

2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向入力地震動に対しては、図-14 に示すように、アーチリブ、支柱、端柱対傾構、アーチ下横構に塑性化が生じている。このうち、2 次部材である下横構は図-17、18 に示すように、部材座屈と耐力低下が生じ、構造安全性を満足しない結果であった。

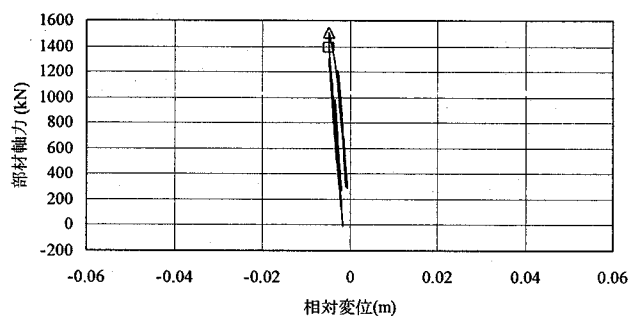


図-15 支柱 (C15, C29) の軸力-相対変位関係

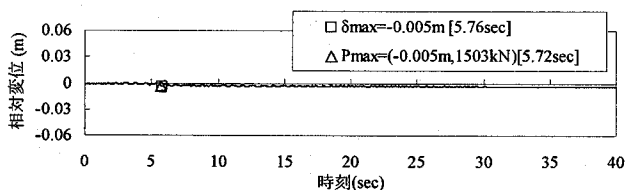


図-16 支柱 (C15, C29) の時刻歴相対変位波形

また、すべての支承部の耐力が不足（例えば、アーチ基部のピン支承は 1.5 倍程度耐力超過）するため、補強対策が必要となった。

4. 耐震性能向上策の検討

(1) 橋軸方向の対策

耐震性向上策として、支柱の当て板補強の他に、図-19 に示す A2 橋台部の水平固定支承が耐力超過するため、

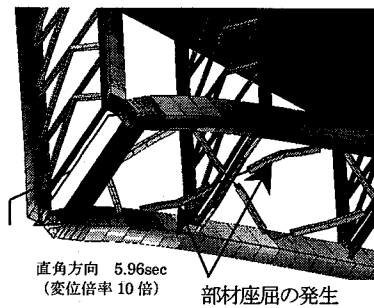


図-17 下横構の部材座屈

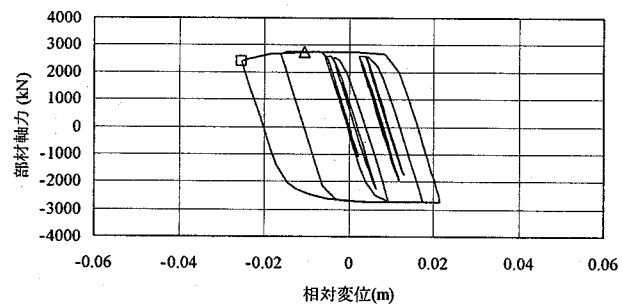


図-18 下横構の軸力-相対変位関係

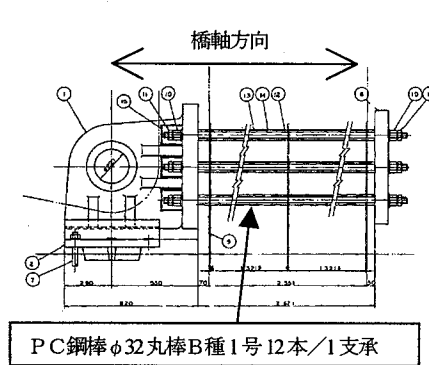
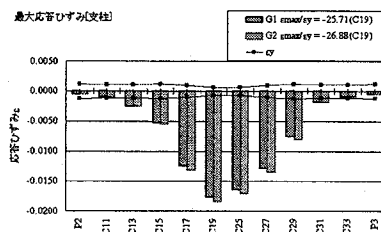


図-19 A2 橋台部の水平固定支承

[支承健全モデル]

$$\varepsilon_{\max} / \varepsilon_y = -26.89$$



[PC鋼棒非線形モデル]

$$\varepsilon_{\max} / \varepsilon_y = -20.01$$

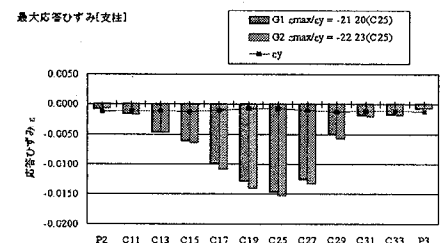


図-20 支承モデルの違いによるアーチ橋支柱部の最大ひずみ

対策検討を行った。A2 橋台の固定支承を補強する場合、大規模な補強が必要で現実的に困難であるため、PC 鋼棒が降伏したり、耐震固定点が可動になった場合のアーチ橋全体系の健全度について検討を実施した。

図-20 に支承モデルの違いによるアーチ橋支柱部の最大ひずみを示す。図より、PC 鋼棒の非線形性を考慮した方が支承が固定支持の場合と比べて 25%程度応答が低減する結果となる。これは図-21 の応答スペクトル図に示すように、PC 鋼棒の非線形化に伴う長周期化とエネルギー吸収によるものである。万が一、PC 鋼棒が破断した場合のアーチ橋本体の最大応答変位は 0.132m、残留変位は 3mm 程度と小さいため、アーチ橋全体系の健全性は確保される結果となる。

(2) 橋軸直角方向の対策

橋軸直角方向に対する下横構および支承の補強対策として、エネルギー吸収型の制震対策と、断面補強型の耐震対策を検討した。検討では、部材座屈が生じ構造安全性を満足しない下横構の補強対策のみならず、同時に支承の応答にも着目した。図-22 と表-5 に、補強対策案の検討ケースを示す。この中で、CASE-1 と CASE-2 のエネルギー吸収型部材補強案とは、図-23 のように、既設部材を取り囲む補強部材を設置するもので、補強部材と既設部材とは溶接などで固定していない。これにより、部材耐力の増加を回避し部材座屈が防止できる。また、非線形領域においても耐力低下が生じないため、一般的な鋼材の材料非線形性と同等の軸ひずみによるエネルギー吸収を期待する。表-5 に、各補強対策案におけるアー

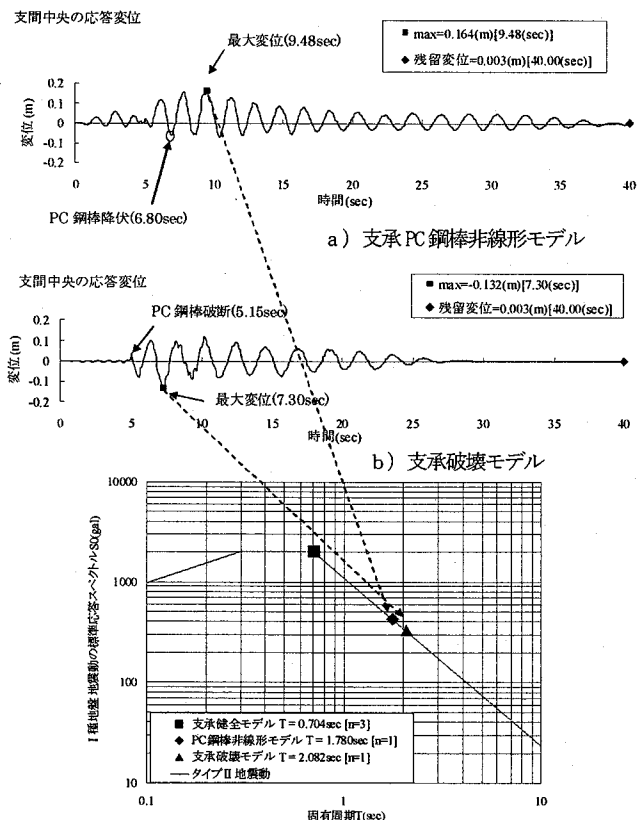


図-21 支承の破壊を考慮する場合の時刻歴応答変位と長周期化

チピン支承の応答比較結果を示す。表より、CASE-3、4 の断面補強型の場合は、部材の耐力が大きくなるため、エネルギー吸収が図れず、支承の応答値が現況と比べて 2倍以上大きくなり、支承部の補強が大がかりとなる。

一方、CASE-1、2 のエネルギー吸収型の場合、支承部

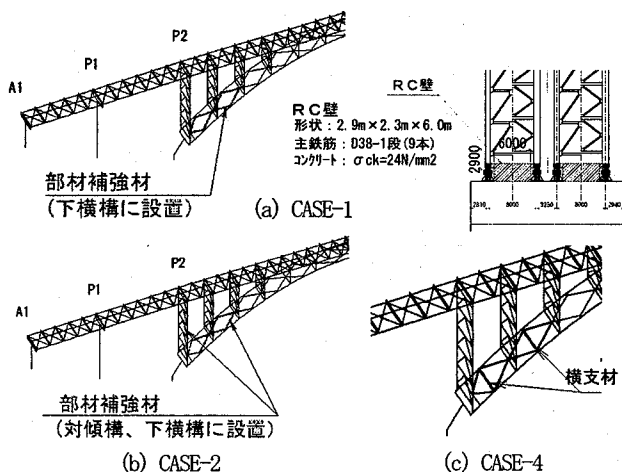


図-22 補強対策案

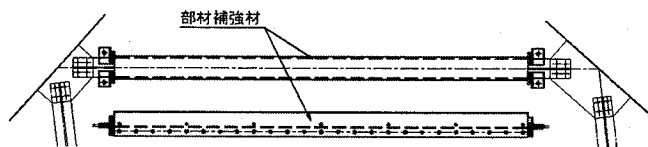


図-23 エネルギー吸収型の部材補強工法

の応答は低減される結果となるが、CASE-1 の下横構のみの設置では、支承の補強が必要となることから、橋軸直角方向の対策として、支承の補強が不要になる CASE-2 が最も経済性に優れる結果となった。

地震後の使用性の評価については、図-24 に示すように応答ひずみが最も大きい主部材（アーチリブ基部付近）を弾塑性有限要素法（シェル要素）にモデル化し、静的プッシュオーバー解析を行い面外変形量を算出した。検討の結果、補強対策後のアーチリブの最大応答ひずみは $\varepsilon = 1.11 \varepsilon_y$ であり、そのときの最大変形量は 5.7mm となった。これは道路橋示方書に示される鋼部材の製作部材精度の許容値（腹板高の 1/150）10.3mm を下回るとともに、実際の残留変形で評価すると非常に小さく、ほぼ弾性応答に近い結果となることが確認できた。

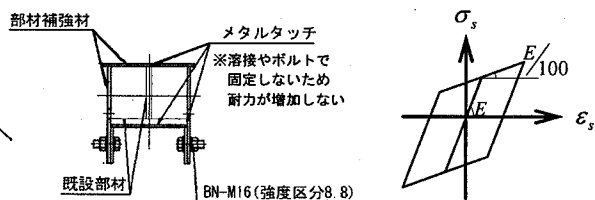
5. まとめ

鋼上路式アーチ橋の耐震性能照査と耐震性向上策について、検討結果を整理すると以下のとおりである。

- ① 橋軸方向に対して耐震固定点である A2 橋台固定支承がレベル 2 地震時に万が一破断しても、アーチ橋は長周期化し、固定の場合よりも応答が低減する。
- ② 橋軸直角方向に対して下横構と対傾構にエネルギー吸収型の部材補強を施すことにより、部材座屈の抑止と、アーチ基部ピン支承の補強が回避できた。
- ③ 橋軸直角方向のアーチリブ最大面外変形量は鋼部材の製作部材精度よりも小さく、地震後の使用性に対して問題とならないレベルであることがわかった。

表-5 補強対策案によるアーチピン支承の応答比較結果

	補強対策案	工 法	アーチピン支承	
			水平力 (kN)	上揚力 (kN)
エネルギー吸収型	CASE-1	下横構のみ吸収型部材補強	3045 (OUT)	9527 (OK)
	CASE-2	下横構と対傾構を部材補強	2456 (OK)	7313 (OK)
補強型断面	CASE-3	下横構に当て板補強	4552 (OUT)	18454 (OUT)
	CASE-4	横支材を設置	(OUT)	(OUT)
(参考) アーチピン支承の降伏耐力			2565	9665



既設部材（芯材）の材料構成則

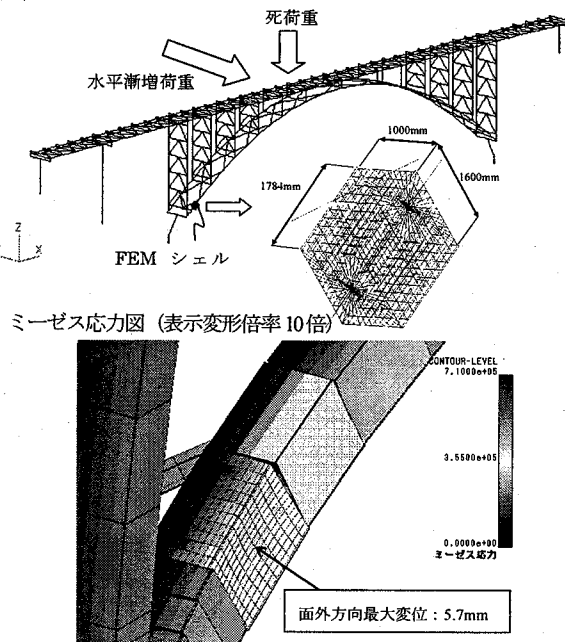


図-24 アーチリブに着目した面外変形量の算出

謝辞：本検討は「中国自動車道 特殊橋梁の耐震補強に関する技術検討会（座長 大塚久哲 九州大学大学院教授）」において、委員各位様に多大なご協力とご指導を頂きました。ここに記して深く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，pp.45，2002.3
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，pp.138，2002.3