

## 【論文】

## 雲海橋の耐震性と耐震補強効果について

## EARTHQUAKE RESISTANCE AND SEISMIC REINFORCEMENT EFFECTS OF UNKAI BRIDGE

張 永吉\*1, 水田 洋司\*2  
Eikichi CHO and Yoji MIZUTA

**Abstract :** In the present study, seismic response analysis was carried out to clarify the earthquake resistance of Unkai bridge on Takachiho and the earthquake resistance was examined. This bridge is a Half-through type steel arch bridge with complicated behavior during earthquake. This paper examines whether Unkai bridge, which is designed by the old standard of specifications for highway bridges, is compatible with the new standard. As the result, the seismic reinforcement was required, the damper and the member reinforcement were carried out. As a result, the deformation and stress level of the main girder became less than the allowable value by the damper installation and member reinforcement. Unkai bridge of the seismic performance was improved.

**Keywords :** Earthquake resistance, Seismic reinforcement, Displacement damper, Unkai bridge

耐震性, 耐震補強, 変位ダンパー, 雲海橋

## 1. はじめに

平成7年に発生した兵庫県南部地震の甚大な被害に対処できるように、道路橋示方書<sup>1)</sup>が平成14年3月に改訂された。この道路橋示方書では、地震時の挙動が複雑でない橋梁に関しては震度法及び地震時保有耐力法などの静的照査法を耐震設計に用いることが出来るが、地震時の挙動が複雑なアーチ系橋梁については、応答スペクトル法や時刻歴応答解析法などを用いて動的解析を行い、その結果を設計に取り入れるように規定されている。また、平成28年4月に発生した熊本地震では、震度7が前震(4月14日)と本震(4月16日)で観測され、余震で6強の地震が2回、6弱の地震が3回発生している。これを受けて平成29年11月に改訂<sup>2)</sup>された道路橋示方書では、安全性や耐震性能に対し、きめ細やかな設計手法が導入された。以上のような状況を踏まえ、今後は、既設アーチ系橋梁の大規模地震時における耐震性照査方法の確立、及び耐震補強技術の向上が重要な課題であると考えられる。

本研究では、鋼アーチ橋の中でも珍しい非対称ローゼアーチ橋の雲海橋に着目し、その振動特性と耐震性を明らかにした。まず、本橋の解析モデル<sup>3)</sup>の妥当性を調べるために固有値解析を行い、振動試験<sup>4)</sup>で得られた固有振動数・固有モードと比較検討した。次に、耐震性能につ

いて照査した。さらに、雲海橋に有効な耐震補強案を提案した。最後に、平成28年4月16日に発生した熊本地震(本震)の地震波を作用させ、雲海橋がどのような応答を示すかについて検討した。

## 2. 対象橋梁及び解析モデル

## 2.1 対象橋梁の概要

雲海橋は、国道218号線バイパス計画に伴い、宮崎県北端部、高千穂町と日之影町の境界を流れる岩戸川に架設された橋梁<sup>5)</sup>で、橋長199.0mの非対称鋼中落路ローゼアーチ橋である。架設地盤はII種地盤、昭和39年及び昭和46年度の鋼道路橋設計示方書に基づき設計されており、昭和48年に竣工している。図1は雲海橋の側面図、表1は雲海橋の諸元である。

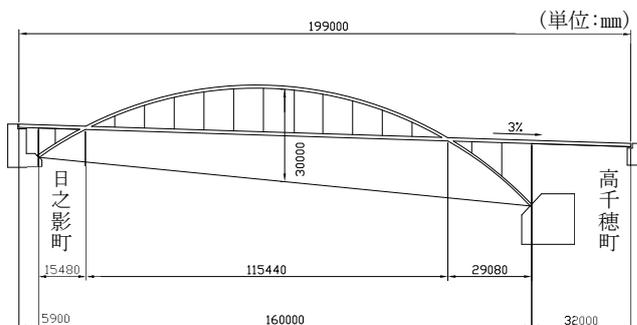


図1 側面図

\*1 九州産業大学大学院工学研究科産業技術デザイン専攻

\*2 九州産業大学建築都市工学部都市デザイン工学科

表1 諸元

橋格	1等橋
型式	中路式ローゼアーチ橋
橋長	199.0m
アーチスパン	160.0m
アーチライズ	30.0m
幅員	8.0m

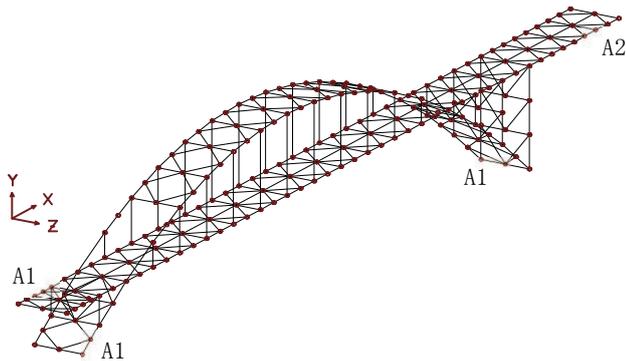


図2 解析モデル

表2 支点の境界条件

	支点タイプ	Tx	Ty	Tz	Rx	Ry	Rz
A1	ヒンジ	○	○	○	○	○	
A2	ローラー		○	○	○	○	

## 2.2 解析モデル及び解析条件

解析モデル<sup>3)</sup>を図2に示す。節点数200, 要素数448, 図中のXは橋軸方向, Yは鉛直方向, Zは橋軸直角方向である。図中のA1はヒンジ支点, A2はローラー支点である。支点の境界条件を表2に示しており, ○印は拘束を示す。ヒンジ支点ではZ軸回りの回転, ローラー支点ではX軸方向の移動とZ軸回りの回転を自由にし, その他は拘束した。対象橋の基礎は直接基礎のため地盤バネは考慮していない。

## 3. 静的照査

### 3.1 死荷重解析

死荷重解析<sup>6)</sup>では, 橋梁構造物の死荷重によるたわみや断面力を求めるための解析である。主桁とアーチリブの変位と軸力を図3, 図4に示す。これらはいずれも静的照査基準を満足している。

### 3.2 活荷重解析(B活荷重)

活荷重解析<sup>6)</sup>では, 設計部位に対して最も不利となるような荷重状態を考慮する。道路橋示方書に従い, 載荷した。主桁とアーチリブの変位と軸力を図5, 図6に示す。これらはいずれも静的照査基準を満足している。



図3 死荷重による変形



図4 死荷重による軸力



図5 活荷重による変形



図6 活荷重による軸力

表3 解析値と試験値の固有振動数

	固有振動数 (Hz)	解析値			次数	試験値 固有振動数 (Hz)	差 (%) 解-試 試
		刺激係数					
		Tx	Ty	Tz			
鉛直方向	1.76	294.78	-528.9	0.000	5	1.78	-0.730
	2.35	289.01	-532.9	0.000	9	2.28	2.980
	2.62	-8.837	-13.31	0.000	10	-	
	3.30	126.59	233.78	0.000	15	3.14	5.059
橋軸方向	1.07	-273.4	-28.74	0.000	2	1.03	4.475
	2.29	-719.2	-568.8	0.000	7	-	-
	2.69	-26.32	6.715	0.000	11	2.86	-5.876
橋軸直角方向	0.83	0.000	0.000	960.7	1	0.93	-10.01
	1.18	0.000	0.000	-447	3	1.74	-31.88
	1.47	0.000	0.000	-67.6	4	1.87	-21.45
	2.04	0.000	0.000	-241	6	2.43	-15.81

## 4. 固有値解析

解析モデルの妥当性を評価するため, 今回の研究で得られた固有振動数, 固有モードと昭和48年の振動試験<sup>4)</sup>で得られた固有振動数, 固有モードを比較検討した。固有振動数の比較を表3に, 固有モードの比較を図7に示す。解析と試験の固有振動数と固有モードに若干の相違はあるが, 全体的には一致しており, 本橋梁のモデル化の妥当性を証明している。

5. 動的照査

5.1 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析法は、弾塑性域での運動方程式<sup>7),8)</sup>を逐次積分法を用いて時々刻々に解き、加速度、速度、変位、断面力などの応答を計算する方法である。逐次積分法にはNewmark β法(β=1/4)<sup>8)</sup>を用いた。運動方程式は次式で表わされる。

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = P(t) \quad (1)$$

ここに、M,C,Kはそれぞれ、質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックスであり、 $\ddot{y}, \dot{y}, y, P(t)$ はそれぞれ、加速度ベクトル、速度ベクトル、変位ベクトル、外力ベクトルである。解析条件を表4に示す。

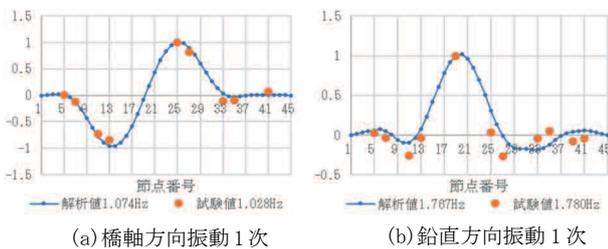


図7 基準モードの比較

表4 解析条件

地盤種別	II種地盤
入力地震波	レベル1, レベル2(標準3波)
解析方法	直接積分法
数値積分法	Newmark β法 (β=1/4)
時間間隔	0.01秒
減衰タイプ	Rayleigh減衰

5.2 入力地震波

道路橋示方書V耐震設計編に基づき、入力地震波<sup>2)</sup>には、II種地盤B地域での加速度応答スペクトル特性に一致するように振幅調整された地震波を用いた。計算に用いた入力地震波を表5に示す。

レベル1地震動では1波、レベル2地震動タイプI及びタイプIIではそれぞれ3波を用い、橋軸方向と橋軸直角方向加振の計14ケースについて地震応答解析を行い、求められた応答の平均値を照査に用いた。

5.3 線形応答解析

(1) 減衰

固有値解析で得られた固有振動数、刺激係数、モード減衰定数は前述の表3に示している。これによれば、橋軸方向の刺激係数は2次と7次、橋軸直角方向の刺激係数は1次と3次が大きく、これらの方向に対して卓越する振動モードであることがわかる。

Rayleigh減衰<sup>9)</sup>の設定では、表3で色付けした箇所が基準振動数となる。橋軸方向では2次と7次の振動モード、橋軸直角方向では1次と3次の振動モードを用いた。道路橋示方書に定められている構造要素の減衰数0.02とRayleigh減衰で定めた減衰特性の比較を図8に示す。

(2) レベル1地震動による線形応答

線形域での耐震性能照査では、橋全体系としての力学特性が線形域を超えない範囲と定められており、応答値が降伏値以下になることを確かめた。

$$\sigma_y = \frac{M_y}{I} \eta + \frac{N_{max}}{A} \quad (2)$$

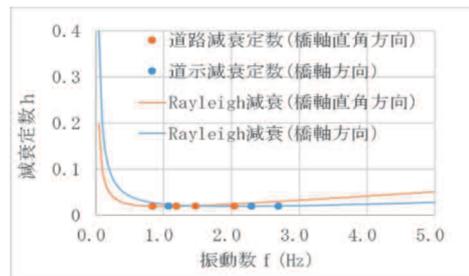
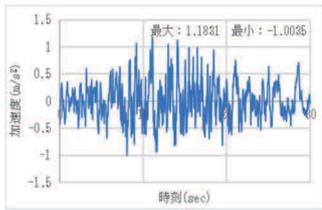


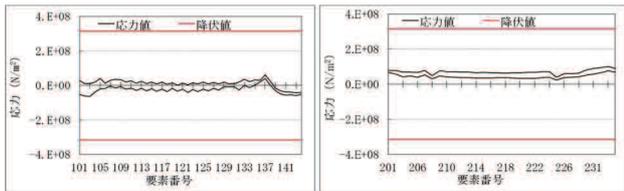
図8 モード減衰とRayleigh減衰

表5 入力地震波

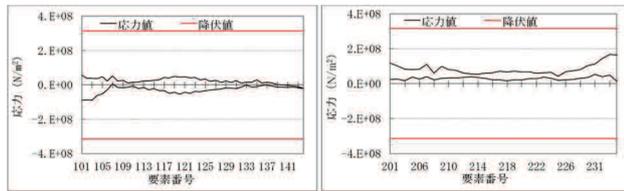
地震動	地盤種別	振幅調整のもととなった強震記録の地震名と記録場所及び成分	
レベル1地震動	II種地盤	昭和43年 日向灘地震	板島周辺地盤上LG成分
レベル2地震動タイプI	II種地盤	平成15年 十勝沖地震	直別観測点地盤上EW成分
		平成23年 東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上EW成分 阿武隈大堰川管理所構内地盤上NS成分
レベル2地震動タイプII	II種地盤	平成7年 兵庫県南部地震	JR西日本鷹取駅構内地盤上EW成分
			JR西日本鷹取駅構内地盤上NS成分
			大阪ガス葺合供給所構内地盤上N27W成分



昭和43年日向灘地震  
図9 板島周辺地盤上LG成分



主桁 アーチリブ  
(a) 橋軸方向加振



主桁 アーチリブ  
(b) 橋軸直角方向加振

図10 レベル1地震動の線形解析時の応力

ここで、

- $M_y$ : 曲げモーメント       $\sigma_y$ : 降伏応力
- $N_{max}$ : 応答最大軸力       $A$ : 面積
- $I$ : 断面2次モーメント     $\eta$ : 縁距離

レベル1地震動応答解析に用いた地震波を図9に示す。主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図10に示す。レベル1地震動では耐震性能を満足していることが判明した。

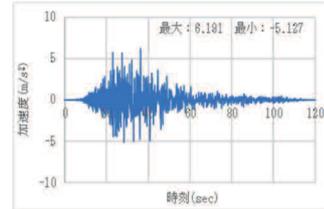
(3) レベル2地震動タイプIによる線形応答

レベル2地震動タイプIの応答解析に用いた地震波を図11に示す。主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図12に示す。図13に示すように、レベル2地震動タイプIでは、いくつかの部材が塑性域に入っている。レベル2地震動タイプIに対して耐震性能を満足しないことが確認できた。

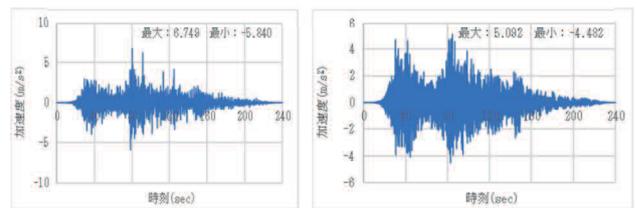
(4) レベル2地震動タイプIIによる線形応答

レベル2地震動タイプIIの応答解析に用いた地震波を図14に示す。主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図15に示す。図16に示すように、レベル2地震動タ

イプIIでは、いくつかの部材が塑性域に入っており、レベル2地震動タイプIに比べて塑性化部材の数が増えていることが分かる。レベル2地震動タイプIIでも耐震性能を満足しないことが確認できた。

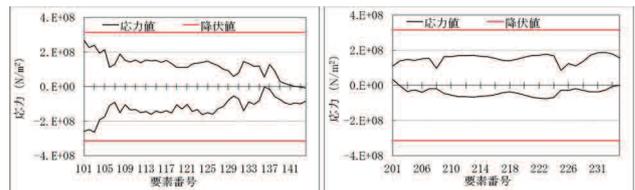


平成15年十勝沖地震  
(a) 直別観測点地盤上EW成分

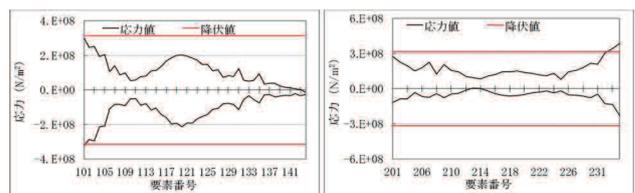


平成23年東北地方太平洋沖地震  
(a) 仙台河川国道事務所 (b) 阿武隈大堰川管理所  
構内地盤上EW成分 構内地盤上NS成分

図11 タイプI地震波



主桁 アーチリブ  
(a) 橋軸方向加振



主桁 アーチリブ  
(b) 橋軸直角方向加振

図12 レベル2地震動タイプIの線形解析時の応力

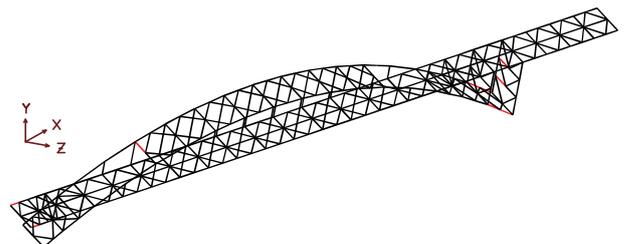
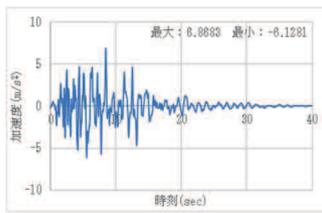
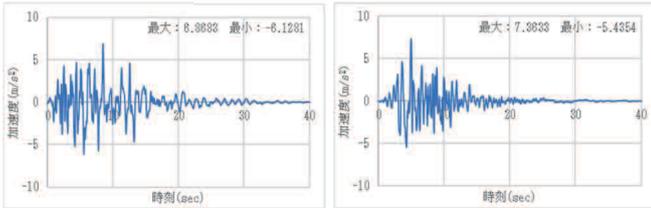


図13 タイプI橋軸直角方向加振時の降伏部材(赤色)

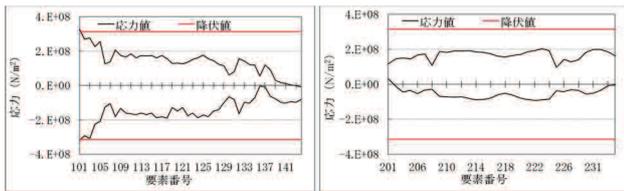


平成7年兵庫県南部地震  
(a)JR西日本鷹取駅構内  
地盤上EW成分

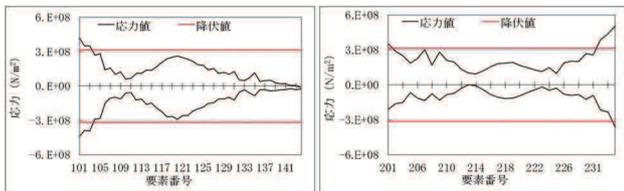


平成7年兵庫県南部地震  
(b)JR西日本鷹取駅構内  
地盤上NS成分  
(c)大阪ガス葺合供給所構内  
地盤上N27W成分

図14 タイプII地震波



主桁 アーチリブ  
(a)橋軸方向加振



主桁 アーチリブ  
(b)橋軸直角方向加振

図15 レベル2地震動タイプIIの線形解析時の応力

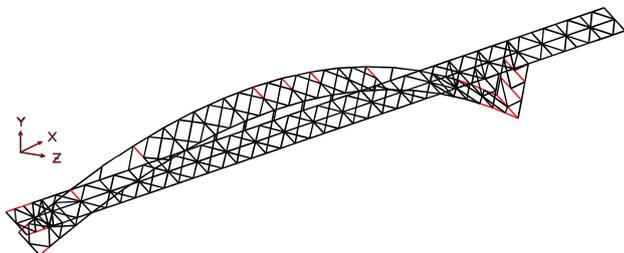


図16 タイプII橋軸直角方向加振時の降伏部材(赤色)

## 5.4 非線形応答解析

### (1) 履歴モデル

非線形応答解析では、部材の非線形性を考慮して、解

析を行った。図17は非線形応答解析に用いる非線形履歴モデル<sup>2)</sup>である。

### (2) レベル2地震動タイプIによる非線形応答

入力地震波はレベル2地震動タイプIである。主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図18に示す。図19に橋軸直角方向加振時の降伏部材を示す。レベル2地震動タイプIでは、いくつかの部材が塑性域に入っているが、線形応答解析結果に比べて塑性化部材の数が少なくなっていることが分かる。レベル2地震動タイプIでは耐震性能を満足しないことが確認できた。

### (3) レベル2地震動タイプIIによる非線形応答

入力地震波はレベル2地震動タイプIIである。主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図20に示す。図

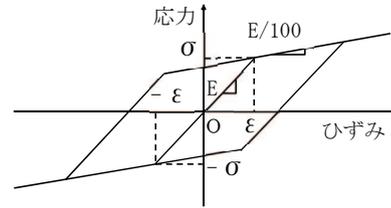
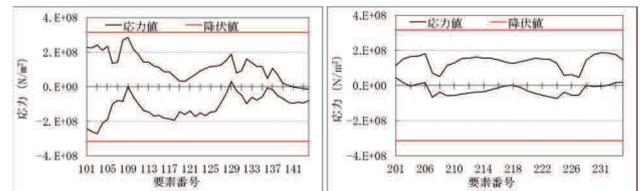
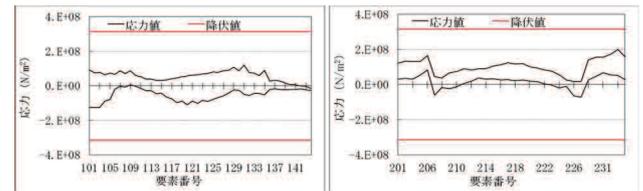


図17 バイリニア型履歴モデル



主桁 アーチリブ  
(a)橋軸方向加振



主桁 アーチリブ  
(b)橋軸直角方向加振

図18 レベル2地震動タイプIの非線形解析時の応力

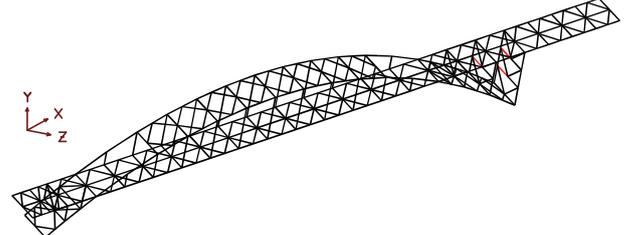


図19 タイプI非線形応答解析での降伏部材(赤色)

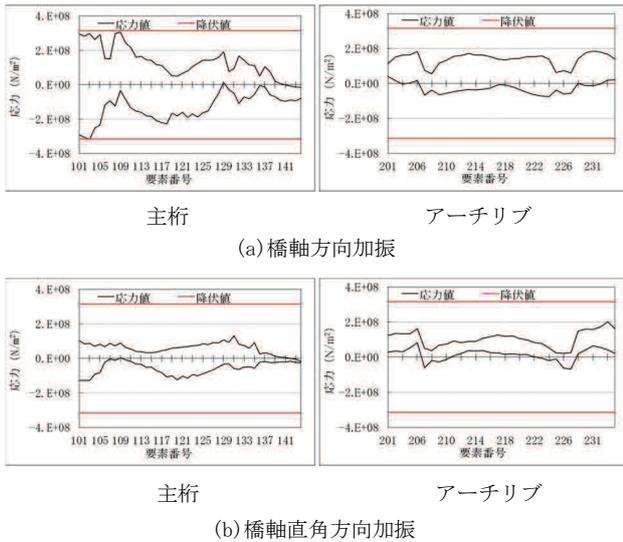


図20 レベル2地震動タイプIIの非線形解析時の応力

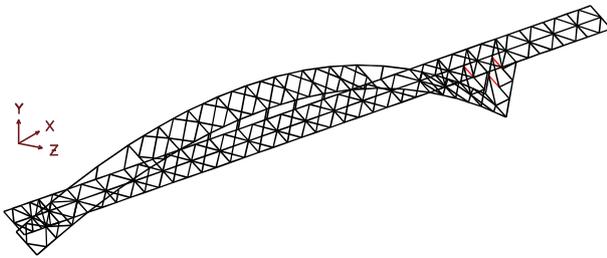


図21 タイプII非線形応答解析での降伏部材(赤色)

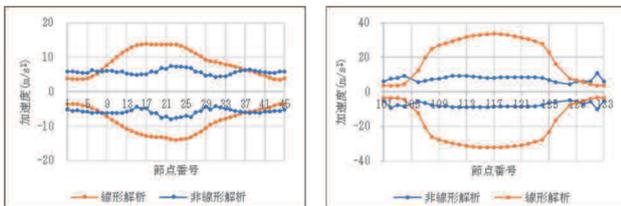


図22 加速度応答(橋軸直角方向加振)

21に橋軸直角方向加振時の降伏部材を示す。レベル2地震動タイプIIでは、いくつかの部材が塑性域に入っている。レベル2地震動タイプIIでも耐震性能を満足しないことが確認できた。図22に示すように、非線形応答解析結果は線形応答解析結果に比べて、加速度が小さくなっていることが分かる。

## 6. 制震ダンパーの設置

### 6.1 変位ダンパーモデル

変位ダンパーは図23に示すようにシリンダー、ピストンで構成され、シリンダー内部に粘性体が密閉封入されている。ピストンがシリンダー内部を移動する際に、ピストンの移動量に応じた抵抗力(減衰力)が発生し、エネルギーを吸収する機構となっている。変位ダンパーの履歴モデルを図24に示す。二次勾配は一次勾配の0.001%である。

歴モデルを図24に示す。二次勾配は一次勾配の0.001%である。

### 6.2 変位ダンパー設置位置

変位ダンパー設置位置は、図25(a)に示すようにローラー支点側の橋台と主桁の間であり、橋軸方向に設置した場合をCase1としている。この時、ダンパーは橋軸方向のみに機能する。図25(b)に示すようにローラー支点側の橋台と主桁の間に橋軸方向と橋軸直角方向に設置した場合をCase2としている。この時、ダンパーは橋軸方向と橋軸直角方向に機能する。

### 6.3 レベル2地震動に対する非線形応答解析

ダンパーを設置した場合の応力が、レベル2地震動タ

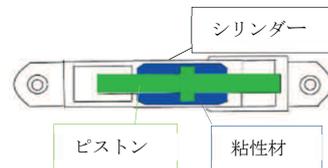


図23 変位ダンパー

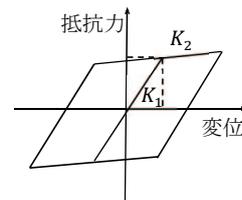


図24 ダンパーの履歴特性

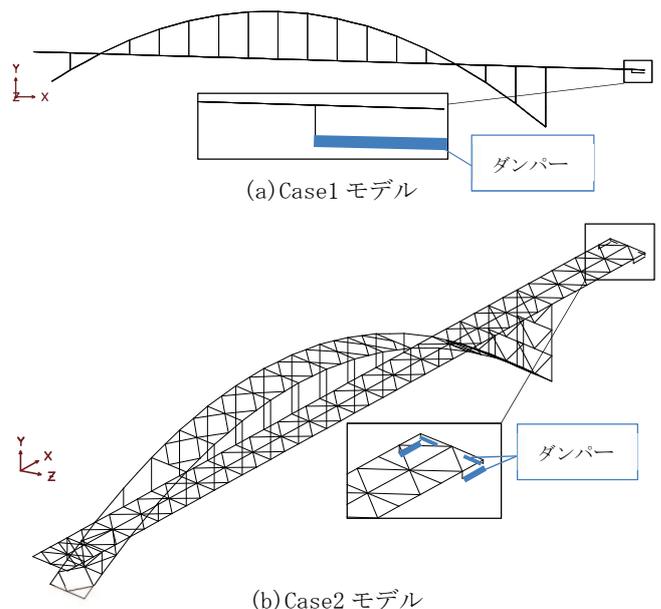


図25 変位ダンパー設置位置

タイプⅠ、タイプⅡに対し、どの程度発生するかを検討した。また、ダンパーを設置しない場合との応答差が見られるかについて調べた。

(1) Case1

表6に、レベル2地震動タイプⅠに対するダンパー設置前後の主桁と支材の応力最大値と最小値を示す。表中の応力(橋軸)は橋軸方向加振時の応力であり、応力(橋直)は橋軸直角方向加振時の応力である。表6に示すように、主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の36%まで減少した。また、橋軸直角方向加振時の支材の最大応力は、ダンパー設置前後で変化しないことが分かった。しかし、橋軸直角方向加振時に耐震性能を満たすことができなかった(赤字)。

表7に、レベル2地震動タイプⅡに対するダンパー設置前後の主桁と支材の応力最大値と最小値を示す。表7に示すように、主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の37%まで減少した。また、橋軸直角方向加振時の支材の最大応力は、ダンパー設置前後で変化しないことが分かった。しかし、橋軸直角方向加振時に耐震性能を満たすことができなかった(赤字)。

表6 タイプⅠによるCase1の応力

		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)	
		最大	最小	最大	最小
降伏応力値		3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08
主桁	設置前	2.9E+08	-2.7E+08	1.2E+08	-1.3E+08
	設置後	1.8E+08	-1.7E+08	1.0E+08	-1.3E+08
	減少率	36%	38%	15%	0%
支材	設置前	2.3E+06	6.7E+05	4.1E+08	-3.6E+08
	設置後	2.2E+06	6.7E+05	4.1E+08	-3.5E+08
	減少率	2%	-1%	0%	0%

表7 タイプⅡによるCase1の応力

		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)	
		最大	最小	最大	最小
降伏応力値		3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08
主桁	設置前	3.06E+08	-3.16E+08	1.3E+08	-1.3E+08
	設置後	1.92E+08	-1.94E+08	1.1E+08	-1.3E+08
	減少率	37%	39%	14%	0%
支材	設置前	2.13E+06	6.95E+05	4.1E+08	-3.6E+08
	設置後	2.01E+06	7.72E+05	4.1E+08	-3.6E+08
	減少率	6%	-11%	0%	0%

(2) Case2

表8に、レベル2地震動タイプⅠに対するダンパー設置前後の主桁と支材の応力最大値と最小値を示す。表8に示すように、主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の37%まで減少した。また、橋軸直角方向加振時の支材の最大応力は、ダンパー設置前後で変化しないことが分かった。しかし、橋軸直角方向加振時に耐震性能を満たすことができなかった(赤字)。

表9に、レベル2地震動タイプⅡに対するダンパー設置前後の主桁と支材の応力最大値と最小値を示す。表9に示すように、主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の52%まで減少した。また、橋軸直角方向加振時の支材の最大応力は、ダンパー設置前後で変化しないことが分かった。しかし、橋軸直角方向加振時に耐震性能を満たすことができなかった(赤字)。

(3) Case3

Case3はCase1にCase1で耐震性能を満足しなかった部材に補強を加えたものである。図26は補強断面図である。表10に、レベル2地震動タイプⅠに対する補強後の応力応答の最大値と最小値を示す。表10に示すように、

表8 タイプⅠによるCase2の応力

		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)	
		最大	最小	最大	最小
降伏応力値		3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08
主桁	設置前	2.90E+08	-2.70E+08	1.20E+08	-1.30E+08
	設置後	1.83E+08	-1.68E+08	1.02E+08	-1.26E+08
	減少率	37%	38%	15%	3%
支材	設置前	2.30E+06	6.70E+05	4.10E+08	-3.60E+08
	設置後	2.24E+06	6.74E+05	4.11E+08	-3.55E+08
	減少率	3%	-1%	0%	1%

表9 タイプⅡによるCase2の応力

		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)	
		最大	最小	最大	最小
降伏応力値		3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08
主桁	設置前	3.06E+08	-3.16E+08	1.30E+08	-1.30E+08
	設置後	1.48E+08	-1.82E+08	1.10E+08	-1.30E+08
	減少率	52%	42%	15%	0%
支材	設置前	2.13E+06	6.95E+05	4.1E+08	-3.6E+08
	設置後	3.2E+07	6.16E+06	4.1E+08	-3.6E+08
	減少率	-1402%	-786%	0%	0%

主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の37%まで減少した。Case3では、全部材がレベル2地震動タイプIに対する耐震性能を満足した。

表11に、レベル2地震動タイプIIに対する補強後の応力応答の最大値と最小値を示す。表11に示すように、主桁の最大応力はダンパー設置後に設置前の42%まで減少した。Case3では、全部材がレベル2地震動タイプIIに対する耐震性能を満足した。

## 7. 熊本地震波による応答

入力地震波には、2016年4月16日の熊本地震時(本震)に高千穂観測点で観測された地震波を、益城で観測された

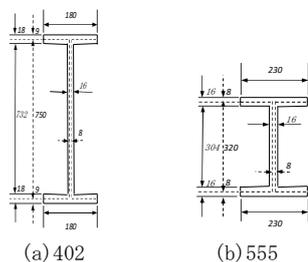


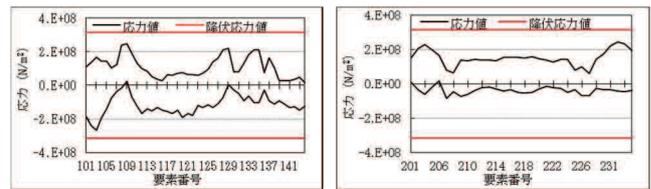
図-26 補強断面(単位: mm)

表10 タイプIによるCase3の応力

	応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)		
	最大	最小	最大	最小	
降伏応力値	3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08	
主桁	設置前	2.90E+08	-2.70E+08	1.20E+08	-1.30E+08
	設置後	1.83E+08	-1.68E+08	1.02E+08	-1.30E+08
	減少率	37%	38%	15%	0%
支材	設置前	2.30E+06	6.70E+05	4.10E+08	-3.60E+08
	設置後	1.32E+06	2.57E+05	3.44E+07	-2.97E+07
	減少率	43%	62%	92%	92%

表11 タイプIIによるCase3の応力

	応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋軸)		応力 (N/m <sup>2</sup> ) (橋直)		
	最大	最小	最大	最小	
降伏応力値	3.15E+08	-3.15E+08	3.15E+08	-3.15E+08	
主桁	設置前	3.06E+08	-3.16E+08	1.30E+08	-1.30E+08
	設置後	1.77E+08	-1.93E+08	1.04E+08	-1.30E+08
	減少率	42%	39%	20%	0%
支材	設置前	2.13E+06	6.95E+05	4.10E+08	-3.60E+08
	設置後	3.23E+06	7.27E+07	1.13E+08	-1.10E+08
	減少率	-52%	-10360%	72%	69%



(a) 主桁

(b) アーチリブ

図27 熊本地震波による応力

地震波の最大加速度と同じ大きさに振幅調整した地震波(3波)を用いた。Case3に3波同時加振した場合の主桁とアーチリブの応力と降伏応力の比較を図27に示す。熊本地震波による部材応力はすべて弾性範囲にあり、必要な耐震性能を満足していることが判明した。

## 8. おわりに

本研究では以下のことが明らかになった。

- (1) 固有値解析結果と試験値の比較から、解析モデルは妥当であることを確認できた。
- (2) レベル1地震動では耐震性能を満足しているが、レベル2地震動タイプI、タイプIIでは耐震性能を満足しない。
- (3) 耐震補強後のモデル(Case3)では、レベル2地震動タイプI、タイプIIに対する耐震性能を満足した。
- (4) 耐震補強後のモデル(Case3)では、熊本地震波に対する耐震性能を満足した。

## 参考文献

- 1) 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，2002年。
- 2) 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。
- 3) 馬郡弘幸：中路式鋼アーチ橋の耐震性に関する検討，平成16年度九州産業大学大学院工学研究科土木工学専攻修士論文。
- 4) 第一岩戸川橋(雲海橋)振動試験ならびに静的載荷試験報告書，1973年。
- 5) 山田祐一，亀沢宏明，潁川一之，妹尾義隆：雲海橋上部工の工事概要，橋梁と基礎，1974年4月号。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I。共通編，丸善出版，2017年。
- 7) 土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル，2006年。
- 8) 平井一男・水田洋司：耐震工学入門(第3版)，森北出版株式会社，2014年。
- 9) 土木学会：実務に役立つ耐震設計入門，丸善出版，2011年。