

せん断パネル型制震ストッパーによる上路トラス橋への制震効果の検討

Consideration of The Damping Effect To The Steel Truss Bridge by Shear Panel Stopper for Seismic Response Control

○山本貴之* 佐合大**
Takayuki YAMAMOTO Dai SAGO

ABSTRACT This paper describes the result of dynamic analysis about damping effect which installing the Shear Panel Stopper for Seismic Response Control with high energy absorbing performance in parapet of abutment, paying attention to the influence of the transverse direction earthquake of the steel truss bridge.

Keywords: せん断パネル型制震ストッパー, 低降伏点鋼板, 動的解析, 上路トラス橋

Shear Panel Stopper for Seismic Response Control, Low Yield Stress Steel, Dynamic Analysis, Steel Truss Bridge

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 免震支承などを用いて上部構造の慣性力の低減を図る構造が一般的となってきたが, トラス橋に対するレベル2地震動を考えた耐震設計では, 弾性設計としているのが現状である. そのため, 新設橋では主構断面が大きくなり, 既設橋では補強困難となる場合がある. 特に上路トラス橋は, 上部構造の重心が高い位置にあるため, 橋軸直角方向地震動による慣性力により, 支承には大きな負反力が生じる. このため免震ゴム支承を用いた免震設計を行うことが困難となり, 橋軸直角方向に対しては支承条件を固定として, 負反力に対応する大きな鋼製支承を用いるか, 橋台前面に設置した鋼製ブラケットなどで変位を拘束し, 負反力の発生を防止する場合が多い.

そこで, 橋台前面に設置した鋼製ブラケットを, エネルギー吸収性能が高いせん断パネル型制震ストッパー(以下, 制震ストッパーという)に置き換えることを提案し, その制震効果について動的解析により確認した.

2. 制震ストッパーの概要

2.1 低降伏点鋼板の機械的性質

低降伏点鋼の機械的性質は, 表-1 に示すように低い降伏点特性を示し, 降伏点を狭い範囲に収める仕様となっている. 破断伸びも普通鋼材の18%に比べ, 40~50%と大きな伸び性能を有している.

表-1 低降伏点鋼の機械的性質

鋼種	種類の記号	降伏点(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)	破断伸び(%)
低降伏点鋼	LY100	80~120	200~300	50
	LY225	205~245	300~400	40
溶接構造用圧延鋼材	SM400A	245以上	400~510	18

2.2 制震ストッパーの概要

制震ストッパーの非線形特性を図-1 に示す. 制震ストッパーは, 常時・レベル1地震動に対しては, せん断パネルの降伏を許さず固定支承として機能し, レベル2地震動に対しては, せん断パネルが降伏し地震エネルギーを吸収する構造である(図-2).

* 高田機工(株) 技術本部 技術研究所 構造技術課
(〒556-0011 大阪府大阪市浪速区難波中 2-10-70) 第2種正会員

** 高田機工(株) 技術本部 設計部 設計課長
(〒556-0011 大阪府大阪市浪速区難波中 2-10-70) 第2種正会員

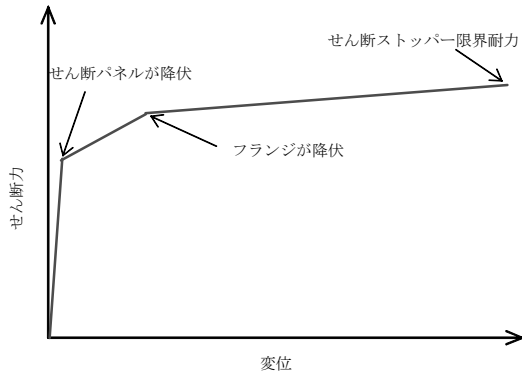


図-1 せん断ダンパーの履歴特性

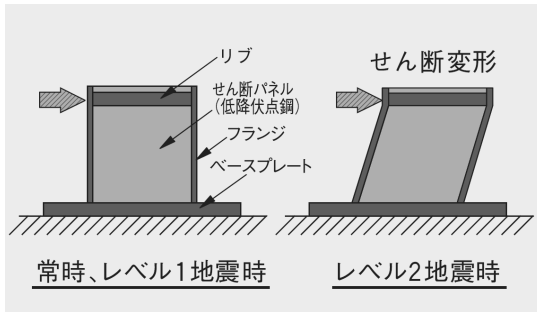


図-2 せん断パネル型
制震ストッパーの地震時の機構

2. 3 制震ストッパーの設置例

本検討では、橋軸直角方向の地震力を吸収するため、制震ストッパーを橋台前面から張り出し、上支材に設置した鋼製架台で挟み込む構造とする (図-3)。

常時・レベル1地震動に対しては固定となり、ジョイントプロテクターとして機能する。レベル2地震動に対しては、せん断パネルが降伏して地震エネルギーを吸収する。

3. 解析対象橋梁

本検討では、トラス形式の中でもトップヘビーで、地震時の影響が大きいと考えられる上路のトラス橋を対象とした。構造諸元を表-2、断面図を図-3に示す。

表-2 構造諸元

構造形式	単純上路鋼トラス橋
橋長	89.000 m
支間長	87.600 m
幅員	総幅員 10.200 m
	有効幅員 9.000 m
主構高	9.500 m
主構間隔	7.500 m
床版形式	RC床版

4. 解析モデルおよび解析条件

4. 1 解析モデル

解析モデルは、トラス部材すべての応答値を

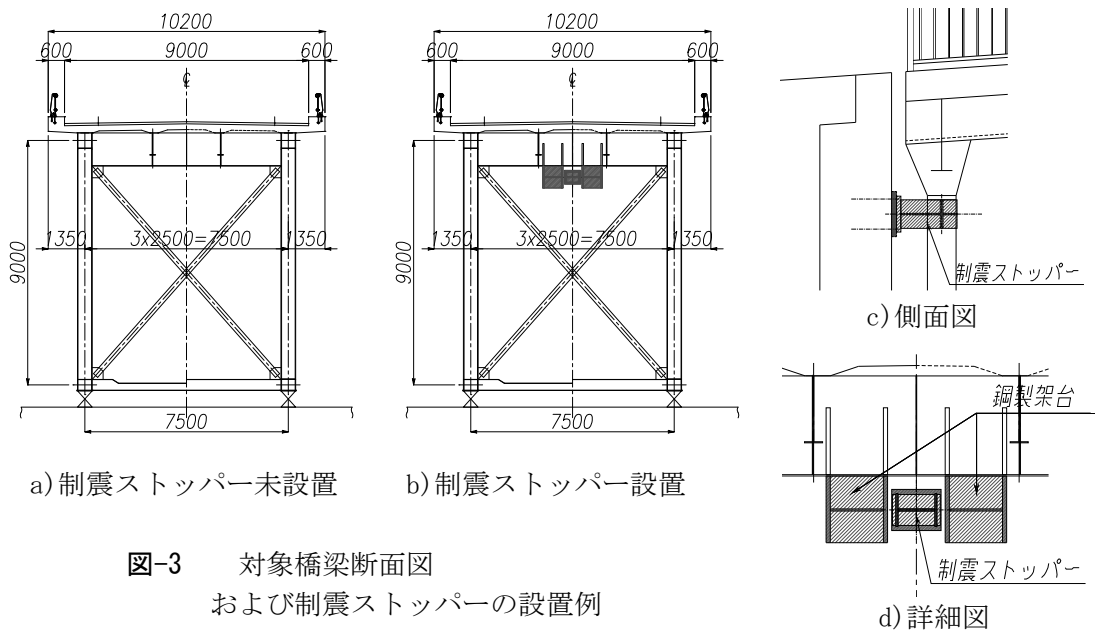


図-3 対象橋梁断面図
および制震ストッパーの設置例

把握するため、梁要素でモデル化した3次元骨組みモデルとした。上部工は線形梁要素とし、下部工は両側橋台形式の単純桁のため考慮しないこととした。

また、解析ケースは表-3に示す3ケースとした。

表-3 解析ケース

	概要
Case-1	制震ストッパー未設置
Case-2	制震ストッパー 設置
Case-3	鋼製ブラケット (剛部材)

Case-2は、A1, A2側それぞれの上支材中央部に、制震ストッパーをトリリニア型の非線形バネ要素でモデル化し、Case-3は同じ位置に、鋼製ブラケットを下部工と剛な部材で結合したモデルで解析を行った。

なお、本検討には文献(11)より、タイプ1200-L350の制震ストッパーを使用した。制震ストッパーの断面諸元を表-4に、解析モデルの一例を図-4に示す。

表-4 制震ストッパーの断面諸元

タイプ【1200-L350】	記号	単位	規定値
設置数		個	2
ストッパー全幅	B_s	(mm)	500
ストッパー全高	H_s	(mm)	720
L1地震時耐力 ($S_{wy} \times 1.5/1.7$)	S_{L1}	(kN)	1203.5
せん断パネルせん断降伏耐力	S_{wy}	(kN)	1364.0
フランジ全塑性耐力	S_{fu}	(kN)	1653.6
制震ストッパー限界耐力	S_{12}	(kN)	2522.4
せん断パネルせん断降伏変位	δ_{wy}	(mm)	0.591
フランジ全塑性変位	δ_{fu}	(mm)	4.349
制震ストッパー限界変位	δ_{pu}	(mm)	42

4.2 部材の結合条件

トラスの格点は通常、ピン結合と仮定し設計されるが、実際の構造は剛結のため、文献(1)を参考に剛結合とした。

4.3 床版のモデル化

床版は、はり要素でモデル化し、上弦材および縦桁と剛な部材で結合した。結合モデルを図-5に示す。

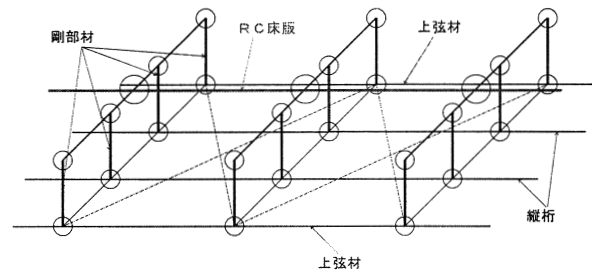


図-5 床版のモデル化

4.4 支承のモデル化

支承は、A1側、A2側それぞれ、固定、可動の鋼製支承であり、表-5に示す支承条件でモデル化した。

表-5 支承条件

	橋軸方向	橋直方向	鉛直方向	橋軸回り	橋直軸回り	鉛直軸回り
A1	固定	固定	固定	固定	自由	固定
A2	自由	固定	固定	固定	自由	固定

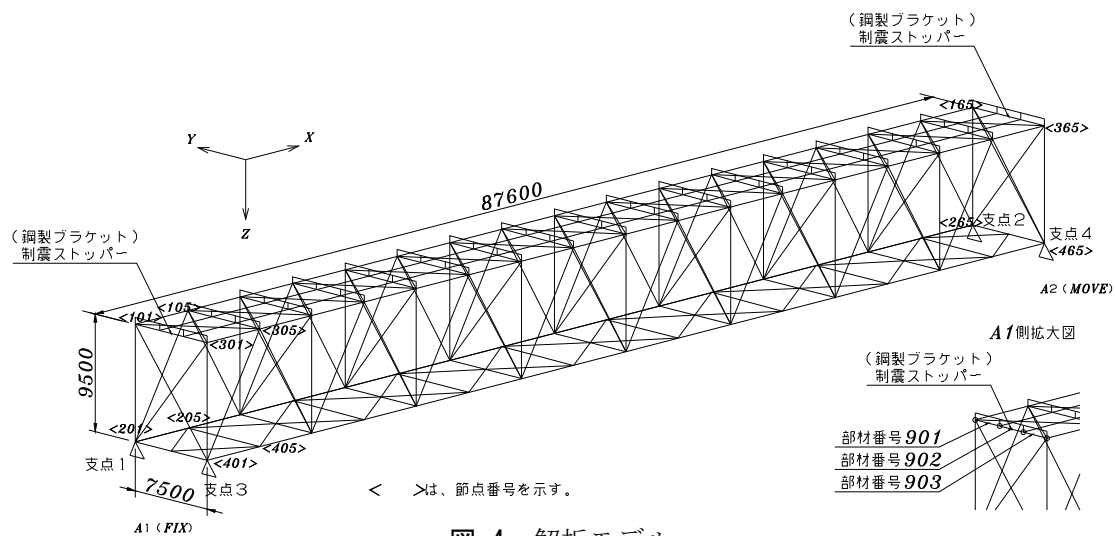


図-4 解析モデル

5. 固有値解析

解析対象橋梁の固有周期や振動モードの把握、および動的解析で用いる減衰項を定義するレーリー減衰を設定するため、固有値解析を行った。解析を行う際の上部構造要素の減衰定数は、道路橋示方書V耐震設計編(平成14年3月)の表-解7.3.1より0.025を用いた。

また、制震ストッパーの粘性減衰が過大にならないように要素別レーリー減衰を用いた。

固有値解析で得た振動モード図を図-6に示す。同じく、卓越モード次数、固有振動数、固有周期、ひずみエネルギー比例減衰の結果を表-6に示す。算出された固有振動数およびひずみエネルギー比例減衰より、橋軸直角方向2次と8次の2つのモードを選択し、動的解析で使用するレーリー減衰を設定した。

表-6 固有値解析結果

	モード 次数 (次)	固有 振動数 (Hz)	固有 周期 (Sec)	ひずみ エネルギー 比例減衰定数
橋直 方向	2	1.698	0.589	2.815
	8	7.756	0.129	2.633

表-7 入力地震波

	地震名	マグニ チュード	記録場所	成分	最大加速度 (gal)	継続時間 (sec)
①	1995年 兵庫県南部地震	7.3	神戸海洋気象台地盤上	N-S	812.020	30.0
②			神戸海洋気象台地盤上	E-W	765.884	30.0
③			猪名川架橋周辺地盤上	N-S	780.046	30.0

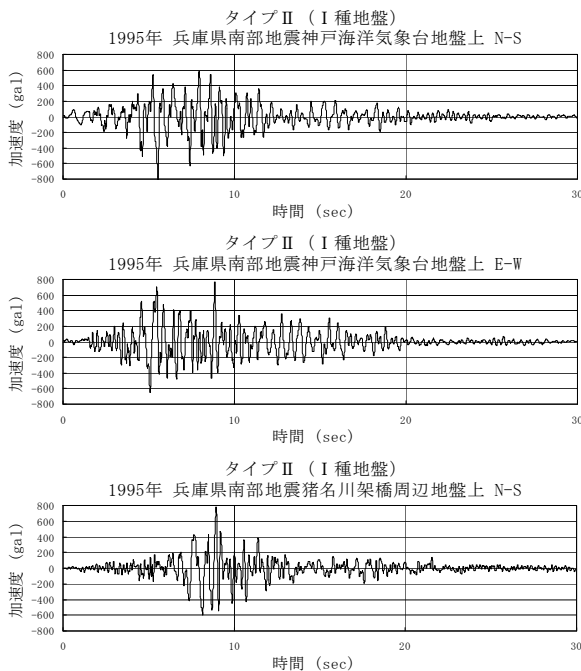


図-7 入力地震波形

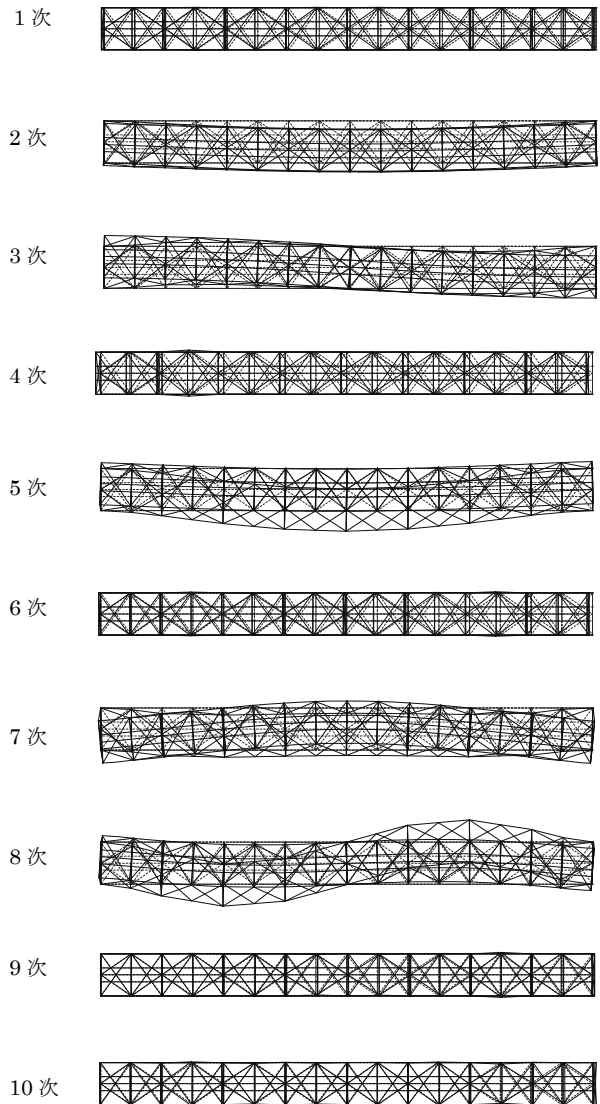


図-6 振動モード図
(XY平面)

6. 動的解析

6.1 動的解析条件

動的解析は、TDAPⅢを用いて非線形時刻歴解析を行った。数値積分法はNewmark-β法、積分間隔は0.01秒とした。入力地震波には、1種地盤タイプⅡの3波形を用い橋軸直角方向に対して解析を行った。表-7に入力地震波の概要を、図-7に入力地震波形を示す。

6.2 反力比較

各ケースの反力結果を表-8に示す。表-8より、制震ストッパーを設置していないCase-1

では、固定支承 (A1 側), 可動支承 (A2 側) ともに 10000kN 前後の負反力が発生した。一方, 制震ストッパーを設置した Case-2 の場合, 60%~80% 程度の負反力低減効果があった。また, 鋼製ブラケットを設置した Case-3 では, 固定支承 (A1 側) で, 70% 程度の低減効果があり, 可動支承 (A2 側) では, 負反力が発生しなかった。

したがって, Case-2 と Case-3 のように, 制震ストッパーまたは, 鋼製ブラケットを設置することで, トップヘビーが特徴である上路トラス橋の負反力が大きく低減され, 支承部の耐震性能向上が図られる。

表-8 反力比較表

	鉛直方向 反力 (kN)					
	Case - 1		Case - 2		Case - 3	
	制震ストッパー未設置	比率	制震ストッパー設置	比率	鋼製ブラケット設置	比率
支点 1	-12559.20	1.00	-4026.62	0.32	-3904.39	0.31
支点 2	-8613.01	1.00	-1738.65	0.20	1306.64	---
支点 3	-12227.10	1.00	-5186.69	0.42	-4009.22	0.33
支点 4	-8207.36	1.00	-2577.23	0.31	1315.43	---

6. 3 制震ストッパーの照査

固定支点近傍の上弦材端部の時刻歴応答変位を図-8 に示す。ここでは, Case-1 と Case-2 での比較を行った結果, 橋軸直角方向の変位量が制震ストッパー設置により小さくなっていることがわかる。また, 図-9 には制震ストッパー (A1 側) の履歴曲線を示しており, 制震ストッパーが限界変位内に収まっているのが確認できる。

さらに, 波形③での累積塑性変形倍率を図-10 に示す。制震ストッパーの累積塑性変形倍率は 3000 以上であることから, A1 側, A2 側

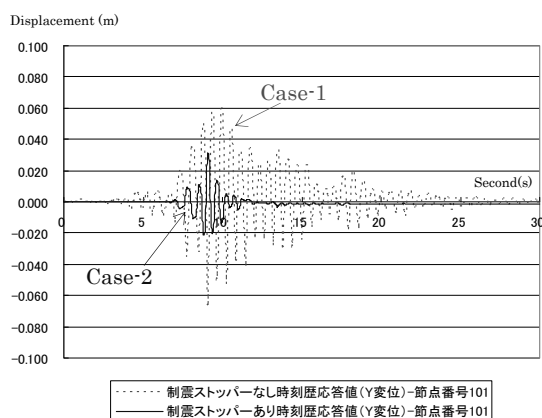


図-8 時刻歴応答変位
(節点番号 101[A1 側])

ともに 3 倍以上の安全率を有していることが確認できた。

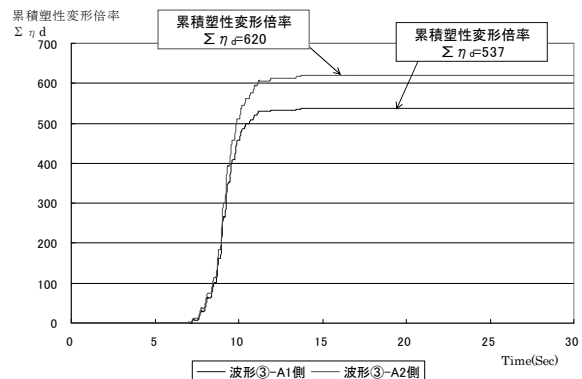


図-10 累積塑性変形倍率
(A1 側, A2 側)

6. 4 軸力比較

各部材における Case-1 との軸力比較を図-11~図-19 に示す。

6. 4. 1 上弦材

<Case-2 の場合>

- すべての部材で低減効果があり, 低減率は平均で 20% であった。両支点位置での制震ストッパーによるエネルギー吸収効果によって応答値が減少したためである。

<Case-3 の場合>

- すべての部材で応答値が増加していた。
- 支間中央付近では, 70% 程度の増加が見られた。
- 応答値の増加傾向の原因は, 両支点の上支材位置で橋軸直角方向に固定としたことで, 上弦材が橋軸直角方向に固定の単純支持構造となったためである。

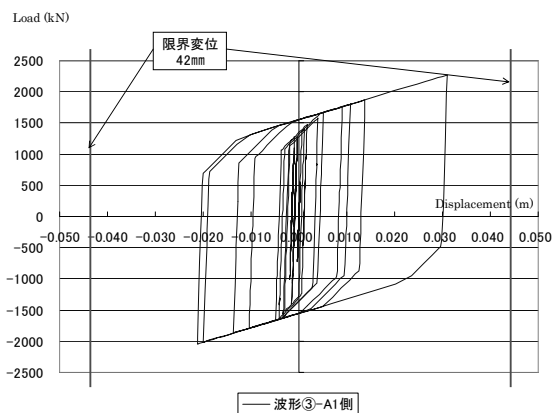


図-9 制震ストッパー履歴曲線
(A1 側)

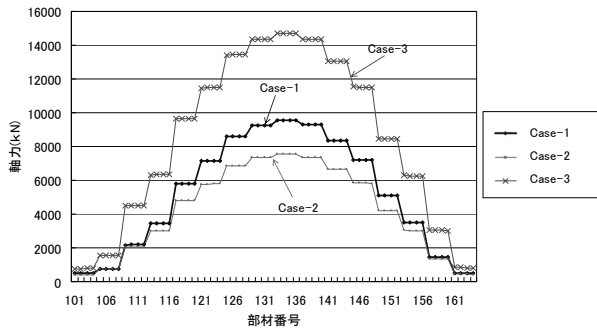


図-11 軸力比較 (上弦材)

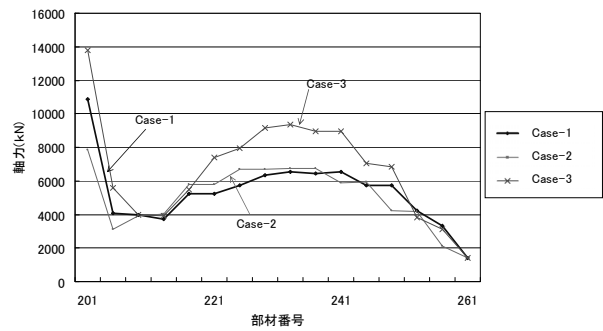


図-12 軸力比較 (下弦材)

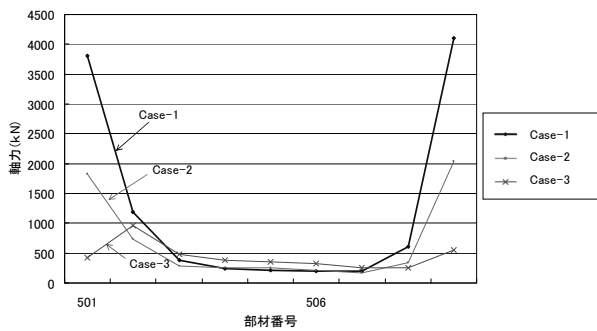


図-13 軸力比較 (鉛直材)

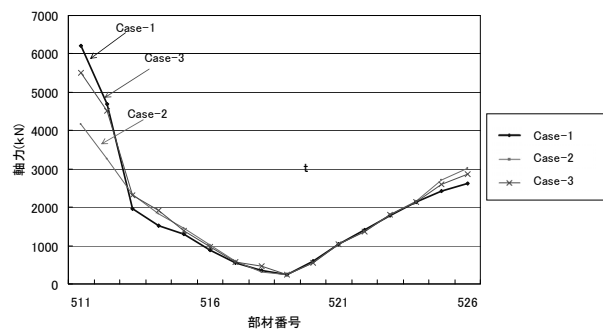


図-14 軸力比較 (斜材)

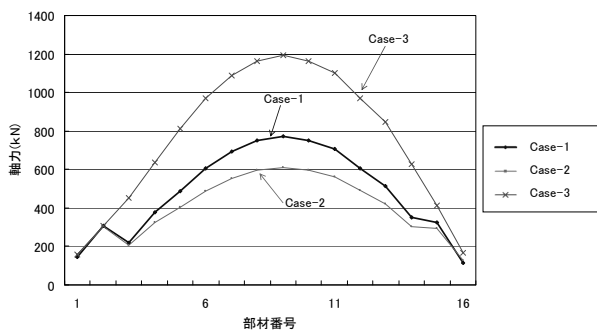


図-15 軸力比較 (縦桁)

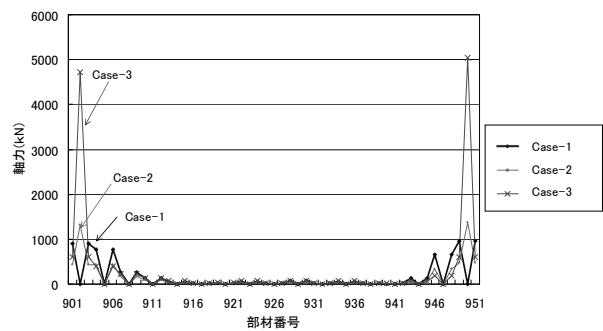


図-16 軸力比較 (上支材)

6. 4. 2 下弦材

<Case-2 の場合>

- ・ 固定支承 (A1 側) 側で 20~30% の低減効果があった。
- ・ 可動支承 (A2 側) 側は、橋軸方向が可動のため、大きな変化は無かった。

<Case-3 の場合>

- ・ 固定支承 (A1 側) 側、支間中央付近で 50% 程度の増加傾向があった。

6. 4. 3 鉛直材

<Case-2 の場合>

- ・ Case-1 と同様に端柱で最大となり、支間中央付近で最小となっている。

- ・ 固定支承 (A1 側) , 可動支承 (A2 側) と

もに端柱の低減効果が大きく、50%程度 の低減効果があった。

<Case-3 の場合>

- ・ Case-3 は、端柱で 80%以上の低減効果があった。両支点の上支材位置で橋軸直角方向に固定としたためである。

6. 4. 4 斜材

<Case-2 の場合>

- ・ 固定支承 (A1 側) 側が 30%程度の低減した。

<Case-3 の場合>

- ・ 応答値の変化はほとんど無かった。

6. 4. 5 縦桁

- ・ 上弦材とほぼ同位置にあるため、応答値の

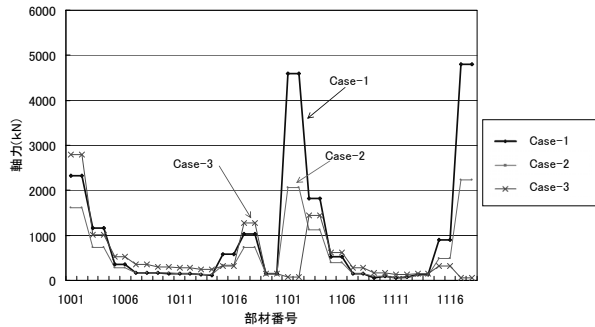


図-17 軸力比較 (下支材)

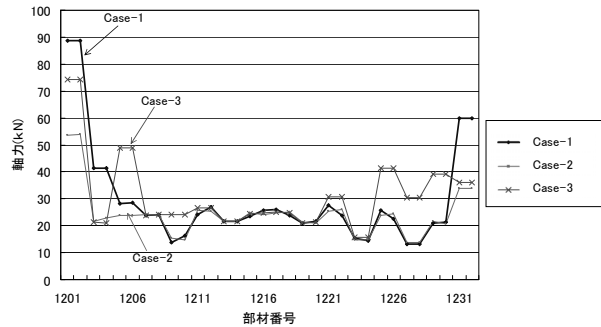


図-18 軸力比較 (上横構)

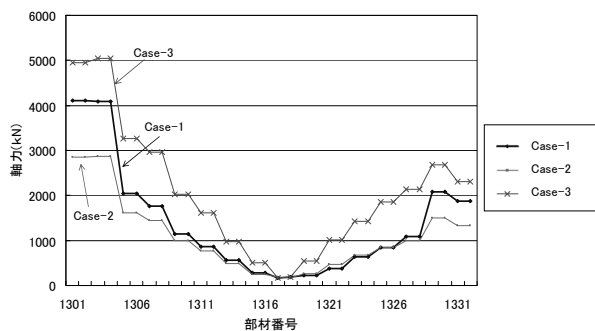


図-19 軸力比較 (下横構)

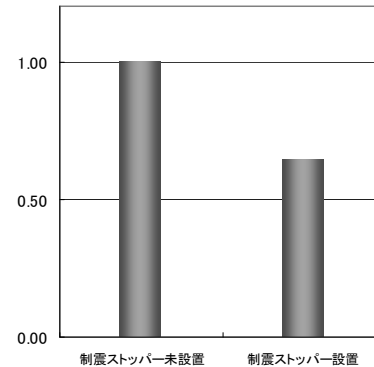


図-20 支承コスト比較

傾向も上弦材と同様となった。

〈Case-2 の場合〉

- ・ 全体的に 20%低減した。

〈Case-3 の場合〉

- ・ 全体的に 70%増加した。

6. 4. 6 上支材

〈Case-2 の場合〉

- ・ 図-4 に示す 902 部材は、制震ストッパーを設置した箇所のため、応答値が若干増加した。

〈Case-3 の場合〉

- ・ 同様に、鋼製ブラケットを設置した 902 部材では、6 倍もの軸力発生があった。

6. 4. 7 上横構

〈Case-2 の場合〉

- ・ 全体的に低減しており、特に、端部で 20～30%程度の低減効果があった。

〈Case-3 の場合〉

- ・ 平均で 30%程度、最大では 50%程度の増加があった。

6. 4. 8 下横構

〈Case-2 の場合〉

- ・ 支間中央から支点に近づくにつれ応答値の大幅な低減が見られ、支点近傍では 30%程度の低減効果があった。

〈Case-3 の場合〉

- ・ すべての部材で増加しており、最大で 25%程度増加していた。

6. 5 まとめ

〈Case-2 の場合〉

- ・ 負反力低減効果は、60%～80%程度であった。
- ・ 軸力の低減は、ほぼすべての部材で見られ、特に、上下弦材、縦桁の支間中央付近では、20%程度軸力が低減されており、鉛直材、下横構の支点近傍では、50%程度の軸力が低減されていた。

〈Case-3 の場合〉

- ・ 70%程度の負反力低減効果があるが、上下弦材、縦桁の支間中央付近では、軸力が 2 倍となるなど大幅な増加が見られた。
- ・ 端柱で大幅な低減はあったが、鋼製ブラケット取り付け位置である上支材の応答値が大幅に増大した。

7. 経済性の検討

動的解析の結果、制震ストッパーおよび鋼製ブラケットの設置により、負反力の低減効果が得られ、その結果、支承のコストダウンが可能となった。図-20 に支承のコスト比較を示す。

制震ストッパー未設置の支承コストを基準とした場合、制震ストッパーおよび鋼製ブラケ

ットを設置した場合では、40%程度のコストダウン効果があった。

制震ストッパー本体と鋼製ブラケット本体では、鋼製ブラケット本体の方が、コストが低いと考えられるが、軸力比較結果より、全体的に応答値が増大している部材が多く、主構の断面アップによるコストおよび既設橋梁の場合は、補強等のコストが懸念されるため、総合的には制震ストッパー使用によるコストダウン効果の方が大きいと考えられる。

8. おわりに

本検討の結果、上路トラス橋に制震ストッパーを適用した場合、支点部の負反力を大幅に低減することが可能であり、なおかつ、地震力を吸収して、各部材の応答値を大幅に低減できることが確認できた。

上路トラス橋の問題点には、以下のようなものがある。

- ・ トップヘビーな構造のため、横荷重作用時に大きな負反力が発生する。
- ・ 端柱の軸力が大きい。
- ・ 既設橋梁を耐震補強する場合、支承交換が困難である。また、主構の補強が必要であり、特に継手部の補強が困難となる。

制震ストッパーの利用で、これらの問題点を解決でき、さらに、地震時の橋軸直角方向の変位が小さくなるため水道管などのライフラインの損傷も最小に抑えることが可能である。

一方、鋼製ブラケットでも負反力、変位の抑制効果はあるが、ほとんどの部材で応答値が増大してしまう。

したがって、上路トラス橋に制震ストッパーを適用することで、上部構造および支承に対して、より経済的な設計が可能となる。

今後は、橋軸方向に制震ストッパーを適用した場合を検討し、本報告の結果とあわせて検証することとする。

なお、本検討に用いた制震ストッパーは、橋梁用デバイス研究会の製品を適用した。

【参考文献】

- 1) 宇佐美勉編著, (社)日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 2) 八木和也, 谷中聡久, 尾下里治: 橋梁における低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの提案, 横河ブリッジグループ技報, No.35, pp.40-47, 2006.1.
- 3) 佐合大, 谷一成: 新設橋梁への低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型ダンパーの適用, 高田機工技報, No.21, pp.14-19, 2006.1.
- 4) 谷一成, 佐合大, 谷中聡久, 小池洋平, 鶴野禎史, 姫野岳彦: 低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの研究, 第9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, pp.247-252, 2006.2.
- 5) 谷一成, 佐合大, 小林雄紀: せん断パネル型制震ストッパーを反力分散構造に用いた耐震補強(福岡北九州高速道路公社), 高田機工技報, No.22, pp.21-27, 2007.1.
- 6) 小池洋平, 谷中聡久, 春日井俊博, 尾下里治: 低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの性能確認試験, 横河ブリッジグループ技報, No.36, pp.20-29, 2007.4.
- 7) 葛漢彬, 陳之毅, 宇佐美勉: せん断型ダンパーによる鋼橋の制震効果に関する研究, 第10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, pp.169-176, 2007.2.
- 8) 宇佐美勉: 高機能制震ダンパーの開発研究, 第10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, pp.11-22, 2007.2.
- 9) 小池洋平, 谷中聡久, 宇佐美勉, 葛漢彬, 尾下里治, 佐合大, 鶴野禎史: 高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.54A, 2008.3
- 10) 安田政彦, 伊津野和行, 最田扇矢, 新名裕, 丸尾和歌子: 低降伏点鋼を用いた鋼 π 形ラーメンの耐震補強, 第11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, pp.253-256, 2008.1
- 11) 橋梁用デバイス研究会: せん断パネル型制震ストッパーの設計・施工要領, 2006.1