

FEM解析による水平力の方向変化に伴う ローラー支承の水平剛性変化率の算定と 実曲線橋の動的解析への適用

崔 準祐¹・徳永 裕二²

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

筆者らは、過去に模型ローラー支承を用いて水平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てきた。しかし、提案した解析モデルは実験ケースに基づいて提案されたものであり、あらゆる角度で設置されているローラー支承に対しては適用ができない。そこで、本研究では、曲線橋におけるローラー支承の新たな解析モデルを提案することを目的とし、3次元FEM解析により水平力の方向変化に伴うローラー支承の水平剛性変化率について検討を行った。過去に実施した実験の再現性を確認した上、水平力の方向をパラメータとした解析を実施し、ローラー支承の水平剛性変化率を求めた。このローラー支承の剛性低下率を実曲線橋の動的解析に適用し、一般に用いられている解析モデルとの応答比較を行った。

Key Words : curved bridge, roller bearing support, horizontal stiffness, FEM analysis, dynamic analysis

1. はじめに

鋼製支承を有する曲線橋の場合、支承の支持方向は図-1に示すように上部構造の接線方向と法線方向に合わせるのが一般的である。この場合、上部構造の地震時慣性力は各支承の接線方向と法線方向に分解されるが、解析では通常可動支承に対して可動方向に剛性を与えないモデル化を行っているため、上部構造の地震時慣性力が可動方向に作用しても、その方向に生じる地震時慣性力は橋脚に伝達されないことになる。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については、これまで実験による検討事例が無く、不明なところが多い。

こうした支承の水平方向のモデル化に関して、大中ら¹は任意方向の水平力に対して対応可能なマルチスプリングモデルを用いて、曲線橋の耐震性の検討を行っているが、この検討では免震支承を対象と

しており可動支承に関しては検討されていない。また、鋼製支承を有する曲線高架橋において、近年発生した地震によりローラー支承が破壊した被害事例もあり²、曲線橋における可動支承の地震時挙動および設計手法については明らかにされているとはいえない。

このような問題を受け、筆者らは過去に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を実施し、その結果に基づいてローラー支承の新たな解析モデルを提案し、現行の設計に用いられている解析モデルとの地震時応答について比較検討を行ってきた³。この検討では、可動支承部のモデル化の違いにより曲線橋の地震時応答が大きく変化することが確認されたが、対象橋梁として実験結果から求められたローラー支承モデルが適用できるよう支承の支持方向を設定した仮想の曲線橋を用いているため、ローラー支承が任意の方向に設置されている実曲線橋に対しては既往の研究で提案した解析モデルを適用することは不可能である。

そこで、本研究では、曲線橋の地震応答解析において任意方向からの地震力に対して対応可能な可動支承の解析モデルを提案することを目的とし、水平力の方向変化に伴うローラー支承の水平剛性変化率を3次元FEM解析により算定することとした。まず、過去に実施した模型ローラー支承の破壊実験に対して3次元FEM解析により支承の挙動特性の再現性を

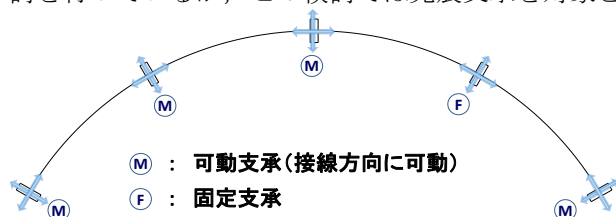


図-1 曲線橋における鋼製支承の設置方向

確認した上、あらゆる角度からの水平力に対して解析を実施し、角度の変化に伴うローラー支承の剛性変化率を算定した。こうして求められたローラー支承の剛性変化率を実曲線橋の動的解析に適用し、現行の設計で一般に用いられている解析モデルと地震時応答の比較を行った。

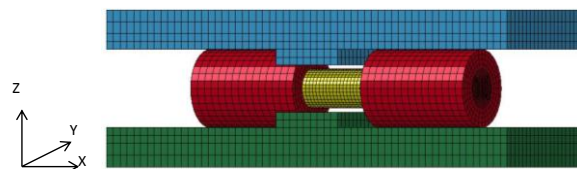


図-2 模型ローラー支承の解析モデル図

2. 3次元FEM解析による模型ローラー支承の破壊実験の再現性

(1) 概要

曲線橋の可動支承が水平斜め方向の地震力を受けたときの該当支承の挙動を明らかにするため、筆者らは過去に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を実施している³⁾。その検討では、ローラーの軸と水平力の載荷方向のなす角度を 0° 、 30° 、 60° として載荷実験を行い、角度ごとにローラー支承の水平剛性を求めている。ここでは、これらの実験に対して3次元FEM解析により再現性を確認することとした。

(2) 解析モデル

模型ローラー支承の破壊実験に用いられた供試体の解析モデルおよび材料の諸元をそれぞれ図-2、表-1に示す。供試体は、上支圧板、せん断キー、ローラー、下支圧板により構成されており、解析ではこれらの部材に対し全て6面体ソリッド要素によりモデル化を行った。上支圧板と下支圧板は水平載荷により変形させない部材としているため剛体でモデル化しており、せん断キーについては上下支圧板の一部としてモデル化を行った。ローラーに関しては、太径部、細径部ともに弾塑性体でモデル化を行った。ローラー部のヤング率に関しては、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編⁴⁾に記されている鋼材のヤング率 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ を用いた。

拘束条件については、表-2に示すようにローラー部は全方向自由、上支圧板は鉛直方向(Z軸)のみ自由、下支圧板は水平力の載荷方向(X軸)のみ自由とし、その他は全て固定とした。

(3) 載荷方法および解析条件

本解析における載荷方法は、始めに上支圧板に対して鉛直力を与え、その後下支圧板に強制変位を与えるものとし、上下支圧板のせん断キーとローラーの太径部が接触し、ローラー細径部が引張荷重を受

表-1 解析モデルの諸元

	ローラー	上下支圧板
材料モデル	弾塑性体	剛体
質量密度(g/cm^3)	7.83	456
ヤング率(N/mm^2)	2.0×10^5	2.0×10^5
ポアソン比	0.3	0.3
σ_y (N/mm^2)	703	
降伏条件	Von Mises	
ひずみ硬化	等方硬化則	

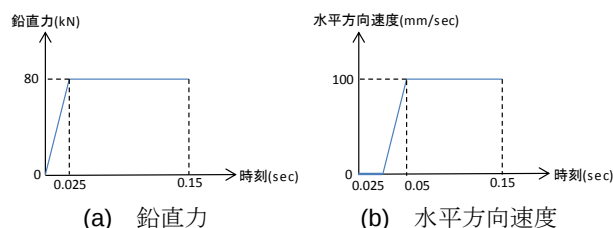


図-3 荷重および速度の時刻歴図

表-2 解析モデルの拘束条件

	X	Y	Z	RX	RY	RZ
上支圧板	fix	fix	free	fix	fix	fix
ローラー	free	free	free	free	free	free
下支圧板	free	fix	fix	fix	fix	fix

けるようにした。図-3に上支圧板に与えた鉛直力と下支圧板に与えた水平方向速度の時刻歴を示す。

本解析では、解析ソフトとして時間積分に中心差分法を使用している陽解法プログラムLS-DYNAを用いた。

(4) 解析による実験の再現性

a) 模型ローラー支承の水平剛性および角度の変化に伴う模型ローラー支承の水平剛性の変化率について

図-4は、ローラーの軸と水平力のなす角度が 0° 、 30° 、 60° における実験と解析により得られた模型ローラー支承の水平力と水平変位の関係を表したものである。

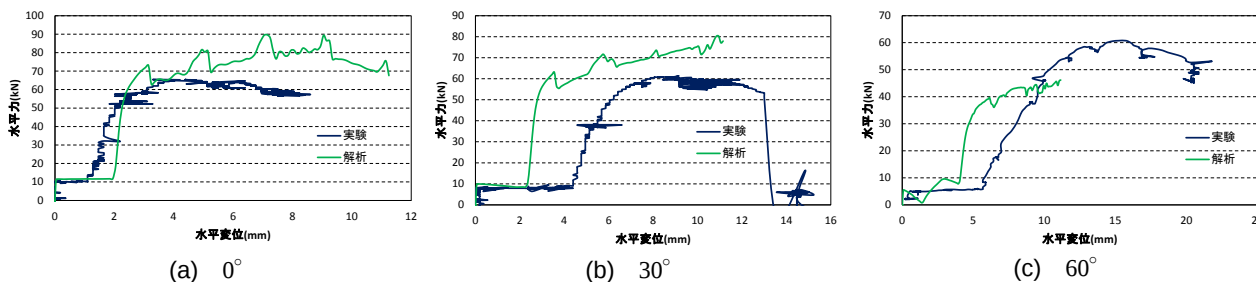


図-4 実験結果と解析結果の比較

摩擦力10kNを示している点からローラー太径部がせん断キールと衝突し、抵抗を示し始める点までの水平変位に関して、0°では、実験結果と解析結果の差は0.7mm程度であり、実験をおおむね再現できたと考えられる。一方、30°と60°の場合、実験結果と解析結果の差はそれぞれ1.9mm、1.7mmとなっており、実験の再現精度は低い結果となった。これは、解析では上支圧板を水平方向に対して完全固定としているが、実験では上支圧板が完全に固定されておらず、上支圧板が水平移動していたためと考えられる。

摩擦力に関しては、実験では0°、30°、60°の3つのケースとも10kNを示しているが、解析では角度が大きくなるにつれて、摩擦力が低下していることがわかる。摩擦力はローラー部と上下支圧板の接触により評価されるが、ローラー部の境界条件は全回転方向に対し自由としていることから、ローラー部自体に回転が生じ、支圧板との接触に変化が生じたためと考えられる。

次に、角度の変化に伴う模型ローラー支承の初期剛性の変化率について、実験結果と比較を行うこととした。その結果を図-5に示す。初期剛性の値は、P- δ 関係のグラフにおいて、せん断キールとローラーの太径部が衝突する点から勾配が変化していない区間より算出した。0°から30°について、実験では0.61倍に低下しており、解析では0.70倍に低下している。30°から60°に関しては、実験で0.29倍、解析で0.39倍に低下していることがわかった。これより、初期剛性の変化率に関しては、実験と解析で近似した値が得られており、FEM解析に用いた模型ローラー支承のモデル化は妥当であると考えられる。

b) ローラーの破壊形状について

初期剛性の変化率に加え、ローラーの変形形状についても実験結果と比較を行った。実験終了時と解析より得られたローラーの形状について比較したものを図-6に示す。これより、角度が大きくなるにしたがい、ローラーは斜め方向に引っ張られていくことがうかがえる。また、ローラーの細径部におけるくびれに関しても、実験結果を再現することができた。

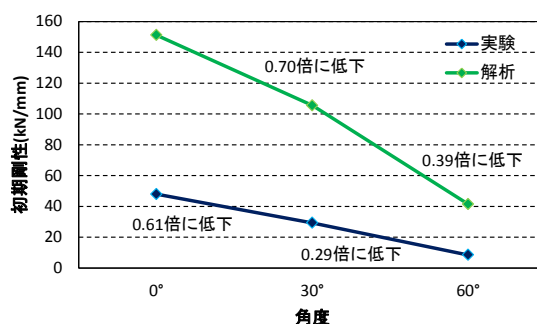


図-5 初期剛性値の変化率の比較

3. 水平力の载荷方向変化に伴うローラー支承の剛性変化率の算定

(1) 概要

2.章では、3次元FEM解析により、模型ローラー支承の実験により得られたローラー支承の水平剛性や水平力の角度の変化に伴う水平剛性の変化率を再現することが可能であることを確認した。ここでは、その解析モデルを用いて、実験を実施していない角度に対して3次元FEM解析を実施することとし、角度をパラメータとしてローラー支承の水平剛性および水平剛性の変化率について検討を行った。水平力の载荷方向の角度は5°刻みとした。

(2) 水平力の载荷方向をパラメータとした解析結果

a) 模型ローラー支承の水平剛性について

図-7は、解析により得られた模型ローラー支承の水平力と水平変位の関係を角度ごとに示したものである。なお、载荷方向の角度が85°と90°の場合は、角度が大きいためローラー太径部と上下支圧板におけるせん断キールとの衝突が生じず、ローラーの細径部の初期剛性を得ることができなかったため、これらの载荷方向に関しては結果を載せていない。

図-7より、角度が大きくなるにつれて、ローラー支承の水平剛性が低下していることがわかる。また、摩擦力10kNを示している点からローラー太径部がせん断キールと衝突し、抵抗を示し始める点までの水平

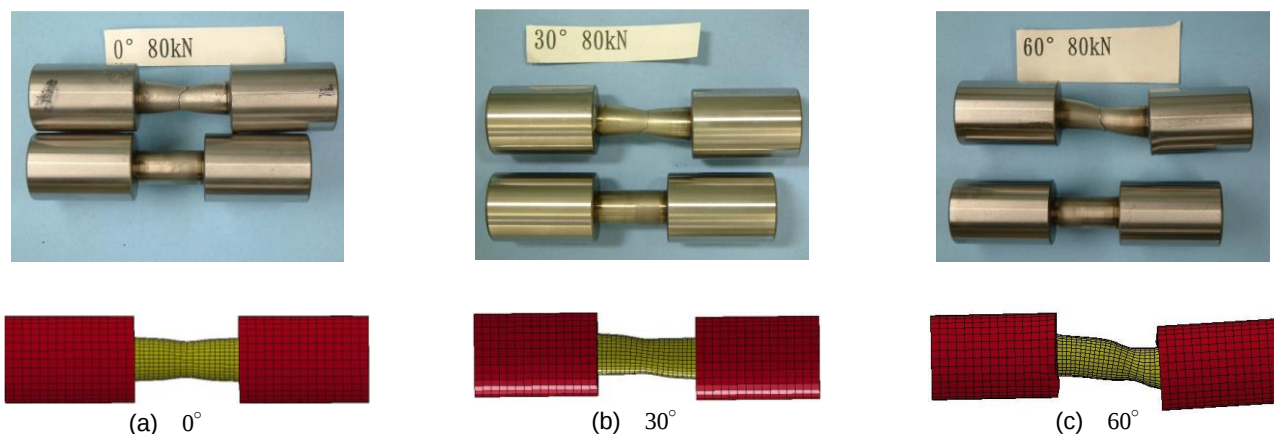


図-6 ローラーの変形形状の比較

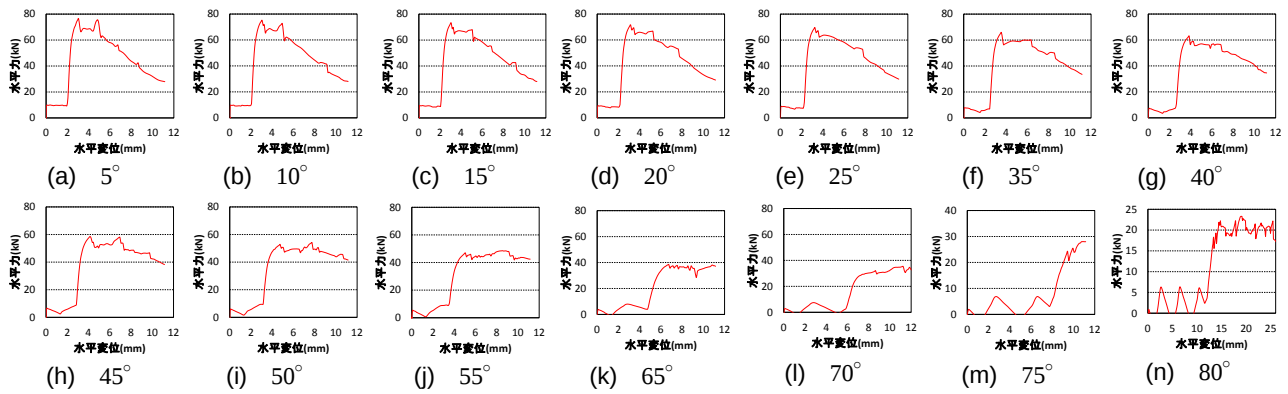


図-7 角度をパラメータとした解析における模型ローラー支承の水平力と水平変位の関係

変位に関しては、角度が大きくなるにつれて、大きく現れていることがわかる。これは、角度が 0° の場合、上下支圧板のせん断キールとローラー太径部の隙間を 1mm としているが、角度が増加することで、ローラーが斜め方向に滑り、ローラー太径部とせん断キールが衝突するまでの距離が大きくなるためであると考えられる。

また、支圧板とローラー太径部の接触部に生じる摩擦力に関しては、 50° 付近から摩擦力 10kN が一定に現れず、起伏が生じていることがわかる。これは、ローラー部を全回転自由としていることから、角度が大きくなるにつれて、ローラー部自体に回転が生じ、上下支圧板とローラー太径部の接触条件に変化が生じたためと考えられる。

b) 角度の変化に伴う初期剛性の変化率について

角度の変化に伴う初期剛性の変化率をについて、 0° を基準値とし、プロットしたものを図-8に示す。これより、 5° の変化率から 15° までの変化率をみるとおよそ1割ずつ低下しているが、 20° から変化率が上昇していることがわかる。一方で、 45° の変化率から 55° の変化率にかけては、変化率が低下していることがわかる。よって、角度の変化に伴う初期剛性の変化率は一定の割合で低下するものではないことがわかった。そこで、図-8に示す初期剛性値の変化率において最小二乗法を用いて近似式を求め、あらゆる角度に対して適用可能な剛性変化率の式を提案することとした。

ここでは、1次近似、2次近似、3次近似の結果をそれぞれ図-9に示す。各結果を比較すると、次数が大きくなるにつれて、変化率を精度よく評価していることがわかる。よって、本検討では、剛性変化率を精度よく評価できている3次近似の結果を実曲線橋の動的解析に適用することとした。

4. 実曲線橋の地震応答解析

(1) 概要

ここでは、3章で求められたローラー支承の水平剛性変化率を用いて実曲線橋の可動支承部のモデル化に適用することとし、鋼製支承を有する実曲線橋を対象に地震応答解析を行った。支承部の解析モデ

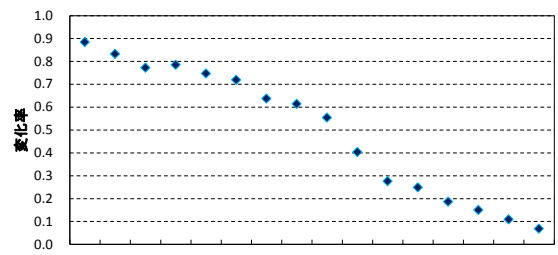
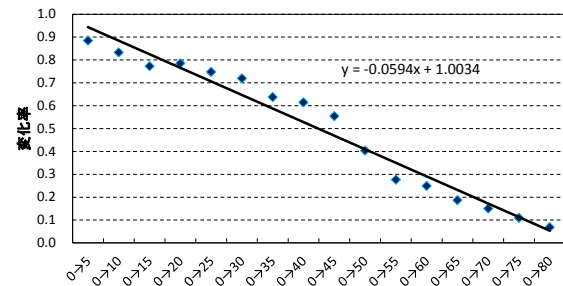
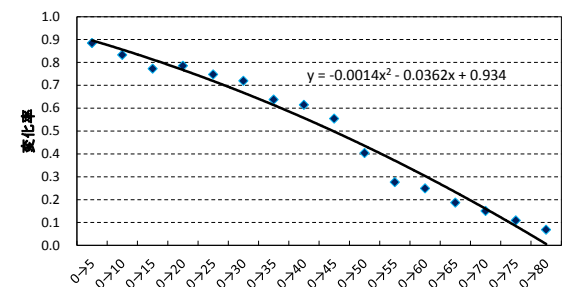


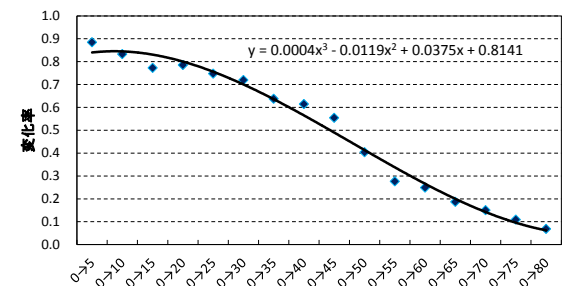
図-8 角度の変化に伴う初期剛性の変化率



(a) 1次近似



(b) 2次近似



(c) 3次近似

図-9 剛性変化率の近似式

ルとしては、現行の設計で一般に用いられている解析モデル（以下、「現行モデル」と称す）と筆者らが提案した解析モデル（以下、「提案モデル」と称す）を用いることとし、それぞれの解析モデルにおいて橋梁各部の地震時応答を比較した。

(2) 解析対象橋梁

本解析で対象とした曲線橋を図-10に示す。本橋は、上り線と下り線の2つの路線からなる高速道路のJCT部であり、全長230m（外曲側250m）を有する4径間連続鋼桁桁曲線橋である。なお、本検討では内曲側を橋梁A、外曲側を橋梁Bとする。橋梁の諸元を表-3に示しており、内曲側の曲率半径が100m、外曲側の曲率半径が120mの曲率半径が比較的短い橋梁である。支承は、全て鋼製ピボット支承を採用しており、橋梁AのP2橋脚および橋梁BのP5橋脚の支承は固定、他はローラーを有する可動支承となっている。支承の支持方向は、各支承位置における上部構造の接線方向と法線方向に合わせている。また、本曲線橋は、RC橋脚と鋼製橋脚を併用していることや2つの路線とも縦断および横断勾配を有していることから、地震時動的挙動が複雑になると考えられる。

(3) 解析モデル

対象橋梁の解析モデルを図-11に示しており、3次元骨組みモデルによりモデル化を行った。ここでは、各構造部に対して詳細にモデル化を行うこととし、上部構造においては、図-12に示すように主桁、横桁、床版をそれぞれモデル化し、各部材に剛性や質量を与えることとした。床版のモデル化においては、1本の梁要素に断面剛性を与えることとし、質量は各節点に分配させることとした。

支承部のモデル化に関しては、一般には道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁵⁾に基づいて支承形式に応じた拘束条件を与える方法が広く用いられている。ただし、橋の挙動を厳密に解析する場合は、支承部が有する特性を適切に考慮し、支承部にバネ定数を与える方法がよく用いられており、本解析では、支承部に対し6方向成分を有する弾性バネ要素を用いてモデル化を行うこととした。

なお、全体座標系は、P1橋脚とP8橋脚を結ぶ方向をX軸とし、X軸の法線方向をZ軸、鉛直方向をY軸とした。

(4) 支承部の検討モデル

a) 現行モデル

現行モデルの水平方向バネについては、図-13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設けた。各方向のバネ定数としては表-4に示す値を用いることとし、可動支承の接線方向に対しては $1.0 \times 10^{-5} \text{ kN/m}$ 、固定支承の接線方向に対しては $1.0 \times 10^7 \text{ kN/m}$ 、法線方向および鉛直方向に対しては全ての支承で $1.0 \times 10^7 \text{ kN/m}$ の値を有するものと仮定した。なお、回転バネに対しては、全ての支承で剛性値を0と仮定した。

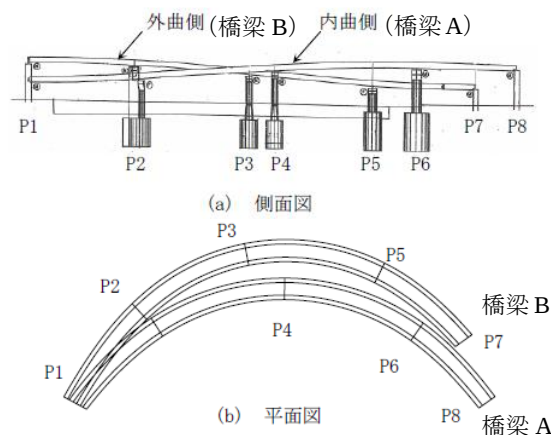


図-10 解析対象橋梁

表-3 橋梁の諸元

上部工形式		4径間連続非合成箱桁
橋長	内曲側	230m
	外曲側	250m
支間長	内曲側	55m+59m+65m+51m
	外曲側	58m+70m+72m+50m
曲率半径	内曲側	100m
	外曲側	120m
支承形式		鋼製支承
下部工形式		P1, P7, P8: 鋼製橋脚 P2, P3, P4, P5, P6: RC橋脚
地盤種別		III種

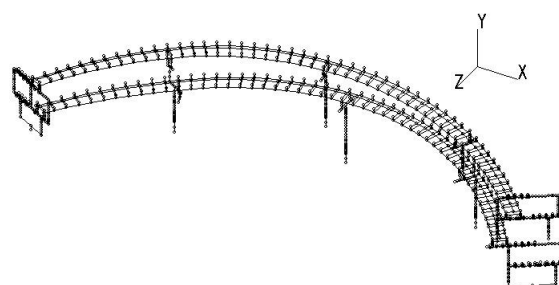


図-11 解析モデル

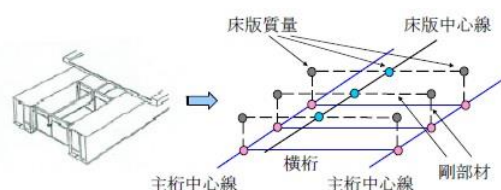


図-12 上部構造のモデル化

b) 提案モデル

提案モデルの水平方向バネについては、入力地震動の加震方向に合わせて設けた。本解析では、入力地震動の加震方向をX軸とZ軸としており、水平方向バネは図-14に示すようにX軸とZ軸に合わせて設けた。図中の角度は、ローラーの軸がX軸およびZ軸となす角度を示している。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最も近くなっているP4橋脚の支承部のバネ定数を基準とし、図-8(c)に示す剛性変化率の近似式を用いてバネ定数を求めた。バネ定数の算定方法と

して橋梁AにおけるP1橋脚の外曲側を例に挙げると、ローラーの軸方向とX軸のなす角度が 38° となっていることから、X軸方向のバネ定数には剛性低下率0.59を、ローラーの軸とZ軸のなす角度が 52° となっていることから、Z軸方向のバネ定数には剛性低下率0.37を適用し、水平方向のバネ定数を求めた。なお、現行モデルとバネの支持方向が一致しているP4橋脚支承部および固定支承と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与えることとした。以上より求めた提案モデルのバネ定数を表-5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こととし、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。また、入力地震動は、まず平成14年度の道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁶⁾に示されているタイプ I -III-2を用いて検討を行うこととした。加震ケースとしては、全体座標系のX軸方向単独加震およびZ軸方向単独加震の2ケースとした。

(6) 固有値解析結果

現行モデルと提案モデルのモデル化の違いにより、主要モードにおける固有振動特性の変化を確認するため、両モデルに対して固有値解析を行った。1次から30次までの固有値解析結果を表-6に示す。これより、本橋梁の主要変形モードにおいて、提案モデルの固有周期が現行モデルに比べ、0.397~0.399秒ほど短くなっていることがわかる。これは、現行モデルでは可動支承の接線方向に対して剛性を与えていないが、提案モデルではP4橋脚支承部以外に剛性値を与えていることから、提案モデルの橋梁全体の剛性が大きくなったことが原因として考えられる。

図-15は、両モデルのX軸方向に卓越する1次モード図を示したものである。上部構造の変形については、現行モデルと提案モデルの違いは見られておらず、支承部のモデル化の違いによる影響は確認されなかった。しかし、橋脚の変形については、提案モデルでは支承部の剛性を与えていることから上部構造の

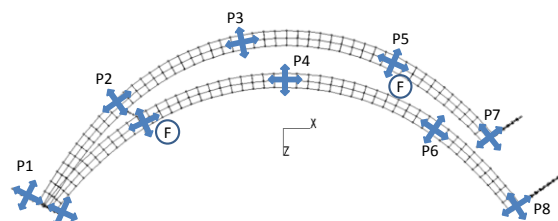


図-13 現行モデル

表-4 現行モデルのバネ定数

	X	Y	Z	RX	RY	RZ
可動支承	1.0×10^{-5}	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
固定支承	1.0×10^7	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0

(単位: kN/m)

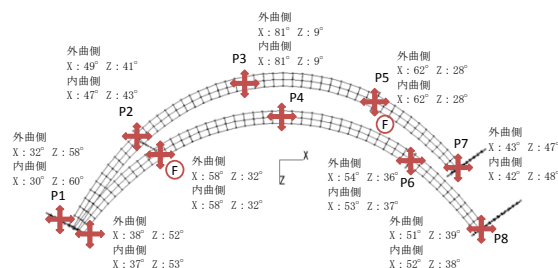


図-14 提案モデル

表-5 提案モデルのバネ定数

		X	Y	Z	RX	RY	RZ
橋梁A	外側	5.9×10^6	1.0×10^7	3.7×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	6.0×10^6	1.0×10^7	3.5×10^6	0.0	0.0	0.0
P1	外側	1.0×10^7	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
	内側	1.0×10^7	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
P2	外側	1.0×10^{-5}	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
	内側	1.0×10^{-5}	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
P4	外側	3.3×10^6	1.0×10^7	6.2×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	3.5×10^6	1.0×10^7	6.0×10^6	0.0	0.0	0.0
P6	外側	3.8×10^6	1.0×10^7	5.7×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	3.7×10^6	1.0×10^7	5.9×10^6	0.0	0.0	0.0
P8	外側	6.7×10^6	1.0×10^7	2.7×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	7.0×10^6	1.0×10^7	2.4×10^6	0.0	0.0	0.0
橋梁B	外側	4.2×10^6	1.0×10^7	5.4×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	4.5×10^6	1.0×10^7	5.1×10^6	0.0	0.0	0.0
P2	外側	8.2×10^6	1.0×10^7	8.5×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	8.2×10^6	1.0×10^7	8.5×10^6	0.0	0.0	0.0
P3	外側	1.0×10^7	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
	内側	1.0×10^7	1.0×10^7	1.0×10^7	0.0	0.0	0.0
P5	外側	5.1×10^6	1.0×10^7	4.5×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	5.3×10^6	1.0×10^7	4.3×10^6	0.0	0.0	0.0
P7	外側	5.3×10^6	1.0×10^7	4.3×10^6	0.0	0.0	0.0
	内側	5.3×10^6	1.0×10^7	4.3×10^6	0.0	0.0	0.0

(単位: kN/m)

表-6 固有値解析結果の比較

(a) 現行モデル

モード次数	振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量比			ひずみエネルギー比減衰
			X	Y	Z	
1	0.716	1.397	0.006	0.000	0.149	0.122
2	0.784	1.275	0.085	0.000	0.025	0.105
3	0.943	1.061	0.008	0.000	0.042	0.065
4	0.950	1.053	0.034	0.000	0.013	0.036
5	1.085	0.921	0.049	0.001	0.057	0.059
6	1.108	0.903	0.017	0.000	0.011	0.043
7	1.138	0.879	0.010	0.001	0.066	0.066
8	1.171	0.854	0.035	0.000	0.054	0.062
9	1.216	0.822	0.123	0.000	0.007	0.102
10	1.374	0.728	0.053	0.001	0.038	0.090
11	1.523	0.657	0.023	0.000	0.000	0.119
12	1.553	0.644	0.007	0.000	0.019	0.079
13	1.588	0.630	0.000	0.002	0.000	0.025
14	1.588	0.630	0.075	0.000	0.045	0.146
15	1.608	0.622	0.002	0.001	0.001	0.027
16	1.706	0.586	0.020	0.000	0.000	0.127
17	1.840	0.544	0.000	0.000	0.000	0.031
18	1.961	0.510	0.037	0.001	0.003	0.064
19	1.974	0.507	0.000	0.000	0.047	0.081
20	2.101	0.476	0.036	0.000	0.001	0.074
21	2.125	0.471	0.000	0.000	0.000	0.031
22	2.258	0.443	0.005	0.009	0.000	0.028
23	2.448	0.408	0.011	0.005	0.000	0.011
24	2.550	0.392	0.000	0.048	0.001	0.034
25	2.586	0.390	0.000	0.090	0.000	0.038
26	2.610	0.383	0.001	0.046	0.005	0.032
27	3.016	0.343	0.000	0.014	0.000	0.047
28	3.033	0.339	0.009	0.000	0.008	0.080
29	3.446	0.290	0.001	0.000	0.000	0.042
30	3.612	0.277	0.002	0.000	0.003	0.049

(b) 提案モデル

モード次数	振動数(Hz)	固有周期(sec)	有効質量比			ひずみエネルギー比減衰
			X	Y	Z	
1	1.000	1.000	0.000	0.000	0.404	0.083
2	1.056	0.947	0.196	0.000	0.004	0.084
3	1.125	0.889	0.028	0.001	0.005	0.053
4	1.152	0.868	0.001	0.000	0.004	0.043
5	1.198	0.835	0.051	0.000	0.005	0.039
6	1.325	0.755	0.209	0.001	0.012	0.097
7	1.523	0.657	0.019	0.000	0.000	0.119
8	1.555	0.643	0.012	0.000	0.032	0.073
9	1.588	0.630	0.000	0.001	0.004	0.026
10	1.643	0.609	0.003	0.003	0.001	0.031
11	1.823	0.549	0.005	0.000	0.000	0.069
12	1.838	0.516	0.028	0.001	0.001	0.069
13	2.002	0.499	0.001	0.001	0.038	0.066
14	2.076	0.481	0.052	0.000	0.000	0.054
15	2.102	0.476	0.001	0.000	0.003	0.084
16	2.165	0.462	0.023	0.000	0.006	0.060
17	2.246	0.445	0.005	0.001	0.001	0.033
18	2.368	0.422	0.000	0.004	0.000	0.053
19	2.377	0.421	0.001	0.019	0.000	0.051
20	2.572	0.389	0.000	0.136	0.000	0.035
21	2.621	0.382	0.001	0.018	0.013	0.034
22	2.745	0.364	0.000	0.012	0.000	0.046
23	3.045	0.328	0.005	0.003	0.021	0.052
24	3.227	0.310	0.032	0.000	0.000	0.040
25	3.500	0.286	0.000	0.000	0.009	0.068
26	3.615	0.277	0.003	0.000	0.000	0.048
27	3.917	0.256	0.000	0.005	0.007	0.043
28	4.006	0.250	0.037	0.000	0.004	0.086
29	4.048	0.247	0.000	0.001	0.002	0.120
30	4.199	0.238	0.001	0.001	0.056	0.066

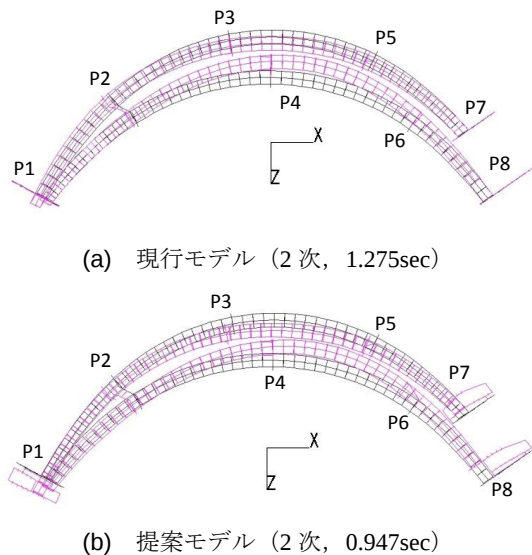


図-15 X 軸方向に卓越する 1 次モード図

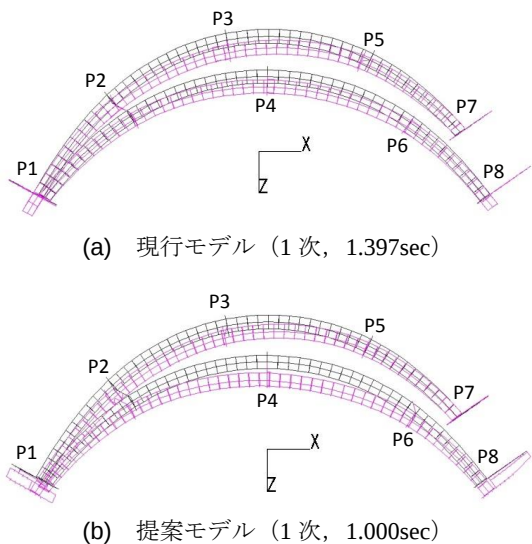


図-16 Z 軸方向に卓越する 1 次モード図

変形に伴い橋脚も大きく変形するモードが現れており、両モデルの違いが大きくみられた。

次に、両モデルのZ軸方向に卓越する1次モード図を図-16に示す。上部構造の変形モードについては、X軸方向に卓越するモードと同様に、両モデルの変形モードにおいて大きな違いは見られていない。しかし、P1橋脚やP8橋脚の側径間における橋脚の変形モードを着目してみると、両モデルの違いが確認できる。これは、側径間における支承の可動方向はZ軸方向に近いので、両モデルの可動方向に対するモデル化の違いによるものと考えられる。

以上より、X軸方向、Z軸方向ともに、提案モデルと現行モデルの固有振動特性の違いが現れており、橋脚の動的応答においてもモデル化の違いによる影響がみられると考えられる。なお、鉛直方向については、両モデルで同様にモデル化しているため、固有振動特性の大きな差はみられなかった。

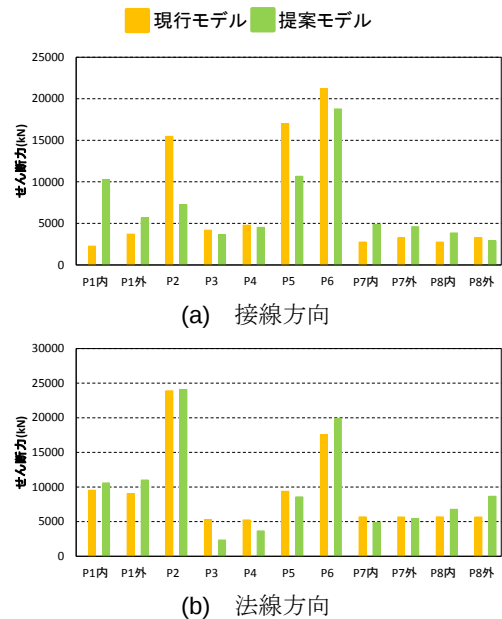


図-17 橋脚基部に生じる最大せん断力 (X 軸方向加震時)

(7) 動的解析の結果 (橋脚基部に生じる断面力)

現行モデルと提案モデルに対して、地震応答解析を行い、まず両モデルの橋脚基部に生じる最大せん断力を比較した。X軸方向単独加震とZ軸方向単独加震の結果を以下に示す。

a) X軸方向加震の結果

X軸方向加震時の橋脚基部に生じる最大せん断力を図-17に示す。接線方向の応答では、P1橋脚やP7橋脚など側径間の橋脚において提案モデルのほうが大きな応答値を示しており、応答差は最大で7,977kNであった。これに関して、図-15(b)に示す提案モデルのX軸方向に卓越する1次モード図をみると、側径間においては橋脚と上部構造が一体となって変形していることがわかる。したがって、側径間において提案モデルのほうが大きな応答値を示したのは、両モデルにおいて側径間の振動特性が異なるためでと考えられる。

一方、法線方向に生じる最大せん断力については、全体的に両モデル間で大きな応答差は生じなかった。これより、加震方向がX軸方向の場合、法線方向の応答に関してはモデル化の違いによる影響は少ないものと考えられる。

以上より、X軸方向加震の場合は、接線方向の応答に関して、側径間で提案モデルのほうが橋脚基部に生じるせん断力を大きく評価しており、現行の設計に用いられているモデルでは橋脚の動的応答を小さく評価する可能性がある。

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を図-18に示す。接線方向の応答では、側径間の橋脚に関して、提案モデルのほうが現行モデルよりも大きな応答値を示しており、P1橋脚内曲側では7,910kNもの応答差が生じていた。これは、側径間における支承部の可動方向が加震方向と近くなってい

る現行モデルとは異なり、提案モデルの場合、バネの支持方向が加震方向と一致していることから、上部構造の慣性力を橋脚に伝達しやすいためと考えられる。一方、P3橋脚やP4橋脚などの中央径間部では、両モデルともバネの支持方向がX軸とZ軸方向に近くなっていることから、Z軸方向加震に対する接線方向の応答値はあまり生じていないことがわかる。P2、P5橋脚に関しては、現行モデルのほうが大きな応答を示していたが、これは、現行モデルにおいて両橋脚の支承部は固定支承となっていることから、上部構造の慣性力が集中したためと考えられる。

法線方向の応答では、ほとんどの橋脚で応答差があまり生じない結果となった。これは、現行モデルと提案モデルにおいて、バネの剛性値をそれぞれ法線方向とZ軸方向に与えており、支承部の支持条件に大きな違いがないためと考えられる。

以上より、Z軸方向加震の場合、法線方向の応答に関しては、全体的に応答差があまり生じない結果となったが、接線方向の応答に関しては、X軸方向加震と同様に、側径間の橋脚において提案モデルのほうが橋脚基部に生じるせん断力を大きく評価することがわかった。

(8) 動的解析の結果（上部構造の変位）

a) X軸方向加震の結果

図-19は、X軸方向加震時の上部構造のX軸方向変位とZ軸方向変位を最大値で示したものである。橋梁A、橋梁Bにおいて、X軸方向変位、Z軸方向変位ともに現行モデルのほうが大きな応答を示していた。これは、提案モデルでは全ての支承部に対して剛性値を与えているため上部構造が変形しにくいのに対し、現行モデルは支承部の可動方向に対して剛性値を与えておらず上部構造が平面上変形しやすいためと考えられる。このことから、X軸方向加震の場合、支承部のモデル化の違いにより上部構造の変位応答が大きく異なることが確認された。

b) Z軸方向加震の結果

Z軸方向加震時のX軸方向変位、Z軸方向変位を最大値でプロットしたものを図-20に示す。

橋梁Aでは、X軸方向加震時と同様に、X軸方向、Z軸方向ともに現行モデルのほうが大きな応答を示した。これは、a)でも述べたように、両モデルの支承部の支持条件の違いにより、地震時上部構造の変形特性が変化したものと考えられる。

一方、橋梁Bでは、橋梁Aと異なる傾向がみられた。X軸方向変位においては、全体的に提案モデルと現行モデルの応答差が小さく、Z軸方向変位においては、現行モデルに比べ提案モデルの応答が大きくなる結果となった。また、Z軸方向変位において、P3橋脚からP7橋脚間では両モデルの応答傾向が異なっていることが確認された。このような結果は、支承部のモデル化の違いにより橋梁の振動特性が変化したことによるものと考えられ、支承部のモデル化は支承部の挙動だけでなく、橋梁全体の振動特性にも大きな影響を及ぼすことがわかった。

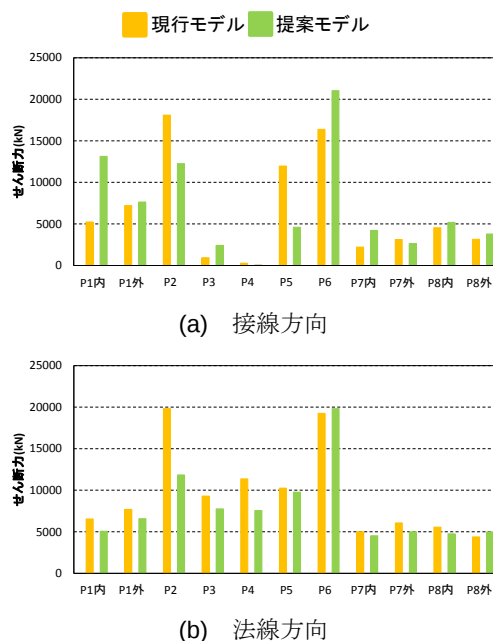


図-18 橋脚基部に生じる最大せん断力 (Z 軸方向加震時)

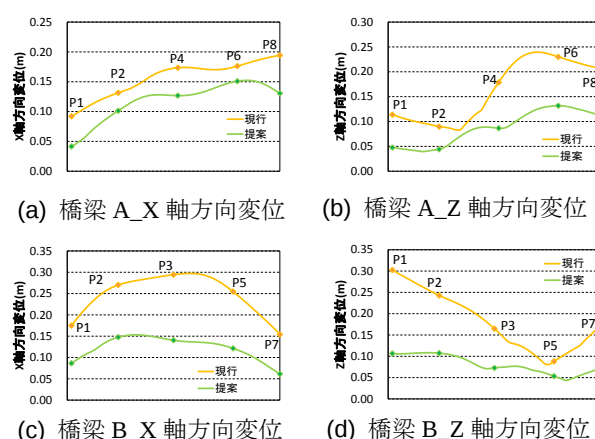


図-19 上部構造の変位 (X 軸方向加震時)

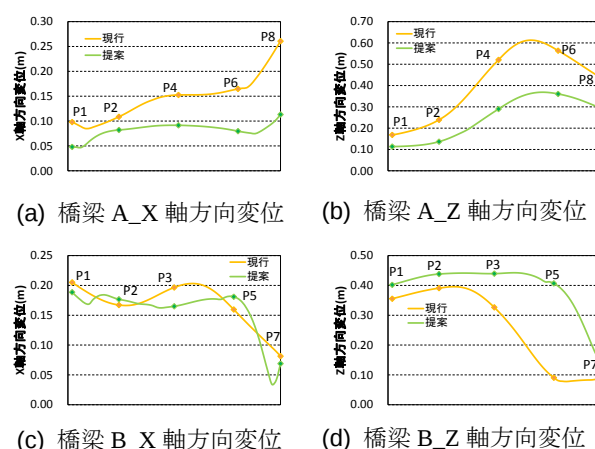


図-20 上部構造の変位 (Z 軸方向加震時)

5. まとめ

本研究では、水平力の載荷方向の変化に伴うローラー支承の水平剛性変化率を3次元FEM解析により算定し、その変化率を実曲線橋におけるローラー支承のモデル化に適用して動的解析を実施し、現行の設計で一般に用いられている解析モデルと動的応答の比較を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

(1) 3次元FEM解析による水平方向の変化に伴うローラー支承の水平剛性の変化率

解析モデルの妥当性を確認するため、まず過去に実施した模型ローラー支承の載荷方向をパラメータとした実験に対して再現解析を行ったが、ローラー支承の水平剛性そのものは一致していなかったものの、載荷方向の変化に伴う水平剛性の変化率については比較的近似する結果が得られた。また、ローラーの変形形状についても実験結果に類似した結果が得られており、本検討で用いた解析モデルにより実験を精度よく再現できることが確認された。

この解析モデルを用いて、水平力の載荷方向を5°刻みとしてパラメトリック解析を行ったところ、載荷方向とローラーの軸がなす角度が大きくなるにつれてローラー支承の水平剛性が低下していくことが確認された。その水平剛性の変化率は、角度の変化に伴って一定に低下していくものではなく、不規則に変化していく傾向であったため、本検討では近似式によりローラー支承の剛性変化率を求める方法を提案した。

(2) 実曲線橋の動的解析への適用

提案した近似式に基づいて実曲線橋のローラー支承をモデル化し、現行の設計で一般に用いられている解析モデルと併せて動的解析を行い、橋脚基部のせん断力と上部構造の変位応答に着目して両モデルの動的応答を比較した。

a) 橋脚基部に生じるせん断力

X軸方向加震、Z軸方向加震ともに法線方向の応答においてはほとんどの橋脚において両モデルの応答差は小さいが、接線方向の応答に関しては両モデルの応答差が確認された。現行モデルの応答が提案モデルより大きくなる橋脚もあるが、側径間においては現行モデルより提案モデルの応答が2倍以上大きくなる橋脚も確認されており、現行の設計に用いられているモデルでは橋脚の動的応答を過小評価する可能性があることが確認された。

b) 上部構造の変位

現行モデルでは可動方向に対し剛性を与えていないため、X軸方向加震では上部構造が平面上変形しや

すくなり、X軸方向変位、Z軸方向変位ともに提案モデルよりも大きな応答を示す結果となった。一方、Z軸方向加震では、支承部のモデル化の違いで上部構造の振動特性が大きく変化する箇所があり、提案モデルの変位応答が現行モデルよりも大きく現れることも確認された。したがって、支承部のモデル化の違いによる上部構造の変位特性の変化だけでなく、上部構造の振動特性自体が変化し、入力地震動によっては動的応答が大きく変わる可能性があることにも注意が必要である。

参考文献

- 1) 大仲英揮, 渡辺仁, 濱頭憲男, 村田慎: 5 径間連続曲線橋の 3 次元非線形動的解析と耐震性の検討, 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, pp.351-358, 2002.1
- 2) 土木学会西部支部: 2005 年福岡県西方沖地震被害調査報告書, 2005.
- 3) 崔準祐, 徳永裕二, 大塚久哲, 小南雄一郎: 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, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4 (地震工学論文集第 32 巻), pp.I_31-I_41, 2013.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2002.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, 2012.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, 2002.
- 7) 崔準祐, 下野将樹, 大塚久哲, 長田修一: 3 次元 FEM 解析によるローラー支承部の地震被害発生メカニズムに関する研究, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.73-74, 2010.
- 8) 和田章, 木下雅彦: MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 (その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.313-314, 1985.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編, 2012.
- 10) (社) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.
- 11) 大塚久哲, 崔準祐: 4 径間連続曲線橋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, pp.485-492, 2007.8
- 12) 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, pp.566-567, 1996.
- 13) 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, pp.759-770, 1994.
- 14) 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.

CALCULATION FOR THE RATE CHANGE OF HORIZONTAL STIFFNESS OF ROLLER BEARING SUPPORT WITH THE VARIATION OF LATERAL LOAD DIRECTION USING 3D FEM ANALYSIS AND APPLICATION TO DYNAMIC ANALYSES FOR CURVED BRIDGE

Joon-Ho CHOI and Yuji TOKUNAGA

To develop the new analytical model for the roller bearing support of horizontal curved bridge, the rate change of horizontal stiffness of roller bearing support with the variation of lateral load direction was calculated using 3D nonlinear FEM analyses. Firstly, the trace analyses for past experiments were conducted to inspect analytical model. Using the model, parametric analyses for lateral load direction were conducted and the rate change of horizontal stiffness of roller bearing support was calculated. Furthermore, the new model for roller bearing support based on the rate change of horizontal stiffness of it was proposed and applied to dynamic analyses for real curved bridge. The seismic responses of piers and superstructure using the new model compared with those using the model being used currently.