

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

大塚 久哲¹・崔 準祐²・山内 春絵³

¹工博 九州大学大学院教授 工学研究院 建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地)

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

²九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 博士後期課程 (〒819-0395 福岡市西区元岡 744 番地)

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

³工修 (株)構造計画研究所 耐震技術部 (〒164-0011 東京都中野区中央 4-5-3)

E-mail:h-yamauchi@kke.co.jp

本研究では、4径間連続曲線箱桁橋を対象として時刻歴地震応答解析を行い、曲線橋の支承部にどのような地震荷重が作用するのかについて解析的研究を行った。曲線橋は、曲線形状によって振動特性が大きく変わることが予想されるため、直線橋と3種類の曲率半径を持つ曲線橋を対象として動的解析を行い、曲率半径の違いによる影響を評価した。また、曲線橋は地震時の挙動が複雑であること、上部工に発生するねじりモーメントにより支承部の応答特性が変わることを考慮し、3方向同時加震による検討を行い、単独加震時の応答特性との比較検討を行った。

Key Words : 4-Span Curved Box-Girder Bridge, Bearing Support, Seismic Response,
3 dimensionable ground motion

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以降、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁾が改定されて、曲線橋は地震時の挙動が複雑である橋に位置づけられてきた。これは、曲線橋の耐震性評価については、静的照査だけでは不明な点が多く、動的挙動を把握した上での適切な耐震照査を行う必要があるからである。このため、最近、動的応答解析による曲線橋の耐震性評価について数々の研究が行われてきており^{2), 3)}、⁴⁾、地震動の最悪入力方向および曲線半径が橋梁の動的応答特性に与える影響など、研究成果が蓄積されつつある。しかしながら、支承の応答特性に着目した研究事例は少なく、曲線橋支承部の耐震性評価については明確に確立されていない現状である。

また、兵庫県南部地震以降、曲線橋の支承形式に対しては、上部工の慣性力を橋脚に分散させるためにゴム支承を採用することが望ましいとされてきているが、既設高架橋は多くの金属支承を有し

ている現状である。また、2005 年 3 月に起きた福岡県西方沖地震の際には、4 径間連続曲線高架橋の金属ローラー支承が壊れる被害が発生しており⁵⁾、金属支承を有する既設高架橋の耐震性を確保するためには、さらに十分な検討が必要であると考えられる。

そこで、本研究では、金属支承を有する曲線橋において、支承部が大規模地震時にどのような応答特性を示し、それが桁や橋脚にどのような影響を与えるかを明らかにすることを目的とし、4 径間曲線箱桁橋における地震時の支承反力に関する基礎的研究を行った。まず、直線橋と3種類の曲率半径を持つ曲線橋を対象として非線形時刻歴応答解析を行い、曲率半径の変化による各構造部の動的応答値の変化について検討を行った。次に、曲線橋の地震時挙動が複雑であること、曲線橋の主桁に発生するねじりモーメントによる支承の反力分布、金属支承の支持条件による上部構造の複雑な応答特性等を勘案し、3 方向同時加震による検討を行い、単独加震時の応答特性との比較検討を行った。

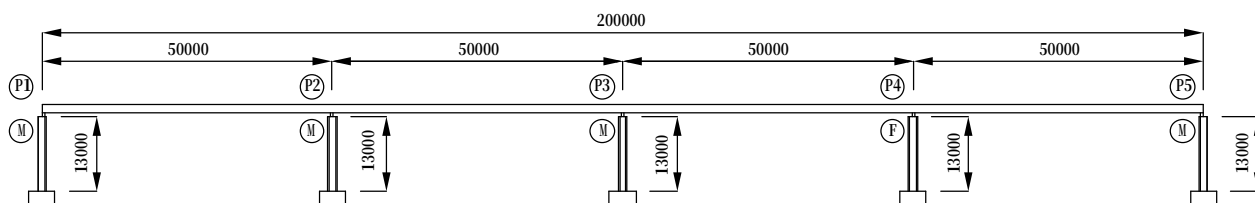


図-1 対象橋梁の概略図 (単位 mm)

2. 対象橋梁及び解析条件

2.1 対象橋梁の概要

本研究で対象とした曲線橋は、一般的な曲線橋梁を参考に作成した4径間連続鋼床版箱桁橋である。図-1に対象橋梁の概略図を示す。橋長は200m、各支間長は50mである。橋脚はRC単柱T型橋脚であり、断面は2.0m×1.5mの矩形断面を想定し、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編¹⁾に準じて試設計を行った。図-2に橋脚柱の断面を示す。橋脚高は、全橋脚13mである。また、主桁は1個の鋼床版箱桁で構成しており、主桁の諸元を表-1のように仮定した。

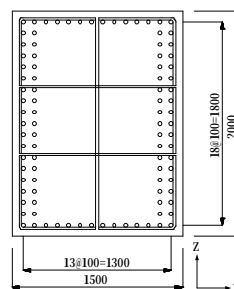


図-2 橋脚柱の断面 (単位 mm)

表-1 主桁の諸元

断面積 (m ²)	0.124
断面2次モーメント (m ⁴)	0.100
ねじり剛性 (m ⁴)	0.203

2.2 解析条件

(1) 解析モデル及び解析条件の設定

本研究で用いた解析モデルを図-3に示す。桁及び橋脚は梁要素で、支承はばね要素でモデル化を行った。支承は、主桁の接線方向から法線方向にはりだした剛梁にとりつけ、支承ばね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。また、橋脚の柱部のみ材料非線形を考慮しており、非線形復元力特性はトリリニア型武田モデルとした。橋脚下の地盤はⅠ種地盤を想定しているため、橋脚基部を全て固定とし、本研究では地盤ばねを考慮していない。

入力地震動は道路橋示方書¹⁾に記載されている標準波、Type211である。解析手法はNewmark β法(β=0.25)による直接積分法を用いた。積分時間間隔は0.005秒であり、応答解析時間は30秒である。減衰はRayleigh減衰を用いた。

(2) 支承の支持条件

対象橋梁の支承部は、1支承線上に2個の支承を配する構造とし、各支承の支持方向を図-4に示す。P4橋脚支承をピン支承、残りの支承をローラー支承とし、主桁の接線方向とそれに対する法線方向に可動および固定方向を設定した。計算に用いた支承剛性を表-2のように仮定しており、本研究で

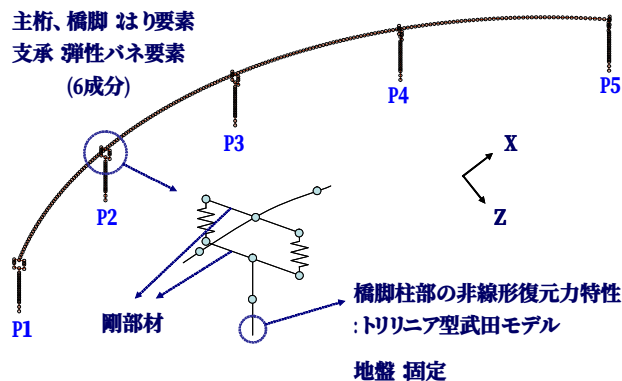


図-3 解析モデル

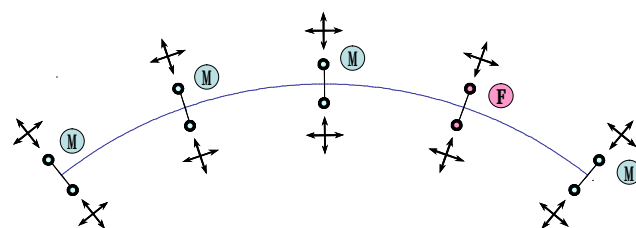


図-4 支承の支持方向

表-2 支承の剛性

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
1×10^{-2} *	1×10^{10}	1×10^{10}	1×10^{-2}	1×10^{-2}	1×10^{-2}

単位 kN/m

(* P4固定支承は、 1×10^{10} である。)

は支承の材料非線形性を考慮していない。また、本研究で用いたローラー支承は、ピボットローラー支承を想定しており、全方向の回転に対してフリーと設定した。

(3) 曲線橋の形状の設定

曲率半径の変化による動的応答特性の照査を行うため、曲率半径が異なる4ケースの橋梁をモデル化した。図-5に対象橋梁の平面線形を示しており、直線橋(Case_A)と曲線橋(円弧)の交角を40度、76度、108度とした3種類の曲線橋(Case_B～Case_D)を対象とした。

橋脚柱の主軸方向は、曲率半径の変化に伴って主桁の接線方向とその法線方向に一致させるものとした。なお、上部構造の縦断勾配に関しては、考慮していない。

3. 解析結果

3.1 固有値解析

表-3は、Case_A～Case_Dの曲線橋梁に対して20次まで固有値解析を行い、各軸方向への卓越するモードをまとめたものである。X軸方向への卓越周期については、Case_Aが0.99秒、Case_Dが1.04秒であるなど、対象橋梁の交角が大きくなるにつれて卓越周期が少しずつ長くなる結果となった。また、Z軸方向についても同様の傾向が見られており、曲率半径の違いによる振動特性が変わることが分かる。これは、支承の支持方向や橋脚の剛主軸が橋梁ごとに異なっているため、各軸に対する剛性の変化による結果であると考えられる。一方、Y軸方向(鉛直)については、全卓越周期の変化は小さく、同様の振動特性を持つと言える。

図-6は、Case_Aに対し各軸方向へ卓越する1次モード固有周期の倍率をケース毎にプロットしたものであり、交角の増加とともに固有周期の増加率が大きくなっていることが分かる。また、全方向において、特にCase_Cの増加率が大きくなっており、曲率半径の変化が大きくなると曲線橋の振動特性も大きく変わることが確認できた。

3.2 自重解析

対象曲線橋に対して自重解析を行い(上部構造等分布荷重 $W=29.7\text{kN/m}$)、各支承の鉛直方向反力を図-7に示す。P2～P4間の中央径間部においては、ケースによる応答差がほぼないものの、P1とP5においては、側径間部の曲線形状がケース毎に大きく変化しているため、同支承においても反力差が大きいことが分かる。また、交角が大きくなるにつれて、P1とP5支承において内側より外側の鉛直方向反力が大きく発生しており、その内側と外側との反力差を表-4に示す。交角が大きくなるほど内

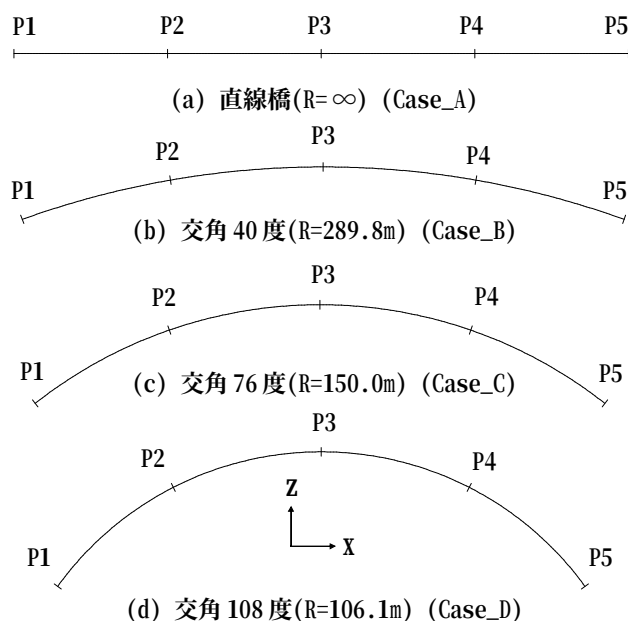


図-5 検討対象の曲線橋

表-3 固有値の比較

(a) Case_A					(b) Case_B				
モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比			モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比		
1	0.991	X軸	0.645	0	1	1.000	X軸	0.616	0.001
3	0.534	Y軸	0.072	0	3	0.536	Y軸	0.072	0
4	0.468	Z軸	0.243	0	4	0.472	Z軸	0.383	0
5	0.460		0.307	0	5	0.465		0.218	0
9	0.313		0.371	0	9	0.313		0.37	0
18	0.115		0.047	0	20	0.116		0.122	0.001

(c) Case_C					(d) Case_D				
モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比			モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比		
1	1.017	X軸	0.541	0.006	1	1.042	X軸	0.451	0.014
3	0.542	Y軸	0.072	0	3	0.551	Y軸	0.072	0
4	0.486	Z軸	0.637	0	4	0.507	Z軸	0.647	0
6	0.452		0.027	0	5	0.483		0.14	0
9	0.314		0.37	0	9	0.316		0.37	0
20	0.116		0.105	0	18	0.117		0.033	0

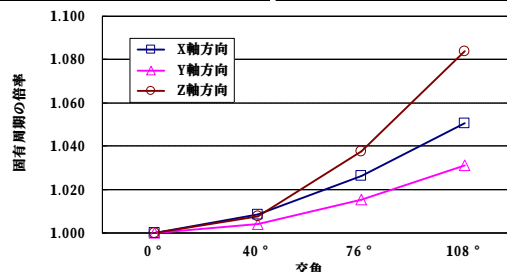


図-6 対象橋梁の卓越1次固有周期の変化

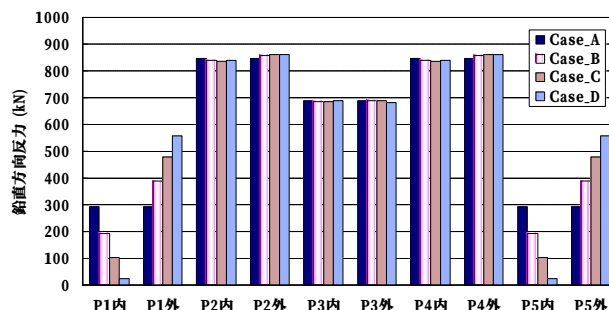


図-7 自重解析結果(鉛直方向反力の比較)

表-4 P1(P5)における内側と外側の支承反力差

(単位: kN)

	Case_A	Case_B	Case_C	Case_D
P1 (P5)内側支承	291.5 (291.5)	193.7 (193.7)	102.1 (102.1)	23.5 (23.5)
P1 (P5)外側支承	291.5 (291.5)	388.9 (388.9)	479.3 (479.3)	556.4 (556.4)
反力差	0 (0)	195.2 (195.2)	377.2 (377.2)	532.9 (532.9)

側と外側の反力差が大きくなる結果となった。これは、主桁を外側へねじる力が大きく発生しているためであり、特に中央径間部より側径間部のねじりモーメントが大きく発生していることが確認できた。Case_A～Case_Dにおける主桁のねじりモーメントの絶対値を図-8に示しており、交角が大きくなるにつれて特に両端部のねじりモーメントが大きくなることが分かる。上部構造のねじりモーメントの発生により橋脚の直角方向曲げモーメントや支承の反力が直線橋と比べて大きくなることも考えられるため、このような初期応力状態は曲線橋の耐震設計に影響を与えると思われる。

3.3 時刻歴地震応答解析

(1) 曲率半径の変化による影響

曲率半径が異なる4ケース(Case_A～Case_D)のモデルに対して時刻歴地震応答解析を行い、曲率半径が各構造部の動的応答特性に与える影響について検討を行った。本節での地震動の入力方法は、P1とP5を結ぶ方向(X軸方向)とそれに対する法線方向(Z軸方向)へそれぞれ単独加震したものである。それぞれの結果について以下に考察する。

① X軸方向加震時の検討

図-9と図-10は、X軸方向加震時の各支承に発生する接線方向反力と法線方向反力を示したものである。接線方向においては、支承条件からP4支承にのみ反力が発生しており、その値は曲率半径が小さくなるほど大きくなる事が分かる。法線方向反力においても同様で、曲率半径が小さくなるほど反力が大きくなる支承が多く、曲率半径の変化による影響が顕著に現れた。このような傾向は、地震動の入力方向と支承の支持方向とにおいて生じる偏角がケース毎に異なり2方向反力が生じること、また曲線橋の曲率半径が小さくなるほど上部構造の地震時慣性力が大きくなることに起因するものと考えられる。図-11は、主桁の水平面内曲げモーメントの絶対最大値をプロットしたものであり、Case_Aにおいてはほとんど水平面内曲げが発生していないことに対し、Case_Dにおいては側径間部で9000kNm程度発生している。曲率半径が小さくなるにつれて応答値が顕著に大きくなる事が明らかとなっており、曲率半径の減少とともに各支承反力が両方向ともに大きくなることはこの結果からも推定できる。

また、図-12はCase_DのP4橋脚において内側と外側支承の接線方向反力を時刻歴応答で表したものであり、内側より外側の最大支承反力が約800kN

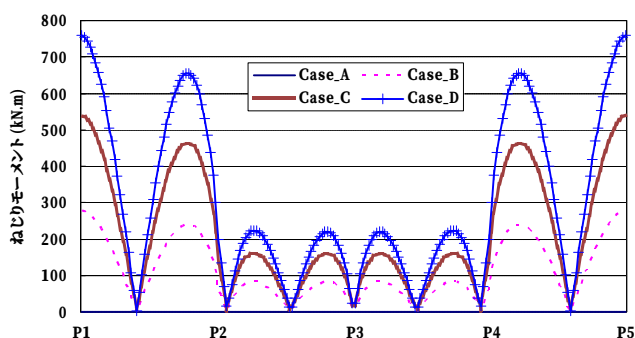


図-8 自重解析結果（主桁のねじりモーメントの比較）

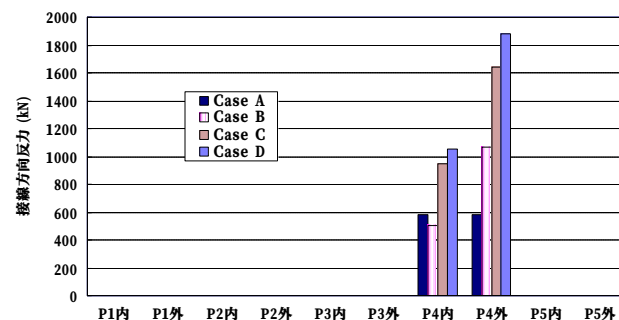


図-9 接線方向支承反力の比較

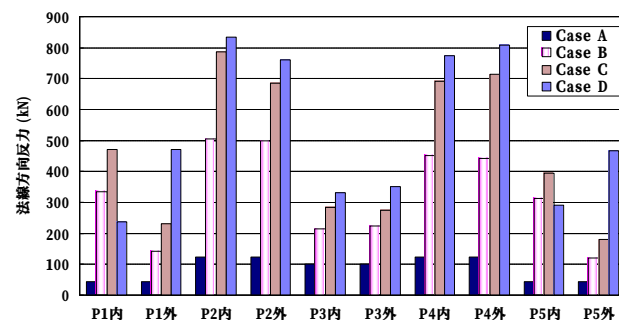


図-10 法線方向支承反力の比較

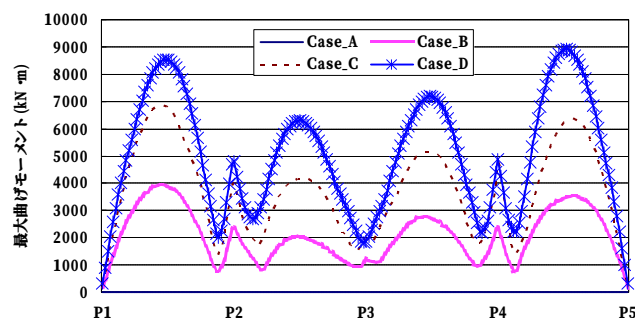


図-11 主桁の水平面内曲げの比較

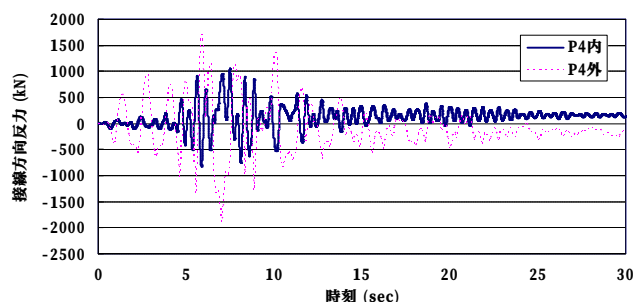


図-12 接線方向反力の時刻歴応答 (Case_D)

程度大きい。また、両支承の応答特性が大きく異なっており、両支承が同一支承線上にあっても地震時応答特性は大きく異なることが明らかとなった。

また、図-13は、各支承の鉛直方向反力を最小値(-側；支承の最大引張力)で表したものである。曲線橋の初期応力状態により上部構造に大きなねじりモーメントが発生するという影響を受け、多くの支承において負反力が生じており、その値は曲率半径が小さくなるにつれて大きくなる結果となった。P2とP4支承においては、応答傾向が大きく異なっており、金属支承の拘束条件によって上部構造の各径間の振動特性が変わることが考えられる。

なお、橋脚基部の最大曲げモーメントを図-14に示す。橋軸方向曲げ(接線方向への回転)は、ケースによる差がほとんどないものの、橋軸直角方向曲げ(法線方向への回転)は、曲率半径が小さくなるにつれて2軸曲げが発生してその値も漸増していくことが分かる。

② Z軸方向加震時の検討

Z軸方向加震時の各支承に発生する接線方向反力を図-15に示す。Z軸方向加震時においても、接線方向反力が大きく発生しているが、曲率半径が小さくなるほど支承反力が少しずつ小さくなる傾向が見られる。これは、図-9に示すX軸方向加震時と逆傾向である。各ケースの差は50kN～100kN程度であり、X軸方向加震時ほど大きな差はない。また、内側と外側の支承反力はほぼ一致しており、両側支承がほぼ同様の抵抗特性を有していることが考えられる。

法線方向支承反力は図-16に示しているように全支承においてケースによる応答のばらつきが見られる。応答値の差は、側径間に行くほど大きくなっており、P1とP5支承においては、最大450kN程度の応答差が生じている。また、P2、P4では、曲率半径の減少に伴い外側反力が大きくなるのに対し、内側反力は減少しており、曲率半径の変化によって各支承の応答傾向が大きく変わることが分かる。

図-17は、Case_DのP1橋脚において内側と外側支承の鉛直方向反力を時刻歴応答で表したものである。3.2節の自重解析結果により明らかとなったように、曲線橋に対しては内側より外側支承の鉛直反力が大きくなるが、地震時においても両側支承の鉛直方向反力が大きく異なっていることが確認できた。すなわち、Z軸方向加震時においても、

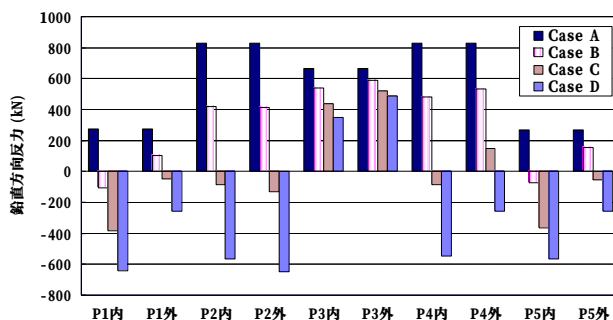


図-13 鉛直方向反力の比較 (+:圧縮, -:引張)

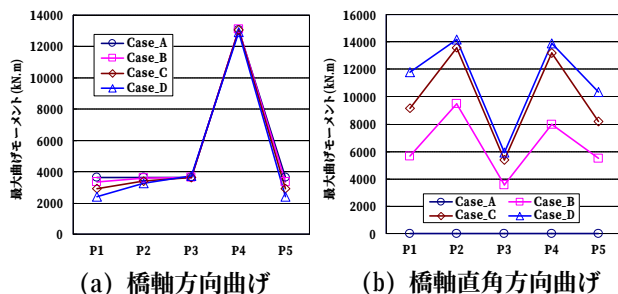


図-14 橋脚基部の断面力の比較

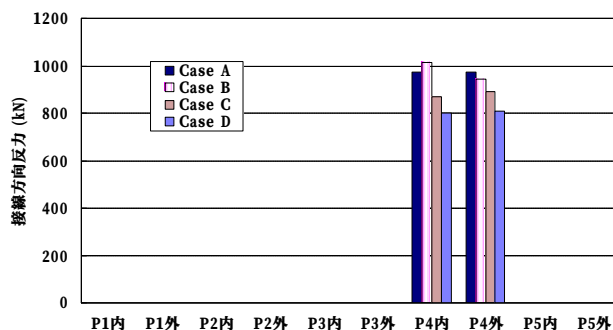


図-15 接線方向支承反力の比較

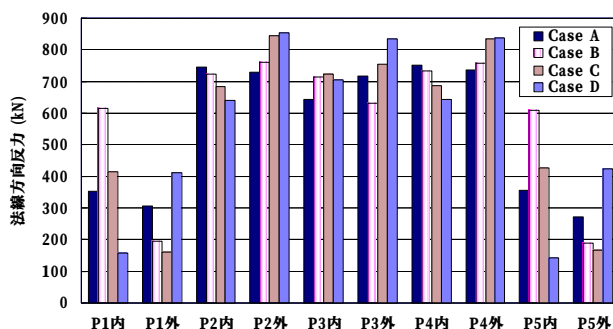


図-16 法線方向支承反力の比較

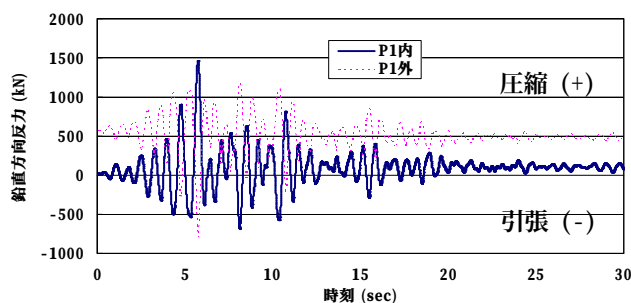


図-17 鉛直方向支承反力(P1)の時刻歴応答 (Case_D)

内側支承に680kN、外側支承に790kN程度の大きな負反力(図-17の(一)側)が生じており、TYPE211のような大地震時には両側支承部とも浮上り現象が発生することも考えられる。

図-18は、全ケースに対して主桁の最大水平面内曲げモーメントをプロットしたものである。側径間においてはCase_AよりCase_Dの曲げが約1600kNm、中央径間においては約3600kNm程度大きくなるなど、全径間において曲率半径が小さくなるほど曲げモーメントが増加していくことが分かる。

橋脚基部の最大曲げモーメントを図-19に示しているが、Z軸方向加震時においても2軸曲げが発生していることが分かる。橋軸方向曲げ(接線方向への回転)に対しては、各橋脚の主軸が曲率半径の変化とともに変わるため、曲率半径が小さくなるほど応答値が大きくなる結果となった。一方、橋軸直角方向曲げ(法線方向への回転)に対しては、P2、P3、P4橋脚において曲率半径が小さくなるほど応答値が少しずつ大きくなるが、P1とP5橋脚では逆の傾向が見られており、橋脚位置によって応答特性が変わることが分かる。

(2) 3方向同時加震時の支承の応答特性

曲線橋梁では、上部構造を外側へねじる力が発生し、内側と外側支承の鉛直反力が大きく異なることが3.2の自重解析により分かった。また、地震時には上部構造のねじりモーメントがさらに増加し、多くの支承において負反力が生じることも確認できており、さらに地震動の鉛直方向成分を考慮したより厳密な検討が必要であると考えられる。そこで、ここでは、検討対象橋梁に対して地震動を3方向同時入力した動的解析を行い、各支承の地震応答特性がどのように変化するか、単独加震時との比較検討を行った。なお、入力地震動の鉛直成分の振幅は、標準波形(Type211)の振幅を半分としたものである。(図-20)

まず、図-21と図-22は、X軸方向加震時の接線方向支承反力とZ軸方向加震時の法線方向支承反力に比べ、3方向同時加震時にはそれぞれの反力がどの程度大きくなるのか、その増加量を示したものである。接線方向反力に対しては、P4内側支承は全ケースにおいて増加しているが、P4外側支承の反力は曲率半径が小さくなるにつれ増加量が減っており、特にCase_Dでは減少に転じている。一方、法線方向反力においては、曲率半径が小さくなるほど、増加量と減少量ともに増大することが分かる。これは、曲率半径の変化により、P1-P3径間

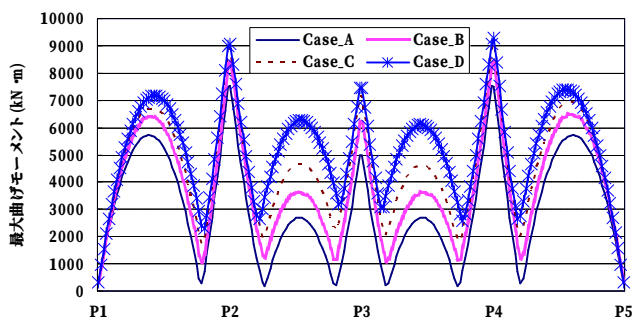
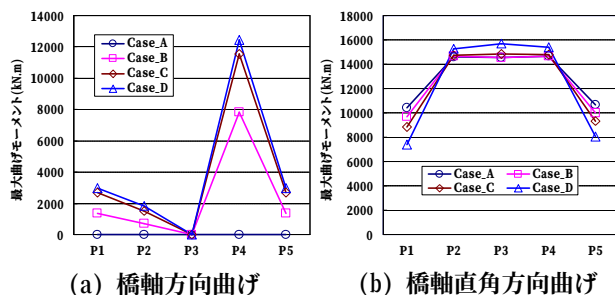


図-18 主桁の最大水平面内曲げの比較



(a) 橋軸方向曲げ

(b) 橋軸直角方向曲げ

図-19 橋脚基部の断面力の比較

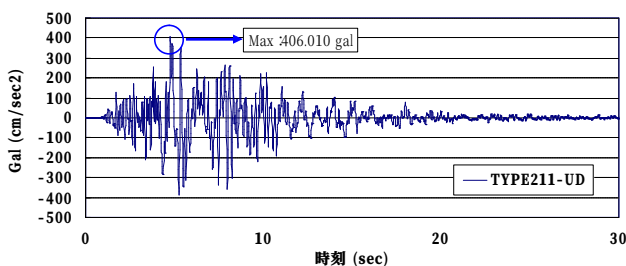


図-20 入力地震動の鉛直成分

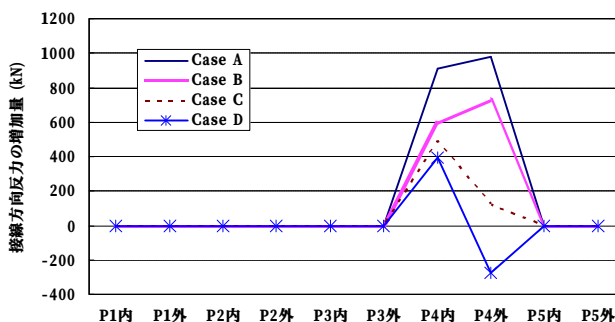


図-21 接線方向反力の差 (X軸方向加震時との比較)

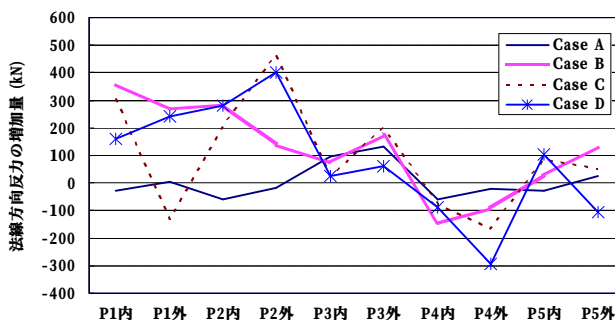


図-22 法線方向反力の差 (Z軸方向加震時との比較)

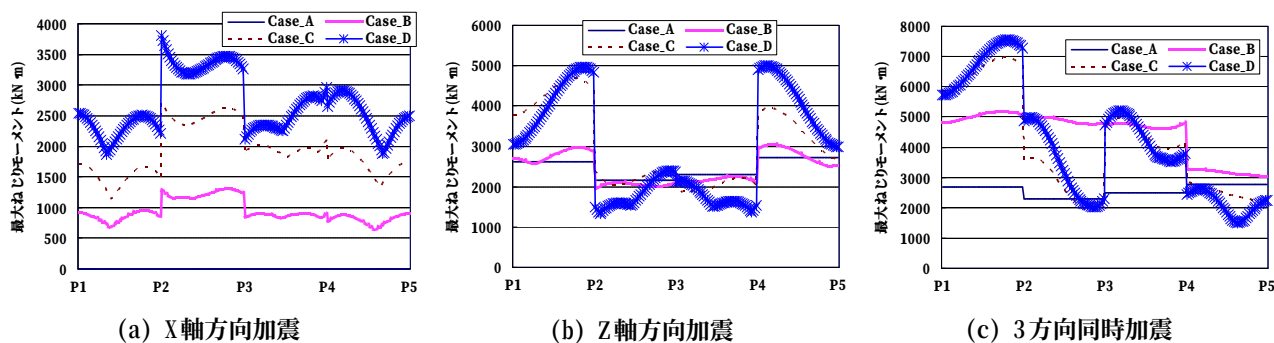


図-23 主桁の最大ねじりモーメントの比較

において主桁の水平面内曲げモーメントが大きくなることを意味しており、金属支承の拘束条件により各径間の応答特性が大きく変わることによる結果であると考えられる。

図-23は、X軸方向・Z軸方向単独加震時と3方向同時加震時における主桁の最大ねじりモーメントをそれぞれ絶対値でプロットしたものである。まず、X軸とZ軸の両方向加震時とも、曲率半径が小さくなるにつれて全径間において最大ねじりモーメントが大きくなっていることが分かる。また、Z軸方向加震時には、応答分布が全径間に亘って対称となっているのに対し、X軸方向加震時には、支承の支持条件による影響のため、特にP2-P3径間の応答値が大きくなる傾向が見られた。このような単独加震時の応答分布に対し、3方向同時加震時には、曲率半径が小さくなるにつれてねじりモーメントがP1-P2径間は大きく増加、P4-P5径間は減少していく結果となった。特に、Case_Dにおいては、P4よりP2橋脚付近のねじりモーメントが約5000kNmも大きくなっており、応答差が顕著であることが分かる。

このような主桁のねじり応答特性は、各支承の鉛直反力にも大きな影響を与えることが考えられる。図-24、図-25は、X・Z軸方向単独加震時に対し3方向同時加震時の鉛直方向反力の増加量を示したものである。両方とも曲率半径が小さくなるにつれて、P1・P2支承の反力が大きく増加し、P4・P5支承の反力が減少していく傾向が見られており、上述のねじりモーメントの応答特性と同様であることが分かる。また、P4に比べ、P2支承の鉛直方向反力差が2500kN程度であり、非常に大きな応答値の差が見られた。

図-26に各支承に発生する負反力を示す。全ケースにおいて負反力が生じており、曲率半径が小さくなるにつれて、P1、P2支承において負反力が増加するのに対し、P3からP5支承においては逆の傾向が見られる。P1-P2径間において上部工を外側へねじる力が大きいため、P2の内側支承に2500kN以上の大きな負反力が発生しており、支承部の浮上り現象や上部構造への応力状態が大きく変わることも考えられる。

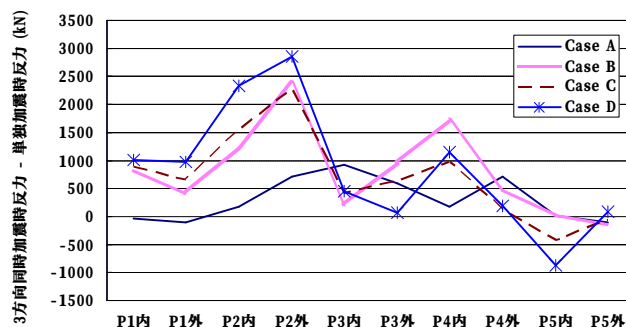


図-24 鉛直方向反力の差 (X軸方向加震時との比較)

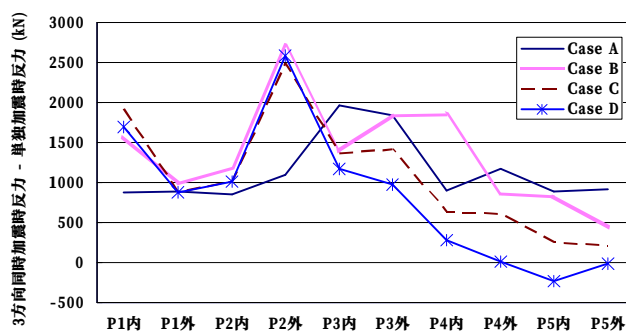


図-25 鉛直方向反力の差 (Z軸方向加震時との比較)

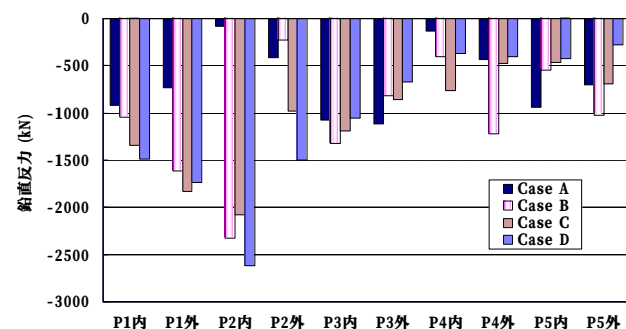


図-26 支承の負反力の比較

4. まとめ

本研究では、全長200mを有する4径間曲線橋に対し地震応答解析を行い、地震時の支承反力について検討を行った。まず、曲率半径の変化による支承部や各構造部の応答変化について検討を行い、さらに3方向同時加震の動的解析を行い、単独加震時との応答特性の比較検討を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

① 曲率半径の変化による影響

X軸方向加震時には、曲率半径が小さくなるほど接線方向・法線方向の両方向とも反力が大きくなる支承が多い。また、P4の内側と外側支承との接線方向反力差が800kN程度大きくなっており、両支承が同一支承線上にあっても地震時応答特性がそれぞれ異なることが明らかとなった。Z軸方向加震時においてもケースによる支承反力差が見られるが、特にP1とP5支承の法線方向反力においては450kN程度の応答差が生じる結果となった。以上より、支承反力の地震時応答特性において、曲率半径の変化による影響は大きいといえる。

② 3方向同時加震時の支承の応答特性

3方向同時加震の動的解析を行ったところ、単独加震時に比べほとんどの支承において各方向の支承反力が増加する結果となった。また、曲率半径が小さくなるにつれて、主桁ねじりモーメントがP1-P2径間は大きく増加、P4-P5径間は減少する傾向となり、P2支承の鉛直方向反力が大きくなる結果となった。なお、各支承に発生する負反力についても、単独加震時に比べ3倍以上大きくなる場所もあり、3方向同時加震による影響は大きい。

従来、曲線橋の耐震性に対しては、主に橋軸・直角方向の単独加震による検討が行われてきた。しかし、以上の検討により、単独加震時に比べ3方向同時加震時の支承反力が大きいことが明らかと

なっており、曲線橋の地震時支承反力を照査するにあたっては、3方向同時加震の検討が不可欠であると考えられる。

(謝辞)

本研究は、福岡北九州高速道路公社と九州大学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、同公社の皆様には多大なご助言とご協力をいただきました。ここに深い感謝の意を表します。

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，平成14年3月
- 2) (社)土木学会鋼構造委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，平成12年4月
- 3) 坂本真徳，丹羽信弘，坪村健二，濱本浩伸：10径間曲線ランプ橋の非線形動的解析による耐震設計，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2003.1，pp.171-176.
- 4) 戸塚誠司，山田益司，崎本繁治，橋義規，寺井一堅：平面線形R=30mを有する急曲線橋の動的解析による耐震設計，第2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，1998.12，pp.333-336.
- 5) 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年8月
- 6) 藤澤満維，桑尚輔，伊津野和行：縦断勾配を有する連続曲線ラーメン橋梁の動的設計に関する基礎的検討，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2003.1，pp.17-22.
- 7) 大中英揮，渡辺仁，石川義樹，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，2002.1，pp.351-358.
- 8) 川神雅秀：地震力を受ける曲線げた橋支承部の動的応答特性に関する研究，1994.12，長崎大学大学院博士学位論文

(2007.4.6 受付)

STUDY ON SEISMIC RESPONSE OF STEEL BEARING SUPPORTS IN 4-SPAN CURVED BOX-GIRDER BRIDGES

Hisanori OTSUKA, Joon-Ho CHOI, Harue YAMAUCHI

The purpose of this paper is to clarify the behavior of steel bearing supports of 4-span curved box-girder bridges subjected to a great earthquake motion. Nonlinear dynamic response analysis was carried out for models with different curvatures, in order to investigate the influence of the curvature on the response of steel bearing support, girder and pier. Furthermore, we found out the differences with the seismic response, torsion moment of girder and reforce of bearing supports for the earthquake wave with single direction wave and 3 dimensionable ground motion.