

上路式鋼アーチ橋を対象とした軸降伏型ダンパーの 制震効果に関する解析的検討

佐藤 崇¹・鍋島 信幸²・田中 賢太¹・宮下 健治³

¹正会員 工博 株式会社長大（〒305-0812茨城県つくば市東平塚730）

²正会員 株式会社長大（〒305-0812茨城県つくば市東平塚730）

³非会員 工修 株式会社長大（〒305-0812茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

軸降伏型ダンパー（以降ダンパーと称す）は鋼製ダンパーの一種であり、鋼材の塑性域における軸変形によりエネルギーを吸収する制震デバイスとして、アーチ橋やトラス橋の2次部材に用いられることが多い。一般的には軸降伏型ダンパーは大規模な地震に対する既設橋の耐震補強対策^{例えば1)}の一つとして用いられることが多かったが、近年では新設橋に対しても主構造や上下部接続部のコンパクト化を目的に採用する事例²⁾もみられ、今後も多くの橋梁で採用される可能性が考えられる。

一般的にはアーチ橋やトラス橋の耐震補強にダンパーを用いる場合、橋梁全体系モデルにダンパーを

模擬した非線形履歴モデルを組み込んだ動的解析を行い、応答低減効果に関する検討を行う。橋梁全体系を対象とした解析的検討については、地震時の挙動をふまえた制震効果に関する検討^{3)~4)}や、フレーム系とダンパー剛性との関係に関する検討⁵⁾など、比較的多く散見される。一方、設計段階では応答低減効果が期待できるダンパーの設置位置⁶⁾やダンパー剛性や降伏剛性に関する多くの検討を要するものの、その知見は少ない。特に、解析に用いるダンパーの軸剛性は設計者によってある程度任意に設定が可能であるものの、橋梁全体系の地震応答低減に及ぼす影響に関する知見は非常に少ない。

以上より、本論文ではダンパーの種々の解析条件が、橋梁全体系の応答および応答低減効果に及ぼす

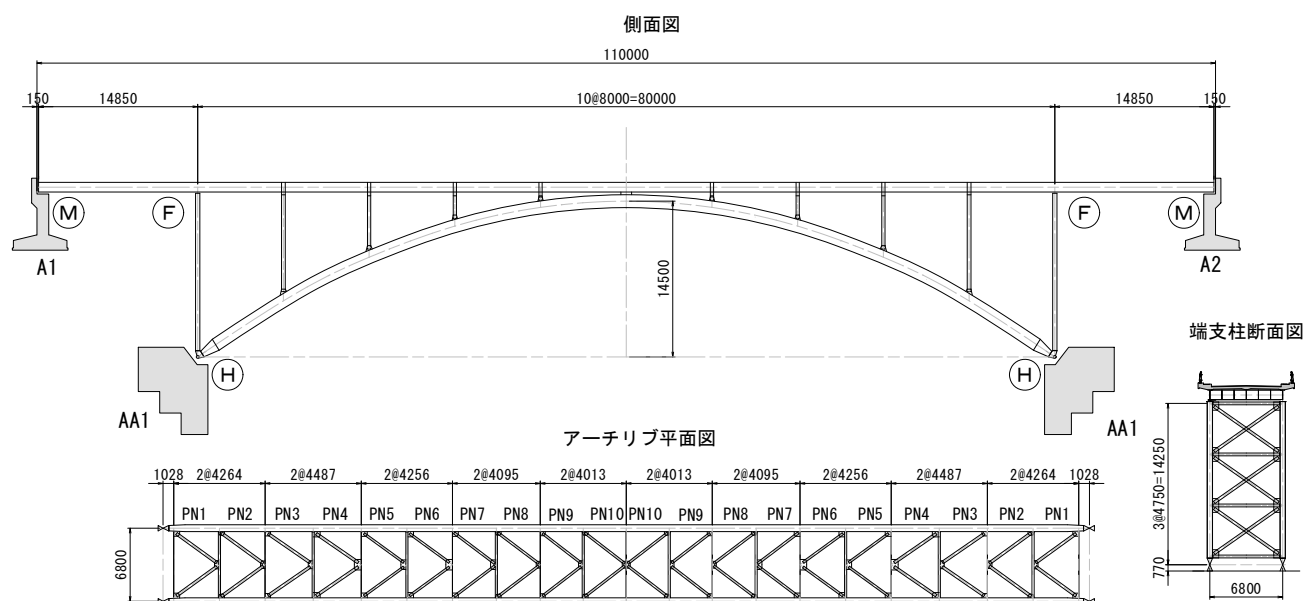


図-1 対象橋梁

影響を明らかにすることを目的に、ダンパーの適用事例の多い上路式アーチ橋を対象とした動的解析を用いた検討を行った。なお、本検討は実務への有効的な活用を念頭に、一般的な耐震補強設計で用いられる解析手法を用いることで実務と乖離のないよう解析手法を選定した。

2. 対象橋梁と解析条件

(1) 対象橋梁

対象橋梁は図-1に示す、橋長が110m、アーチ支間長が80m、アーチライズが14.5m、ライズ比が1/5.5の2ヒンジ鋼上路式アーチ橋とした。橋梁は直線橋であり支間中央で対象である。上路式アーチ橋は一般的には強固な地盤、基礎に支持されていることが多いことから、本検討ではI種地盤とした。設計年次は昭和55年道路橋示方書以前の基準で設計され、現行の道路橋示方書⁷⁾におけるレベル2地震動に対して設計されていない橋を想定している。

(2) 橋梁全体系解析モデル

橋梁全体系解析モデルは図-2に示すように、3次元骨組みモデルとし、軸力部材である下横構、アーチリブ横構、支柱対傾構は非線形ばね要素を、補剛桁、横桁、アーチリブ、支材、支柱は非線形はり要素（ファイバー要素）を用いた。対象橋梁の鋼断面は、実際には局部座屈強度や部材座屈強度が低減する断面であるものの、確立されたはりモデルを用いたモデル化手法がなく、なおかつ本検討では各パラメータによる橋梁全体系の応答変化に着目していることをふまえ、ここでは図-3に示すように、材料非線形として圧縮側引張側で同一のバイリニアモデルを与えた。軸力部材については、実際には部材座屈を生じるにも関わらず弾性部材としてモデル化することで橋梁全体系の挙動が変化する可能性があるため、図-3に示すような圧縮側と引張側で降伏荷重が異なる非線形弾性モデルを非線形特性として与え、座屈後の履歴エネルギー吸収が生じないようモデル化した。なお、既設の2次部材は山形鋼であり座屈荷重は道路橋示方書II編に示される式（1）に準じて設定した。

$$P_{ca} = A_g \cdot \sigma_{ca} \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1000} \right) \times \alpha \quad (1)$$

ここで P_{ca} =座屈荷重、 A_g =部材の総断面積、 σ_{ca} =許容軸圧縮応力度、 l =有効座屈長、 r_x =断面二次半径、 α =許容応力度の割増係数(=1.7)である。

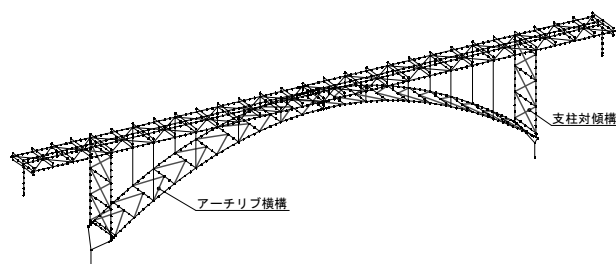
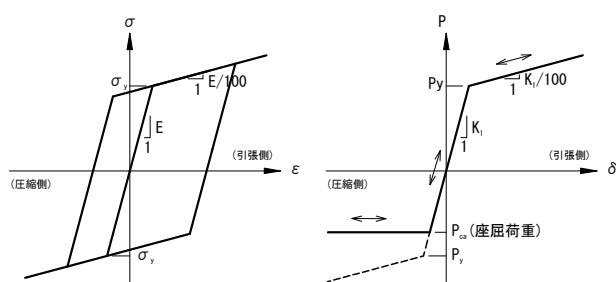
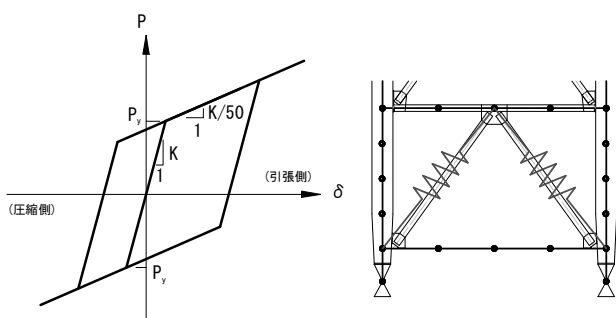


図-2 3次元骨組みモデル図



(1) 軸力部材以外 (2) 軸力部材

図-3 非線形特性



(1) 非線形特性 (2) ばね要素の設置概要

図-4 軸降伏型ダンパーのモデル化概要

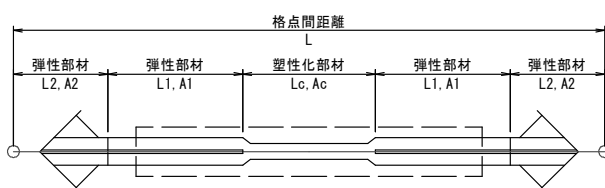


図-5 軸降伏型ダンパーの断面鋼製

その他、橋梁のモデル化方法については参考文献⁸⁾に準じて行った。

(3) 軸降伏型ダンパーのモデル化と解析パラメータ

ダンパーは非線形ばね要素を用い、図-4に示す非線形履歴として軸方向の荷重変位関係を与えた。

ダンパーの軸剛性は図-5に示すように、取り付け部、ダンパー弾性部、ダンパー塑性化部の軸剛性を式（2）に示す直列ばねとして評価する。

表-1 解析パラメーター一覧

検討パラメータ	ケース名	軸剛性 (kN/mm)	降伏荷重 (kN)	ダンパー設置位置	A_c (mm ²)	L_c/L
現況	Case0	$K=134[186]$	220[397] ^{※1}	—	—	—
軸剛性	Case1-1	K	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.14[0.06]
	Case1-2	0.8K	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.28[0.13]
	Case1-3	0.6K	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.51[0.25]
	Case1-4	0.5K	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.69[0.35]
	Case1-5	1.2K	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.05[0.01]
降伏荷重	Case2-1	0.5K[0.2K]	200	横構, 対傾構	894	0.4
	Case2-2	0.8K[0.4K]	300[400]	横構, 対傾構	1338[1782]	0.4
	Case2-3	1.5K[0.7K]	600	横構, 対傾構	2670	0.4
	Case2-4	2.0K[0.9K]	800	横構, 対傾構	3558	0.4
設置位置	Case3-1	K	300[400]	対傾構	1338[1782]	0.14[0.06]
	Case3-2	K	300[400]	横構	1338[1782]	0.14[0.06]

※1：現況の降伏荷重は軸圧縮力に対する座屈荷重を示す。

※2：[]内は支柱対傾構の値を示す。

$$K = \frac{E \cdot A_c}{L} \cdot \frac{1}{\alpha + 2\beta \cdot \frac{A_c}{A_1} + 2\gamma \cdot \frac{A_c}{A_2}} \quad (2)$$

ここで、 K =軸剛性（初期剛性） E =ヤング係数、 A_c =塑性化部材の断面積、 L_c =塑性化部材の長さ、 $A_1 \cdot A_2$ =弾性部材の断面積、 $L_2 \cdot L_1$ =塑性化部材の長さ、 L =各点間距離、 $\alpha = L_c/L$ 、 $\beta = L_1/L$ 、 $\gamma = L_2/L$ である。

解析パラメーター一覧を表-1に示す。ダンパーの軸剛性に関するパラメータは、既設部材の軸剛性に対するダンパーの軸剛性の比率（軸剛性比）とし、塑性化部の長さ L_c をパラメトリックに変化させ、軸剛性の異なる5ケースを設定した。取り付け部の断面積 A_2 は橋梁それぞれの取り付け構造に依存するものの、塑性化部の断面積 A_c の8倍とした。一方、ダンパー弾性部の断面積 A_1 は、塑性化部が終局ひずみ相当に達した場合においても塑性化しないよう、 A_c の3～5倍とした。取り付け部の部材長 L_2 は800mmと仮定し、ダンパー弾性部の部材長 L_1 およびダンパー塑性部の部材長 L_c は、設定した軸剛性比となるよう設定した。

ダンパーの降伏荷重に関するパラメータは、既設部材の座屈荷重 P_{ca} を基本値とし、塑性化部の断面積をパラメトリックに変化させ、降伏荷重の異なる4ケースを設定した。なお、後述するように軸剛性の影響が橋梁全体系の地震応答に及ぼす影響が小さいことが明らかとなったため、 L_c は部材全長 L に対して0.4倍となるようここでの全ケースは同一とした（軸剛性はそれぞれ異なる）。なお、ダンパーの鋼材はLY225を想定した。

ダンパーの設置位置に関するパラメータは、2次部材として部材取換が可能な支柱対傾構およびアー

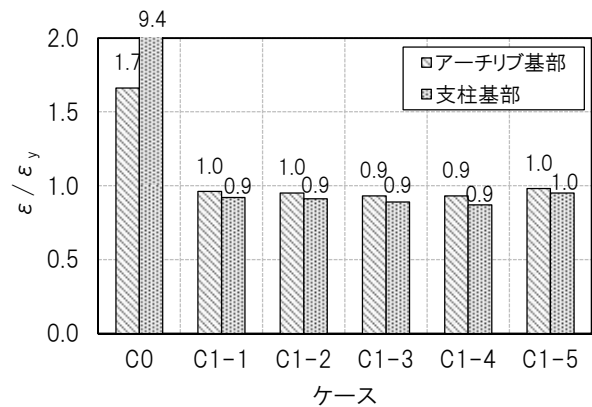


図-6 鋼断面の応答値の比較

チリブ横構とした。

(4) 解析条件

解析コードは汎用3次元動的解析プログラムTDAPIII⁹⁾を用い、積分手法はNewmarkの β 法 ($\beta=0.25$)を用い、時間間隔は0.001秒とした。解析手法は初期軸力を導入した構造系に対して、幾何剛性を考慮した線形化有限変位理論を用いた非線形動的解析とした。入力地震動は道路橋示方書標準加速波形とし、事前に行った現況の動的解析において最もアーチリブ基部の応答が大きかった、レベル2地震動（タイプII）のII-I-2をパラメータ解析に用いた。減衰モデルは事前に行った固有値解析より橋軸直角方向の主要な振動を包括するようなRayleigh型減衰モデルを用いた。

3. 軸降伏型ダンパーの軸剛性の影響検討

ここではダンパーの軸剛性をパラメータとしたCase1-1 (C1-1)～Case1-5 (C1-5)の解析結果および現況の解析結果であるCase0 (C0)を比較し、ダンパー軸剛性の違いが橋梁全体系の応答に及ぼす影

響について検討した。

(1) 橋梁の応答値

図-6は鋼断面の最大応答ひずみを各ケースで比較した図である。応答ひずみは降伏ひずみ ε_y で無次元化した値であり、アーチリブ基部と端支柱基部の応答を抽出したものである。同図より、ダンパーを設置しないC0の場合は、アーチリブで $\varepsilon/\varepsilon_y=1.7$ 、端支柱で $\varepsilon/\varepsilon_y=3.1$ と大きく塑性化しているが、ダンパーを設置したC1-1～C1-5の全てにおいて大きく応答が低減している。ダンパーを設置したケースの応答ひずみは全てのケースで $\varepsilon/\varepsilon_y=1.0$ 程度であり、鋼断面の応答にダンパーの軸剛性の影響はみられない。図-7に軸変位が最も大きかったPN3に設置したダンパーの軸変位と軸荷重の関係をC1-1と、C1-1の1/2の軸剛性としたC1-4と比較した図を示す。両ケースで剛性は異なるものの、応答履歴に大きな違いがみられず、履歴吸収エネルギーも大きく変わらないことがわかる。

(2) ダンパーの応答値

図-8にダンパーの最大応答軸ひずみを比較した図を示す。同図の横軸は軸剛性比、縦軸は応答軸変位 δ を塑性部長さ L_c で割った軸ひずみである。本検討では剛性を L_c で変化させており、軸変位が同じ場合においても、 L_c が変化することで軸ひずみは異なる。同図に示すように、一般的に軸降伏型ダンパーの許容ひずみは2～3%であり、軸剛性比が1程度となるよう既設部材と同等もしくは大きい場合は、軸ひずみが大きくなり、ダンパーとしての性能を確保できない可能性がある。一方、軸剛性が小さい場合、すなわち既設部材の軸剛性より小さい軸剛性とした場合は、概ね許容ひずみ以下の応答となる。

通常、レベル1地震動のような変動作用時においてはダンパーが塑性化しないように設計をする。図-9は軸剛性の影響が大きくなると考えられるレベル1地震動を入力地震動とした際の、ダンパーの塑性率をC1-1とC1-4で比較した図である。同図に示すように、ダンパーの軸剛性が変化した場合においても、両ケースで大きな違いはみられずダンパーに塑性化は生じなかった。これは、本橋においては横荷重に対する橋梁全体の剛性は補剛桁やアーチリブ等の主構造に比べ横構等の2次部材の剛性の影響が小さいかったためと考えられる。

以上より、ダンパーの軸剛性の違いによるダンパーの履歴吸収能に及ぼす影響は僅かであり、橋梁全体系の制震効果に及ぼす影響は小さい。ただし、横

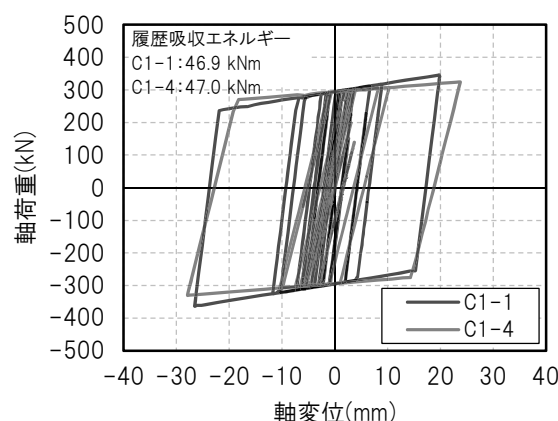


図-7 ダンパーの軸変位-軸荷重関係の比較 (PN3)

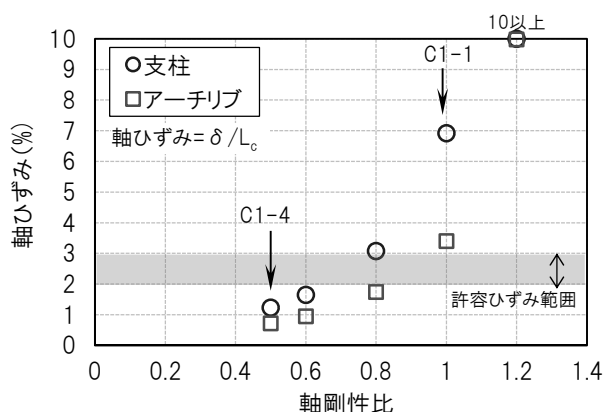


図-8 ダンパー最大軸ひずみの比較 (PN3)

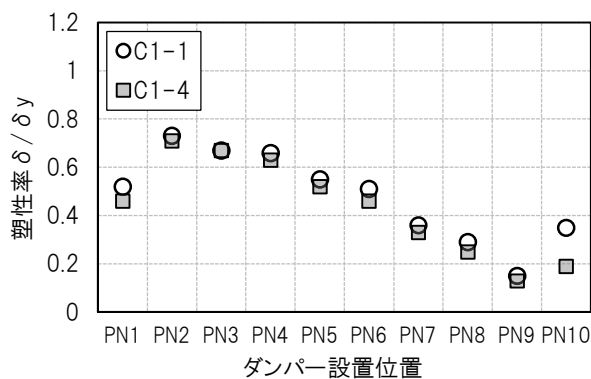
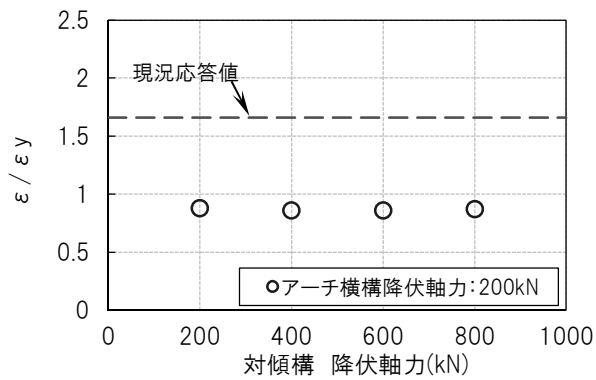


図-9 ダンパーの塑性率 (L1地震時)

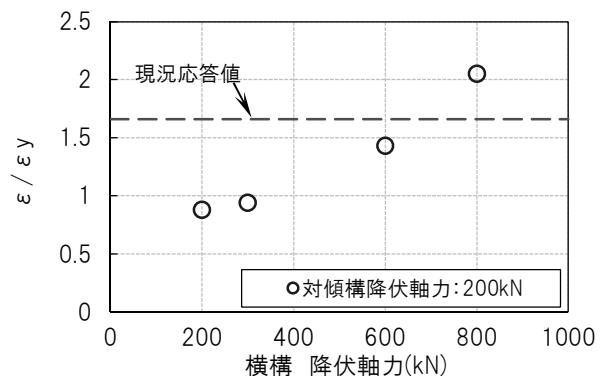
荷重に対して2次部材が荷重を大きく負担するような構造の場合は、ダンパーの軸剛性の設定には留意が必要である。

4. 軸降伏型ダンパーの降伏荷重の影響検討

ここではダンパーの降伏荷重をパラメータとしたCase2-1 (C2-1) ～Case2-4 (C2-4) の解析結果および現況の解析結果であるCase0 (C0) を比較し、ダンパーの降伏軸力の違いが橋梁全体系の応答に及ぼ

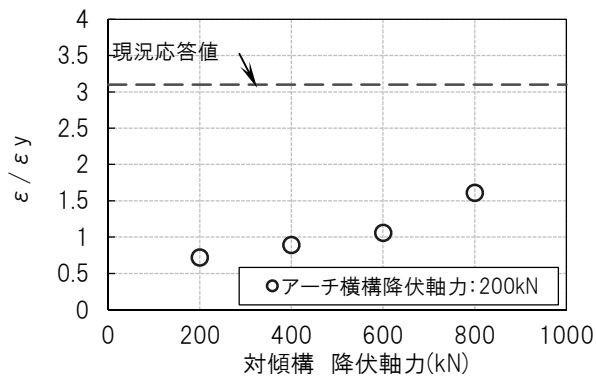


(1) 端支柱対傾構降伏軸力パラメータ

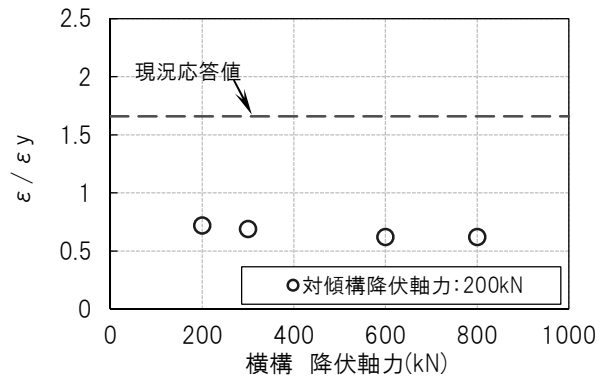


(2) アーチリブ横構降伏軸力パラメータ

図-10 アーチリブ基部の応答値



(1) 端支柱対傾構降伏軸力パラメータ



(2) アーチリブ横構降伏軸力パラメータ

図-11 端支柱基部の応答値

す影響について検討した。

(1) 橋梁の応答値

図-10および図-11に、アーチリブ基部および端支柱基部の鋼断面の最大応答ひずみを各ケースで比較した図である。同図 (1) はアーチリブ横構に設置したダンパーの降伏軸力を200kNとし、端支柱対傾構に設置したダンパーの降伏軸力をパラメータとした結果である。一方、同図 (2) は端支柱の対傾構に設置したダンパーの降伏軸力を200kNとし、アーチリブ横構に設置したダンパーの降伏軸力をパラメータとした結果である。

まず、図-10に示すアーチリブ基部の応答ひずみは、対傾構のダンパーの降伏荷重が変化した場合においても、アーチリブ基部の応答に変化はない。一方、アーチリブ横構のダンパーの降伏荷重が変化した場合、応答ひずみは大きく変化しアーチリブ横構の降伏軸力が大きくなるほどアーチリブ基部の応答ひずみは大きくなり、800kNとした場合は現況の応答値 (C0) を超過する。一方、図-11に示す端支柱基部の応答ひずみについては、アーチリブ横構のダンパーの降伏軸力が変化した場合においても端支

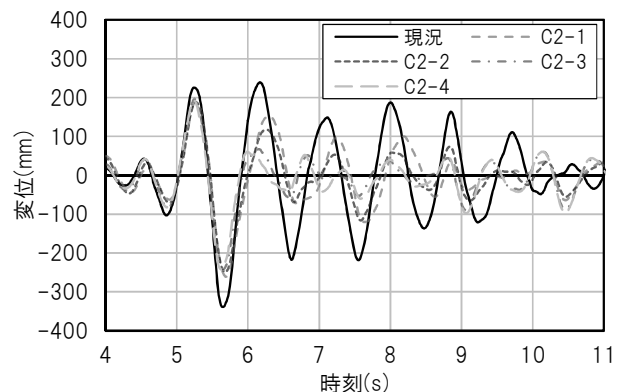


図-12 支間中央の応答変位

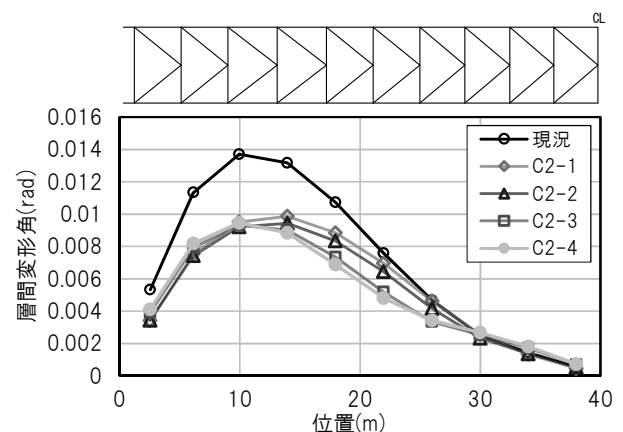


図-13 アーチリブの層間変形角の比較

柱基部の応答は変化しないものの、端支柱対傾構のダンパーの降伏軸力が変化した場合、降伏軸力が大きくなるほど応答ひずみは大きくなる。

上述したようにダンパーを設置した架構の応答はダンパーの降伏荷重の影響を受ける。一方、橋梁全体系の応答については、図-12に示す支間中央の変位の時刻歴波形からわかるように、C2-1～C2-4は最大応答が発生した以降の波形の減衰性能には違いがみられるものの、5秒から6秒間の応答はダンパーを設置したケースで大きな違いはみられず、現況より応答が低減していることがわかる。図-13に示す支間中央の変位最大時刻におけるアーチリブの層間変形角についても、PN3、PN4で最も大きく山なりになる分布はC2-1～C2-4で大きく変化はみられないことから、橋梁全体系の挙動はほぼ同じであり現況より応答が低減していることがわかる。

次に、橋梁全体系の変位の応答低減効果に比べ、アーチリブ基部ひずみの応答低減効果が低いことについて分析を加える。図-14にアーチリブの軸力分布を、図-15にアーチリブの面外曲げモーメント分布を示す。まず、面外曲げモーメントについては、ダンパーを設置したC2-4は現況より応答が低減している。一方、C2-4ではダンパーを設置したパネルごとにアーチ基部に近づくにつれ軸力が増加しており、アーチ基部では現況の応答値の約2倍大きい応答が生じている。この要因としては図-16に示すように、ダンパーから作用する軸力が要因と考えられる。例えば同図右から左へアーチリブに地震時慣性力が作用した場合、主構造のアーチリブでラーメン構造により軸力が生じる。これに加え、ハの字に配置されたダンパーには圧縮軸力と引張軸力が作用し、その分力はアーチリブに作用することとなる。そのため、降伏荷重が大きい場合はダンパーには大きな軸力が作用するため、アーチリブにはその分力として軸力が作用したため、前述したように橋梁全体系でみられた応答低減効果がアーチリブ、特に基部にはみられなかったと考えられる。

(2) ダンパーの応答値

図-17に軸変位が最も大きかったPN3に設置したダンパーの軸変位と軸荷重の関係をC2-1～C2-4と比較した図を示す。同図より各ケースで降伏荷重が大きく異なり最大変位は降伏荷重が小さい場合に大きく生じるものの、各ケース大きな塑性変形が生じている。図-18はダンパーの応答履歴から算出した塑性変形に伴う履歴吸収エネルギーを、図-17に示したPN3を対象に最大ループのみで算出した場合と全

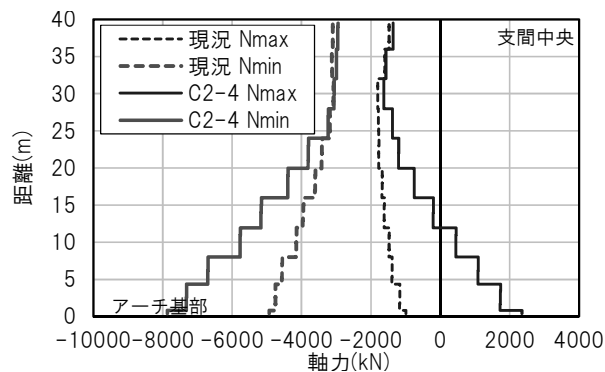


図-14 アーチリブの軸力分布

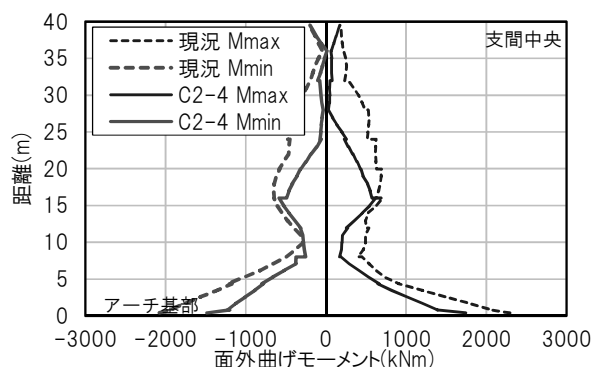


図-15 アーチリブの面外曲げモーメント分布

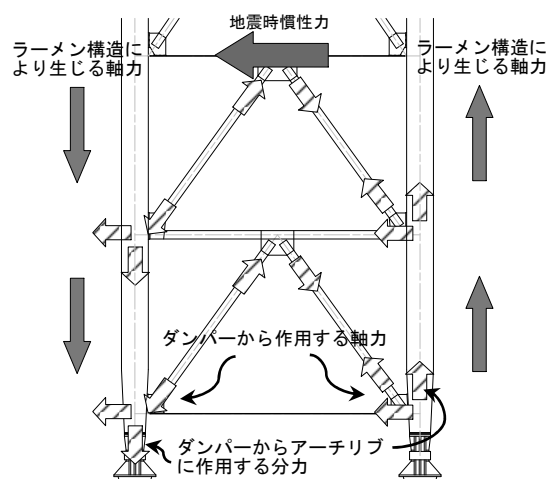


図-16 アーチリブの軸力作用状況

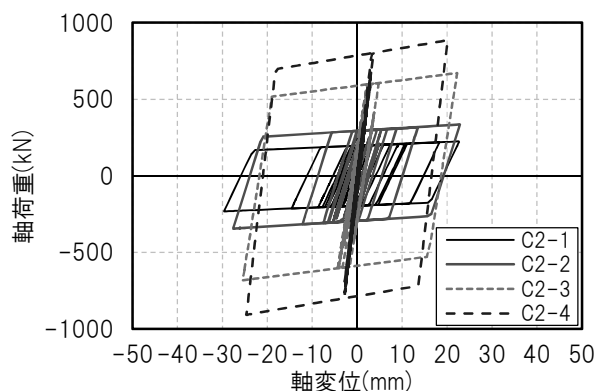


図-17 ダンパーの軸変位-軸荷重関係の比較 (PN3)

時刻で算出した場合、およびアーチリブに設置した全てのダンパーを対象とした場合で比較した図を示す。同図より各ケースの最大変位の変化に比べ、ダンパーの降伏荷重の変化が大きいいため、履歴吸収エネルギーは降伏荷重が大きい方が大きいことがわかる。図-17に示すように繰り返し履歴が多い降伏軸力が小さい場合についても、降伏荷重が小さいためそれほど大きな履歴吸収エネルギーではない。一方、アーチリブのダンパー全ての履歴吸収エネルギーは、PN3ほど各ケースに違いはなく全てのケースで同等の値である。図-19にダンパーの塑性率を比較した図を示す。降伏荷重の大きいC2-3、C2-4については、支間中央部のPN7～PN10のダンパーが降伏しておらず制震デバイスとしての機能を發揮していない。以上のことから、降伏荷重が大きいダンパーを設置した場合は、履歴吸収エネルギーが大きいものの、ダンパーが降伏しない箇所もあることから、今回の検討ケースの場合では降伏荷重の小さいダンパーを設置した場合と同等の制震効果となった。

以上より、橋梁全体系の応答はダンパーの降伏荷重に関わらず応答低減効果が期待できるが、降伏荷重が大きい場合は、ダンパーから作用する軸力がアーチリブに分力として作用するため、内力が大きくなりアーチリブ等の主部材では大きい断面力が生じる可能性がある。これについては、ダンパーの配置等が影響している可能性があるため、今後検討していく必要があると考えられる。

5. 軸降伏型ダンパーの設置位置の影響検討

ここではダンパーの設置位置をパラメータとしたCase3-1 (C3-1) ～Case3-2 (C3-2) の解析結果および現況の解析結果であるCase0 (C0) を比較し、ダンパーの設置の違いが橋梁全体系の応答に及ぼす影響について検討した。

(1) 橋梁の応答値

図-20は鋼断面の最大応答ひずみを各ケースで比較した図である。C1-1は端支柱対傾構とアーチリブ横構にダンパーを設置したケース、C3-1は端支柱対傾構のみダンパーを設置したケース、C3-2はアーチリブ横構のみにダンパーを設置したケースである。同図に示すように、アーチリブ基部の応答に着目した場合、C3-1は $\varepsilon/\varepsilon_y$ が1.4に対してC3-2は1.2と僅かであるがC3-2の方が応答は小さく応答低減効果が高い。一方、端支柱基部の応答に着目した場合、C3-1は $\varepsilon/\varepsilon_y$ が1.1に対してC3-2は5.7とC3-2の方が応答は小さ

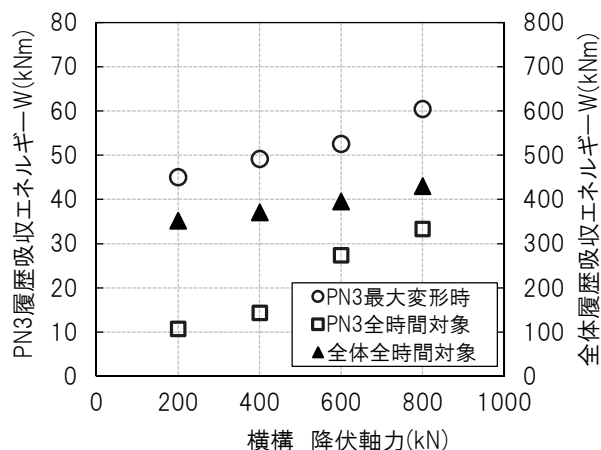


図-18 ダンパーの履歴吸収エネルギーの比較

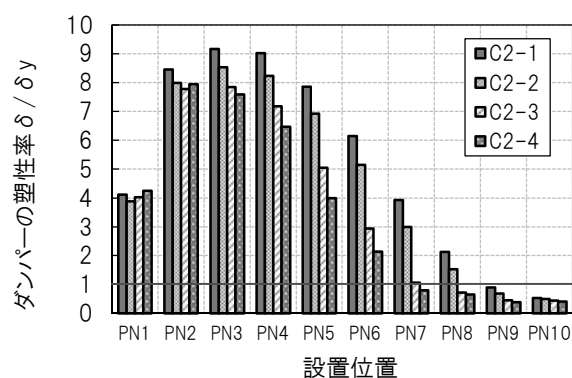


図-19 ダンパーの塑性率の比較

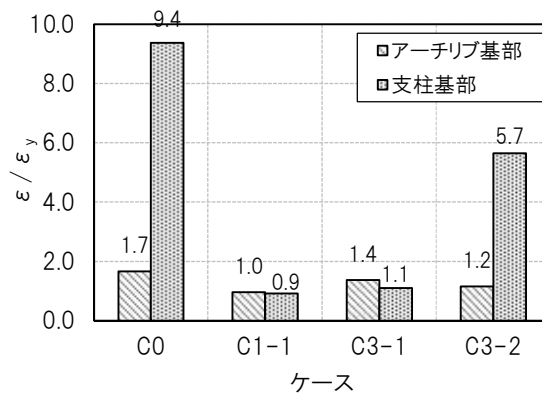


図-20 鋼断面の応答値の比較

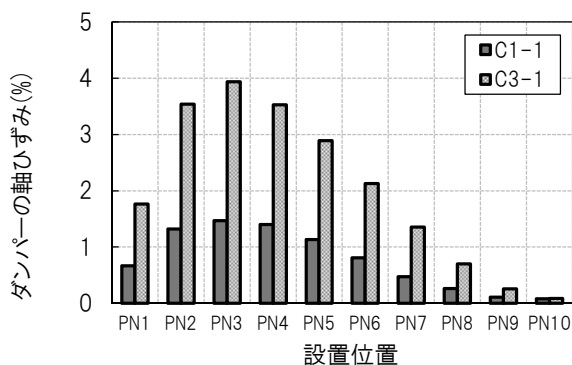


図-21 ダンパーの軸ひずみの比較 (アーチリブ横構)

く応答低減効果が高い。この結果より、応答低減効果を期待する主部材の構面内にダンパーを設置することで、より大きな効果が得られることがわかる。ただし、各構面内でもダンパー設置位置によっては履歴吸収能が低い箇所もあることから、今後、パネル毎の設置位置の検討を行い最適な設置位置について分析を行う予定である。

(2) ダンパーの応答値

図-21はアーチリブ横構に設置したダンパーの軸ひずみをC1-1とC3-1で比較した図である。C3-1はC1-1に比べ2倍以上の大きいひずみが生じており、一般的なダンパーの許容ひずみは2~3程度であることをふまえると、ダンパーとしての性能を満足できない可能性がある。これは、端支柱対傾構は既設の部材を設置しているため、既設横構の引張力に対しては降伏せず大きい軸力を負担するため橋梁全体系の剛性が上がったため、ダンパーに変更し早期に塑性化するアーチリブ横構の変形が増大したと考えられる。

6. まとめ

本論文では上路式鋼アーチ橋を対象とし軸降伏型ダンパーの軸剛性、降伏荷重、設置位置をパラメータとしてモデル化した動的解析を行い、その結果からダンパーのモデル化と制震効果に関する分析を行った。以下に、本研究より得た知見を示す。

- 1) ダンパーの軸剛性の違いはダンパーの履歴吸収能に及ぼす影響は僅かであり、橋梁全体系の制震効果に及ぼす影響は小さい。ただし、横荷重に対して2次部材が荷重を大きく負担するような構造の場合は、ダンパーの軸剛性の設定には留意が必要である。
- 2) 橋梁全体系の応答はダンパーの降伏荷重に関わらず応答低減効果が期待できるが、降伏荷重が大きい場合は、ダンパーから作用する軸力がアーチリブに分力として作用するため、内力が大きくなりアーチリブ等の主部材では大きい断面

力が生じる可能性がある。

- 3) ダンパーの設置位置は、応答低減効果を期待する主構面内に設置した場合に応答低減効果が大きくなる。
- 4) 本検討結果をもとに今後、現況の応答を元にしたダンパー荷重の設定方法、設置位置の決定方法の提案を行う予定である。

参考文献

- 1) 金治英貞, 高田佳彦, 鈴木直人, 美濃智広, 東谷修, 大濱浩二: 長大ゲルバートラス橋の損傷制御耐震補強対策と応答低減効果, 土木学会地震工学論文集, 第27巻, pp. 0278 (1-8), 2003.
- 2) 伊藤堅生, 松本綾佳, 吉良浩二, 江角和之, 伯川眞司: 上信越自動車 太田切川橋 (II期線) の耐震設計と施工時の安全対策, 橋梁と基礎, Vol.53, pp. 5-11, 2019.
- 3) 宇佐美勉, 葛漢彬, 日沖堅治, 路志浩, 河野豪: 制震ダンパーによる鋼アーチ橋の耐震性向上ー橋軸直角方向地震動に対する検討ー, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.245-261, 2004.
- 4) 葛漢彬, 日沖堅治, 宇佐美勉: 鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値, 土木学会地震工学論文集, 第28巻, pp. 0136 (1-10), 2005.
- 5) 金治英貞, 尾立圭巴, 鈴木直人, 井上一朗, 藤野陽三: 座屈拘束ブレースを有する既設長大橋フレーム構造における制震性能評価: 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 67, No. 1, pp. 137-148, 2011.
- 6) 二井伸一, 金山亨, 秦逸平, 石川敦之, ハツ元仁, 崔準祐, 堺淳一, 星隈順一: 鋼アーチ橋における制震デバイスの適切な配置に関する一考察, 第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 2012.
- 7) (一社) 日本道路協会: 道路橋示方書, V耐震設計編, 2012.
- 8) (一社) 日本鋼構造協会: 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, テクニカルレポートNo.93, 2011.
- 9) (株) アーク情報システム: TDAP III機能説明書, 2019.