

ダンパーを用いた鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策

Seismic retrofit of a spandrel braced steel arch bridge using damper

太田あかね*, 大塚久哲**, 野原秀彰***, 新井雅之*, 森崎啓*, 馬淵倉一****

Akane Oota, Hisanori Otsuka, Hideaki Nohara, Masayuki Arai, Hiroshi Morisaki, Souichi Mabuchi

* パシフィックコンサルタンツ(株) (〒819-0007 福岡市西区愛宕南 1-1-7 パシコン福岡ビル)

** フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

*** 中国電力株式会社倉吉電力所鳥取電力センター (〒680-0935 鳥取市里仁 150 番地)

**** (株)伊藤忠テクノソリューションズ (〒100-6080 東京都千代田区霞が関 3-2-5 霞が関ビル)

In a deck type arch bridge, very big up-lift forces for bearing supports and section forces beyond yield stresses occur in many members during a large earthquake. Therefore, an effective seismic retrofit design using damper is proposed to reduce dynamic response. For a target spandrel braced arch bridge with 214m span length, we improved an analysis model to a model with the meaning of damage process of bearing. Furthermore, three effective plans are put together to make one superior plan. In evaluation of seismic safety of each member, importance of the member and mechanism of the damage are considered.

Key Words: seismic retrofit design, a deck type steel arch bridge, damper

キーワード：耐震補強設計，鋼上路式アーチ橋，ダンパー

1. はじめに

既設アーチ橋の耐震補強対策において、主な課題の一つは橋軸直角方向地震時における支承部の上揚力の発生が挙げられる。これは、地震時慣性力による端支柱部のロッキング挙動に伴うものであるが、特に上路式アーチ橋は支柱高が高くなることからこの問題が顕著となる。さらに、アーチアバット部は死荷重反力が大きくなり、ジャッキアップによる支承本体交換が困難であり、現況支承機能を維持しながらの補強となる。従って、補強対策は支承周辺へ補助的な装置の設置となり、この方法では大幅な耐震補強効果が得られず、複数の対策が必要となり、対策選定のプロセスが煩雑となる傾向にある。

近年では、直角方向地震時における上揚力低減に着目したダンパー等の制震装置や免震装置に関する研究が進められている。アーチ橋においては、端支柱部及びアーチ部の斜材に軸降伏型の座屈拘束ブレースダンパーを設置したり、アーチアバット部のピン支承に付加した鉛直方向ダンパーが上揚力の低減に効果があることが報告されている。^{1)~4)}

著者らも、既設の鋼上路式スパンドレルブレスドアーチ橋（最大支間長 214.0m，アーチライズ 43.0m，端支柱高 54.5m）を解析対象として、応答低減効果の研究を行ったが、その内容は以下のようなものであった⁵⁾。

- ① 上路式アーチ橋における耐震性能照査指標の提案
- ② 橋軸直角方向地震時の上揚力低減効果の検証

- 1) 端支柱対傾構部材の軸降伏型ダンパーへの取替
- 2) 可動支承部に高減衰ダンパーの設置

ただし文献 5) では、支承は拘束条件を満足する線形ばねとして解析を実施してきたが、前述のようにピン支承本体は交換が困難であり、補強後も現況支承を使用せざるを得ないため解析モデルにおいて現況支承の挙動を正確に再現する必要がある⁶⁾。

そこで本研究では、ピン支承の損傷メカニズム（支承を構成する各部材の損傷要因と損傷過程）を明らかにし、支承の降伏過程を解析モデルに導入して、耐震補強対策を検討し直すこととした。補強方針は、以下のように、部材交換工事の可能性により、要求される耐震性能を明確に設定した。すなわち、

- ① 交換可能部材（キャップ，セットボルト）；耐力向上補強
- ② 交換不可部材；応答低減による現況の機能保持

解析対象橋梁は文献 5) と同様とし、補強方法は、アーチアバット部のピン支承の近傍に配置する鉛直方向ダンパー、および既に効果を確認した補強方法との組合せについても検討を行い、最終的にピン支承、上部構造の各部位（床版，下弦材，端支柱，斜材，上横構，下横構，対傾構）を所定の耐震性能内に収める補強方法の提案を行った。

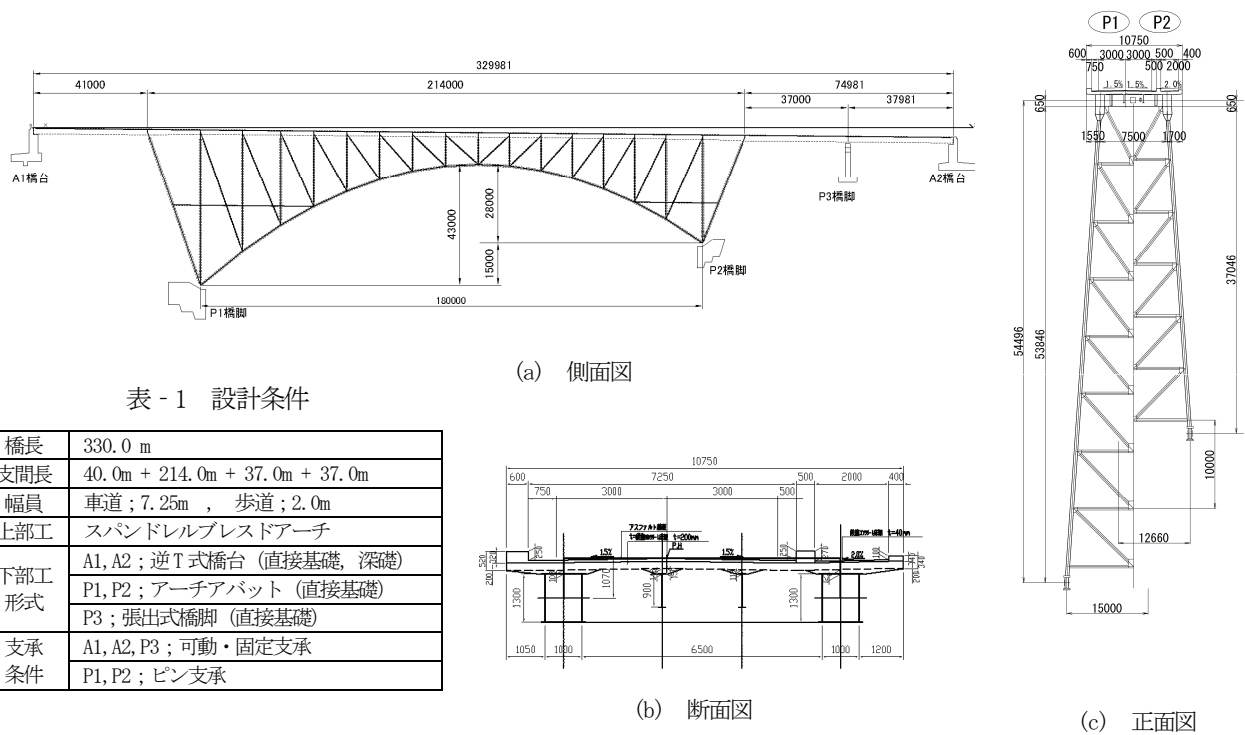


表 - 1 設計条件

橋長	330.0 m
支間長	40.0m + 214.0m + 37.0m + 37.0m
幅員	車道 ; 7.25m , 歩道 ; 2.0m
上部工	スパンドレルプレストアーチ
下部工形式	A1, A2 ; 逆T式橋台 (直接基礎, 深礎) P1, P2 ; アーチアバット (直接基礎) P3 ; 張出式橋脚 (直接基礎)
支承条件	A1, A2, P3 ; 可動・固定支承 P1, P2 ; ピン支承

図 - 1 解析対象橋梁一般図

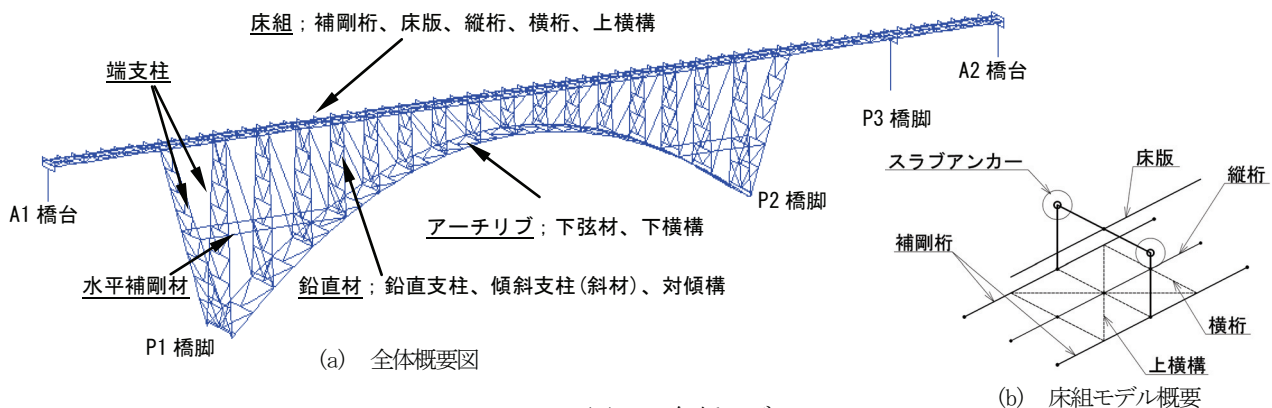


図 - 2 解析モデル

2. 対象橋梁及び解析モデル

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした橋梁の諸元を表 - 1 に、橋梁の一般図を図 - 1 に示す。当該橋梁は昭和 53 及び 55 年道路橋示方書に基づき設計されている。

2.2 解析モデル及び解析条件

解析モデルの概要を図 - 2 に、境界条件を表 - 2 に示す。このモデルの特徴として、以下の 5 点を挙げるができる。

- (1) 鋼部材及び RC 床版は、 $\sigma - \varepsilon$ 関係を用いるファイバー要素で、RC 橋脚は $M - \phi$ 関係を用いる三次元骨組要素でモデル化した。
- (2) 各部材の正確な挙動を把握するために、すべての部材 (床組、鉛直材、下弦材、水平補助材) を各重心位置にお

いてモデル化を行い、慣性力作用位置を再現した。RC 床版部は配筋状態や地覆部剛性も考慮し、鋼材は材質から降伏点を設定し、完全バイリニアモデルとした。

(3) RC 床版と補剛桁はスラブアンカーで結合されているが、大規模地震時にはアンカー材の降伏や RC 床版面との付着切断によって結合力低下が予想される。現時点では、地震のような動的載荷時の結合部耐荷力特性については未解明であるものの、文献 7) では、静的載荷実験による耐荷力状態が報告されている。本研究では、結合力低下を無視せず解析モデルへ反映することを目的として、同

表 - 2 一支承線上の境界条件

	支承タイプ	Dx	Dy	Dz	θ_x	θ_y	θ_z
A1	可動支承	M	F	F	F	M	F
P3		M	F	F	F	M	F
A2		M	F	F	F	M	F
P1	ピン支承	F	F	F	F	M	F
P2		F	F	F	F	M	F

* M : 自由 ; F : 固定

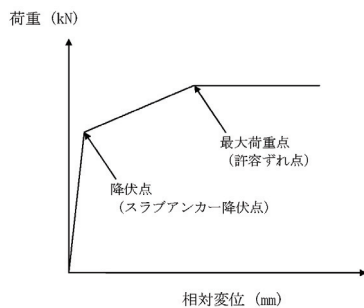


図 - 3 床版と補剛桁の接合部バネモデル

表 - 3 解析条件

地盤種別	I 種地盤
入力地震波	Type I, II (標準 3 波)
解析手法	直接積分法
数値積分法	ニューマーク β 法 ($\beta=1/4$)
積分時間間隔	0.01 秒
減衰タイプ	レーリー減衰 (1 次, 4 次)
地域区分	$C_z=1.0$
材料非線形特性	鋼材, RC 床版; ファイバーモデル P3 橋脚; M- ϕ モデル (修正武田型)

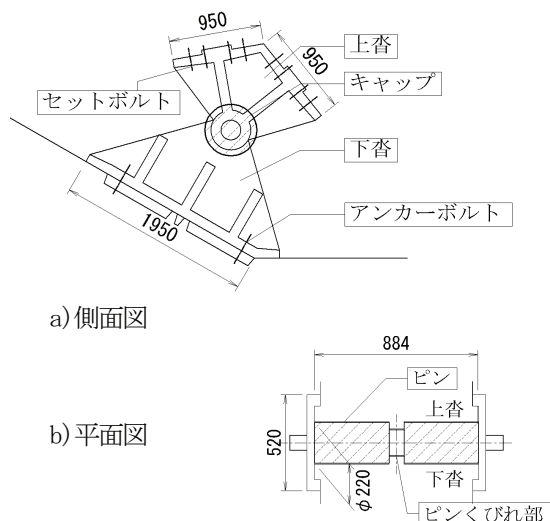


図 - 4 ピン支承概要図

文献結果を援用することとした。具体的には、RC 床版とスラブアンカーとの相対変位が急激に増加し始める降伏点を第 1 折れ点とし、次に最大荷重点に達した点を許容ずれ点とし、それ以降の剛性を 0 としたモデルである。

(4) 支承条件は表 - 2 に示すように A1, A2 橋台, P3 橋脚は橋軸方向に可動、橋軸直角方向に固定である。

解析条件を表 - 3 に示す。解析手法は直接積分法の Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。積分時間間隔は 0.01 秒であり、応答解析時間は 30 秒である。減衰はレーリー減衰を用いることとし、係数 α 、 β の設定においては各モードの有効質量比、減衰定数の分布状況から総合的に橋軸直角方向の 1 次、4 次モードを選定した。

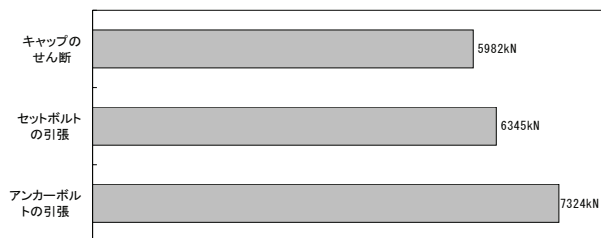
3. 現橋の解析

3.1 ピン支承のモデル化

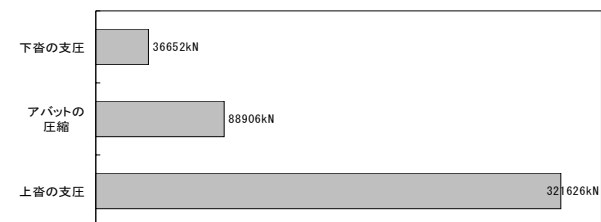
ピン支承の現況概要図を図 - 4 に示す。ピン支承は本体

表 - 4 支承構成部材の材質と降伏応力度^{8), 9)}

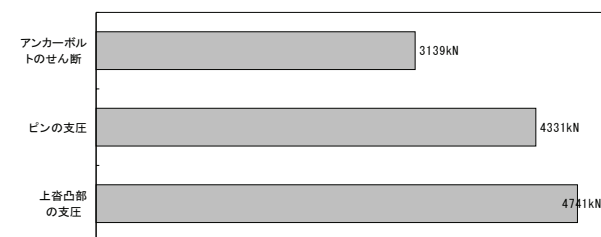
	材質		許容 応力度 (N/mm ²)	降伏 応力度 (N/mm ²)
上杓・下杓	SCMn1A	せん断	100	170
		支圧(鉛直方向)	125	212
		支圧(くぼみ部)	250	425
セットボルト	SNCM439	引張	440	748
アンカーボルト	SS41	せん断	60	102
		引張	140	235
ピン	S35CN	支圧(鉛直方向)	125	2125
		支圧(くぼみ部)	250	4250
キャップ	SS41	せん断	80	136
アバット(コンクリート)	$\sigma_{ck}=24$	圧縮	8	24 ^(*)
上部工	SM41	支圧	210	357
備 考	*) コンクリート圧縮強度			



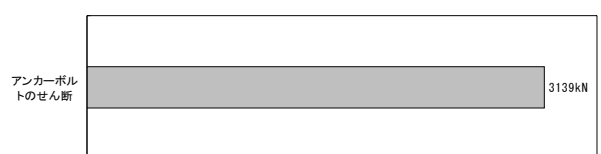
a) 鉛直方向 (引張) における降伏順序



b) 鉛直方向 (圧縮) における降伏順序



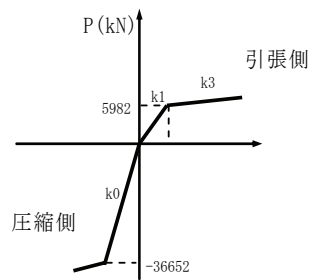
c) 橋軸直角方向における降伏順序



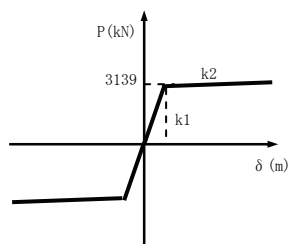
d) 橋軸方向における降伏順序

図 - 5 各方向の降伏順序

取替えが困難であり、周辺の付加的な補強対策によって支承機能を維持する必要がある。このため補強対策後は、軽微な損傷程度に留め、降伏程度の挙動に低減する必要がある。従って、支承部モデル化では、降伏点を正確に



(a) 鉛直方向



(b) 橋軸、橋軸直角方向

ばね方向		初期勾配 (kN/m)		第二勾配 (kN/m)	
鉛直方向	圧縮側	k0	1.6×10^6	k2	k2/200
	引張側	k1	1.6×10^6	k3	k1/50
橋軸方向および直角方向		k1	1.6×10^6	k2	k1/100

図 - 6 P1, P2 支承の骨格曲線およびばね勾配

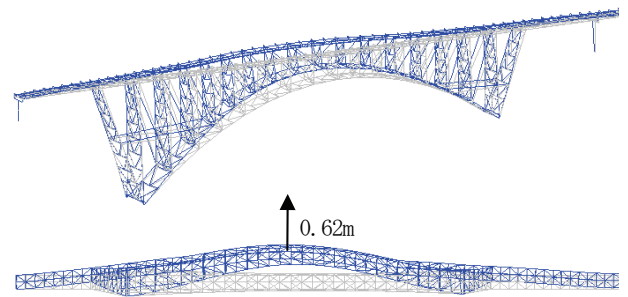


図 - 7 最大変形図

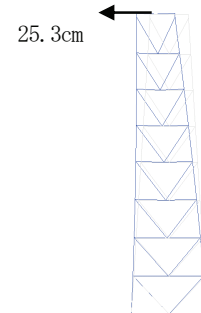


図 - 8 端支柱変形図 (P1 橋脚部)

表 - 5 耐震安全性照査規定

各部材			照査指標	許容値
I	上部工	主要部材	床版	鉄筋降伏以内
			補剛桁、アーチリブ、端支柱、支柱	$2 \varepsilon_y$
		二次部材	斜材、横桁	ε_{95}
			縦桁	弾性横ねじれ
			上横構、下横構、下横支材、対傾構、水平補助材	座屈モーメント
II	橋脚	P3橋脚 (RC橋脚)	許容曲率、せん断耐力、許容残留変位に対する照査	座屈荷重
III	支承	支承 (固定可動支承、ピン支承)	移動量、上揚力、水平力に対する照査	
IV	付加モデル	スラブアンカー	最大荷重に対する照査	

再現することに着目し、降伏点以降の耐力は考慮しないバイリニアの非線形バネモデルとした。

ピン支承について、セットボルトの降伏後の剛性や水平方向と鉛直方向の連成挙動について文献 6) 等で研究報告されているが、解析モデルへの反映方法は明確にされていないのが現状である。そこで、本研究では、ピン支承部の履歴特性を以下の方針で設定した。まず、補強検討では降伏以内の支承応答を目指すため、支承のエネルギー吸収に期待しない方針とした。5 章で示すように、補強対策解析では支承引張側で若干塑性化しているが、支承の履歴特性の相違が補強対策へ影響する規模ではないと判断される。他方、現橋解析では支承が大きく塑性化するので履歴特性が解析結果へ影響することとなる。ここ

で、支承の塑性化時は、鋼材特有の履歴特性（鋼材の応力-ひずみ曲線）や、アバット部のアンカーボルトとコンクリートで構成される RC 構造としての履歴吸収等によってある程度の履歴吸収が想定されると判断した。以上より、支承履歴特性としては、補強検討では支承部の履歴吸収に期待しないが、現橋解析では支承部のエネルギー吸収要因は無視できないと考え、さらに、鉛直方向のみに着目した応答低減効果の把握を行うことを目的として、支承の履歴特性は鋼材の特性を参考に除荷勾配と載荷勾配同一とし、連成挙動を考慮しないモデルとした。

支承の降伏点は、支承を構成する全部材の各方向（鉛直方向引張側、鉛直方向圧縮側、橋軸方向、橋軸直角方向）の降伏荷重を算出し、その中の最弱降伏荷重を降伏

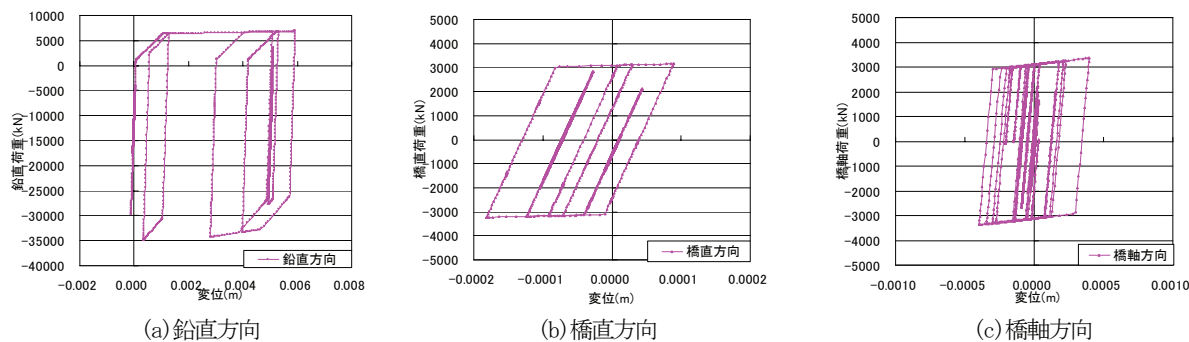


図 - 9 P1 支承履歴曲線(R 側)

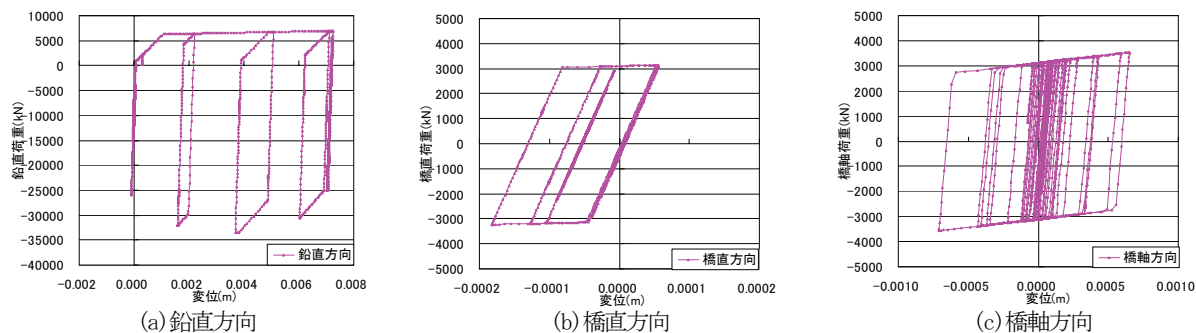


図 - 10 P2 支承履歴曲線(R 側)

表 - 6 上部工耐震性能照査結果(現橋解析)

部 位		集 計			
上部工	主要部材	床版	OUT 箇所数	N	5
			最大超過率	$\mu \max$	3.383
			平均超過率	μave	1.594
		下弦材	OUT 箇所数	N	6
			最大超過率	$\mu \max$	1.123
			平均超過率	μave	1.054
		端支柱	OUT 箇所数	N	0
			最大超過率	$\mu \max$	——
			平均超過率	μave	——
	一次部材	斜材	OUT 箇所数	N	0
			最大超過率	$\mu \max$	——
			平均超過率	μave	——
		上横構	OUT 箇所数	N	0
			最大超過率	$\mu \max$	——
			平均超過率	μave	——
		下横構	OUT 箇所数	N	8
			最大超過率	$\mu \max$	1.055
			平均超過率	μave	1.054
		対傾構	OUT 箇所数	N	33
			最大超過率	$\mu \max$	4.810
			平均超過率	μave	2.214

表 - 7 支承上揚力耐震性能照査(A1, A2, P3)

	発生値 P_{max} (kN)	上限値 P_a (kN)	判 定	
			P_{max}/P_a	照査
A1 橋台	3742	150	24.9	OUT
P3 橋脚	3573	400	8.9	OUT
A2 橋台	5732	200	28.7	OUT

点とした。支承構成部材の材質と降伏応力度を表 - 4 に、降伏順序を図 - 5 に示す。鉛直方向は、圧縮側と引張側で最弱部材の違いにより降伏荷重と剛性が異なる非対称モデルを採用した。図 - 6 に、支承の非線形ばねモデルを示す。

3.2 現橋の解析結果

本研究で対象とした上路式鋼アーチ橋の耐震安全性を評価するため、現橋解析を実施した。解析に先立ち橋梁の微動計測実験を実施し、得られた実験値と解析値の振動数を比較することにより解析モデルの信頼性を評価した。振動数は面内および面外ともに1次～3次モードで実験値と解析値の比が0.87～1.12であり、近似していることから解析モデルの妥当性を確認した⁵⁾。入力地震波はタイプⅡ地震動の道路橋示方書標準波形であり、橋軸直角方向に入力した。図 - 7 は橋梁全体の変形図で、主桁中央部で最大62cmの水平変位が発生しており、図 - 8 はP1橋脚側端支柱部の変形モードで、天端付近で25.3cmの水平変位が発生している。この端支柱の変形により、基部のピン支柱部に上下方向力が発生し、支承の降伏耐力を上回る結果となった。照査方法は文献5)に示しており、各部材の損傷形態と重要度に応じた照査指標に基づいた許容値を設定した。表 - 5 に、当該アーチ橋の耐震安全性照査規定を示す。表 - 6 に上部構造の耐震性能照査結果を示す。ファイバー要素を用いた上部工照査ではフランジ面に発生するひずみのうち最大ひずみ応答を用いた照査を行った。OUT箇所数は、ひずみ応答値が許容値を上回った部材数である。超過率=応答値/許容値として、平均超過率は全OUT部材の超過率の平均値である。耐力不足部材は、床版、下弦材、下横構、対傾構、スラブアンカーの5種類に及ぶ。中でも、対傾構とスラブアンカーでは平均超過率が大きく、耐力不足が顕著である。各部材の照査方法は、文献5)と同様である。

表 - 7 に、A1, A2, P3 支承の上揚力耐震性能照査結果を

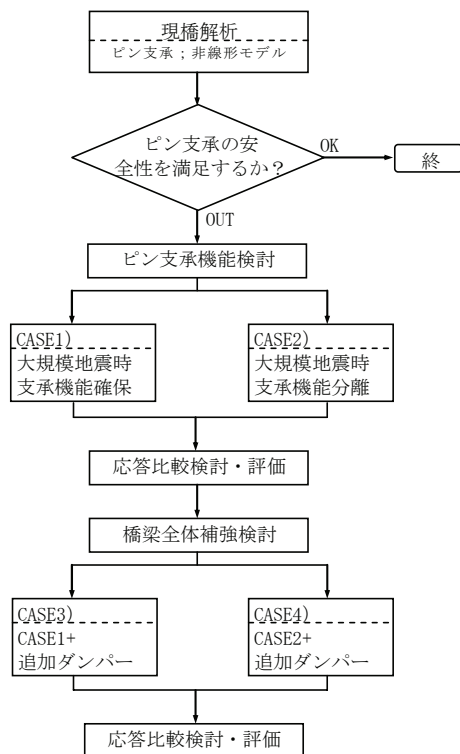


図 - 11 補強検討実施フロー

示す。この結果からすべての支承で耐震性能を満足していないことがわかる。特に橋台部での発生値が大きく、A2 橋台においては許容値の 28.7 倍もの上揚力が発生しており、橋台に作用する上揚力を大幅に低減させる補強対策が必要である。

図 - 9、図 - 10 に P1, P2 支承の履歴曲線を示す。R 側と L 側の支承で、応答値に差異がなかったため、R 側支承の履歴曲線を記載する。P1, P2 支承においても、上揚力が降伏耐力を超え残留変位が発生している。橋軸及び橋直方向では 1mm 以下であるが、鉛直方向においては、P1 支承で 5mm 程度、P2 支承で 7mm を超える残留変位が発生している。鉛直方向および水平方向ともに塑性化しており、圧縮側はピンで支圧降伏しているため、上揚力に加えてピンに作用する圧縮力を低減させるための補強対策も必要である。

4. 補強検討実施方針

前章のピン支承を非線形モデルでモデル化した現橋解析で明らかのように、本橋ではアーチアバット部ピン支承に大きな上揚力が作用し、ピン支承を含めて多くの部材が塑性化していることが分かった。そこで、ピン支承近傍に鉛直ダンパーを配し、上揚力を吸収することによる応答の変化を検討した (CASE1), (CASE2))。次に、文献 5) ではピン支承は線形ばねでモデル化していたが、端支柱部対傾構部および橋台の可動支承部における橋軸直角方向地震への対策であるダンパーは、橋梁全体としての応答低減にある程度寄与することを確認している。そこ

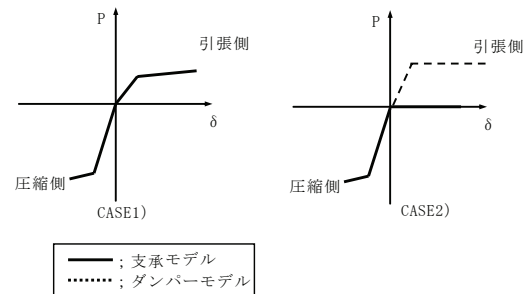


図 - 12 ピン支承非線形モデル (鉛直方向)

表 - 8 ピン支承部の要求耐震性能と補強対策

	最弱部材	補強対策	要求性能
引張	キャップ	部材を交換し耐力向上によりセットボルトを最弱部材にシフト 部材厚 62.5mm → 76mm	降伏以内
	セットボルト	応答低減機能により応答低減を図って所定の許容値以内とする	セットボルトの降伏変位 δy の 2 倍; $2\delta y = 2.3\text{mm}$
圧縮	下査		降伏以内
直角	アンカボルト		降伏以内
橋軸	アンカボルト	サイドブロック	降伏以内

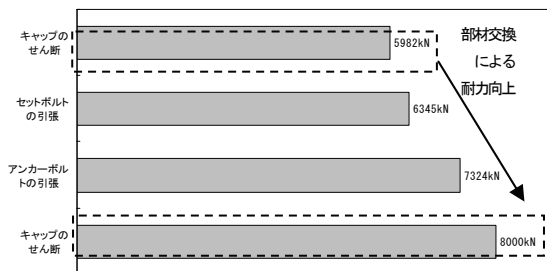


図 - 13 支承鉛直引張降伏順序と耐力向上策

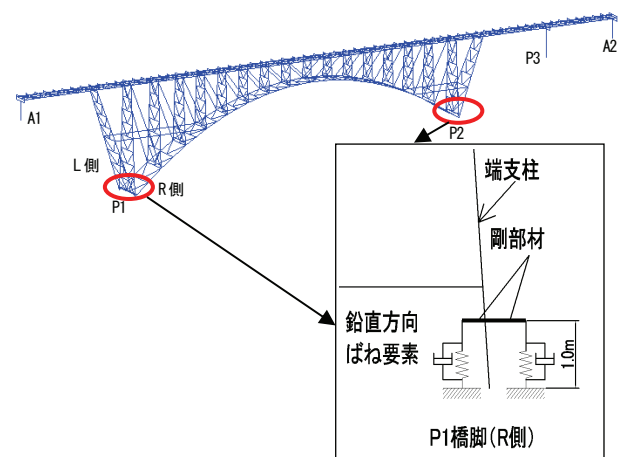


図 - 14 ダンパー設置箇所概要図

で、CASE1), (CASE2) にこれらのダンパーを追加した組合せ補強案 CASE3), (CASE4) を考え効果について検討した。

本論文で実施した補強検討実施フローを図 - 11 に示す。以下に各ケースの補強の考え方を示す。

CASE1) ピン支承機能確保+鉛直ダンパー

常時・大規模地震時においても支承機能を確保することを前提として鉛直ダンパーを付加する。

表 - 9 ダンパー諸元

L	ダンパー長	1.0m
E	ヤング係数	2.0×10^5 (N/mm ²)
σ_y	降伏応力度	235 (N/mm ²)
δ_y	降伏変位	1.175 (mm)
δ_a	許容変位	ダンパー長軸ひずみ 1.5%

表 - 10 ダンパートライアル諸元

降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/m)
1000	894.9
2000	1789.7
3000	2684.6
4000	3579.4
5000	4474.3

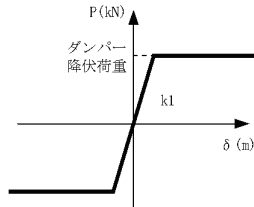


表 - 11 粘性抵抗型ダンパー諸元

		単位	諸元	備考
降伏点	P	kN	300	——
一次勾配	K1	kN/m	$1.2E+0.5$	2.5mm で勾配変化
二次勾配	K2	kN/m	0	完全弾塑性
ストローク	δ	mm	± 250	

表 - 12 軸力降伏型ダンパー諸元

		単位	諸元	備考
降伏点	P	kN	500	——
一次勾配	K1	kN/m	$2.0E+0.5$	2.5mm で降伏
二次勾配	K2	kN/m	0	完全弾塑性
最大変位量	δ	mm	± 20	

CASE2) ピン支承機能分離+鉛直ダンパー

大規模地震時の支承上揚力（引張力）については抵抗せず、上揚力は鉛直ダンパーの機能に期待する。

CASE3) ; CASE1) + 追加ダンパー

CASE4) ; CASE2) + 追加ダンパー

CASE3), CASE4) の追加ダンパーは橋台部に橋軸直角方向地震対策として設置したダンパーと、端支柱部対傾構および下横構に設置した軸力降伏型ダンパーである。

CASE1), CASE2) のピン支承ばねモデル（鉛直方向）は図 - 12 のとおりである。

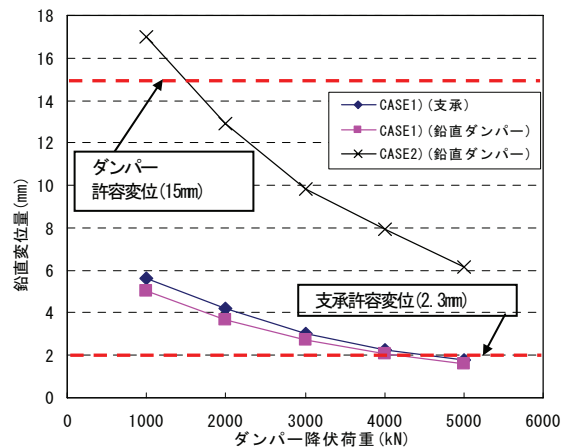


図 - 15 鉛直変位応答図

5. 補強対策の検討

5.1 ピン支承部機能に対する検討 (CASE1), CASE2))

1) ピン支承照査方法

CASE1) においては、上揚力（引張側）に対しても大規模地震時に支承機能を確保することとする。そこで、引張側に対して支承耐力向上を図った後、補助的に鉛直方向ダンパー機能を付加する。図-13 に示すように現橋の最弱部材はキャップであるが部材交換し、耐力向上を図る。この結果、セットボルトが最弱部材となり引張耐力が 5982kN から 6345kN に向上する。表 - 8 に支承部に要求される耐震性能と補強対策を示す。ここで、セットボルトは降伏しても鋼材じん性により大規模地震時にはある程度の塑性化は許容し、許容変位を降伏変位の 2 倍、すなわち $2\delta_y=2.3\text{mm}$ とした。CASE2) では引張抵抗力が無く上翹と下翹が鉛直方向に分離することを想定している。

2) ダンパー諸元

ピン支承の応答低減を目的として、支承部付近に鉛直方向ダンパーを設置することを考える。CASE1) では、ピン支承に作用する上揚力をダンパーがピン支承と協同して吸収する補助的な役割、CASE2) では、ダンパーが上揚力を全負担する引張側支承としての役割である。鉛直方向ダンパーとしては軸力降伏型ダンパーとし、効果的な降伏荷重を確認するための試算を実施した。降伏荷重は

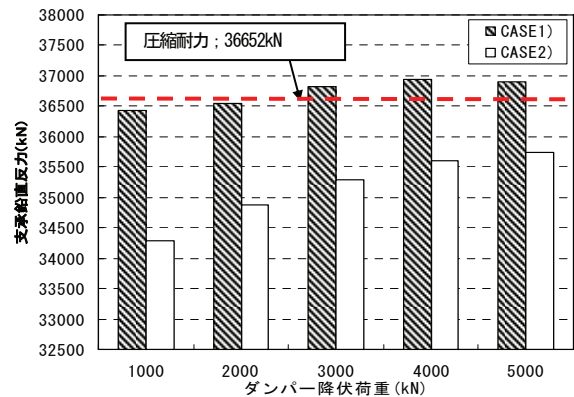


図 - 16 支承鉛直反力図

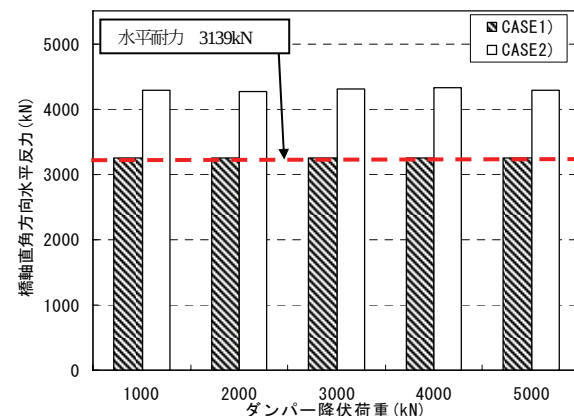
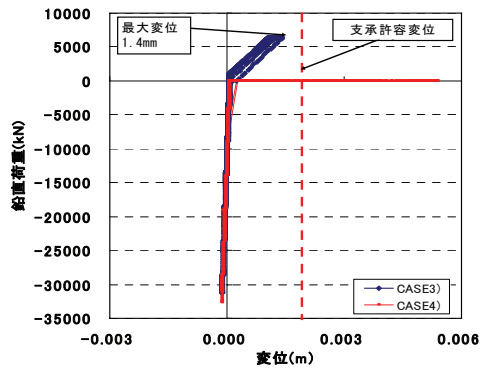
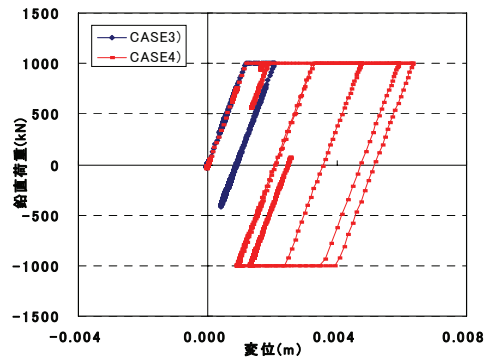


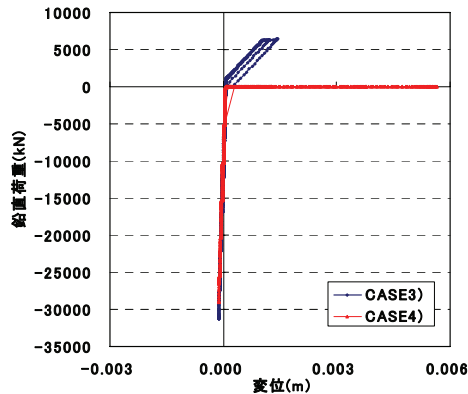
図 - 17 水平反力図



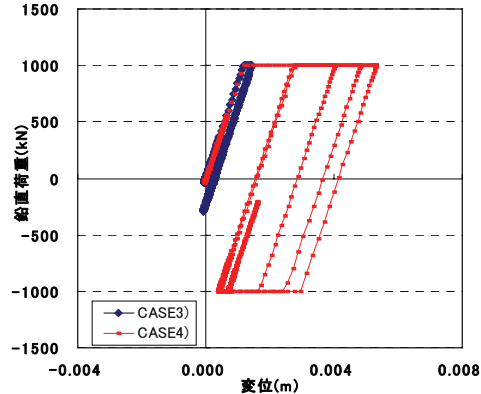
1) P1 支承部



1) P1 支承部



2) P2 支承部



2) P2 支承部

図 - 18 ピン支承履歴曲線 (鉛直方向)

図 - 19 ピン支承部ダンパー履歴曲線

ピン支承の引張耐力以下とし、5000kN 以下～1000kN まで低減させた。その他の諸元は表 - 9、表 - 10 に示すとおりである。図 - 14 にダンパー設置箇所概要図を示す。端支柱両脇に 2 基、計 8 基を設置する。解析上では既存モデルの端支柱両脇に水平な剛部材を設けて軸方向にダンパーをモデル化した完全弾塑性型非線形ばね要素を配した。

3) 応答比較結果

①鉛直変位応答

図 - 15 に、鉛直方向変位応答値図として、CASE1)、CASE2) の支承変位、ダンパー変位を示す。CASE2) ではダンパーの変位量が大きく CASE1) の約 3 倍であるが、鉛直ダンパーの許容変位量 15mm (軸ひずみ量 1.5%) に対して降伏荷重 2000kN 以上は許容値以内である。また、CASE1) ではダンパー移動量が支承移動量に比べて常に小さく支承の補助的に機能していることが分かる。鉛直支承許容変位は引張方向 2.3mm であるが、ダンパー降伏荷重 3000kN 以下では支承耐力不足である。

②鉛直反力

図 - 16 に、支承鉛直反力図を示す。CASE2) が支承圧縮力の低減に有効であり、圧縮耐力以下である。これは、図 - 15 に示すように、CASE2) ではダンパーが大きく変形することによりエネルギー吸収を図ることによって圧縮方向の応答値が低減していると考えられる。

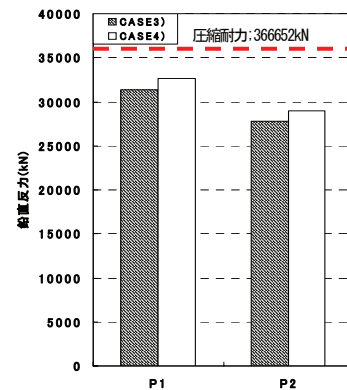


図 - 20 支承鉛直反力図

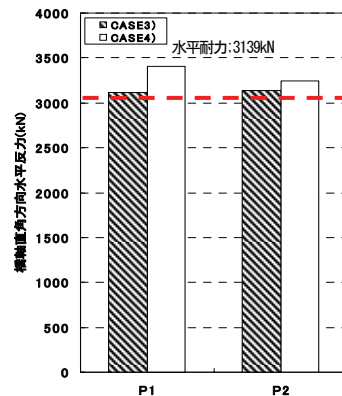


図 - 21 支承水平反力図

表 - 13 上部構造耐震性能照査結果（補強後）

部 位			集 計		照査結果					
					現況解析		CASE1)		CASE3)	
上部工	主要部材	床版	OUT 箇所数	N	5	100%	3	60%	0	0%
			最大超過率	μ_{max}	3.383		3.492		—	
			平均超過率	μ_{ave}	1.594		1.964		—	
		下弦材	OUT 箇所数	N	6	100%	0	0%	0	0%
			最大超過率	μ_{max}	1.123		—		—	
			平均超過率	μ_{ave}	1.054		—		—	
		端支柱	OUT 箇所数	N	0	100%	0	—	0	—
			最大超過率	μ_{max}	—		—		—	
			平均超過率	μ_{ave}	—		—		—	
	一次部材	斜材	OUT 箇所数	N	0	100%	0	—	0	—
			最大超過率	μ_{max}	—		—		—	
			平均超過率	μ_{ave}	—		—		—	
		上横構	OUT 箇所数	N	0	100%	0	—	0	—
			最大超過率	μ_{max}	—		—		—	
			平均超過率	μ_{ave}	—		—		—	
		下横構	OUT 箇所数	N	8	100%	8	100%	0	0%
			最大超過率	μ_{max}	1.055		1.031		—	
			平均超過率	μ_{ave}	1.054		1.029		—	
		対傾構	OUT 箇所数	N	33	100%	29	88%	12	25%
			最大超過率	μ_{max}	4.810		3.878		2.108	
			平均超過率	μ_{ave}	2.214		2.139		1.514	

③水平反力

図 - 17 に、橋軸直角方向水平反力図を示す。鉛直方向と異なり、CASE2) における応答値の方が約 1.2 倍程度大きく、水平方向にはダンパーが有効でないことが分かる。これは、CASE2) において引張方向に鉛直ダンパーのみで抵抗するため鉛直方向の支承部移動量が大きくなり水平方向の移動量も増大された結果と考えられる。水平方向力はアンカーボルトの耐力を上回っており、サイドブロック等の設置による補強が必要である。

④結果総括

ピン支承部の鉛直ダンパーは、支承鉛直反力、水平反力への効果についてはCASE1) とCASE2) で規則性が無いが、上揚力対策（鉛直変位応答）としては両方のケースでダンパーの降伏耐力の大きさに応じた効果が確認できた。

5.2 橋梁全体補強の検討（CASE3）, CASE4）

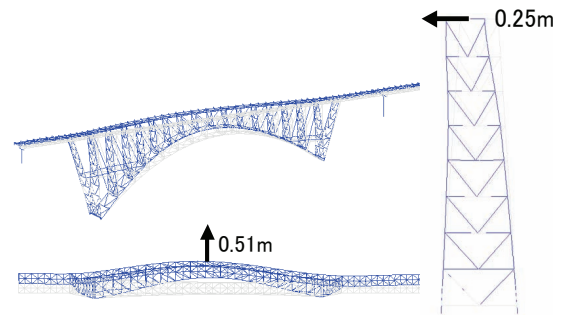
1) 各種ダンパー諸元

①橋台部橋軸直角方向ダンパー

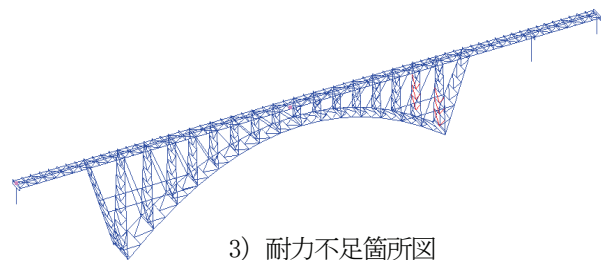
適用したダンパーは装置内の流動体抵抗によりエネルギー吸収を図る粘性抵抗型ダンパーであり、設置箇所は A 1 橋台、P 3 橋脚、A 2 橋台の支承部とし橋軸直角方向にダンパーを設置した場合の検討を行った。ダンパー諸元を表 - 11 に示す。降伏耐力は実績に基づいて死荷重時支承反力の 30%程度、ストロークは発生移動量が 200mm 程度であるため±250mm とした。

②端支柱部対傾構および下横構のダンパー

適用したダンパーは、軸力降伏型ダンパーであり、設置箇所は、CASE3) では端支柱部対傾構、および下横構、



1) 変形モード図 2) 端支柱変形モード



3) 耐力不足箇所図

図 - 22 動的解析結果応答図 CASE4)

CASE4) では対傾構のみである。諸元を表 - 12 に示す。ダンパー材質は LY225（降伏応力度 235N/mm²）とし、降伏耐力は各部材の発生引張力 N_{max} を確認後、 N_{max} 以下で降伏するよう 500kN とした。最大変位量はダンパー部材長の 1.5%を目安として 20mm とした。

③ピン支承部ダンパー

ダンパー諸元は、5.1 と同様である。ただし、降伏耐力

としては1000kNを選定した。

2) 応答比較結果

図 - 18 にピン支承の鉛直方向履歴曲線を、図 - 19 に、ピン支承部ダンパー履歴曲線をそれぞれ示す。CASE3) では、引張側で支承変形量 1.4mm であり、降伏変位量の約 1.2 倍の変位応答が発生しているが許容変位 2.3mm に収まっている。セットボルトの許容変位については今後のさらなる研究が必要であるが、軽微な塑性化に留まっており大規模地震時の要求性能を満足していると言えよう。

図 - 20 および図 - 21 に、それぞれ支承鉛直反力図、支承水平反力図を示す。CASE3) と CASE4) の比較の形で示す。支承に発生する鉛直反力および水平反力ともに CASE3) に比べて CASE4) が若干大きい。これは、CASE3) と CASE4) では支承モデルの違いにより橋梁全体の応答特性が異なるためである。CASE3) では地震時の安全性は確保されているが、CASE4) では水平力（橋軸直角方向）が若干水平耐力を上回っている。これについてはサイドブロック等の設置による補強対策で対応可能と考えられる。

次に、表 - 13 に、上部工耐震性能照査結果一覧を示す。表に示す%は、現況解析に対する耐力不足箇所数の比率である。CASE1) と CASE2)、CASE3) と CASE4) は同程度の傾向であるのでここでは代表して、CASE1) と CASE3) の結果を示す。いずれのケースも現橋解析と比較して許容値を満足しない部位の箇所数ならびに応答値は低減している。さらに、CASE1) に比べて CASE3) では応答低減しており、補強方法の組合せによる相乗効果が上部工応答にも現れていることが分かる。CASE3) では、対傾構において一部耐力不足でありこれについては部材交換等の対策が必要となるが、主要部材においては全ての部材で許容値以内に収まっており、耐震安全性をほぼ満足するといえよう。

図 - 22 に、CASE4) の変形図、端支柱変形図、耐力不足箇所図を示す。橋梁の変形量は、最大で 51cm、P1 橋脚部支柱部で 25cm、P2 橋脚支柱で 13cm である。対傾構の耐力不足箇所は P2 側の端支柱に集中している。これは、P1 橋脚と P2 橋脚側で支柱高が 15m ほど異なるにも関わらず P1、P2 橋脚天端で変位がほぼ同じであることによる。

6. 結論

本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) ピン支承の損傷プロセスを明らかにし、支承構成部材の降伏順序を解析モデルに反映して現橋解析を行い、現橋の耐震性能を評価した。
- (2) 支承の交換が困難な P1、P2 橋脚部支承において大規模地震時上揚力耐力不足への対策として、ピン支承部の 2 つの要求性能（機能一体型、機能分離型）を提案しそれぞれに対応した解析モデルを構築した。
- (3) ピン支承は要求性能を満足する範囲内で塑性化を許容すれば、鉛直ダンパーの付加により現況支承機能確保しながら耐震補強が可能であることを示した。
- (4) 文献 5) において発表した効果的な補強対策である橋台、橋脚および対傾構部ダンパーと組み合わせることにより本橋の耐震性能をほぼ満足することを示した。

参考文献

- 1) 後藤芳顯, 奥村徹; ロッキング挙動を利用した免震・制震機構の上路式アーチ橋への適用, 土木学会論文集, 2006. 10. A Vol. 62 No. 4. 835-853.
- 2) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出収; 軸力降伏型鋼製ダンバを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2002. 1, pp. 43-50.
計に関するシンポジウム講演論文集, 2005. 2, pp. 275-280.
- 3) 古野潤, 国井竜士; 鋼上路式アーチ橋の耐震性能向上について, 横河ブリッジグループ技報, No. 29, 2000. 1, pp. 47-56.
- 4) 高木達弘, 加藤久喜, 中村桂久, 徳川和彦; 鋼上路式アーチ橋にせん断ダンパー等を用いて耐震性を向上させた一考察, 第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計, 構造工学論文集 Vol. 53A, 2007. 3, pp. 418-427.
- 5) 太田あかね, 他; 鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策に対する検討, 構造工学論文集 Vol. 53A, 2007. 3, pp. 418-427.
- 6) 大塚久哲, 山平喜一郎, 増田耕一, 栗木茂幸; 兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察, 鋼構造論文集第 7 巻第 28 号, 2000. 12, pp. 19-31.
- 7) 山田真幸, サトーンペンボン, 三木千尋, 市川篤司, 入部孝夫; RC 床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集 Vol. 47A, 2001. 3, pp. 1161-1168.
- 8) 社団法人日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.
- 9) 社団法人日本道路協会; 道路協支承便覧, 2004. 4.

(2008 年 9 月 18 日受付)