

模型ローラー支承の破壊実験とローラー支承のモデル化が曲線橋の地震時応答に及ぼす影響

崔 準祐¹・徳永 裕二²・大塚 久哲³・小南 雄一郎⁴

¹正会員 九州大学大学院 助教 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 修士課程 建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:y-tokunaga@doc.kyushu-u.ac.jp

³フェロー 九州大学大学院 教授 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

⁴非会員 オイレス工業株式会社 免制震事業部 技術開発部 (〒108-0075 東京都港区港南一丁目6-34)

E-mail:kominami@oiles.co.jp

多くの曲線橋では支承部を上部構造の接線方向や法線方向に合わせて設置しており、解析ではその方向に合わせてモデル化を行うのが一般的である。しかし、支承部の設置方向が各支点において異なっていることから、支承部の支持方向と地震時慣性力の方向が一致しない箇所が存在し、地震力が支承部に対して斜め方向に作用した場合、支承部がどのように挙動するかは、これまで検討事例が無く不明である。本研究では、曲線橋におけるローラー支承の動的挙動や解析手法を明らかにすることを目的とし、模型ローラー支承を用いて載荷方向をパラメータとした破壊実験を実施し、その実験結果に基づいてローラー支承の解析モデルを提案した。この提案モデルを用いて仮定の曲線橋を対象に地震応答解析を実施し、現行の支承モデルを用いた結果と比較を行った。

Key Words : curved bridge, roller bearing support, failure test, dynamic analysis, modeling

1. はじめに

橋梁の地震応答解析において支承部のモデル化は、支承部が抵抗する3方向（橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向）に対してそれぞれバネ要素を設け、各方向に対する支承部の抵抗特性をバネ定数より与える方法が一般的である。曲線橋に対しても同様に支承部のモデル化を行って耐震性を評価しているが、曲線橋の場合は各支点において支承部の設置方向がそれぞれ異なっているため、支承部の支持方向と設計上与える地震時慣性力の方向が一致しない箇所が存在する。多くの曲線橋においては、図-1に示すように支承の支持方向を上部構造の接線方向と

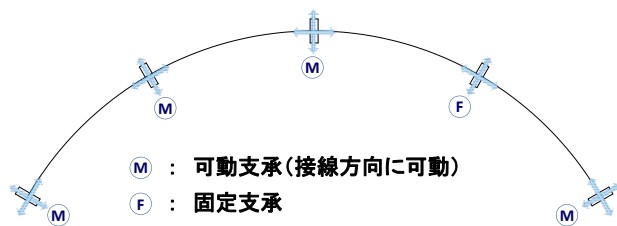


図-1 曲線橋における支承部の支持方向

法線方向に合わせて設置している。この場合、地震時慣性力は各支承で設定している接線方向と法線方向に分解されるが、可動支承に対しては、通常可動方向に剛性を与えないモデル化としているため、上部構造の地震時慣性力が可動方向に作用してもその方向には地震時慣性力が橋脚に伝達しないことになる。しかし、地震時慣性力が可動支承に対して斜め方向に作用すると該当支承が実際どのように挙動を行うかは、これまで実験による検討事例が無く、不明である。

1995 年兵庫県南部地震の際には鋼製支承の被害事例が数多くあったことから¹⁾、鋼製支承の耐力や力学的特性、解析モデル等について様々な観点から研究が行われてきている。たとえば、大塚ら²⁾は、鋼製支承部における弱点箇所を解明するために、ピン支承を対象として載荷実験を行っている。そこでは、地震時支承部の鉛直挙動が変化することを想定し、鉛直方向に圧縮力を載荷した場合と引張力を載荷した場合の検討を行っている。また、阿部ら³⁾は、金属支承部の変形性能および終局挙動を明らかにすることを目的とし、一本のローラー支承部を対象として2軸載荷実験を行っている。そこでは、

実地震時挙動を想定して橋軸方向、橋軸直角方向への載荷実験から、ローラー支承部が破壊に至る過程および計算による耐力と実験結果との関係について検討を行っている。しかしながら、これらの検討では、支承部に橋軸方向または橋軸直角方向に荷重が作用した場合を想定した実験を行っており、その他の方向に荷重が作用する場合については検討していない。

本研究では、鋼製支承を有する曲線橋においてローラー支承の動的挙動を明らかにし、解析手法を確立することを目的とし、模型鋼製ローラー支承を用いた破壊実験および曲線橋の地震応答解析を実施した。まず、ローラー支承に作用する荷重の方向を変化させて破壊実験を実施し、その実験結果に基づいてローラー支承の解析モデルを提案した。次に、この提案モデルを用いて仮想の曲線橋を対象に地震応答解析を実施し、現行の設計に用いられている支承モデルを導入した解析結果と比較して、可動支承部のモデル化が橋脚や上部構造の応答に及ぼす影響について検討を行った。

2. 模型ローラー支承の破壊実験

(1) 実験供試体

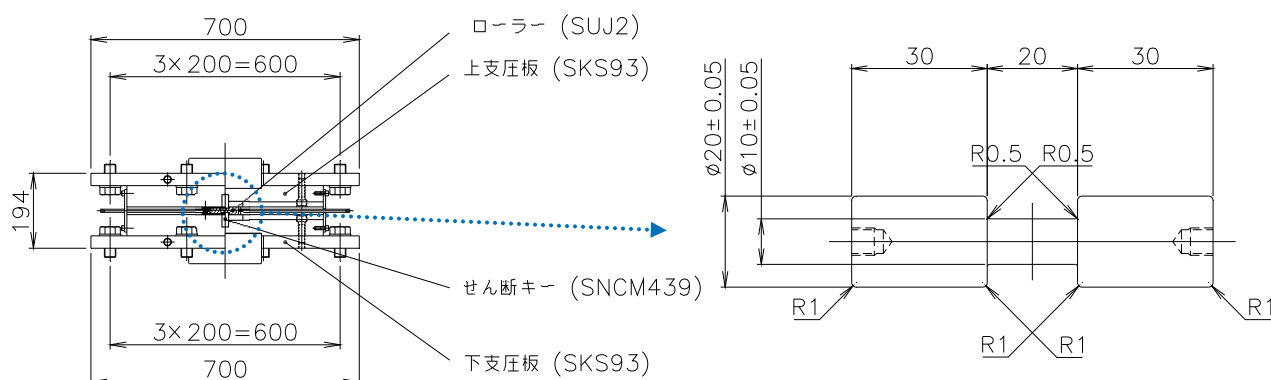


図-2 実験供試体 (単位: mm)



写真-1 実験模型のセットアップ

本試験に用いた供試体の概略図を図-2に示す。本実験では、水平荷重によりローラーとせん断キーが接触し、ローラーのくびれ部が引張破壊することを想定して供試体を作成した。ローラーは一本とし、くびれ部の直径は載荷装置の性能を考慮して10mmとした。くびれ部直径の詳細については、2.(2)に後述する。なお、せん断キーとローラーの隙間は1mmとした。

供試体の使用材料を表-1に示す。ローラーの材料には、許容引張力が1,860N/mm²相当であるSUJ2を用いたが、本供試体には表面焼き入れ処理を施しているため、実験前に引張強度試験を行い、ローラーの引張強度は約770N/mm²であることを確認した。また、ここではローラーの破壊を想定していることから、せん断キーおよび上下の支持板には、ローラーとの接触により破損されないようにローラーの材料より高強度の材料(せん断キー: SNCM439, 支圧板: SKS93)を用いた。

表-1 供試体の使用材料

	材料	許容引張力 (N/mm ²)	硬度
ローラー	SUJ2	1860.0	※ローラー部 表面焼入焼戻し HRC60
せん断キー	SNCM439	980.0	浸炭窒化処理 HRC60
支圧板	SKS93	-	全体焼入焼戻し HRC60

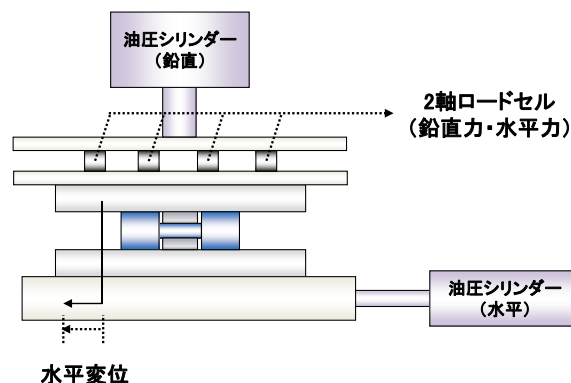


図-3 計測のイメージ図

(2) セットアップおよび計測

実験模型のセットアップを写真-1に、計測のイメージを図-3に示す。実験供試体に鉛直力と水平力を同時に載荷するため、二軸試験機を用いた。鉛直ジャッキの載荷能力は3000kN（圧縮）、水平ジャッキの載荷能力は300kNである。ここでは、載荷装置の安全余裕を考慮し、水平荷重60kN程度でローラーのくびれ部が破壊するように、くびれ部の直径を決定した。前述のようにローラーのくびれ部の直径は10mmとしたが、これは式(1a)と(1b)に示すようにローラー材の引張強度770N/mm²から予想される破断荷重60kNより求められたものである。

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{\pi D^2}{4} \quad (1a)$$

ここに、 A ：くびれ部の断面積
 P ：破断荷重
 σ ：引張強度
 D ：くびれ部の直径

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times \frac{60 \times 1000}{770}} \cong 10 \text{ (mm)} \quad (1b)$$

また、計測については、上支圧板の上部に2軸ロードセルを設置し、鉛直力と水平力を同時に測定した。ロードセルは4個を設置しており、これらの測定値を平均化した値をローラーに作用する荷重とした。水平変位の計測については、上支圧板と下支圧板の相対変位を測定することとした。

(3) 載荷方法

鉛直力は、ローラーの上面に等分布の荷重が作用するように上支圧板を介して一定の荷重を載荷することとした。また、ローラーに水平荷重を載荷中に一定鉛直力を維持するため、本実験では荷重制御により鉛直方向の載荷を行った。鉛直力は、実曲線橋において死荷重約5000kNの鉛直反力が生じる可動支承を参考とし、実支承

のローラーと模型ローラーの寸法比より、80kNと設定した。

一方、水平荷重の載荷方法については、ローラーのくびれ部が破壊するまで載荷することとしており、変位制御による漸増載荷とした。

(4) 実験ケース

本実験の実験ケースを図-4に示す。水平荷重の載荷方向の違いによるローラーの抵抗特性を把握するため、ここではローラーの軸と水平載荷方向のなす角度をパラメータとし、3つの実験ケースを設定した。ローラー軸と水平載荷方向が一致するケースを case1、ローラー軸と水平載荷方向のなす角度を30°と設定したケースを case2、ローラー軸と水平載荷方向のなす角度を60°と設定したケースを case3 とした。

また、本実験では、載荷装置の方向は固定とし、ケースごとに供試体の設置方向を変えて載荷を行った。計測装置のロードセルと変位系も方向を変えず、全ケース同じ方向で測定を行った。

(5) 実験結果

a) くびれ部の破断状況

各実験ケースにおいてローラーの破断状況を写真-2～写真-4に示す。全てのケースにおいてくびれ部の中央部で破壊していることが確認された。いずれのケースにおいても、左右の太径部がせん断キールと接触し、くびれ部が徐々に伸びながら引張破壊していることが伺える。

case1 では、ローラーの軸と水平荷重方向を合わせていることから、くびれ部が受ける荷重はほとんど引張力であると考えられ、一般の鋼材の引張試験と同様な破断状況が確認された。一方、case2 と case3 の破断状況をみると、これらのケースでは、水平荷重の漸増につれて左右の太径部とせん断キールが斜め方向に接触していき、くびれ部が斜め方向に引っ張られ、最終的にはローラー部の載荷直角方向への抵抗を伴いながら引張破壊したとみられる。こうした現象は、実験後の左右の太径部が実験前

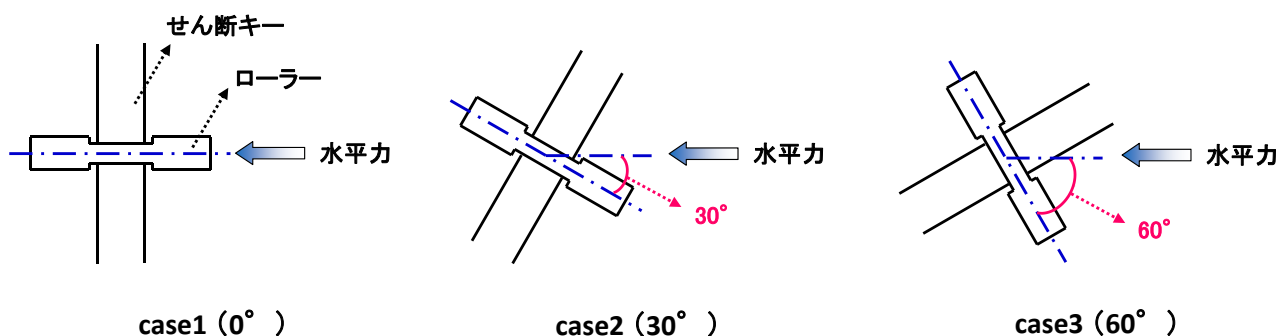


図-4 実験ケース

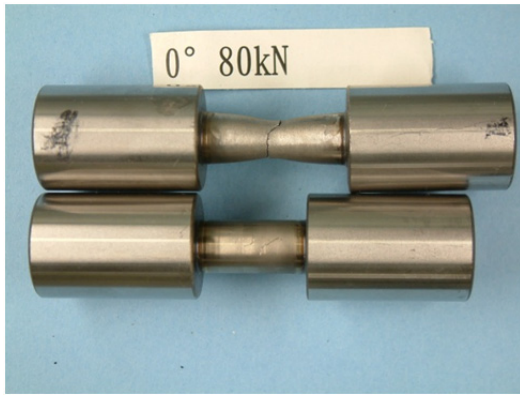


写真-2 ローラーの破断状況 (case1, 上面より撮影)

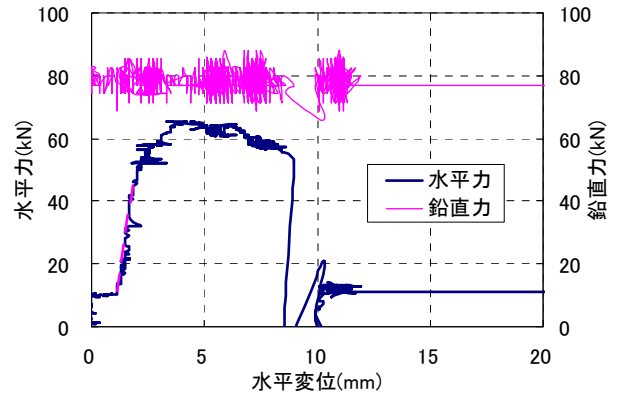


図-5 水平力と水平変位の関係 (case1)

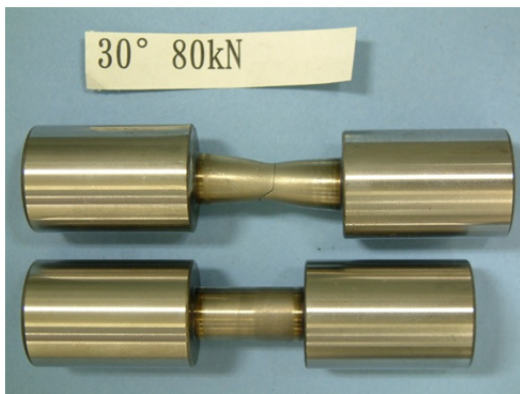


写真-3 ローラーの破断状況 (case2, 上面より撮影)

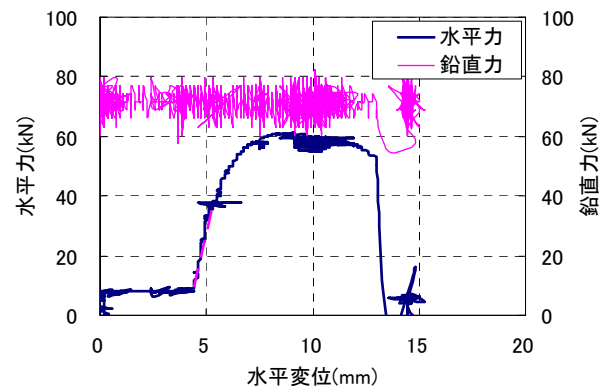


図-6 水平力と水平変位の関係 (case2)



写真-4 ローラーの破断状況 (case3, 上面より撮影)

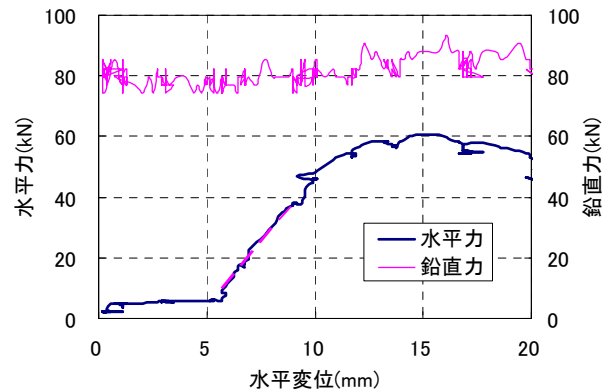


図-7 水平力と水平変位の関係 (case3)

と比べて载荷直角方向にずれていることから推定できる (写真-2～写真-4)。

b) 模型支承部の水平力と水平変位の関係

各実験ケースで得られた模型支承部の水平力と水平変位の関係を図-5～図-7 に示す。各図にはローラーに作用する鉛直力も併せて示している。まず case1 では、ローラーがせん断キーに接触するまでローラーが摩擦抵抗した後、水平方向へ移動していることが確認された。このときの水平移動量は約 0.92mm であり、せん断キーとロ

ーラー間の隙間 (1mm) 程度移動していることがわかる。また、摩擦力は約 10kN であり、鉛直荷重値より今回用いた鋼材の静止摩擦係数が 0.13 程度であることがわかる。ローラーとせん断キーが接触してからローラーのくびれ部が引張抵抗していき、くびれ部は約 63kN で降伏し、降伏後約 5.5mm 水平変位をして破断した。

一方、case2 と case3 では、ローラーの軸が水平载荷方向とずれていることから、ローラーとせん断キーが接触するまでの水平移動量が case1 より大きいことが確認さ

れた。これは、ローラーがせん断キーに接触するまで斜め方向に水平移動したことを示しており、case2 では水平方向へ約 4.4mm, case3 では水平方向へ約 6mm 移動してから、ローラーとせん断キーが接触している。降伏荷重は case2, case3 とともに 60kN 程度で現れており、降伏荷重については case1 とそれほど大きな差はないが、ローラーの載荷方向へ抵抗する特性はケースごとに大きく異なっていることがわかる。

載荷方向による模型ローラー支承部の水平方向の剛性変化について検討を行った。まず、図-5～図-7 に示す模型ローラー支承部の水平荷重と変位の関係より、各ケースにおいてローラーがせん断キーに接触してくびれ部が引張抵抗し始める点と剛性が変化し始める点を読み取り、この 2 点を結ぶ線の傾きを模型ローラー支承部の水平方向の剛性とした（各ケースの剛性を図-5～図-7 に補助線で示す）。ケースごとに剛性をまとめ、比較したものを図-8 に示す。case1 の剛性は 47,861kN/m, case2 の剛性は 29,235kN/m であり、case1 に比べ case2 の剛性が約 0.61 倍低下していることがわかる。case3 の剛性は 8,440kN/m とさらに小さく、case2 に比べ 0.29 倍（case1 に比べると 0.18 倍）剛性低下しており、水平載荷方向の違いにより模型ローラー支承の抵抗特性が大きく変化していることが確認された。こうした載荷方向によるローラー支承の抵抗特性の変化に着目し、曲線橋に用いるローラー支承の解析モデルを提案することとした。提案モデルの詳細については、3.(4)にて述べる。

3. 曲線橋の地震応答解析

(1) 概要

ここでは、2章にて紹介した水平載荷方向をパラメータとした模型ローラー支承の破壊実験の結果に基づいて、ローラー支承の解析モデルを提案し、その提案モデル（以下、「提案モデル」と称す）を用いて仮想の曲線橋を対象に地震応答解析を行った。現行の設計手法に用いられている解析モデル（以下、「現行モデル」と称す）を用いた地震応答解析の結果と比較し、可動支承部のモデル化が曲線橋における橋脚や上部構造の動的応答にどのような影響を及ぼすかについて検討を行った。

(2) 解析対象橋梁

本解析で対象とした曲線橋は、図-9に示すように全長 160m を有する 4 径間連続鋼箱桁橋とした。上部構造は 2 室鋼箱桁と RC 床版を有するものとし、橋脚は矩形断面を有する RC 橋脚とした。支承は鋼製支承とし、1 支承線上に 2 個の支承を有するものとした。支承部の支持条件としては P4 橋脚上支点のみ固定とし、支持方向は各支点の上

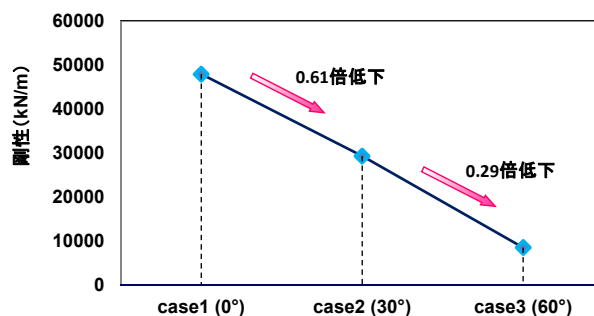


図-8 模型ローラー支承部の水平方向の剛性変化

部構造の接線方向と法線方向とした。

また、2章の実験結果を本解析モデルに反映させるため、実験でパラメータとしたローラーの軸方向と解析対象橋梁の支承部の支持方向を合わせるよう橋脚の位置を決定した。すなわち、入力地震動を X 軸と Z 軸に加震することを想定し、P1 橋脚と P5 橋脚の支承部の接線方向が全体座標軸（X 軸）に対して 60°、P2 橋脚と P4 橋脚の支承部の接線方向が全体座標軸（X 軸）に対して 30° になるように設定した。P3 橋脚では、支承部の接線方向と全体座標軸（X 軸）のなす角度は 0° なる。これより対象曲線橋の交角は 120° になり、橋長と交角の関係から曲率半径は 76.4m となり、比較的曲率半径が短い曲線橋である。

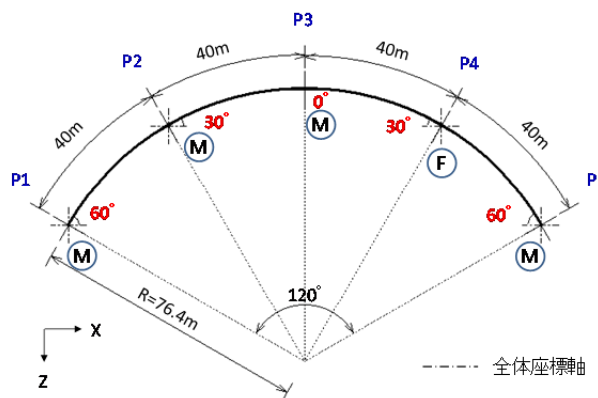


図-9 対象曲線橋の平面図

(3) 解析モデル

本解析で用いた解析モデルを図-10に示す。上部構造および橋脚は梁要素で、支承はバネ要素を用いてモデル化を行った。上部構造は閉断面として挙動を行うものとし、1本の梁要素でモデル化することとした。上部構造の諸元は、表-2のように仮定した。

支承部は上部構造の接線方向から法線方向に張り出した剛梁に取り付け、支承バネの下端を橋脚の張り出し部の剛梁に連結する構造とした。橋脚の断面の主軸は、接線方向と法線方向を向くものとした。また、本研究では支承部のモデル化が橋脚や上部構造の動的応答に及ぼす影響を確認することを目的としており、RC 橋脚を含む全

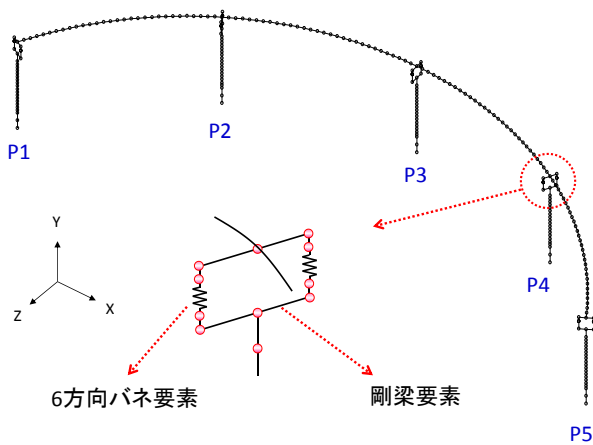


図-10 解析モデル

表-2 上部構造の諸元

断面積 (m ²)		0.124
断面2次 モーメント (m ⁴)	法線軸回り	0.100
	鉛直軸回り	0.209
ねじり剛性 (m ⁴)		0.203

ての部材に対して材料非線形特性は考慮していない。なお、橋脚基部は全て固定とし、地盤バネは考慮していない。

(4) 支承部の検討モデル

支承部の検討モデルは、現行モデルと提案モデルの2つとした。各検討モデルにおける支承部のモデル化について以下に述べる。

a) 現行モデル

現行モデルでは、図-11に示すように各支点において上部構造の接線方向と法線方向に合わせてバネ要素を設け、それぞれのバネ要素に対して表-3に示すようなバネ定数を与えることとした。可動支承の接線方向に対しては $1.0 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 、固定支承 (P4橋脚) の接線方向に対しては $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ のバネ定数とし、法線方向および鉛直方向に対しては、全ての支承で $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ のバネ定数とした。なお、回転剛性に関しては、法線軸回りのみ自由とし、その他は固定とした。

b) 提案モデル

提案モデルでは、図-12に示すように全ての支承部に対し、入力地震動の加震方向としているX軸とZ軸に合わせてバネ要素を設けた。各支承部のバネ定数の算定にあたっては、支承部の支持方向と入力地震動の加震方向が一致するP3橋脚支承部のバネ定数を基準とし、図-8に示す模型ローラー支承部が载荷方向へ抵抗する剛性変化率を用いてP1橋脚、P2橋脚、P5橋脚支承部の水平バネ定数を求めた。すなわち、P1橋脚とP5橋脚の支承部では、ローラーの軸方向がX軸と 30° 傾いていることからX軸方向

バネ定数にはcase1に対するcase2の剛性低下率0.61を、ローラーの軸方向がZ軸と 60° 傾いていることからZ軸方向バネ定数にはcase1に対するcase3の剛性低下率0.18を適用した。P2橋脚支承部に対しても同様の考え方でバネ定数を求めた。なお、可動支承の接線方向と法線方向以外の方向では現行モデルと同様な挙動をすると仮定し、P4橋脚の固定支承部および全支承部の回転方向に対しては現行モデルと同じバネ定数を用いた。以上より求めた提案モデルのバネ定数を表-4に示す。

(5) 解析条件

本解析では、直接積分法 (Newmark β 法, $\beta=0.25$) により時刻歴応答解析を行うものとし、積分時間間隔は0.01秒とした。減衰はRayleigh減衰を用いて評価することとした。入力地震動は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編 (平成24年3月)⁴⁾の標準波形タイプII-II-1を用いた。加震方向は、P1とP5を結ぶ方向をX軸、それに対する法線方向をZ軸とし、それぞれの方向に対して単独加震を行った。

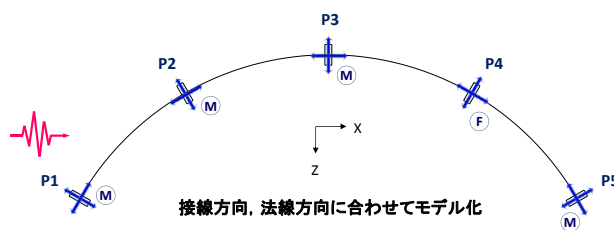


図-11 現行モデルのモデル化

表-3 現行モデルのバネ定数

(単位: kN/m)					
接線方向	法線方向	鉛直方向	接線軸回り	法線軸回り	鉛直軸回り
1.0×10^5 *	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^5	1.0×10^6

(※P4固定支承は 1.0×10^6 である)

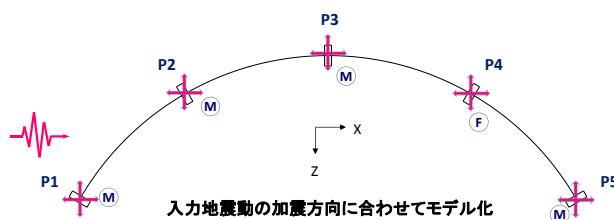


図-12 提案モデルのモデル化

表-4 提案モデルのバネ定数

(単位: kN/m)						
	X軸方向	Z軸方向	鉛直方向	X軸回り	Z軸回り	鉛直軸回り
P1	6.1×10^5	1.8×10^5	1.0×10^6	1.0×10^6	1.0×10^5	1.0×10^6
P2	1.8×10^5	6.1×10^5				
P3	1.0×10^5	1.0×10^6				
P4	1.0×10^6	1.0×10^6				
P5	6.1×10^5	1.8×10^5				

表-5 固有値解析の結果

(a) 現行モデル

モード	振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	1.081	0.925	0.387	0.000	0.014
2	2.272	0.440	0.011	0.000	0.630
3	2.385	0.419	0.003	0.000	0.007
4	2.593	0.386	0.198	0.000	0.001
5	2.776	0.360	0.000	0.062	0.000
6	2.968	0.337	0.002	0.004	0.001
7	3.415	0.293	0.020	0.000	0.000
8	3.743	0.267	0.000	0.000	0.000
9	4.785	0.209	0.000	0.351	0.000
10	5.543	0.180	0.000	0.001	0.001

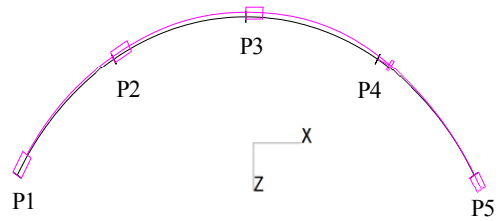
(b) 提案モデル

モード	振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	2.088	0.479	0.614	0.000	0.000
2	2.389	0.419	0.001	0.000	0.000
3	2.633	0.380	0.000	0.004	0.673
4	2.765	0.362	0.025	0.000	0.001
5	2.781	0.360	0.000	0.058	0.017
6	3.018	0.331	0.000	0.005	0.023
7	3.429	0.292	0.024	0.000	0.000
8	3.748	0.267	0.000	0.000	0.000
9	4.786	0.209	0.000	0.351	0.000
10	5.518	0.181	0.000	0.001	0.002

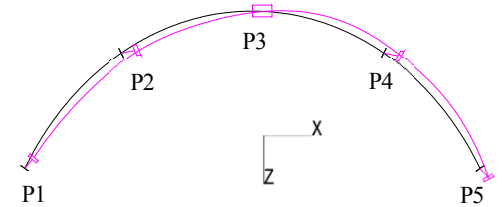
(6) 固有値解析の結果

表-5 は、現行モデルと提案モデルに対して固有値解析を行い、1 次から 10 次までの結果を示したものである。1 次モードでは両モデルともに X 軸方向に卓越しているが、現行モデルの固有周期は 0.925 秒であるのに対し、提案モデルの固有周期は 0.479 秒であり、提案モデルの固有周期が 0.446 秒短くなっていることがわかる。これは、可動支承部の接線方向に対してほとんど剛性を与えていない現行モデルに比べ、全可動支承部に対して X 軸方向に剛性を与えている提案モデルの方が橋梁全体系の剛性が高く評価されたことが原因として考えられる。2 次モード以降においても X 軸および Z 軸方向へ卓越するモードで提案モデルの固有周期が短く現れているが、1 次モードほど大きな差はみられていない。

図-13 は、両モデルの X 軸方向に卓越する 1 次モードを示したものである。現行モデルでは上部構造が接線方向に変形するモードとなっているが、提案モデルでは P1 橋脚、P2 橋脚、P5 橋脚の変形を伴う上部構造が X 軸方向に変形するモードとなっていることがわかる。また、Z 軸方向に卓越する 1 次モードを図-14 に示す。両モデルとも上部構造が Z 軸方向に変形しているが、P1 橋脚と P5 橋脚に着目すると、現行モデルでは上部構造のみが接線方向変形しているのに対し、提案モデルでは橋脚の変形を伴って上部構造が変形していることがわかる。このように支承部のモデル化によって曲線橋モデルの固有変形モードが変わることが確認された。こうした両モデルの振動特性の違いは、地震応答解析による応答に影響を及ぼすものと予想される。

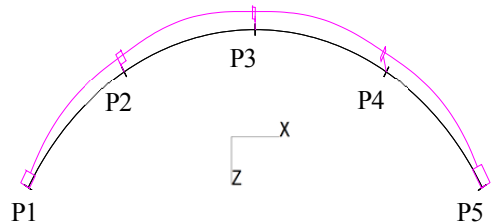


(a) 現行モデル

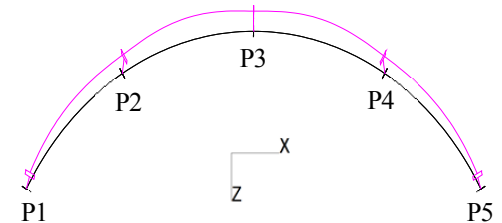


(b) 提案モデル

図-13 X軸方向に卓越する1次モード



(a) 現行モデル



(b) 提案モデル

図-14 Z軸方向に卓越する1次モード

(7) 地震応答解析の結果（橋脚基部の最大せん断力・曲げモーメントの比較）

現行モデルと提案モデルに対してそれぞれ地震応答解析を行い、両モデルの橋脚基部に生じる最大せん断力と最大曲げモーメントを比較した。X軸方向加震とZ軸方向加震の結果を以下にそれぞれまとめる。

a) X軸方向加震の結果

X軸方向加震時において橋脚基部に生じる最大せん断力と最大曲げモーメントを図-15に示す。接線方向の応答では、P1橋脚、P2橋脚、P5橋脚において現行モデルより提案モデルの最大せん断力と最大曲げモーメントが大きく現れており、その差はせん断力で最大2,588kN、曲げモーメントで最大33,687kNmである。これは、図-16に示す

ように現行モデルでは接線方向に対し可動の条件となっているため接線方向への慣性力が橋脚に伝達されないが、提案モデルではX軸方向とZ軸方向に支承部の剛性を与えているため橋脚にせん断力と付加曲げモーメントが生じたものと考えられる。P3橋脚では、支承部に対して両モデルとも同一条件で設定していることから、応答差はほとんど生じていない。一方、P4橋脚においては、最大せん断力が現行モデルで8,628kN、提案モデルで3,179kN、最大曲げモーメントが現行モデルで107,917kNm、提案モデルで37,647kNmとなっており、提案モデルより現行モデルの応答が大きくなる結果となった。これは、現行モデルではP4橋脚のみ固定支承としていることから、上部構造の慣性力がP4橋脚に集中したためと考えられる。

一方、法線方向の最大せん断力と最大曲げモーメントでは、全ての橋脚において提案モデルより現行モデルの応答が大きくなる結果となった。現行モデルの場合、P4橋脚の支承部以外は可動支承としているため、全支承部のX軸方向に剛性を与えている提案モデルに比べ、X軸方向加震時の上部構造が平面上変形しやすくなっていることが一つの原因として考えられる。また、現行モデルで設定している支承部の法線方向が加震方向に近いこともあり、X軸方向加震時の上部構造の揺れを支承部の法線方向成分が負担することも一因であると考えられる。

b) Z軸方向加震の結果

Z軸方向加震時において橋脚基部に生じる最大せん断力と最大曲げモーメントを図-17に示す。Z軸方向加震時においてもX軸方向加震時と同じく、接線方向の応答ではP1橋脚、P2橋脚、P5橋脚において現行モデルより提案モデルの最大せん断力と最大曲げモーメントが大きくなる結果が得られた。これは、前述したように、提案モデルではX軸方向とZ軸方向に支承部の剛性を与えたことにより橋脚にせん断力と付加曲げモーメントが生じたものと考えられる。また、P4橋脚では、X軸方向加震時と同様、現行モデルの応答値が提案モデルに比べせん断力、曲げモーメントともに大きくなっている。P3橋脚の支承部では両モデルともX軸方向とZ軸方向にバネ要素を設けているため、Z軸方向加震時では接線方向の応答が得られていない。

また、法線方向の応答においてもX軸方向加震時と同様に、全ての橋脚において提案モデルより現行モデルの応答が大きくなる結果となった。P3橋脚は、提案モデルの場合、X軸方向加震では法線方向への応答はほとんど生じていなかったが、Z軸方向加震では加震方向と支承部の支持方向が一致しているため応答が生じている。

以上のように、可動支承を有する橋脚の斜め方向に地震力が作用した場合、接線方向の橋脚基部断面力は、入力地震動の加震方向と関係なく、提案モデルの応答値が大きくなることが確認された。これは、可動支承の場合、

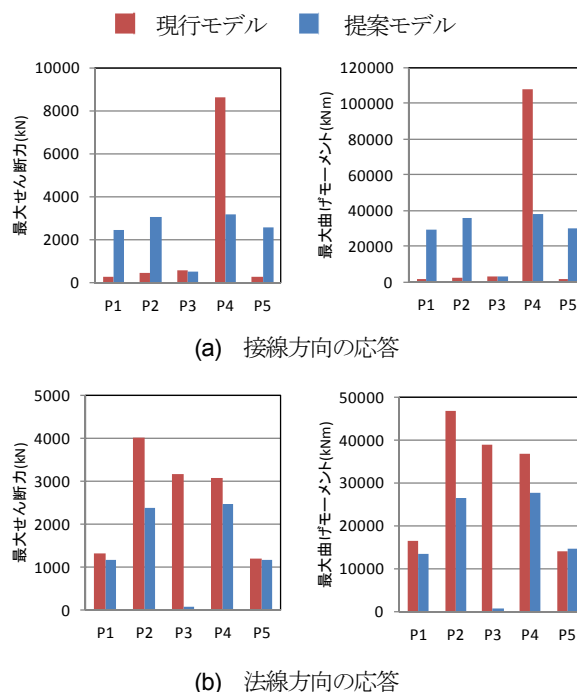


図-15 橋脚基部の最大断面力 (X 軸方向加震)

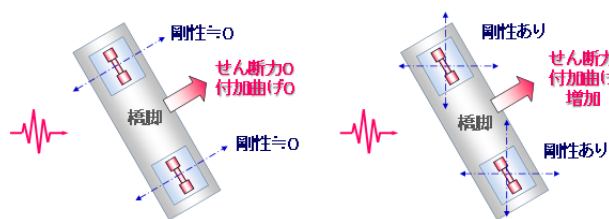


図-16 橋脚の接線方向への応答発生イメージ

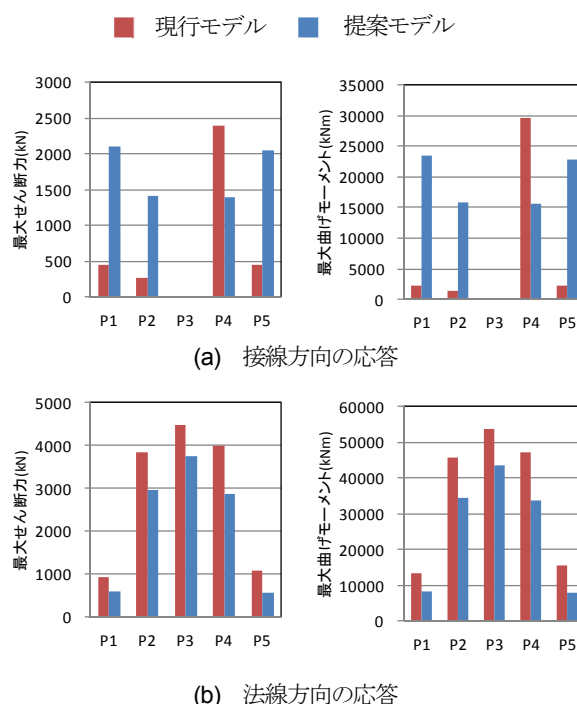


図-17 橋脚基部の最大断面力 (Z 軸方向加震)

その可動方向に対しては、橋脚に地震時慣性力を伝達しないと考えられていたこれまでの考え方とは異なり、可動支承を有する橋脚に対して斜め方向に地震力が加わると、その可動方向に対して橋脚の付加断面力が生じる可能性があることを意味する。一方、法線方向応答では、現行モデルの応答値が大きく評価されており、現行モデルを用いると実際に生じる応答より過大評価する可能性がある。

(8) 地震応答解析の結果（上部構造の応答比較）

ここでは、現行モデルと提案モデルを用いた地震応答解析により得られた上部構造の最大変位と最大曲げモーメントをまとめ、両モデルでの最大応答を比較した。それぞれの応答について以下に考察する。

a) 上部構造の変位について

図-18は、現行モデルと提案モデルにおける上部構造のX軸方向加震時のX軸方向変位とZ軸方向加震時のZ軸方向変位を最大値でプロットしたものである。X軸方向加震時のX軸方向変位では、全長にわたって現行モデルの応答値が提案モデルより大きくなっていることがわかる。これは、現行モデルでは、P1橋脚、P2橋脚、P3橋脚、P5橋脚の支承部に対して接線方向に可動条件を与えていることにより、提案モデルに比べ上部構造の水平変形に対する拘束度が低く、全体的に上部構造が変位しやすくなったためと考えられる。また、最大変位は、両モデルともにP3橋脚付近で生じているが、現行モデルが提案モデルより25cmほど大きく評価している。

Z軸方向加震時のZ軸方向変位においても現行モデルの応答値が提案モデルに比べ大きくなっており、X軸、Z軸ともに現行モデルの方で上部構造が変位しやすことが確認された。また、現行モデルでは側径間において最大変位が生じているが、提案モデルでは中央径間において最大変位が生じていることがわかる。すなわち、提案モデルでは、全支承部においてZ軸方向に剛性を与えていることから慣性質量が大きい中央径間が変形しやすくなり、直線橋のような挙動を行っているが、現行モデルでは、側径間に行くにつれて支承部の可動方向がZ軸方向に近づくため、側径間が変形しやすくなっている。このように支承部の支持方向の設定により、上部構造の変位特性も変化することが確認された。

b) 上部構造の鉛直軸回りの曲げモーメントについて

本解析では水平方向のみ加震しており、法線軸回りのモーメントの差は小さかったため、ここでは鉛直軸回りのモーメントについてのみ考察する。図-19は、X軸方向加震時とZ軸方向加震時において上部構造に生じる鉛直軸回りのモーメントを最大値として示したものである。X軸方向加震時の応答においては、変位応答と同様に全長にわたって現行モデルの応答値が提案モデル

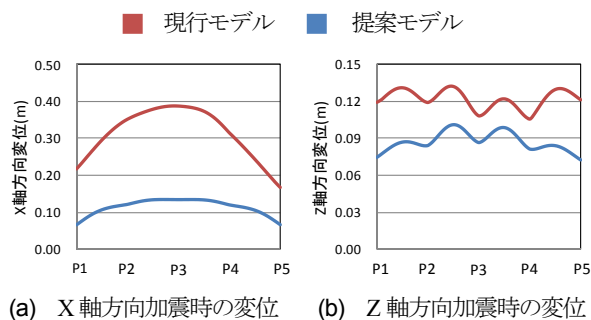


図-18 上部構造の変位

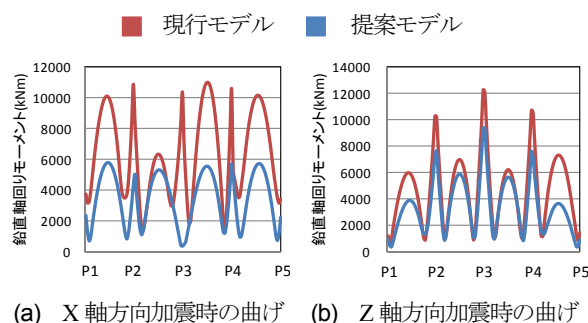


図-19 上部構造の鉛直軸回り曲げモーメント

より大きくなっていることがわかる。提案モデルでの最大値は5.78MNm、現行モデルでの最大値は10.98MNmであり、現行モデルの応答値が提案モデルより2倍近く大きくなっている。これは、前節に述べたように、現行モデルではP4橋脚支承部以外は可動支承部としているため、提案モデルに比べX軸方向加震時の上部構造が平面上変形しやすくなっているためである。また、X軸方向加震時の応答ほどではないが、Z軸方向加震時の応答においても提案モデルより現行モデルの応答値が大きく評価され、最大値の比較では現行モデルの方が約1.3倍大きくなる結果となった。

以上のように、上部構造の応答においては、最大変位、最大曲げモーメントともに提案モデルより現行モデルの応答が大きくなった。現行モデルでは、可動方向に対して支承部が抵抗しないため、上部構造が全体的に変形しやすくなり、上部構造の応答を過大評価する可能性がある。

5. まとめ

本研究では、模型ローラー支承を用いて載荷方向をパラメータとした破壊実験とその実験結果に基づいて提案したローラー支承の解析モデルを用いて仮想の曲線橋を対象に地震応答解析を実施し、鋼製支承を有する曲線橋の地震時挙動について検討を行った。本研究により得ら

れた知見を以下にまとめる。

(1) 模型ローラー支承の破壊実験

ローラーの破壊形状については、ローラーの軸と載荷方向が一致するケースでは、一般の鋼材の引張試験と同様な破断状況が確認されたが、ローラーの軸と載荷方向が 30° 、 60° ずれているケースでは、水平荷重の漸増につれて左右の太径部とせん断キーが斜め方向に接触していき、くびれ部が斜め方向に引っ張られ、最終的にはローラー部の載荷直角方向への抵抗を伴いながら破壊に至る結果となった。水平載荷方向の違いによりローラーの水平方向への抵抗特徴や破壊形状が異なることが明らかとなった。

(2) 曲線橋の地震応答解析

可動支承を有する橋脚の斜め方向に地震力が作用した場合、接線方向の橋脚基部断面力は、現行の設計に用いられている支承モデルを導入した解析結果より、本実験に基づいて提案した支承モデルの方で応答が大きく現れる結果となった。したがって、可動支承の場合、その可動方向に対しては、橋脚に地震時慣性力を伝達しないと考えられていたこれまでの考え方とは異なり、斜め方向に地震力が加わると、その可動方向に対して橋脚の付加断面力が生じる可能性がある。

上部構造の応答に関しては、現行の支承モデルを用いた場合、可動支承部の可動方向に対して剛性をほとんど与えていないため、上部構造が平面上変形しやすくなり、最大変位、最大曲げモーメントともに提案モデルより応答値が大きくなる結果となった。したがって、曲線橋モデルで現行の支承モデルを用いると、上部構造に関しては地震時応答を過大に評価することも考えられる。

(3) おわりに

以上より、現行の支承モデルを用いた結果と本実験に基づいて提案した支承モデルを用いた結果では大きな応答差があることが確認された。地震時挙動が複雑といわ

れている曲線橋に対して地震応答解析を行う際には、橋の各部材が実挙動に近い結果に得られるよう、適切にモデル化を行わなければならない。曲線橋において解析による応答予測精度を上げるためには、任意の載荷方向に対する橋の構成部材の挙動を実験や解析により明らかにすることが重要であり、今後も引き続きこうした検討を行っていきたい。

謝辞：本研究は、福岡北九州高速道路公社との共同研究として行ったものである。研究の遂行にあたり、同公社の多大な協力をいただきました。ここに、関係各位に深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995
- 2) 大塚久哲，山平喜一郎，増田耕一，栗木茂幸：兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察，鋼構造論文集，第7巻，第28号，2000.
- 3) 阿部雅人，吉田純司，藤野陽三，森重行雄，鶴野禎史，宇佐美哲：金属支承の水平終局挙動，土木学会論文集 No.773，pp.63-78，2004.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 6) 大塚久哲，崔準祐：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，2007.
- 7) 谷中聡久，中村求，江川典聰：鋼製支承の強度に関する解析および実験，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，1996.
- 8) 川神雅秀，崎山毅：曲線桁橋における水平地震入射角と支承部の動的応答特性，構造工学論文集，Vol.40A，1994年3月

(2012. 9. 21受付)

EVALUATION SEISMIC RESPONSE OF A CURVED BRIDGE BASED ON ROLLER BEARING SUPPORT FAILURE TESTS AND DYNAMIC ANALYSES

Joon-Ho CHOI, Yuji TOKUNAGA, Hisanori OTSUKA and Yuichiro KOMINAMI

The objective of this study is to identify the effect of horizontal loading direction on lateral deformation and stiffness of roller bearing support and to investigate the seismic behavior of curved bridge with roller bearing support. The stiffnesses of roller bearing supports under the roads in 3 directions were determined based on failure tests, and the dynamic analyses of curved bridge models were conducted using the stiffnesses of roller bearing supports determined experimentally. The seismic responses of piers and superstructure obtained from dynamic analyses using the bearing model based on experiments compared with those obtained from dynamic analyses using the model using the current bearing model.