

エッジビームにダンパーを設置した斜張橋の耐震性について

A Resistance to Earthquakes of Cable-stayed Bridge with Dampers Installed under Edge Beam

水田 洋司*、永吉竜二**、橋本 晃***、越智 崇太郎****

Yoji MIZUTA, Ryuji NAGAYOSHI, Akira HASHIMOTO and Shutarou OCHI

*名誉会員 工博 九州産業大学名誉教授 (〒811-3114 古賀市舞の里5丁目35-5)

**技術士 (株)千代田コンサルタント九州支店 (〒812-0018 福岡市博多区住吉2丁目2-1)

***正会員 技術士 技術士事務所 A.Hashimoto (〒819-0013 福岡市西区愛宕浜1丁目22-14)

****正会員 修(工) (株)アルファ (〒806-0068 北九州市八幡区別所町2-38)

本論文ではオープングレーチング床版で構成される2鋼管断面エッジビーム構造形式吊床版補剛桁を有する橋長900mの3径間斜張橋を試設計し、耐震性について明らかにしている。非線形3次元骨組み解析プログラムTDAPⅢを用いて斜張橋の試設計、固有値解析、地震応答解析を実施した。試設計では静的設計条件を満足していることを確認し、耐震性の検討ではレベル1からレベル2のタイプⅡ迄の設計地震動に対する応答特性の把握と応答の照査を行った。補剛桁と下部構造間に制振ダンパーを設置しても照査基準を満足できなかったタイプⅠ地震動に対しては、これに加えてエッジビームの曲げ変形を利用する制振ダンパーをエッジビームに設置して応答値の減少を図る案を提案した。

キーワード：斜張橋、エッジビーム、耐震性、制振ダンパー、水平ダンパー、曲げダンパー

1. はじめに

国土軸を形成する高速道路網の海峡横断道路における橋梁では、重車両を対象とした広幅員の吊構造タイプの橋梁が多く建設されてきた。現在では高速道路網はほぼ完成しており、これからは地方の産業資源を全国で有効活用すべく、離島での水産資源や農産物等の物流を円滑にすることや医療等の交通車両を対象とした地方道路の充実が必要と考えられる。そこで本論文では、一般的な離島架橋を想定して、橋長900mで対面2車線のA活荷重を対象とした合理的な3径間吊構造形式橋梁の試設計とその耐震性について検討した。

本論文で使用したオープングレーチング床版を有する2鋼管断面エッジビームに関する参考文献には文献1)~8)の論文がある。文献1)では、PC吊床版橋の耐風安定性を増すために、床版断面両端に半円を持つ断面が提案され、耐風安定性について検討されている。文献2)では、軽重量化を図るために両端に半円を有するエッジガーダー断面の鋼吊床版を提案し、道路橋への適用の足掛かりとしている。文献3)では、PC吊床版・鋼吊床版橋と吊橋を組み合わせたハイブリッド型式橋梁を提案し、道路橋への適用を視野に入れた力学特性と耐風安定性について検討している。また、鋼吊床版橋にはオープングレーチングを用い、その上にゴム板を敷くことを提案している。文献4)では、ハイブリッド吊床版歩道橋の道路橋への適用について述べ、文献5)では、ハイブリッド吊床版道路

橋を提案し、耐風安定性について検討している。文献6)、7)では、ハイブリッド吊床版道路橋の試設計とその動的応答特性について検討している。文献8)では、文献6)で提案されたハイブリッド吊床版道路橋での車両走行に伴う動的応答特性、特に使用性に関する問題について検討し、走行の面でも実用の可能性が高いことを示している。これ迄検討された橋のタイプは吊床版橋を念頭に置いた吊橋、吊床版斜張橋である。

本論文で対象とした橋梁は、RC主塔を有する橋長900mの3径間斜張橋である。補剛桁は文献6)で提案されたオープングレーチング床版を有する2鋼管断面エッジビーム構造形式の吊床版道路橋を参考にした。この補剛桁形式の特徴は、同規模の補剛箱桁吊橋に比較して桁重量が約半分と軽いことである。一般的に、桁重量が軽いメリットとして、下部構造の負担軽減や耐震性に優れることが挙げられる。さらに、吊形式橋梁では塔と桁を繋ぐケーブル張力が軽減されるため、その断面積を小さくでき、ケーブル本数を少なくできる。また、フラッターに対する本構造形式の耐風安定性は、風洞実験および3次元骨組数値解析により確認されている。

吊形式橋梁では中央支間長の増加とともに固有振動数が低下することから、フラッターの発現振動数を高めることは重要なことである。上記の桁自重が軽い構造を斜張橋に適用できれば、使用材料や下部構造の負担軽減の面から経済的に有利となり、固有振動数も高くなるため

フラッター発現振動数を高めることが可能である。

本論文では、上記補剛桁形式を有する斜張橋の耐震性を明らかにする。まず、静的解析にて試設計を行い、モデル橋梁の設定を行った。次に、平成 29 年の道路橋示方書 V 耐震設計編・同解説⁹⁾ (以下、道示と略称) に示されている設計地震動 3 波に対する時刻歴応答解析を実施した。ここでは、振動特性の把握と各 3 波での照査を行い、耐震性について検討した。照査基準を満足できなかった部分に対しては、補剛桁と下部構造間に制振ダンパーを橋軸水平方向に設置する (以下、水平ダンパーと称す) ことにより、応答値を低減する案を提案している。さらに、3 波平均での照査ではなく各波に対して照査基準を満足させることを試み、その結果から地震時のエッジビームの曲げ変形を利用する制振ダンパー (以下、曲げダンパーと称す) について提案している。

2. 試設計

図-1 に試設計した斜張橋の一般図を示す。補剛桁の材料は SM490 材、斜張ケーブルはパラレルワイヤーストランドとした。主桁、斜張ケーブルは、死・活荷重の組合せにおける最大値および最小値の断面力によって設計した。ここに、設計活荷重には A 活荷重を影響線載荷して用いた。斜張ケーブルの初期張力は橋梁完成時の目標張力から架設段階を逆解析する方法で設定した¹⁰⁾。この断面について静特性の検討を行い、最終的に採用した補剛桁構造図を図-2 に示す。主塔の立地条件は水深 36m で N 値 50 の岩盤地盤を想定した。主塔は RC 部材による H 型構造を採用し、その基礎は杭径 $\phi 5.0\text{m}$ の RC 杭で 4 列 \times 4 列の多柱式基礎とし、大規模地震被災後の復旧性の観点から降伏させないことを目途に、所要断面等を設定した。ここに、主塔コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck} = 60\text{N/mm}^2$ 、鉄筋は D51 (SD490) 3 段とした。主塔構造図、主塔基部配筋図および多柱式基礎の構造図を図-3 に示す。試設計を通して、本橋は静的設計条件を満足していることを確認した。

3. 解析モデル

解析モデルを図-4 に、解析の概要を表-1 に示す。補剛桁のエッジビームにバイリニアモデル梁要素を使用し、その 2 次勾配は 1 次勾配の 1/100 と仮定⁹⁾した。斜張ケーブルはケーブル要素でモデル化し、材料特性は線形弾性とした。ケーブル要素は引張のみに抵抗し、ケーブルには初期張力を導入した。支承部の拘束条件を表-2 に示しており、水平支承、主桁から主塔へ鉛直力を伝達するためのタワーリンクの固定条件には剛バネ要素を用いた。主塔の材料特性は線形弾性で、P1、P2 のフーチングは剛体としてモデル化した。支持地盤は N 値 50 の良質な層とし、フーチング下面に基礎と地盤間の抵抗特性を表す線形バネ要素を設定した (表-3 参照)。A1、A2 橋台は躯体を剛体でモデル化し、橋台下面には線形バネ要素 (主塔のバネ剛性の 1/2) を設定した。補剛桁と主塔および橋台と

の間には後述する制振ダンパーを橋軸方向に設置した。

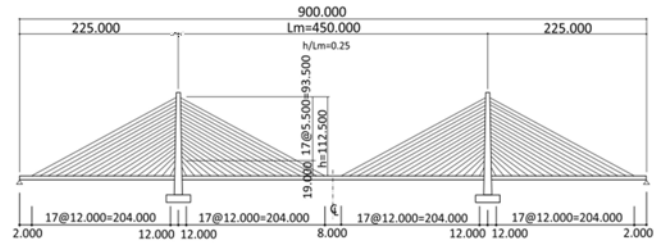
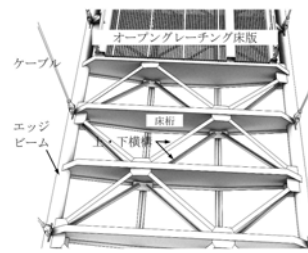
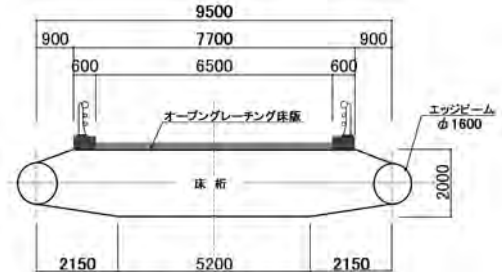


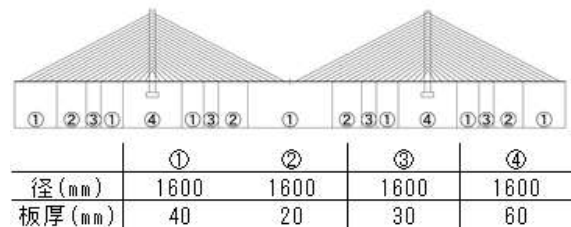
図-1 斜張橋の一般図 単位:mm




(a) 補剛桁⁶⁾



(b) 補剛桁断面



(c) エッジビーム板厚

種類	ワイヤ本数	形状および寸法	断面積 mm^2	単位質量 kg/m
WS-217	217		4,260	33.4

(d) 斜張ケーブル諸元¹¹⁾

図-2 補剛桁構造図 (単位:mm)

表-1 解析の概要

解析ソフトウェア		TDAP III ((株)アーク情報システム)
使用要素	エッジビーム, 主塔, 橋台	はり要素
	ケーブル	ケーブル要素
材料特性	基礎・地盤	バネ要素
	エッジビーム	バイリニア移動硬化則 ($E_p = E/100$)
	主塔, 橋台, ケーブル	線形弾性
	基礎・地盤	線形弾性
	逐次積分法	Newmark β 法 ($\beta = 0.25$)
	時間間隔	0.01sec
	減衰	Rayleigh型減衰

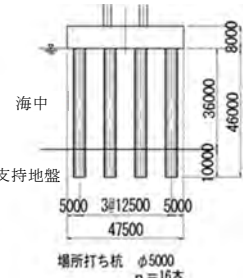
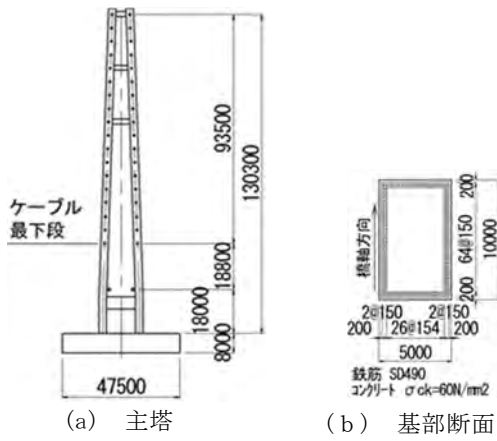


図-3 主塔構造図 (単位: mm)

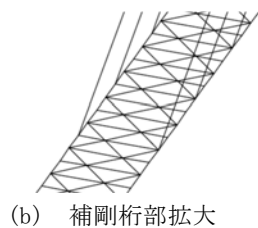
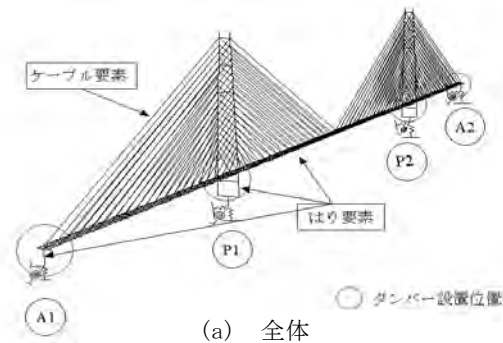


図-4 解析モデル

表-2 支承部の拘束条件

支持方向	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直回り
水平支承(A1,A2)	自由	固定	固定	自由	自由	自由
タワーリンク(P1,P2)	自由	自由	固定	自由	自由	自由
ダンパー(A1,A2,P1,P2)	○					

表-3 主塔と橋台下面のバネ剛性

種類	単位	主塔	橋台
Ass : 水平方向バネ	kN/m	1.534861×10^6	7.674305×10^5
Asr : 水平と回転の連成バネ	kN/rad	-3.478122×10^7	-1.739061×10^7
Ars : 水平と回転の連成バネ	kN·m/m	-3.478122×10^7	-1.739061×10^7
Arr : 回転バネ	kN·m/rad	4.186625×10^9	2.093313×10^9
Avv : 鉛直バネ	kN/m	1.600000×10^7	8.000000×10^6

4. 振動特性

4.1 解析手法

解析には TDAPIII を利用した。固有値解析では共役法を、時刻歴応答解析では逐次積分法 (Newmark の β 法 ($\beta=0.25$)) を用いた。Newmark の β 法の計算時間間隔は、橋軸方向での累積有効質量比 95% に対応する固有周期が 1.35sec であることより 0.01 sec とした。

表-4 固有振動数、刺激係数および有効質量比

固有モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比 (%)			モード次数
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋軸直角方向)	X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋軸直角方向)	
鉛直方向	0.758	1.32	0	38	0	0	1	0	1
	1.101	0.99	0	-3	0	0	1	0	2
	1.235	0.81	0	35	0	0	1	0	3
	1.527	0.07	0	-40	0	0	1	0	4
	1.686	0.59	0	-32	0	0	1	0	5
	1.890	0.53	0	-63	0	0	2	0	6
	2.056	0.49	0	27	0	0	1	0	7
	2.095	0.48	0	133	0	0	10	0	8
	2.201	0.45	0	359	0	0	76	0	9
	2.373	0.42	0	-81	0	0	4	0	10
橋軸方向	0.189	5.30	137	0	0	11	0	0	1
	0.271	3.70	248	0	0	36	0	0	2
	0.741	1.35	-284	0	0	48	0	0	3
橋軸直角水平方向	0.123	8.16	0	0	63	0	0	2	1
	0.272	3.68	0	0	30	0	0	1	2
	0.309	3.24	0	0	-37	0	0	1	3
	0.398	2.52	0	0	-251	0	0	37	4
	0.790	1.27	0	0	311	0	0	57	5
			累計			95	98	98	

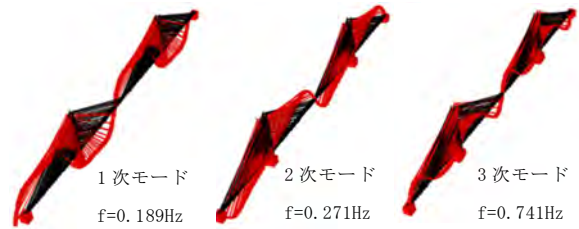


図-5 鉛直方向の主な固有モードと固有振動数

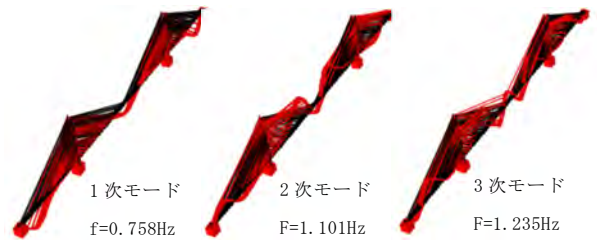


図-6 橋軸方向の主な固有モードと固有振動数

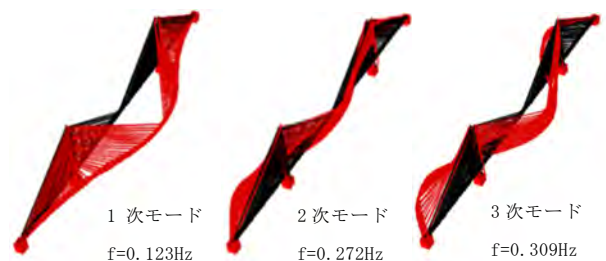


図-7 橋軸直角水平方向の固有モードと固有振動数

4.2 固有値解析

地震応答解析に先立ち、本橋解析モデルの固有値解析を実施し、固有振動数、固有モード、刺激係数および有効質量比を求めた。固有モードの方向とその次数は刺激係数・有効質量比と固有モード形状から分類した。固有振動数と刺激係数および有効質量比を表-4に、主な固有モードと振動数を図-5～図-7に示している。表-4から各方向の1次固有振動数の大きさは橋軸直角水平方向、橋軸方向、鉛直方向の順である。また、刺激係数の大きさは鉛直方向振動(2.20Hz)、橋軸直角水平方向振動(0.790Hz)、橋軸方向振動(0.741Hz)の順であり、地震動の卓越振動数によって卓越する振動方向は大きく異なると考えられる。長周期振動を含む地震動に対しては橋軸方向振動が、短周期振動を含む地震動に対しては鉛直方向振動が卓越すると考えられる。また、地震応答解析に用いる Rayleigh 減衰は着目する方向における有効質量比の大きな2つの固有振動モードを選択して定めた。

4.3 地震応答解析

道示で規定されている設計地震動を作用させて、本橋の耐震性の把握及び耐震性能の照査を行った。橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(以下「レベル1地震動」と略称)と橋の供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつ地震動(以下「レベル2地震動」と略称)の2段階の地震動を考慮すると規定されている⁹⁾。またレベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプI地震動および内陸直下型地震を想定したタイプII地震動の2種類を考慮すると規定されている。一般の橋梁における耐震設計では、橋軸方向と橋軸直角水平方向について、それぞれ独立に照査を行っている。本橋の耐震性能の照査でもそれに倣った。表-5に設計地震動として用いた地震動を示す。ここでは図-8～図-10にレベル1地震動およびレベル2地震動タイプIとタイプIIの加速度波形とそのパワースペクトルを1波形ずつ示している。

図-11に各設計地震動を橋軸方向に入力した場合の主塔基部曲げモーメントを、図-12に各設計地震動を橋軸直角水平方向に入力した場合の主塔基部曲げモーメントを示す。図中に道示の各限界状態時の曲げモーメントを実線で表している。一般に、主塔の復旧工事は困難なことから、本論文では、レベル2地震動作用時に主塔に発生する断面力が初降伏限界状態以内に収まることを目標とし、最も断面力が大きくなる主塔基部に着目した。照査の結果、レベル2地震動タイプIを橋軸方向に入力した場合の主塔基部曲げモーメントは初降伏限界状態を1.8%超える値を示した。また、橋軸直角水平方向に入力した場合の主塔基部曲げモーメントは、全ての設計地震動に対して、初降伏限界状態以内に収まっていることがわかった。

図-13に各設計地震動に対する補剛桁-橋台間および補剛桁-主塔間の最大相対変位を示す。縦軸の相対変位は、

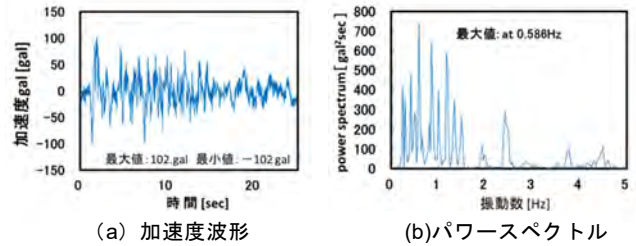


図-8 レベル1地震動(1-I)

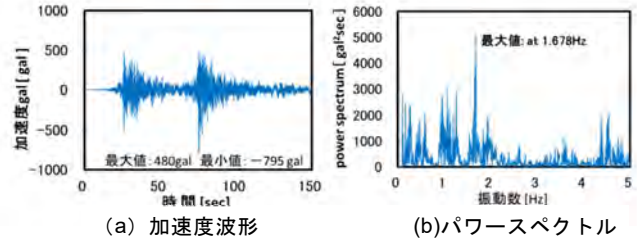


図-9 平成23年東北地方太平洋沖地震(2-I-I-2)

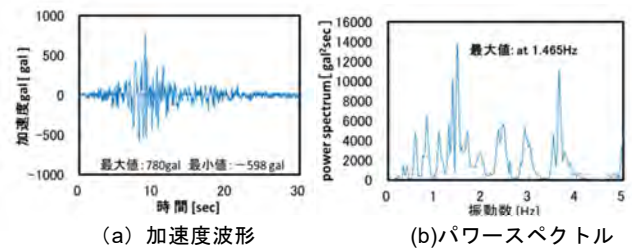


図-10 平成7年兵庫県南部地震(2-II-I-3)

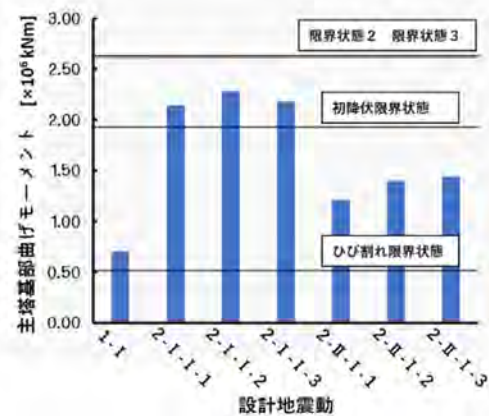


図-11 主塔基部曲げモーメント(橋軸方向入力)

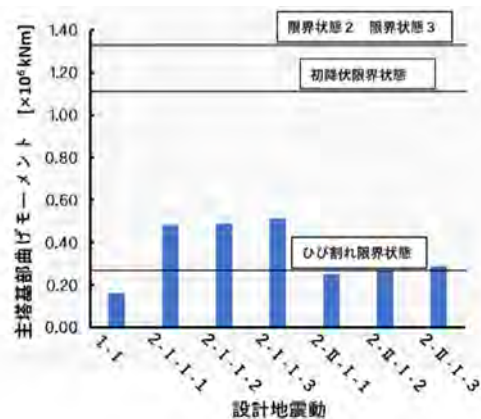


図-12 主塔基部曲げモーメント(橋軸直角方向入力)

橋軸方向に入力した場合は橋軸方向の相対変位、橋軸直角水平方向に入力した場合は橋軸直角水平方向の相対変位を表している。橋軸直角水平方向に入力した場合の補剛桁-橋台間の相対変位は支承の条件が固定になっているので省略している。図-13 から、全体的にレベル 2 地震動タイプ I に対する相対変位が大きいことを理解できる。2 種類の設計地震動による本橋への影響を調べるために、補剛桁加速度の時刻歴応答波形のスペクトル解析を実施した。図-9～図-10 の設計地震動を橋軸方向に入力した場合の補剛桁 L/8 点 (A1 からの距離) での橋軸方向加速度波形のスペクトル解析結果を図-14 に示している。図から、それぞれ橋軸方向の 1 次・2 次固有振動

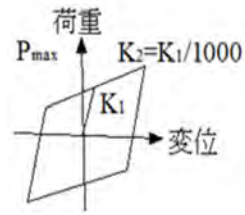


図-15 水平ダンパーの履歴モデル

数が卓越していることがわかる。図-14 (b) に示すように、レベル 2 地震動タイプ II に対する補剛桁軸方向加速度応答の卓越振動数は橋軸方向 1 次振動数の 0.189Hz のみであるが、図-14 (a) に示すようにタイプ I に対する補剛桁橋軸方向加速度応答の卓越振動数は橋軸方向 1 次振動数 0.189Hz と 2 次振動数 0.271Hz である。

以上の結果から、本橋では、レベル 2 地震動タイプ II よりもレベル 2 地震動タイプ I の方が応答に及ぼす影響が大きいと考えられる。

5. 水平ダンパーの設置

本橋では、地震時の応答水平力や上下部構造の相対水平変位が大きいと予想される。これらを低減し、主塔基部の負担を軽減するために、制振ダンパー (水平ダンパー) を橋軸方向へ設置した。本論文では、同じ性能の水平ダンパーを補剛桁-橋台間および補剛桁-主塔間の 4 箇所 (図-4 の○印箇所) にそれぞれ 1 断面当り 2 基の合計 8 基を設置した。水平ダンパーの解析モデルには、速度依存型モデルと変位依存型モデルがあるが、駆動速度が速い領域では両者に差が無いため、履歴減衰によりエネルギーを吸収し、荷重と変位の関係で表せる変位依存型のバイリニアバネ要素を用いた。このダンパーの設置により固有振動数に影響を与えるが、本橋でのモード減衰定数は小さいため、ダンパーの影響を無視し、Rayleigh 減衰の大きさはダンパー設置前と同じとしている (6 章の解析も同様としている)。水平ダンパーの必要性能把握のため、バネ定数が異なる数ケースの水平ダンパーについてエネルギー吸収効果を比較した。対象とした設計地震動は、表-5 に示した地震動の 2-I-I-2 設計地震動である。図-15 に水平ダンパーの履歴モデルを示している。1 次勾配のバネ定数を K_1 とし、2 次勾配 K_2 は 1 次勾配 K_1 の 1/1000 と仮定した。図-16 には降伏変位を 2.5mm とし、バネ定数を変化させた場合の水平ダンパー最大応答変位を示している。主塔基部、補剛桁端部の橋軸方向に設置したダンパーには市販の制振ダンパーを使用した。図-16 から、最大応答変位は水平ダンパーのバネ定数 K_1 の増加に伴い減少していることがわかる。図-17 には水平ダンパーのバネ定数 K_1 と主塔基部最大曲げモーメントを示している。いずれのバネ定数においても水平ダンパーを設置しない場合と比較して、主塔基部曲げモーメントは減少している。また、主塔基部曲げモーメン

表-5 設計地震動

レベル1地震動			
呼び名	地震種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
1-I	I種地震	昭和53年宮城県沖地震	隅北橋周辺地盤上LG成分
レベル2地震動タイプI			
呼び名	地震種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-I-I-1	I種地震	平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上EW成分
2-I-I-2	I種地震	平成23年東北地方太平洋沖地震	隅北橋周辺地盤上EW成分
2-I-I-3	I種地震		新滝翠橋周辺地盤上NS成分
レベル2地震動タイプII			
呼び名	地震種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
2-II-I-1	I種地震	平成7年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上NS成分
2-II-I-2	I種地震		神戸海洋気象台地盤上EW成分
2-II-I-3	I種地震		猪名川架橋予定地点周辺地盤上NS成分

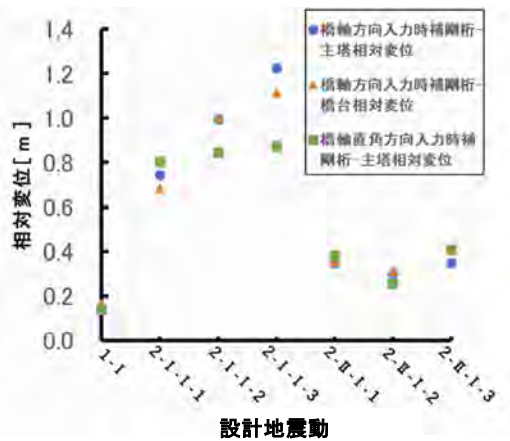


図-13 最大相対変位

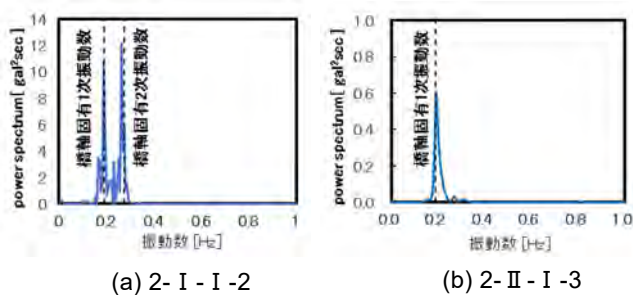


図-14 補剛桁加速度波形のパワースペクトル

トはバネ定数 K_1 が $1.6 \times 10^6 \text{ kN/m}$ の場合に最小となり、それ以降は大きくなっていることが分かる。この理由は、3種類の水平ダンパーの履歴吸収エネルギーを示している図-18から理解できる。以上の事より、本論文では、主塔部の最大曲げモーメントが最も小さくなる水平ダンパー ($K_1 = 1.6 \times 10^6 \text{ kN/m}$) を図-4の○印位置に設置した場合の設計地震動に対する動的応答を照査した。この水平ダンパーを設置した場合の応答は、2-I-I-2設計地震動に対して設置しない場合より22.4%低減させることができた。その他の設計地震動に対しても設置効果が得られることを確認した。

図-19には設計地震動を橋軸方向に入力した場合の主塔基部最大曲げモーメントを、図-20には橋軸直角水平方向に入力した場合の主塔基部最大曲げモーメントを示している。橋軸方向へ入力した場合は、2-I-I-3設計地震動以外の設計地震動に対して効果があった。これに関しては、水平ダンパーの設置によって橋梁全体の水平剛性が大きくなり、振動特性が変化した(表-6参照)ためと考えられる。また、水平ダンパーを設置することで、レベル2地震動タイプIに対する3波平均での主塔

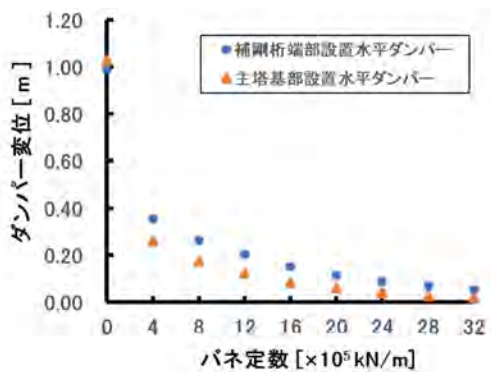


図-16 水平ダンパーの最大変位

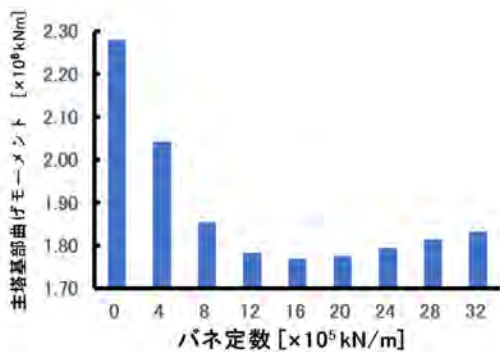
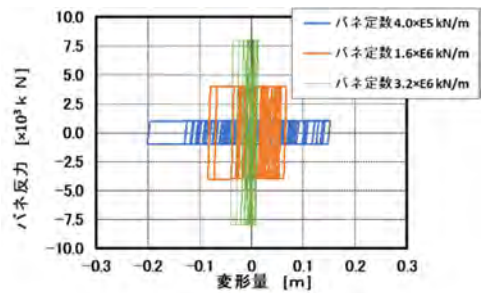


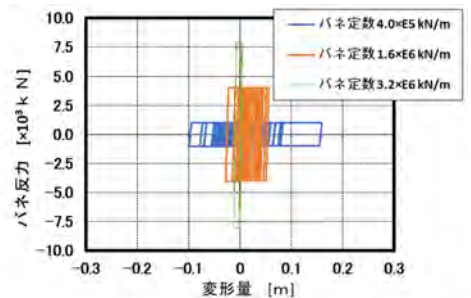
図-17 主塔基部の最大曲げモーメント

表-6 水平ダンパー設置後の振動特性

固有モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量比 (%)	モード次数
			X(橋軸)	X(橋軸)	
橋軸方向	0.288	3.48	246	36	1
	0.701	1.43	-296	52	2
	0.934	1.07	126	9	3
			累計	97	



(a) 補剛桁端部設置水平ダンパー



(b) 主塔基部設置水平ダンパー

図-18 水平ダンパーの履歴曲線

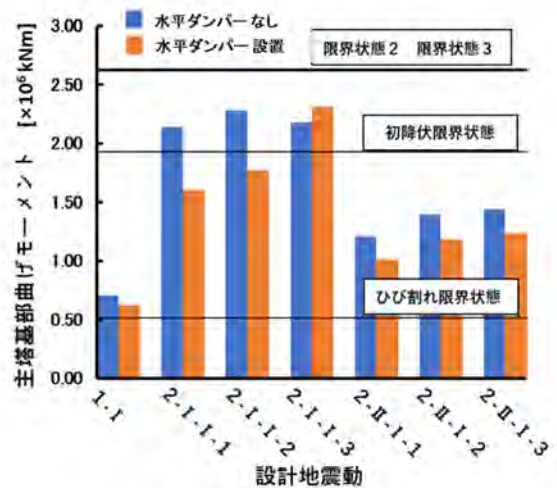


図-19 主塔基部曲げモーメント(橋軸方向入力)

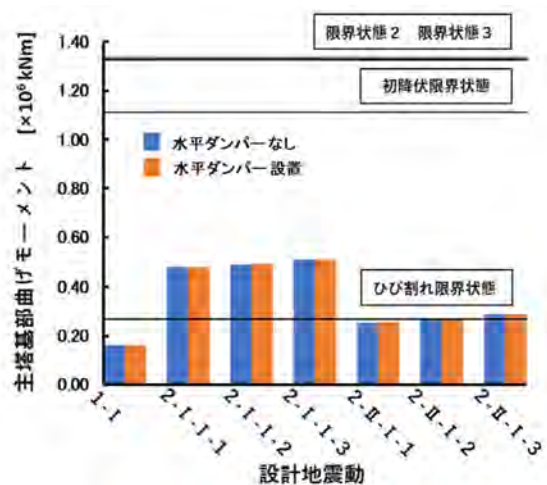


図-20 主塔基部最大曲げモーメント(橋軸直角水平方向入力)

基部曲げモーメント ($M=1.89 \times 10^6$ kNm) を初降伏限界状態での曲げモーメント ($M_{y0}=1.93 \times 10^6$ kNm) 以下にできるが、2-I-I-3 設計地震動による加振では主塔基部曲げモーメントが制限値を超えることがわかった。また、橋軸直角水平方向へ入力した場合、主塔基部曲げモーメントは初降伏限界状態以下の値となった。

6. 曲げダンパーの設置

6.1 曲げダンパーの設置方針

現行の道示では、レベル2地震動タイプIとIIについては3波平均の応答値を用いて設計をすると規定されている。しかし、本論文で対象とする様な海上に建設される長大スパンの吊り形式橋梁のRC主塔の設計では、如何なる地震動に対しても初降伏限界状態以下にすることが、復旧性の観点より必要と考えられる。

6.2 曲げダンパーの構造

前節での水平ダンパー設置構造モデルの橋軸方向2次の固有モード図を図-21に示す。この固有モードの固有振動数は0.701Hz、有効質量比は52%である。この図より、エッジビームの両側径間端部および中央径間中央付近の曲げ変形に着目し、図-22に示す曲げダンパーの効果について検討する。曲げダンパーの原理は、エッジビームから1対の剛結されたビームを必要な距離を隔てて張り出し、その先端に橋軸方向へ水平ダンパーを取り付け、曲率の変化により生じる一対のビーム先端の相対変位で水平ダンパーを駆動させるものである。ここで、水平ダンパーの履歴モデルは図-15と同じとし、図-16、17のバネ定数を $K_1=2.0 \times 10^6$ kN/m、降伏変位を2.5mm(市販の制振ダンパー値)とした。

6.3 曲げダンパーの配置

まず、水平ダンパー設置構造モデルの固有モード(図-21参照)を参考にして、曲げダンパーをエッジビームの両側径間端部および中央径間中央付近に付加した(図-26(b)参照)。この構造を(水平+曲げ)ダンパー構造1モデルと称す。このダンパー構造1モデルの時刻歴応答を求めた。その結果を図-27に図示している。主塔基部最大曲げモーメントは、水平ダンパー設置構造モデルと比較して減少しているものの、十分な軽減が得られていない。また、2-I-I-3設計地震動に対しては、初降伏限界状態を超えており、付加した曲げダンパーが有効に機能していない。そこで、2-I-I-3設計地震動に着目する。この加速度波形を図-23に示す。最大加速度は継続時間98.44secにおいて582.722gal、最小加速度は104.95secにおいて-692.867galである。また、最大加速度付近では、複数の波形が連続して一方向に長時間作用しているのが特徴である(図-23拡大図参照)。図-24は、2-I-I-3設計地震動を作用させた場合の主塔基部曲げモーメントが最大となる時間 $T=99.31$ secに



図-21 水平ダンパー設置構造の固有モード

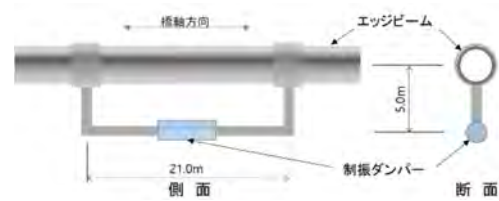


図-22 曲げダンパー

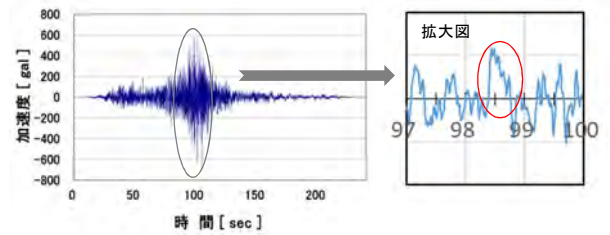


図-23 2-I-I-3地震動の加速度波形

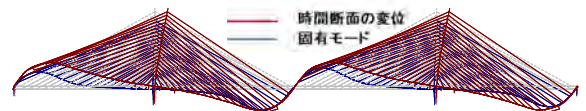


図-24 時間断面の変位と固有モード

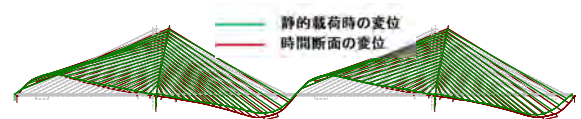


図-25 静的載荷時と時間断面の変位

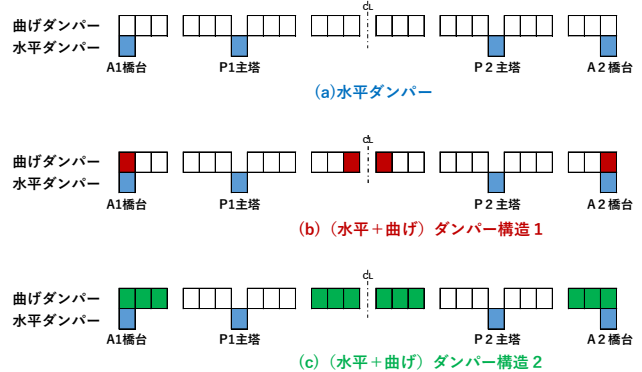


図-26 制振ダンパー設置位置

おける変位図を、図-21の固有モード図に重ね書きしたものである。この時刻における主塔や補剛桁の応答は固有モードと明らかに異なることが分かる。また、上に述べた2-I-I-3設計地震動の最大加速度付近の特徴から、1Gの加速度に相当する荷重を静的に水平方向に荷

した場合の変位について検討した。図-25は時刻T=99.31secにおける変位図に、この静的載荷時の変位図を重ねたものである。両変位図は良く類似していることが分かる。

次に、(水平+曲げ)ダンパー構造1モデルの静的載荷時および時刻歴応答の時間断面変位図(図-25参照)を参考にして、エッジビームの曲率の大きい場所に順次曲げダンパーを付加した(図-26(c)参照)。この構造を(水平+曲げ)ダンパー構造2モデルと称す。そして、このモデルの時刻歴応答解析を実施した。その結果、主塔基部の最大曲げモーメントを各々の設計地震動に対して減少させることができた(図-27参照)。このように、曲げダンパーの設置箇所の選定では、固有モード形状だけでなく、最大応答が生じている時間での変位形状や静的載荷時の変位形状を参考にすることが有効である。以上を図-28橋梁構造決定の流れに整理し、まとめている。

7. おわりに

本論文では、エッジビームにダンパーを設置した斜張橋の試設計と地震応答解析を実施した。本斜張橋の解析

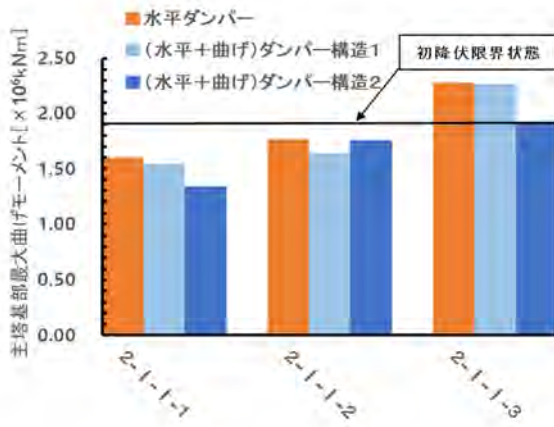


図-27 主塔基部の曲げモーメント

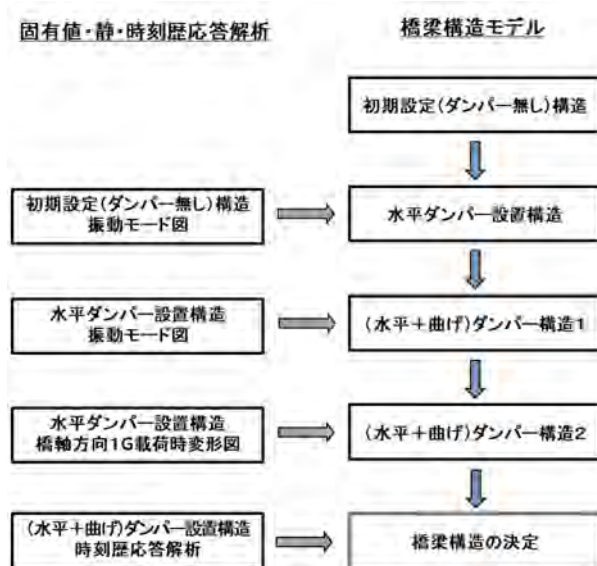


図-28 橋梁構造決定の流れ

から、以下のことが明らかになった。

- ① 本橋は、レベル1地震動、レベル2地震動タイプIIに対して、制振ダンパーを設置することなく、耐震性能を満足した。
- ② レベル2地震動タイプIに対して、主塔基部曲げモーメントが制限値を大幅に超えた。
- ③ 補剛桁-橋台間および補剛桁-主塔間に取り付けた水平ダンパーだけでは、レベル2地震動タイプIを作用させた場合の主塔基部の最大曲げモーメントを制限値以下にすることはできなかった。
- ④ レベル2地震動タイプIに対しては、上記④に加えてエッジビームの鉛直変位を利用した曲げダンパーの設置が有効であった。
- ⑤ 上記曲げダンパーの設置箇所の選定には、固有モード形状に加えて、水平方向静的載荷時の変位や動的解析の時間断面の変位比較が有効であった。

今後、多くの地震動に対する本橋の応答変位形状について調べ、固有モードや静的震度載荷時の変位形状との関係を明らかにし、合理的な制振装置の開発とその設置位置について検討する必要がある。

参考文献

- 1) T.YOSHIMURA,M.G.SAVAGE,Y.MIZUTA,Y.FUJINO: Aero dynamic stability of a concrete stress-ribbon pedestrian bridge, Flow-Induced Vibration, Beaman(ed), ©1995 BalkemaRotterdam.
- 2) 水田・吉村・城・劉: 鋼吊床版歩道橋の一提案とその力学的特性、構造工学論文集、Vol.43A、pp.1191-1196、1997年3月。
- 3) 吉村・水田・篠原・美野田・小川・小沼: 吊形式歩道橋の台風安定化対策法に関する二・三の提案とその道路橋への適用、第15回風工学シンポジウム、1998年。
- 4) T.YOSHIMURA,Y.MIZUTA,W.KANG,T.SHINOHARA,H.JO,K.OIKAWA,K.SATO:Proposal of a Hybrid Stress-Ribbon Pedestrian Bridge for its Application to Roadway Bridges, Proceedings of the fib Symposium 1999, PRAGUE,CZECH REPUBLIC, pp.697-703,OCTOBER,1999.
- 5) 吉村・水田・姜・須藤・篠原・高橋・田中: ハイブリッド吊床版橋の提案とその耐風安定性、第16回風工学シンポジウム、pp.375-380、2000年。
- 6) 原田・吉村・姜・城・別府: ハイブリッド吊床版道路橋の提案と試設計、構造工学論文集、Vol.51A、pp.69-77、2005年3月。
- 7) 原田・水田・吉村・森田・田中: ハイブリッド吊床版道路橋の地震応答特性、構造工学論文集 Vol.53A、pp.380-387、2007年3月。
- 8) 内谷・水田: ハイブリッド吊床版道路橋の車両走行に伴う動的応答特性の検討、構造工学論文集、Vol.57A、pp.289-297、2011年3月。
- 9) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善出版、2017年。
- 10) Niels J. Gimsing 著 伊東 學 他4名訳: 吊形式橋梁-計画と設計-, p.180-198、建設図書、1990年4月。
- 11) (社)日本橋梁建設協会: '16 Design Data Book、東京官署普及(株)、2016年。

(2020.06.30 受付)