

長大トラス橋の損傷制御構造における 履歴型ダンパー最適構造と配置に関する基本検討

金治英貞¹・鈴木直人²・美濃智広³

¹正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

²正会員 工修 建設技術研究所 大阪支社道路交通部（〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15）

³正会員 建設技術研究所 大阪支社道路交通部（〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15）

1. はじめに

対象橋梁は、全長 980m（中央径間 510m）、また中間支承上の主構高（主塔高）のゲルバートラス橋である（図 1 参照）。本橋は、最大応答加速度が当初設計の約 4 倍となる近傍断層からの地震動を考慮した解析を実施した場合、主構トラス部材に座屈あるいは降伏発生の危険性があることが認められている。

このような背景のもと、合理的な耐震補強策を立案することが必要となり、一般高架橋とは異なる長大橋独自の耐震補強の考え方が求められた。ここでは、長大橋の復旧性の難しさおよび復旧コストを考慮し、構造要素に許容損傷程度の差別化を図る損傷制御設計概念を用いて、合理的かつ有効な方策を検討した。つまり、主構トラス部材は弾性挙動を期待し、非主部材である床組、ブレースなどはその塑性変形挙動を許容する考え方を検討した^{1)・2)}。

2. 設計基本方針

(1) 損傷制御構造

損傷制御構造は、巨大地震時においても主部材に弾性挙動を期待し、2 次部材においてコントロールされた損傷を許容する考え方であり、高架橋の橋脚基部に塑性ヒンジを認めるキャパシティデザインを複雑構造系に進化させた設計思想である。さらに、損傷を許容する部材においては、安定した履歴減衰を確保できる部材あるいは装置設計を行い、エネルギー吸収による応答低減も同時に図る設計である。

具体的にその長所を述べると、長大橋のような複雑構造システムの場合、損傷を 2 次部材に集中させ、

主部材を弾性設計すれば、基本的に地震直後の交通開放も可能であるとともに、主構弦材に損傷を許す場合に想定される莫大な復旧費を削減することが可能である。

建築分野において和田ら³⁾は、損傷制御設計に関して、①レベル 1 を超えレベル 2 の地震に対しても再来地震に対して架構の継続使用を考慮すること、②最大級の地震に対して残留変形が大きくなると補修継続使用の費用上問題が大きくなること、の 2 点の問題意識から、③塑性化部材を集中させ、持続性をもつ構造部は弾性設計とし、④一定以上の変形を惹起する地震に遭遇した損傷部の塑性化部品をサクリファイス部材として交換する、の 2 点を変更することによりそれまでの超高層ビルの構造設計のあり方に修正を加えるものとしている。さらには、米国カリフォルニア州における橋梁耐震補強プロジェクトにおいてもこのサクリファイス部材の適用がなされている^{4)・5)}。

本検討に際しては、上記の設計思想に基づき、橋軸直角方向の耐震補強策を考案し、地震応答解析によりその効果を定量的に把握することにした。ここで、長大ゲルバートラス橋の場合、主部材として、主構である上下弦材、斜材、横桁、2 次部材として、横力を受ける上下横構等に区分できると考えた。なお、橋軸方向には、トラス横桁に支持されている鋼床版桁の支承板支承を免震化させることにより、この部分も弾塑性挙動と同様の効果を期待している。

(2) 履歴型ダンパー^{6)・7)・8)}

履歴型ダンパーは、鋼材の履歴減衰を用いた制震部材と考えられ、基本的には地震後も補修は不要であるが、万一ダンパーが損傷したとしてもその交換

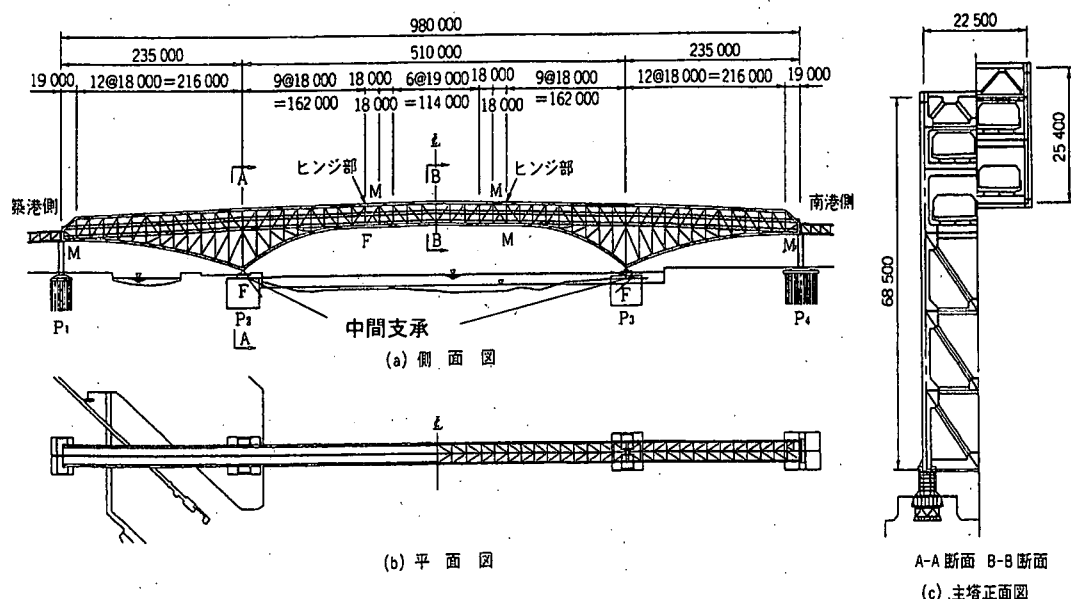


図1 対象橋梁の一般図

は容易で、補修もそれだけで済むため経済的負担も最小限に抑えられる。

鋼材としては、応力-ひずみ関係においてひずみ硬化の比較的小さな特性を有する低降伏点鋼（235N/mm²）、極軟鋼（100N/mm²）が一般的であるが、近年、一般構造用圧延鋼材や溶接構造用圧延鋼材（SS400, SM490）を用いた場合においても構造特性に及ぼす影響はそれほど大きくないと報告もあり、適用対象と考えられている。

降伏形式としては、せん断降伏型、軸力降伏型、曲げ降伏型に大分類でき、さらにせん断降伏型は、せん断パネル、ねじりダンパー、鋼板制震壁に細分化できる。軸力降伏型としては、アンボンドブレースと呼ばれる座屈拘束材を有するブレースが代表的であり、アンボンドブレース材によって拘束材にはブレース軸力が伝達されないようになっている。なお、座屈拘束材としては、コンクリート、コンクリート充填鋼管、鋼管などの各種材料の他、形状も含めて種々のものがある。曲げ降伏型の履歴ダンパーにはテーパー棒型や穴あきプレート型などがある。

本橋の耐震補強に際しては、非主部材である下横構および主塔部の対傾構への適用を想定していることから、そのガセット部を改造したせん断パネルタイプ、あるいはそれらの斜材のアンボンドブレース化を検討対象とした。鋼材としては、低降伏点鋼（235N/mm²）を対象とした。

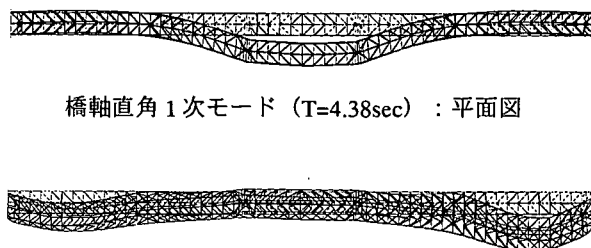
3. 橋梁全体系の変形とひずみエネルギー

長周期構造系である港大橋の現橋振動特性を把握

するために、3次元骨組モデルを用いて固有値解析を実施した。振動モードの代表的なモードを図2に示す。橋軸直角方向に関しては、4.38秒と長周期となる1次モードは吊桁が横たわみするモードであり中間支承から吊桁ヒンジ部間のトラス部材変形に大きな影響を与えており、中央径間部の応答に影響を及ぼし、2次モードは基礎のロッキングによる振動が支配的であるとともに、側径間部のトラス部材面外曲げ変形に大きな影響を与えることがわかる。

表1に直角1次および2次振動モードにおける、トラス構造各部材の負担するひずみエネルギーの割合を示す。ひずみエネルギーの大きな部分にダンパーを設置することが効率的であるといえる。

ひずみエネルギー分担率は、直角1次モードに対しては径間部下側斜材、直角2次モードに対しては定着部の下側横構および主塔対傾構において大きい。よって、これらの部材を損傷制御部材に変更することが効果的であると考えられる。また、これらの部材は現状構造応答解析結果ですでに降伏している部材でもある。



橋軸直角1次モード（T=4.38sec）：平面図

橋軸直角2次モード（T=1.86sec）：平面図

図2 代表的な直角方向の振動形

表1 部材別ひずみエネルギー（橋軸直角方向）

部材別ひずみエネルギー比率(%)		
部材	直角1次	直角2次
吊桁部	上斜材	0.56
	上下弦材	2.20
	鉛直材	0.01
	斜材	0.05
	下斜材	0.73
	上横構	0.24
径間部	下横構	0.07
	上斜材	2.25
	上下弦材	33.83
	鉛直材	1.05
	斜材	0.36
	下斜材	12.82
	横桁	0.04
	上横構	0.09
	下横構	2.20
	対傾構	2.15
主塔	鉛直材	0.37
	横桁	0.17
	上横構	0.00
	下横構	0.21
	対傾構	1.14
	基礎	5.19
定着部	上斜材	0.45
	上下弦材	17.51
	鉛直材	2.06
	斜材	0.63
	下斜材	0.82
	横桁	0.88
	上横構	0.38
	下横構	0.72
	対傾構	0.39
	床組	6.60
P1~P4	基礎パネ	1.97
ヒンジ		0.04
P1	梁	1.53
	柱	0.06
	基礎	0.04
P4	梁	0.06
	柱	0.11
	基礎	0.04
総計	100.0	100.0

4. せん断パネル型ダンパー

(1) 設置箇所

制震構造は、骨組内に組み込まれたダンパーで地震時の応答を抑え、主部材の損傷を防ぐことを目的としている。建築構造物におけるせん断パネル型ダンパーは、スラブ間の層間変形に追随するように設置されている。今回は直角方向の変形に対応できるように、下横構と下横支材、および主塔対傾構と横支材との間、つまりガセット部にせん断パネル型ダンパーを設置することを想定した。

(2) せん断パネル作用力

せん断パネルはトラス部材である下横構・対傾構が降伏に至る前に降伏することとした。予備検討では、下横構・対傾構の断面積は現況のまま低降伏点鋼を導入した場合が上下弦材の応答低減効果が大きいことが解っている。よって、せん断パネルにおいても同様の作用力で降伏に至る部材を設計した。

下横構 13_14 部材、主塔対傾構下部材については、常時でそれぞれ約 1200tf、900tf の軸力が作用しており部材取付が不可能である。よって、検討対象からは除外した。なお、せん断パネルに発生するせん断力と斜材軸力との関係は、パネルの幾何学的に決定されほぼ同等である。

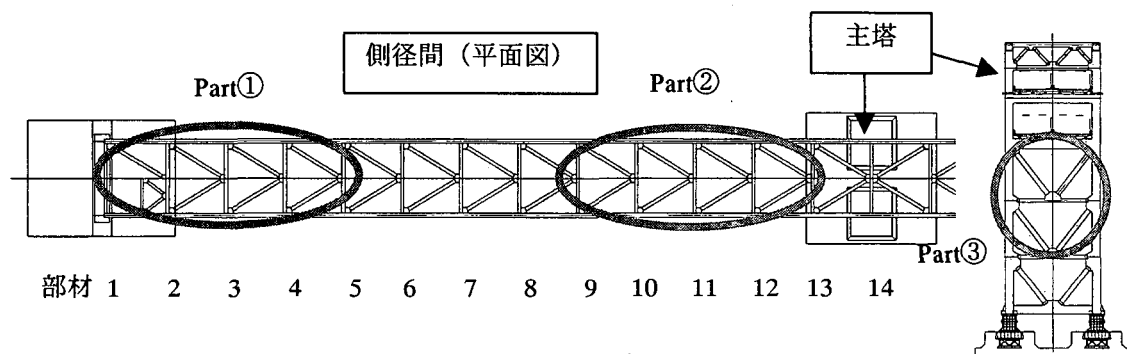


図3 履歴型ダンパーの設置有効箇所

表2 せん断パネルの降伏荷重と剛性

設置箇所			①				②					③		
部材			1_2	2_3	3_4	4_5	9_10	10_11	11_12	12_13	13_14	下	中	上
部材番号			314	315	316	317	322	323	324	325	326	456	457	458
断面積(cm ²)			680	532	439	412	656	746	839	943	1,725	1,840	1,840	1,990
耐力(tf)			1,201	948	759	666	1,173	1,360	1,490	1,681	4,139	3,081	3,397	3,718
トラス斜材地震時応答軸力(t波)(tf)			1,527	1,000	1,252	1,258	2,201	2,669	3,013	3,433	3,616	4,516	5,604	6,786
風荷重(当初設計)(tf)			236	276	325	375	645	705	769	835	876			
CASE	トラス剛性	せん断P降伏荷重率	せん断P降伏荷重(tf)											
1	1.00	0.50	601	474	380	333	587	680	745	841	1,000	1,541	1,699	1,859
2	1.00	0.75	901	711	569	500	880	1,020	1,118	1,261			2,548	2,789
3	1.50	0.50	901	711	569	500	880	1,020	1,118	1,261			2,548	2,789
4	1.50	0.75	1,351	1,067	854	749	1,320	1,530	1,676	1,891			3,822	4,183

(3) せん断パネル設置効果

せん断パネルの設置効果を、現況において応力超過の大きい側径間を対象に比較する。設置位置は、図 3 における①、②および③を対象に、せん断パネルの部材特性は、表 2 における CASE1～4 である。

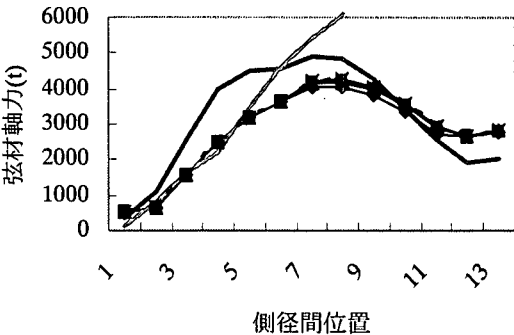
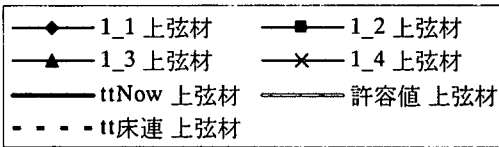
(a) 設置案①の効果

トラス端部付近の下横構のガセット部にせん断パネルを設置した場合の効果を図 5 に示す。横軸は橋梁側径間の位置を意味しており、1 が橋梁端部、14 が主塔部に対応する。縦軸は弦材軸力を表示している。凡例における 1_1 は、①の CASE 1 を意味しており、ttNow は現状構造の応答値、tt 床連は鋼床版床組を連続化した場合の応答値、さらに、許容値は現状部材の耐力を意味している。

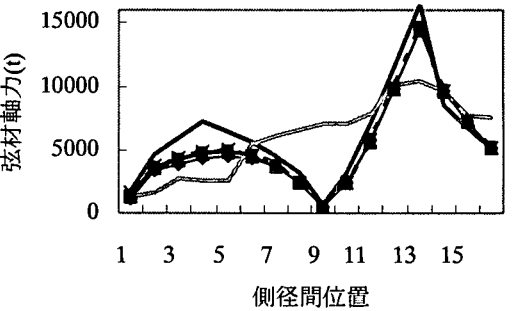
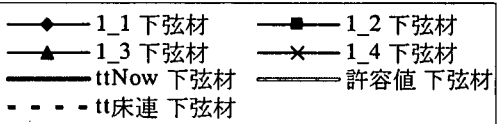
これよりわかることは、現状構造では部材位置 1～6（上下弦材とも）および下弦材 12～15 において耐力を超過していること、床組を連続化することで弦材応答が低減することである。せん断パネルの効果は、いずれのケースも同等であり、床組連続の効果があればほとんど設置効果がないことがわかる。

(b) 設置案②の効果

設置案②として、側径間の位置②（4 パネル）のガセット部をせん断パネルに取り替えた場合、上弦材については、床組連続の比較して若干の効果が見られるが、設置有効性は低い。これに対して、下弦材においては CASE4 を除いて軸力低減効果は大きい。特にパネル 11 から 13 にかけての効果は大きく、現状軸力が許容値を大きく超過している箇所のため、設置効果は高いものと考えられる。なお、せん断パネルの構造特性から考察すれば、剛性は現状、降伏荷重は 50% の CASE1 が効果的であることがわかる。つまり、このケースにおける履歴曲線の面積が最も大きいことが想定される。



a) 上弦材軸力



b) 下弦材

図 5 設置案①の弦材軸力低減効果

(c) 設置案②+③の効果

図 4 に示すように設置案②+③として、前述案に加えて主塔対傾構の 2 パネルのガセット部をせん断パネル化した場合の効果をみる。ここでは明らかに効果の大きい CASE1 によるせん断パネルを設定している。

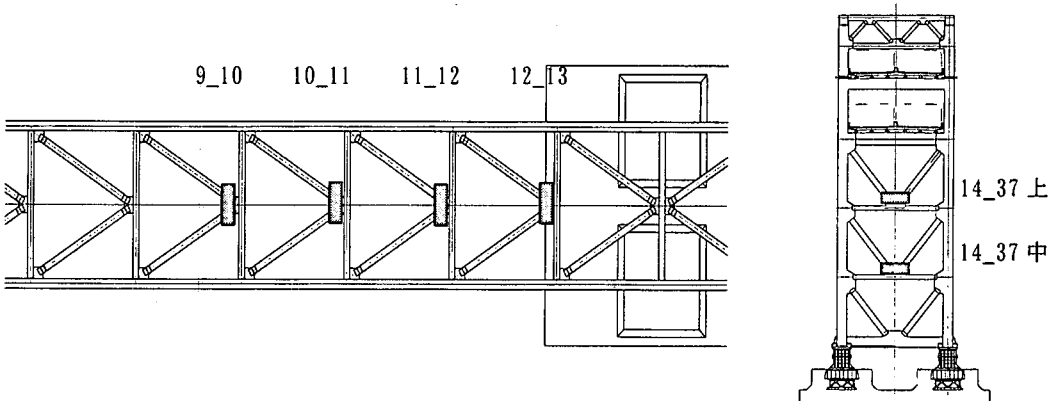


図 4 せん断パネル設置案②+③

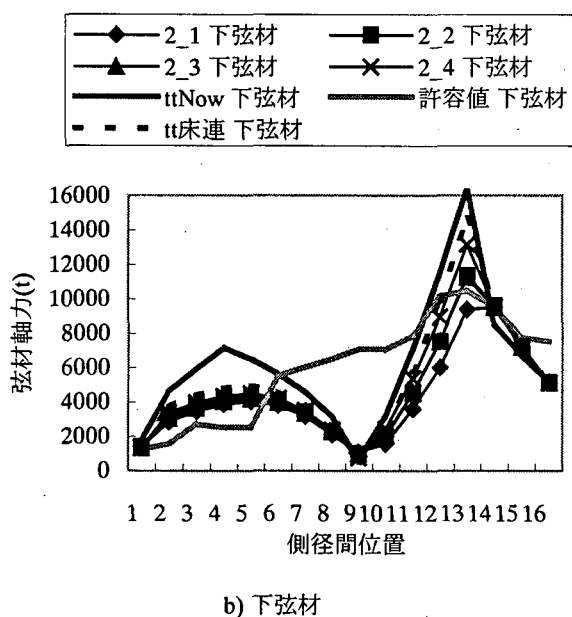
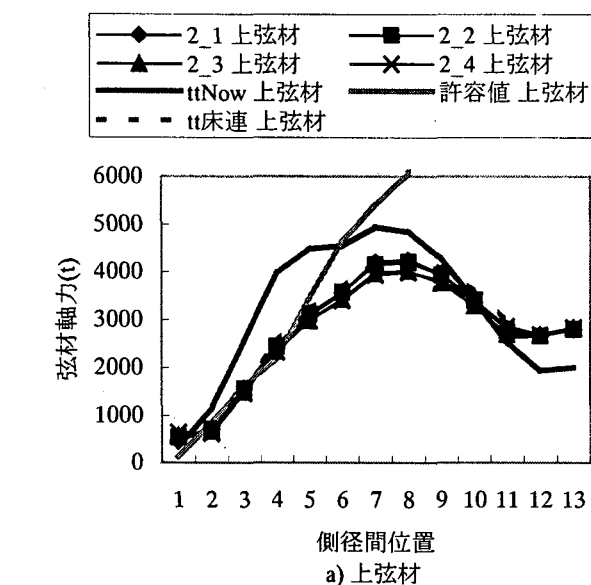


図6 設置案②の弦材軸力低減効果

図7より明らかなように、上弦材軸力に対しても一定の効果が見られ、一部パネル（パネル1）を除いて、許容値内に発生軸力が抑制されている。また、下弦材についても大きな低減効果が見られる。

各せん断パネルにおける履歴曲線を図8に示す。主塔部近い下横構部せん断パネル11、12および主塔対傾構部せん断パネル（上中とも）において大きな履歴減衰が得られていることがわかる。

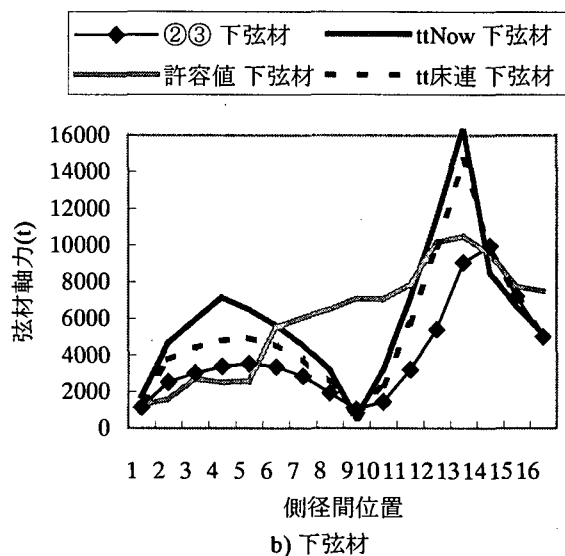
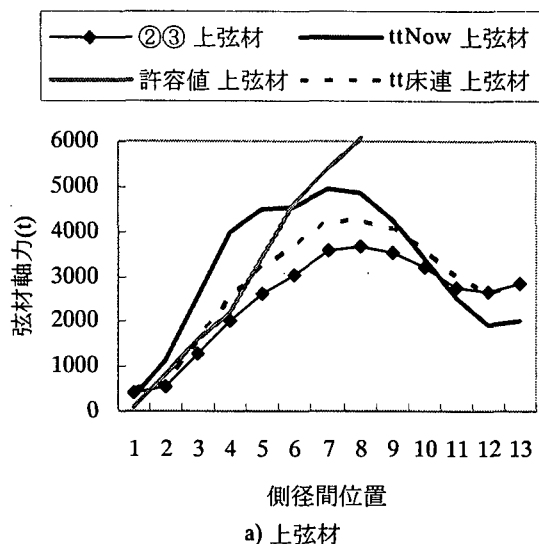


図7 設置案②+③の弦材軸力低減効果

5. 軸力降伏型ダンパー

(1) 設置箇所

定着桁下横構および主塔対傾構部材のうち、現況構造での直角方向応答において降伏耐力を超過している箇所について、ダンパーブレースの設置を検討した（図9参照）。

また、ダンパーブレース部材のパラメータとしては、断面積（初期剛性）および降伏軸力がある。せん断パネルでの検討より、部材の降伏軸力が低い方が応答低減効果が大きいため、現況断面積（剛性）より小さいダンパーブレース部材について検討をおこなった。

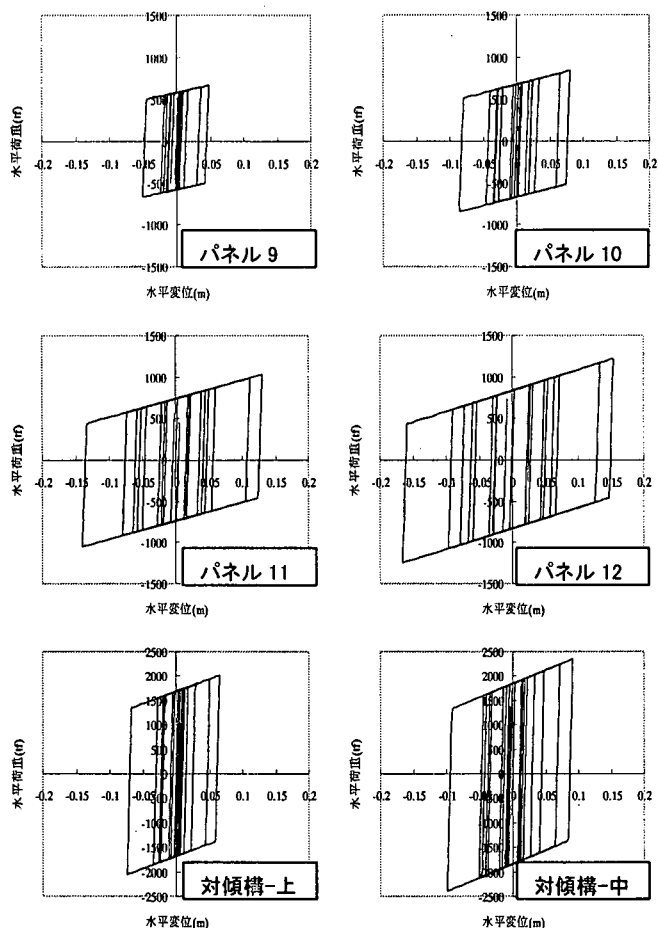


図 8 せん断パネルの履歴曲線

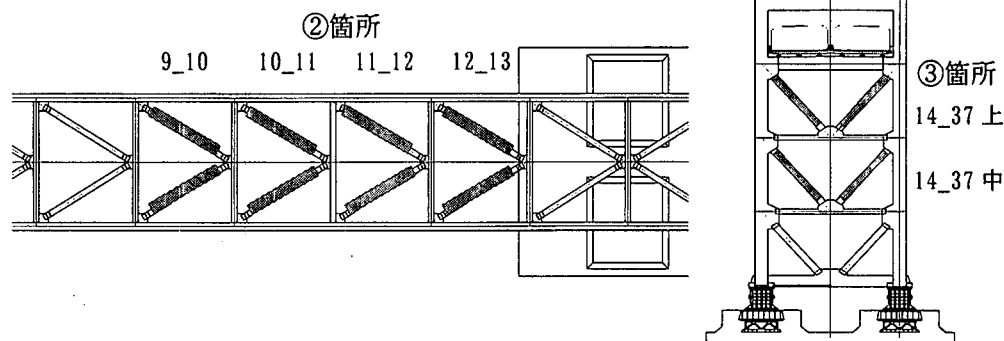


図 9 軸力降伏型ダンパーの設置案

(2) 設置効果

軸力降伏型ダンパーの部材特性を表 3 に示す。当初設計断面力ならびに今回の地震入力における解析値および許容値を併記している。これより、発生断面力が許容値を大きく超過することがわかり、座屈発生が想定される。また、ダンパーの最適構造を模索するために、断面積と降伏強度を変化させた、Case1～3 の 3 ケースを設定した。

最適構造であるケースを代表的に取り出してその効果について見る。上弦材においては、床組連続の場合と比較してほとんど軸力変動は見られないことから、軸力降伏型ダンパーの設置効果はないものと判断される。下弦材については、せん断パネル型ダンパーと同程度の弦材軸力低減効果が見られ、低減傾向もほぼ同様である。

表 3 軸力降伏型ダンパーの構造特性

			定着桁側 下横構				主塔対傾構	
			9 10	10 11	11 12	12 13	14 37中	14 37上
当初設計	地震荷重		746	867	991	1,126	1,506	1,910
	風荷重		645	705	769	835		
解析結果	a3_EW地震荷重		2,201	2,669	3,013	3,433	5,604	6,786
	常時		5	8	10	10	5	3
	常時+地震時		2,206	2,677	3,023	3,443	5,609	6,789
許容値	降伏耐力(軸圧縮力)		1,173	1,360	1,490	1,681	3,397	3,718
	(応答値/耐力)		(1.88)	(1.97)	(2.03)	(2.05)	(1.65)	(1.83)
断面積	現況		656	746	839	943	1,840	1,990
降伏軸力 t_f	断面積	降伏強度						
Case1	0.50	2,250	738	839	944	1,061	2,070	2,239
Case2	0.75	2,250	1,107	1,259	1,416	1,591	3,105	3,358
Case3	1.00	2,250	1,476	1,679	1,888	2,122	4,140	4,478

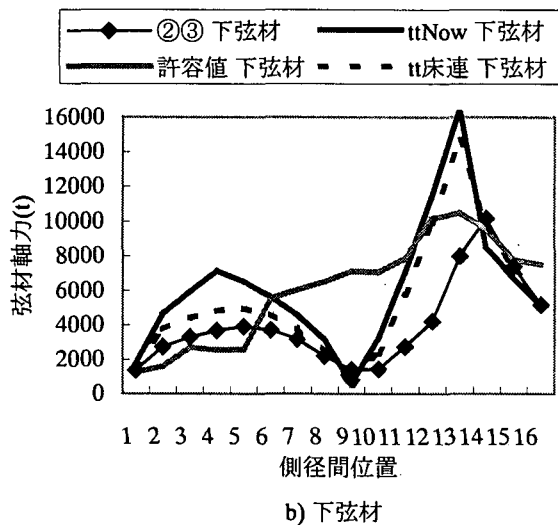
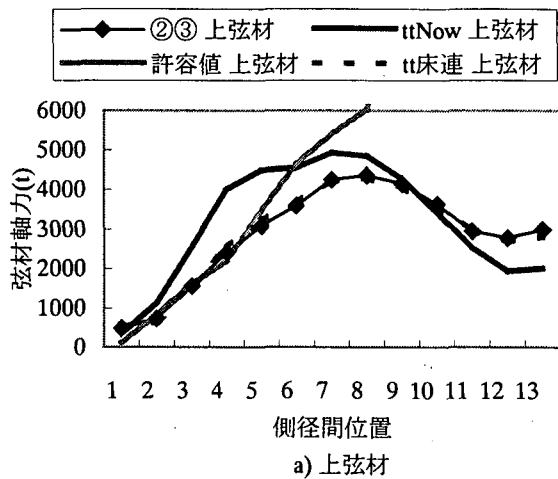


図 10 軸力降伏型ダンパーの弦材軸力低減効果

6. 考察

せん断パネル型ダンパー設置時応答と、軸力降伏型ダンパー設置時応答の比較を行った（図 11～13 参照）。図 11 より、上弦材軸力低減効果はせん断パネル型ダンパーの方が大きいことがわかる。

図 12 より、軸力降伏型ダンパーを設置した場合、せん断パネル型ダンパーに比べて、下弦材主塔付近での発生曲げモーメントが大きくなることがわかる。これは現況トラス部材断面積（剛性）より小さな剛性の軸力降伏型ダンパーを採用したことにより、下弦材での曲げ抵抗（曲げモーメント）が増加したためと考えられる。

図 13 より、現状構造トラスの層間変位量は、上弦材で最大 16cm、主塔で最大 18cm である。軸力降伏型ダンパー設置箇所ではトラス剛性が弱くなるため、層間変位量は最大 35cm と大きくなっていることがわかる。

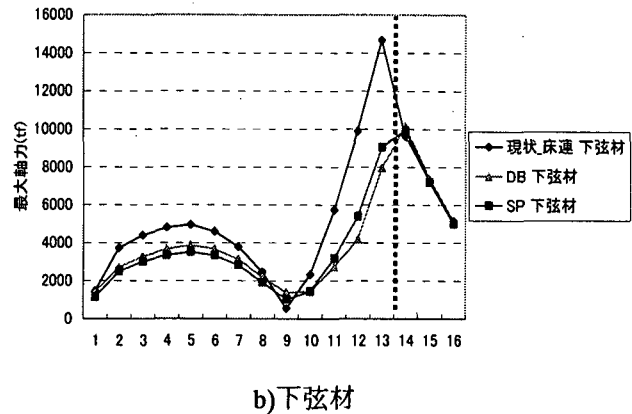
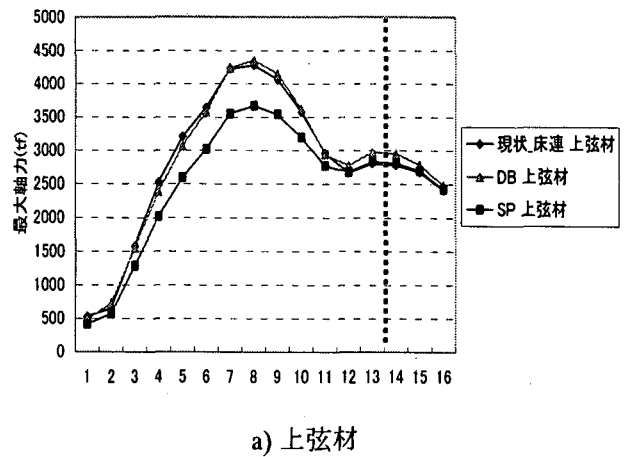


図 11 最大軸力分布比較
(DB：軸力降伏型、SP：せん断パネル)

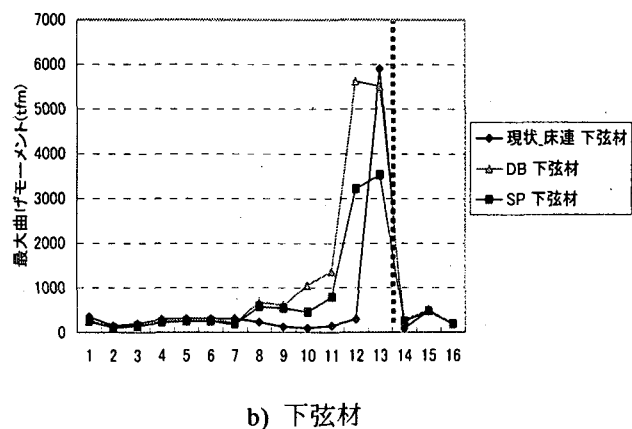
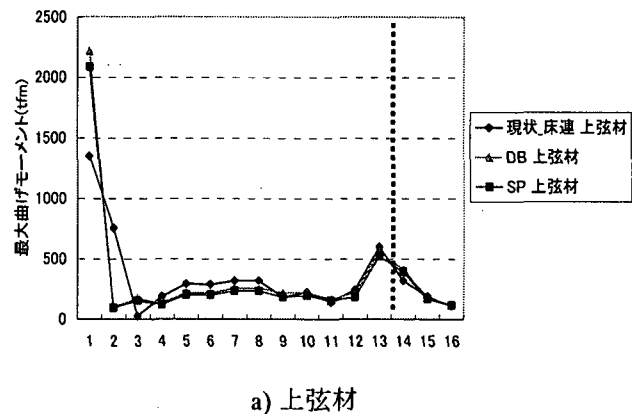
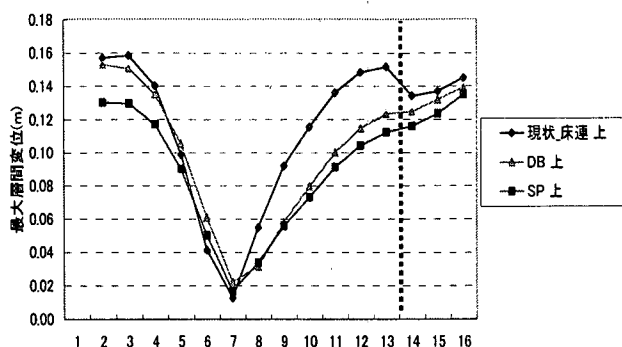
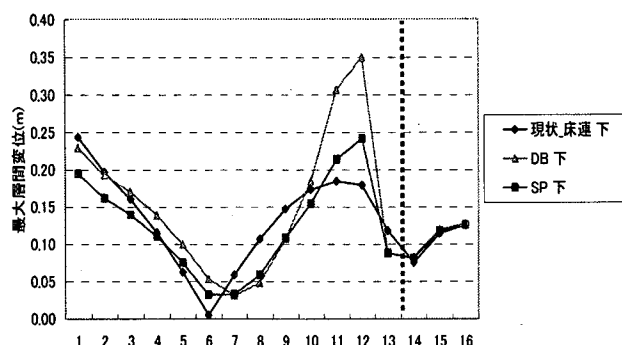


図 12 最大曲げモーメント分布比較
(DB：軸力降伏型、SP：せん断パネル)



a) 上弦材



b) 下弦材

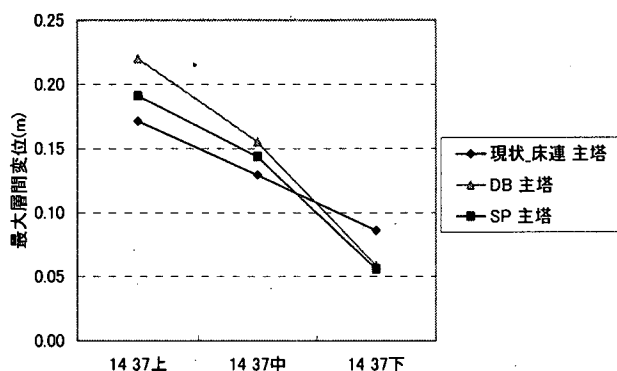


図 13 最大層間変位量比較

(DB：軸力降伏型, SP：せん断パネル)

7. まとめ

長大ゲルバートラス橋の橋軸直角方向の耐震補強策に対して、損傷制御設計を適用し、その手段として履歴型ダンパーを用いた場合の応答特性を把握した。以下に得られたことを列挙する。

- ひずみエネルギーの比較的大きな位置を対称として、ダンパーを配することは有意義である。
- 履歴型ダンパーとしては、種々のものがあるが、トラス橋の場合、せん断パネル型と軸力降伏型が適用しやすいものと考えられる。
- 本橋の場合、せん断パネル型ダンパー、軸力降伏型ダンパーともに、おおきな下弦材軸力低減効果をもたらす有効な耐震補強策と考えられる。
- 本橋の場合、せん断パネル型ダンパーの場合、剛性と降伏力は自由に設定できることから設計自由度は高い。
- 本橋の場合、設計自由度の関係から、上弦材軸力に対しては、軸降伏型では効果があまり期待できないことが判明した。

今後、さらに最適設計を行い、施工性、コストを比較の上、最良となる補強策を策定する方針である。

謝辞：本検討においては、京都大学大学院生活空間学専攻井上一朗教授、大林組技術研究所岡野素之主任研究員ならびに日立造船橋梁設計部東谷修氏にご助言いただいた。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 金治英貞，鈴木直人：損傷制御設計概念に基づく長大ゲルバートラス橋の耐震補強構造系検討，土木学会第55回年次学術講演会，2002.9
- 2) 金治英貞，北沢正彦，鈴木直人：長大ゲルバートラス橋の耐震補強に関する地震応答解析と損傷制御設計，土木学会既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム，2002.11
- 3) 和田章ほか：建築物の損傷制御設計，丸善，1998
- 4) 金治英貞：米国の長大橋耐震補強と地震応答修正装置(SRMD)試験，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2002.1
- 5) 金治英貞：米国カリフォルニア州の長大橋の耐震補強と日米設計法の比較，土木学会第5回橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会資料，第8章，2002.10
- 6) 建築研究所，日本鉄鋼連盟市場センター：履歴型ダンパー付鋼構造骨組の設計法，2002.2
- 7) 日本鋼構造協会，鋼材倶楽部：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法，1998.9
- 8) 鉄道総合技術研究所，大林組：ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の設計指針，2000.1