被災した2径間鋼斜張橋の振動特性 に関する解析的検討

青田 洸希1·藤岡 光2·藤倉 修一3

¹学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: mc216251@cc.utsunomiya-u.ac.jp (Corresponding Author)

²学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東 7-1-2) E-mail: mc206259@cc.utsunomiya-u.ac.jp

³正会員 Ph.D. 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (〒321-8585 栃木県宇 都宮市陽東 7-1-2)

E-mail: shuichi.fujikura@cc.utsunomiya-u.ac.jp

2016年熊本地震の際に、山岳地に位置する鋼斜張橋である桑鶴大橋は、支承の逸脱などの被害が生じた. 桑鶴大橋は、曲線桁かつ不等径間桁という特徴を有しており、これらの橋梁形式が起因して被害が生じた と考えられる.そこで本研究では、桑鶴大橋の被災原因を明らかにすることを目的として、実橋梁である 不等径間曲線桁モデルに加え、直線桁モデルと等径間モデルに対して自重解析および非線形動的解析を行 った.解析の結果、曲線桁から直線桁にすることによって、桁の曲率外側方向へ作用する力が軽減され、 桁を等径間にすることによって A2 橋台上の支承に作用する負反力が軽減する特徴を確認できた.また、 主桁の回転挙動に関しても、直線桁モデルで若干の回転の抑制、等径間モデルで大幅な軽減が確認できた.

Key Words: cable-stayed bridge, curved girders, unequal span, non-linear dynamic analysis

1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震では、14日の Mw6.1、 16日の Mw7.1の地震と立て続けにマグニチュード6以上 の地震が発生し、一連の地震活動によって、道路や橋梁 などの交通インフラ施設に多くの被害が生じた。特に山 岳地に位置する県道28号線は、活断層がほぼ平行に走 っており、そこに架橋されている橋梁では、甚大な被害 が確認された。その中でも、鋼斜張橋である桑鶴大橋に おいて、桁の残留移動、橋台パラペット部の損傷、支承 の破断などの被害が生じた(写真-1)^{1)~3}.

桑鶴大橋は、平面曲率、縦断勾配および横断勾配を有 する主桁の斜張橋であり、桁の主径間が側径間の約 1.7 倍の長さである不等径間も有する. この2つの特徴が橋 梁の地震応答に影響を及ぼし、様々な被害が発生したと 推察できるが、被害の原因は明らかになってはいない.

曲線橋は曲率半径が小さくなるほど、支承部に作用す る水平方向の反力が大きくなることが既往の研究により 指摘されている⁴⁾. 2016 年熊本地震の際にも、山岳地に 架橋された曲線橋である大切畑大橋⁵⁾、扇の坂橋⁶で支 承を含めた被害が確認されている.また、桁が不等径間 である場合,自重状態において,短径間側の桁端部で上 陽力が発生し,その地点に設置されている支承には鉛直 上向きの負反力が発生する.この状態で,地震力が作用 する場合には,さらに大きな負反力が支承に作用するこ とによって支承が破損し,桁の浮き上がりによって,橋 全体に被害が及ぶことになる.

そこで本研究では,熊本地震で被災した桑鶴大橋を対 象にして,その被災原因を明らかにすることを目的とし



写真-1 被災後の桑鶴大橋



図-1 桑鶴大橋の側面図



(a) A2橋台上支承の損傷
(b) P1主塔部支承の損傷
写真-2 地震後の桑鶴大橋の被害状況

て、実際に被害を受けた不等径間曲線桁モデルに加え、 直線桁モデルと等径間モデルに対して、自重解析および 非線形動的解析を行い、それぞれの特徴が地震時応答に 及ぼす影響について明らかにした.

2. 対象橋梁と地震被害概要

図-1に、対象橋梁である桑鶴大橋の側面図を示す. 桑鶴大橋は、平成2年道路橋示方書^つによって設計され 1998年に竣工し、平成14年道路橋示方書[®]によって、 2010年に耐震補強されている.橋長160mの2径間連続 鋼斜張橋であり、スパン割りは主径間が99.4m、側径間 が59.4mの不等径間を有し、鋼主塔で支持されている. さらに、A1橋台からA2橋台にかけて4.8%の上り勾配 と曲率半径350mを有する曲線橋である.

写真-2に、地震発生から約1か月後に行われた被害 調査¹による支承部の損傷状況を示す.写真-2(a)より、 A2橋台上に設置された固定支承は、桁と支承を繋ぐボ ルトが破断したことによって、桁から逸脱していた.ま た、支承は桁の不等径間を原因とする鉛直負反力を受け るため、支承の破壊とともに桁端部の浮き上がりも確認 された.写真-2(b)より、P1主塔部に設置された支承も 同様に、桁と支承を繋ぐボルトの破断を原因とした桁か らの逸脱が確認された.また、主塔部では2010年耐震 補強時に,桁変位制限装置として2基の支承の四方に4 本ずつ緩衝ピンが設置されており,それら全ての緩衝ピンも破断していた.緩衝ピンは支承よりも高い強度で設 計されており,緩衝ピンが破壊した後に支承が破壊に至 ったと考えられる.

支承の破壊に加えて、A1橋台とA2橋台においてパラ ペットの損傷や桁の変位制限構造の破壊が見られ、桁全 体が曲率外側方向へA1橋台を中心として回転するよう な、残留移動変位などの被害も確認された.

3 解析概要

(1) 実橋梁モデル

図-2に解析モデルの概要を示す.本橋梁は縦断勾配 を有する不等径間曲線橋であり、これらの特徴が地震応 答に複雑に影響することが予想されるため、解析モデル は図-2に示すような、3次元立体フレームモデルとし た.ここで、桁の曲率外側をG1側、曲率内側をG2側 とした.被災状況から、桁には大きな損傷が見られなか ったため破壊を考慮しない線形梁要素、主塔においても 大きな損傷が見られなかったが、大きな応力が生じてい たと考えられるため、局所的な応力状態を考慮できるフ ァイバー要素を用いた.鋼材およびケーブルに用いた材 料構成則を図-3に示す.主塔に使用されている鋼材に



図-2 解析モデル概要図

は、図-3に示すバイリニアモデルを用い、ヤング率を 200kN/mm², 2次勾配は1/100, ポアソン比を0.3, 質量密 度7.85×10³kg/m³とし、降伏強度には355N/mm²を用い た.ケーブルは圧縮には抵抗せずに引張にのみ抵抗する 材料モデルを用い、ヤング率を195kN/mm²とした.支承 は主塔および各橋台に2基ずつ設け、A1橋台とP1主塔 の支承が可動支承、A2橋台の支承が固定支承であり、 線形バネ要素でモデル化した.

本解析は、非線形時刻歴応答解析プログラム TDAPIII⁹を使用し、数値積分法はNewmark β 法(β =1/4)とした.解析に用いる減衰モデルにはRayleigh減 衰を用いており、固有値解析によって得られた固有モー ドと刺激係数を基に2つの卓越モードを選択して減衰定 数を決定した.

(2) 解析ケース

解析ケースを表-1 に示す.対称橋梁の曲線橋および 不等径間という特徴が影響して,橋梁の被害に繋がった と考えられる.そのため本研究では,表-1 に示すよう に,被災した橋梁である曲線桁モデルに加え,直線桁モ デルと等径間モデルに対しても解析を行った.各解析モ デルの平面図を図-4 に示すが,直線桁モデルは,平面 曲率,縦断勾配および横断勾配を取り除いたモデルであ り,等径間モデルは,直線桁モデルの不等径間を等径間 としたモデルである.これら3つの解析モデルに対して, 自重解析および動的解析による比較検討を行い,曲線橋 や不等径間という特徴が地震応答に及ぼす影響を考察し た.

(3) ケーブルの自重時張力

自重状態での各解析モデルの Gl 側ケーブル初期張力 を図-5 に示す.また,それぞれのケーブル番号は図-1 に示す通りである.曲線桁モデルの各ケーブル張力につ いては,設計時の張力¹⁰に近づくように,繰り返し計算 を行い,調整した.直線桁モデルの各ケーブル張力につ

図-3 材料構成則

表-1 解析ケース				
解析ケース	条件			
	桁	径間		
曲線桁モデル(実橋梁)	曲線	不等		
直線桁モデル	直線	不等		
等径間モデル	直線	等		



(a) 曲線桁モデル







(c) 等径間モデル

図-4 各ケースの平面図



いては、曲線桁モデルのGl側とG2側のケーブルに作用 している張力の平均を与え、繰り返し計算をして調整を 行った.等径間モデルの各ケーブルの張力については、 不等径間モデルのケーブル張力を参考に, 主桁の鉛直変 位が小さくなるように繰り返し計算をして, 調整を行っ た.図-5 に示すように, 全体的に等径間モデルの張力 が一番小さく, 曲線桁と直線桁では, 曲線桁の張力の方 が若干大きい.

(4) 入力地震動

本研究で用いた地震動を表-2 に示す.入力地震動は, 道路橋示方書 ⁸でレベル 2 地震動(タイプII)に相当す るものとして,2016 年熊本地震の西原村小森 93048 地点 観測波,KiK-net 熊本県益城町観測波,1995 年兵庫県南 部地震のJMA 神戸波,JR 鷹取波,2018 年北海道胆振東 部地震の厚真町鹿沼観測波を用いた.これらの地震動に 対して,NS方向を橋軸方向,EW方向を橋軸直角方向, UD方向を鉛直方向として入力した.

4 自重解析

図-6は、各解析ケースにおける自重作用時の桁の鉛 直変位を比較した図であり、表-3 に各支承の鉛直反力 を示す. なお、反力の符号については、負反力をマイナ スで示す. 図-6 より、曲線桁モデルと直線桁モデルで は、主径間側の桁の沈み込みによって、側径間側の桁が 浮き上がることが確認できる.一方で,等径間モデルで は、不等径間を有するモデルに比べて全体的に鉛直変位 がほとんど生じていない.また,表-3より,曲線桁モ デルのG1 側とG2 側の差は、P1 主塔部の支承で 302kN、 A2 橋台上の支承で 224kN 生じており、曲線桁モデルは 自重が偏心して支承部に作用しているが、直線桁モデル と等径間モデルでは、自重がほぼ均等にG1側とG2側の 支承に作用していることが分かる.また、曲線桁モデル と直線桁モデルでは、A2橋台上の支承に大きな負反力 が作用しているが、等径間モデルでは負反力が生じてい ない、このことから、桁の不等径間によって、自重作用 時に側径間側の桁端の浮き上がりが生じていることが分 かる.

5 非線形地震応答解析

(1) A2 橋台上支承の鉛直反力

地震作用時の A2 橋台上の 2 基の支承に作用する鉛直 方向反力の時刻歴応答を G1 側, G2 側でそれぞれ図-7 に 示す.入力地震波は西原村小森を用いている.

図-7(a)より、曲線桁モデルと直線桁モデルを比較すると、曲線桁における G1 側支承に生じる負反力の最大値は直線桁モデルの約 1.4 倍と大きな値となり、G2 側支

表-2 入力地震波

地震名	観測地点			
2016年熊本地震	西原村小森 93048 地点			
	KiK-net 益城(KMMH16)			
1995年兵庫県南部地震	JMA神戸			
	JR鷹取			
2018年胆振東部地震	厚真町鹿沼			



承では、約09倍と若干小さい値となっている.これは、 曲線桁モデルでは、自重がG1個とG2側の支承に偏心し て作用しているためである.

図-7 より,等径間モデルは曲線桁モデルに比べ,負 反力の最大値が,G1側で約0.2倍,G2側で約0.4倍と小 さく,全体的な時刻で見ても,不等径間を有するモデル と比較して負反力の応答値が小さいことが分かる.これ によって,桁の不等径間を原因として A2 橋台上支承に 負反力が発生していることが分かる.

表-4 に各地震波を入力した場合の A2 橋台上支承に作 用する負反力の最大値を示す.表-4 から,西原村小森 観測波の解析結果と同様に,各地震波を作用させた場合 においても,自重が偏心して作用する曲線桁モデルは直 線桁モデルよりも,G1 側では大きく,G2 側では小さい 傾向がある.また,平均値で比較すると曲線桁モデルの G1 側支承において,各解析ケースの中で最も大きい負 反力が生じている.







(b) G2 側支承



		(a) 田形	111モノル	(KIN)		
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
G1	-2688	-3044	-2021	-3069	-2230	-2610
G2	-1724	-2120	-1453	-2143	-1660	-1820
	(b) 直線桁モデル(kN)					
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
G1	-1957	-2266	-1660	-3213	-1974	-2214
G2	-1930	-2558	-1644	-2941	-2084	-2231
(c) 等径間モデル (kN)						
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
G1	-582	-1124	-568	-1203	-821	-860
G2	-750	-1062	-682	-1178	-905	-915

等径間モデルでは、G1 側支承とG2 側支承の双方で、 不等径間を有する曲線桁モデルや直線桁モデルよりも負 反力が小さいことが分かる.これらのことから、不等径 間を有する橋梁では、桁の不等径間が起因して A2 橋台 上支承に大きな負反力が生じていると考えられる.



図-8 P1 主塔部支承の橋軸直角反力の時刻歴応答

表-5 P1 主塔部支承に作用する橋軸直角反力の最大値および最小値

(a) 曲線桁モデル (kN)						
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
最大値	8368	5921	5491	7111	7222	6823
最小値	-7854	-4502	-3850	-6907	-5337	-5690
(b) 直線桁モデル (kN)						
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
最大値	5900	3985	4557	4416	5070	4786
最小値	-8406	-4228	-4329	-5469	-5251	-5537
(c) 等径間モデル (kN)						
	西原	神戸	鷹取	益城	胆振	平均
最大値	7755	6245	5299	8052	7147	6900
最小値	-6820	-6637	-6314	-7869	-6121	-6752

(2) P1 主塔部支承の橋軸直角反力

西原村小森における地震作用時のP1主塔部にある2基 の支承に作用する橋軸直角方向反力の時刻歴応答を図-8 に示す.図中のプラスの値は曲率外側へ作用する力、マ イナスの値は曲率内側へ作用する力を示しており、各支 承部に作用する力を確認するために、G1 側支承とG2 側 支承の値を平均している.

曲線桁モデルと直線桁モデルを比較すると,直線桁モ デルの方が曲率内側へ作用する力は約 1.1 倍と若干大き い程度であるが,曲率外側へ作用する力は約 0.7 倍と小 さくなる.また,等径間モデルでは約 27 秒から約 30 秒 の間で,他の解析モデルよりも大きな力が作用している ことが分かる.

表-5 に、各地震波を入力した場合の PI 主塔部の支承 に作用する橋軸直角方向反力の最大値および最小値を示 す.他の地震動を入力した場合の曲線桁モデルと直線桁 モデルを比較すると、西原村小森の結果と同様に、直 線桁モデルの場合は、曲線桁モデルよりも曲率外側へ作 用する力が小さくなる傾向があり、曲率内側へ作用する 力は、若干大きいかほぼ同程度の値を示す傾向がある. これは、平面曲率を有する曲線橋は直線橋と比べて、桁 が曲率外側方向へ移動しやすく、支承部では曲率外側方 向に作用する力が大きくなるという特徴が影響している と考えられる.また、等径間モデルにおいて、各地震波 での応答値の平均値に着目すると、等径間モデルは直線 桁モデルに比べて、G1側では14倍、G2側では12倍大 きい.これは主塔部が桁の中心に移動したことにより、 桁の振動の中心に支承部が配置され、振動の影響をより 受けやすくなったためであると考えられる.

(3) 回転挙動

図-9は、各解析モデルのA2橋台上の固定支承に作用 するG1側支承とG2側支承の橋軸方向反力の差であり、 A2橋台上の桁の回転挙動を示している.なお、支承に は自重状態において初期反力が生じており、地震時の桁 の回転挙動に着目するため、時刻歴応答値から初期反力 を差し引いている.

曲線桁モデルと直線桁モデルを比較すると、曲線桁モ デルの方が応答値が大きいことから、曲線桁モデルは直 線桁モデルに比べて主桁により大きな回転が生じている ことが分かる.また、等径間モデルについては、G1 側 と G2 側で反力の差が小さいため、他の解析モデルと比 べると回転は小さい.

図-9 中に黒丸で示した,各解析モデルの回転が大き いと考えられる時刻での各支承部に作用する橋軸直角反 力を図-10 に示す.図-10(a)で曲線桁モデルの①26.42 秒 時点を見ると,AI 橋台部と PI 主塔部では曲率内側へ力 が作用し,A2 橋台部では曲率外側へ力が作用している ことから,反時計回りの回転挙動が確認できる.その直 後の②26.71 秒時点では,AI 橋台部と PI 主塔部では曲率 外側へ力が作用し,A2 橋台部では曲率内側へ力が作用 していることから,今度は反対に時計回りの回転をして いる.図-10(b)で,直線桁モデルにおいても③26.36秒時 点と④26.68 秒時点で,曲線桁モデルと同じ方向に力が 作用していることから,曲線桁モデルと同じ方向に力が 作用していることが確認できる.

図-10(c)で等径間モデルについて見ると、⑤25.93 秒時 点では全ての支承部で G1 側方向へ力が作用しており, その直後の⑥26.30 秒時点では,反対に全ての支承にお いて G2 側に力が作用している.このことから,不等径 間を等径間としたモデルでは,地震力作用時に桁の回転 挙動は示さず,橋軸直角方向に平行移動する挙動を示す ことが分かった.

(4) ケーブル張力

図-11 に, CABLE-4のG1 側とG2 側におけるケーブル



図-9 G1 側と G2 側の A2 支承橋軸反力の差





図-10 回転挙動が大きい時刻における各支承に作用する橋軸 直角反力

張力の時刻歴応答を示し、ケーブルの降伏強度である 5042kN と各解析モデルにおける G1 側と G2 側の初期張 力の平均値も示している.なお,各ケースの初期張力に ついて, G1 側と G2 側でそれぞれ, 曲線桁モデルでは 1144kN, 1063kN, 直線桁モデルでは 1073kN, 1076kN, 等径間モデルでは 627kN, 627kN となり、曲線桁モデル では張力差が生じているが、直線桁モデルと等径間モデ ルでは初期張力の差が極めて小さいことが分かる.図-11より曲線桁モデルでは、最大値がG1側では27.56秒時 点で 3324kN, G2 側では 26.26 秒時点で 2758kN と, G1 側 が G2 側よりも約 1.2 倍大きいが、これは自重状態で G1 側と G2 側の初期張力に差があるためである.一方で, G1 側と G2 側の初期張力が同程度となっている直線桁モ デルと等径間モデルでは、G1 側と G2 側の応答値はほぼ 等しいことから、曲線桁モデルにおいてG1 側とG2 側の 時刻歴応答で生じる差は、ケーブルの初期張力の差に由 来するものであることが分かる.

また,等径間モデルと不等径間を有する他のモデルを 比較すると,全体的に生じる張力の応答値が小さいが, これは自重状態の初期張力が,不等径間を有する直線桁 モデルの約 0.6 倍程度と小さいためである.また,最大 応答値で比較しても,等径間モデルは直線桁モデルの約 0.8 倍と小さい.

また,各解析モデルにおいて,張力が0kNとなる張力 抜けについて見てみると,全ての解析モデルにおいて主 に CABLE-3~6 で張力抜けが数回発生しており,その分, 他のケーブルに過度な張力が発生することが懸念される. しかし,応答値は降伏強度である 5042kN に達しておら ず,同様の降伏強度である CABLE-5 や,降伏強度が 8349kN であるその他のケーブルにおいても降伏に至ら なかった.また,これは他の地震波においても,同様の 結果であった.

6 まとめ

本研究では、2016年熊本地震で甚大な被害を受けた、 鋼斜張橋である桑鶴大橋が有する、曲線橋および不等径 間という特徴が地震時応答に及ぼす影響について検討を 行うために、実橋梁モデルである曲線桁モデルに加え、 直線桁モデル、等径間モデルに対して、自重解析および 動的解析を行った.本検討で得られた主な結果をまとめ ると以下のようになる.

 自重作用時に、不等径間を有する曲線桁モデルと 直線桁モデルでは、主径間側の桁が沈み込みによ って側径間側の桁が浮き上がり、側径間側の桁端 である A2 橋台上支承では大きな負反力が生じた.



図-11 CABLE-4に作用するケーブル張力の時刻歴応答

また,不等径間を等径間としたモデルでは,桁の 沈み込みや浮き上がりを抑え,各支承では負反力 が発生しなかった.

 A2 橋台上支承の地震時に作用する負反力は、曲線 桁モデルでは直線桁モデルよりも、G1 側の負反力 が大きくなり、G2 側では小さくなるが、これは、 曲線桁モデルでは自重が G1 側と G2 側の支承に偏 心して作用しているためである.一方、等径間モ デルでは、地震時の A2 橋台上の負反力を大幅に軽 減したことから,不等径間を原因として側径間側 の桁端が浮き上がり,支承に負反力が発生したと 考えられる.

- 3. 地震時に P1 主塔部支承の曲率外側へ作用する力は、 曲線桁を直線桁とすることで軽減することが分かった.これは、曲線橋の特徴である、曲率外側へ作用する力が増幅することが原因している.また、 等径間モデルでは、橋軸直角方向に作用する力が 大きくなるが、これは、振動の中心に支承が配置 されたためである.
- 4. 平面曲率および不等径間を有する曲線橋は、地震時に回転しやすい特徴があるが、直線桁とすることで回転挙動が若干抑制され、等径間とすることで大幅に回転挙動を軽減し、橋軸直角方向へ平行移動する挙動となることが分かった。
- 5. ケーブル張力の地震時応答は、曲線桁モデルでは G1 側とG2 側で差が生じ、等径間モデルでは張力の 応答値が軽減したが、これらは各ケースの自重状 態における初期張力に由来することが分かった. また、各ケースにおいてケーブルの張力抜けが確 認されたものの、ケーブルの降伏は確認されなか った.

- 2) 上田智也,大森貴行,葛西昭:2016年熊本地震における 鋼斜張橋の損傷メカニズム,第4回九州橋梁・構造工学研 究会シンポジウム, pp.95-100, 2016.
- 宮原史,今村隆浩,西田秀明,星隈順一:熊本地震 で被災した斜張橋の復旧対策と復旧後の状態変化の 把握方法の提案,土木学会論文集,Vol.76,No.4, pp.461-471,2020.
- 大塚久哲,崔準祜,山内春絵:4径間連続曲線箱桁橋にお ける地震時の支承反力に関する研究,第29回土木学会地 震工学論文集,pp485492,2007.
- 花房海斗,高橋良和:2016年熊本地震による大切畑大橋の 現地測定に基づく被害メカニズムの推定,土木学会論文 集Al, Vol.74, No.4, pp.179-187, 2018.
- 藤倉修一,佐々木智大,本橋英樹,野中哲也:熊本 地震で被災した山岳部曲線橋の被害分析および再現 解析,構造工学論文集, Vol.64A, pp.250-261, 2018.3
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書, 1990.
- 8) 日本道路協会:道路橋示方書, 2002.
- アーク情報システム: TDAP Ⅲ, Ver.3.12, 理論説明書, 2017.
- 10) 熊本阿蘇地域復興局, 2016.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.46-54, 2017.

(Received XX X, XXXX) (Accepted XX X, XXXX)

ANALYTICAL STUDY ON VIBRATION CHARACTERISTICS OF A DAMAGED TWO SPAN CONTINUOUS STEEL CABLE-STAYED BRIDGE

Koki AOTA, Hikaru FUJIOKA and Shuichi FUJIKURA

During the 2016 Kumamoto earthquake, a steel cable-stayed bridge "Kuwazuru Ohashi" located in a mountainous area, was damaged due to deviation of bearings. The bridge is characterized by curved girders and unequal span girders, and it is thought that the damage was caused by these bridge types. In this study, in order to clarify the cause of the damage to "Kuwazuru Ohashi", a straight girder model and an equal span model were created in addition to the unequal span curved girder model of the actual bridge, and self-weight analysis and nonlinear dynamic analysis were conducted. As a result of the analysis, it was confirmed that the force acting on the outside of the curvature of the girder was reduced by changing the girder from a curved girder to a straight girder, and that the negative reaction force acting on the bearing on the A2 abutment was reduced by making the girder of equal span girder. As for the rotation behavior of the main girder, it was confirmed that the straight girder model slightly suppressed the rotation and the equal span model significantly reduced it.

参考文献

 藤倉修一,川島一彦:2016 年熊本地震による道路橋の被 害概要,第 19 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.161-168,2016.