

鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性に関する基礎的研究

A fundamental study of seismic behavior of steel curved rigid-frame bridge

山口栄輝*, 清水俊彦**, 川神雅秀***, 田崎賢治+, 野中哲也++, 久保喜延+++

Eiki Yamaguchi, Toshihiko Shimizu, Masahide Kawakami, Kenji Tasaki, Tetsuya Nonaka, Yoshinobu Kubo

*Ph. D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

**九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

***工博 大日本コンサルタント株式会社 技術本部 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1)

+工修 大日本コンサルタント株式会社 東京事業部 (〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1)

++ヤマト設計株式会社 解析グループ (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1)

+++工博 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

After the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, the design specifications for highway bridges were revised and a dynamic analysis is now required for the seismic design of the bridges that are supposed to behave in a complicated fashion. In a curved rigid-frame bridge under seismic loading, vertical deformation and torsion of a girder are coupled, axial forces acting in bridge piers may vary considerably and large bi-axial moments may take place in bridge piers, therefore the behavior is rather complicated. However, although its elastic behavior has been revealed rather well, the nonlinear behavior is yet to be explored much. In the present study, fundamental characteristics of the behavior of this type of bridge under seismic loading are studied by analyzing five steel rigid-frame bridges with the difference lying only in the curvature. To be specific, the displacement and strain of bridge piers, the torsion of a girder, the variation of axial forces in bridge piers, the bi-axial moments in bridge piers and the torsional deformation of bridge piers are looked into.

Key Words: steel curved rigid-frame bridge, seismic response, nonlinear dynamic analysis

キーワード：鋼曲線ラーメン橋，地震時応答，非線形動的解析

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震の被災状況を踏まえ、道路橋示方書が改訂された¹⁾。この改訂に伴い、地震時の挙動が複雑な橋については、動的解析により耐震性の検討を行うこととなった。

曲線橋は、水平面内にも広がりをもつため2次元解析では対応できず、また鉛直方向の変位とねじれ変形が連成することなどもあり、地震時の挙動は非常に複雑になると考えられる。弾性変形の範囲では、川神らにより、その地震時応答特性もかなり明らかにされている²⁾⁻⁴⁾ものの、非弾性変形まで含めた検討は、橋脚がRCの曲線ラーメン橋を対象とした伊津野らの研究があるものの^{5), 6)}、曲線橋の弾塑性応答特性は必ずしも十分に明らかにされているとは思われない。

こうした状況に鑑み、本研究では、4径間の鋼曲

線ラーメン橋を対象として、その地震時応答特性について解析的に検討する。

2. 解析モデル

既存の橋梁を参考に、図-1に示す5種類の橋梁A~Eを作成して解析対象とした。これらの橋梁は4径間連続曲線高架橋であり、P1-P2, P4-P5区間はほぼ直線、P2-P4区間が主たる曲線部となっている。表-1に示すように、曲率半径は橋梁Aから順に大きくなり、橋梁Aで55m、橋梁Dで200m、橋梁Eは直線橋である。

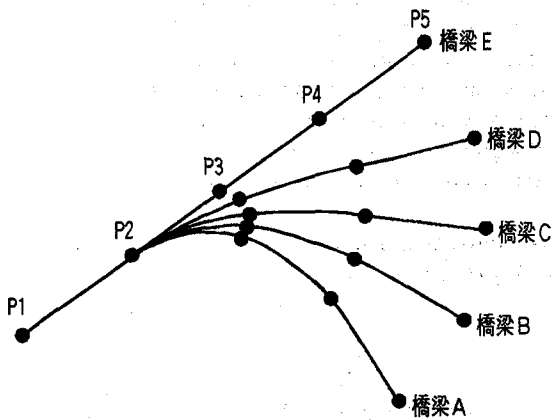
5橋の違いは曲率半径のみで、上下部構造の諸元は各橋梁に共通であり、表-2、図-2にまとめている。主桁は弾性部材として扱うため、断面定数のみを示している。表-2に主桁1~主桁4とあるが、各スパン中央部で主桁1、その両側で主桁3、橋梁

表-1 曲率半径および交角

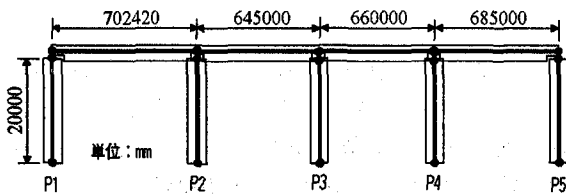
	曲率半径(m)	交角(度)
橋梁A	55	101
橋梁B	70	74
橋梁C	100	48
橋梁D	200	24
橋梁E	∞	-

表-2 主桁断面定数

	断面積 (cm ²)	断面2次モーメント		ねじれ 定数 (m ⁴)
		面内 (m ⁴)	面外 (m ⁴)	
主桁1	0.270	0.245	1.980	0.100
主桁2	0.295	0.240	1.950	0.130
主桁3	0.290	0.230	1.900	0.090
主桁4	0.335	0.335	2.150	0.130



(a) 平面図



(b) 側面図

図-1 解析対象橋梁

端部の P1, P5 橋脚上で主桁 2, P2~P4 橋脚上で主桁 4 が使用されている。橋脚はいずれも等断面で、下端はすべて固定とする。図-2 の r 軸, s 軸は断面の主軸であり, P1 橋脚を除き, r 軸が橋軸方向と一

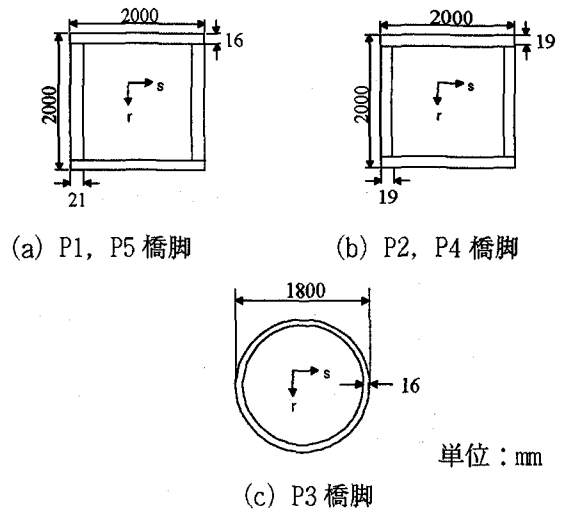


図-2 橋脚断面

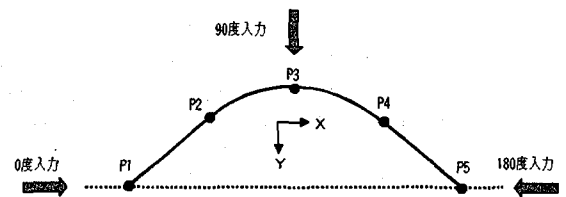


図-3 地震動入力方向

致している。P1 橋脚では、橋軸方向に対し、r 軸は反時計回りに 15 度ずれている。

主桁と橋脚との結合条件は、P2~P4 で剛結、P1, P5 上では 2 個の支承による支持となっている。支承条件は、橋軸直角方向と鉛直方向の変位が拘束、他は自由である。

上下部構造はともに鋼製で、鋼種は SM490Y である。ヤング率は 206GPa, ポアソン比は 0.3, 降伏応力は 353MPa とし、完全弾塑性挙動を仮定する。減衰モデルにはレイリー減衰を適用し、減衰定数は 0.02 とする。

本研究で使用する解析プログラムは Y-FIBER3D⁷⁾ であり、解析対象の曲線橋は 3 次元梁要素でモデル化し、各橋脚に 27 要素、主桁には 54 要素を用いる。このプログラムでは、弾塑性挙動をファイバーモデル⁸⁾の梁要素で取り扱うので、軸力変動や二軸曲げモーメントの影響も厳密に取り入れることができる。

鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性を検討するために、固有値解析、動的解析を行う。動的解析では非線形性も考慮する。動的解析では、兵庫県南部地震時に東神戸大橋で記録された地震動(加速度)を水平方向に入力する。基本的な地震時応答特性を把握するため、ここでは地震動を一方向入力とした上

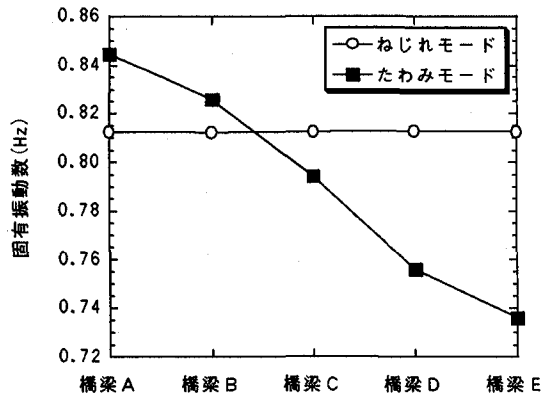


図-4 固有振動数

で、地震動入力方向を変化させて動的解析を実施する。入力方向は、図-3に示すように、P1 橋脚から P5 橋脚に向かう方向を基準 (0 度) とし、そこから時計回りに測った角度で定義する。なお、この入力方向の定義を利用して、0 度、90 度の方向をそれぞれ X 軸、Y 軸方向、鉛直下向きを Z 軸方向として座標系を設定する。

3. 解析結果と考察

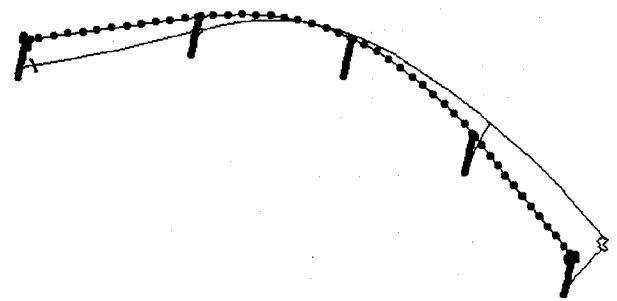
3.1 固有値解析

各橋梁の基本的な振動特性を把握するために固有値解析を行い、1 次と 2 次の固有振動モードに着目する。

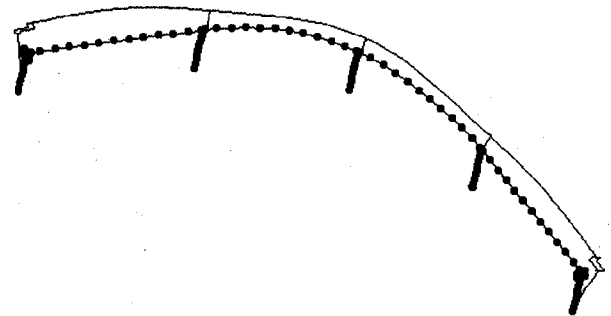
図-4 に各橋梁ごとの固有振動数を示す。記述に際しての便宜上、ねじれモード、たわみモードとの表現を用いており、図-5 に橋梁 D を例に取り、各モードを図示している。ねじれモードは図-5 (a) に示すように、主桁にねじれが生じるモードであり、たわみモードは図-5 (b) のように系全体が橋軸直角の同じ方向に変形するモードである。

図-4 から明らかなように、曲率半径が増加するにつれ、たわみモードの固有振動数は減少する。これは、アーチ効果による橋軸直角方向の剛性増加の度合いに関連していると思われる。すなわち、曲率半径の小さな橋梁では大きなアーチ効果があるが、曲率半径の増加とともにアーチ効果による剛性の増加は小さくなり、たわみモードの固有振動数が減少していくと考えられる。

一方、ねじれモードは曲率半径の影響を受けず、各橋梁においてほぼ一定の固有振動数となっている。そのため、曲率半径が小さい橋梁 A や橋梁 B では、1 次の固有振動モードがねじれモードであるのに対し、橋梁 C 以降は、たわみモードが 1 次の固有振動



(a) ねじれモード



(b) たわみモード

図-5 固有振動モード (橋梁 D)

モードとなる。

3.2 動的解析

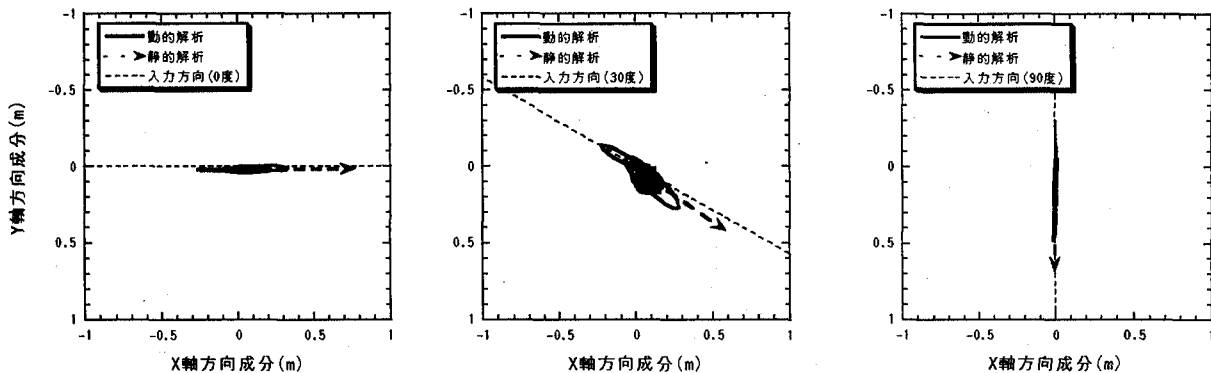
橋梁 A ~ E の 5 橋において、地震動の入力方向を 0 度から 30 度ごとに 180 度まで変化させ、計 35 ケースの非線形動的解析を行った。また比較検討のため、1 g 相当の水平力を作用させた静的線形解析も行った。以下に解析結果を記す。

(1) 橋脚頂部の挙動

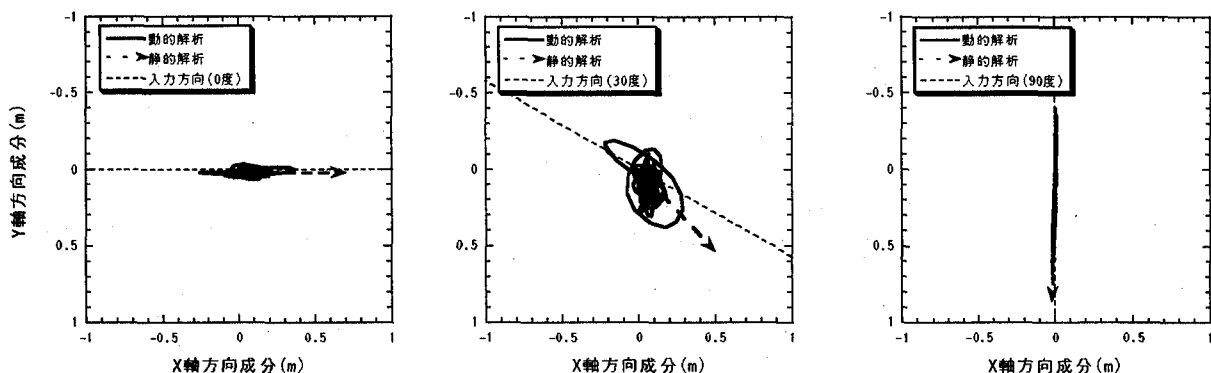
図-6 に、地震動入力方向が 0 度、30 度、90 度の場合に動的解析で得られた橋梁 A、C、E の P3 橋脚頂部の水平変位 (P3 橋脚頂部の水平面内での軌跡) を実線で描いている。また、矢印 (破線) で静的解析で得られた水平変位の方向、破線で地震動入力方向を示している。

この図より、地震動入力方向が 0 度の場合、動的解析、静的解析ともに、P3 橋脚では Y 軸方向に変位がほとんど生じず、X 軸方向、すなわち入力方向だけに変位していることがわかる。90 度入力の場合、動的解析、静的解析ともに X 軸方向にはほとんど変位が生じず、入力方向の Y 軸方向だけに変位している。

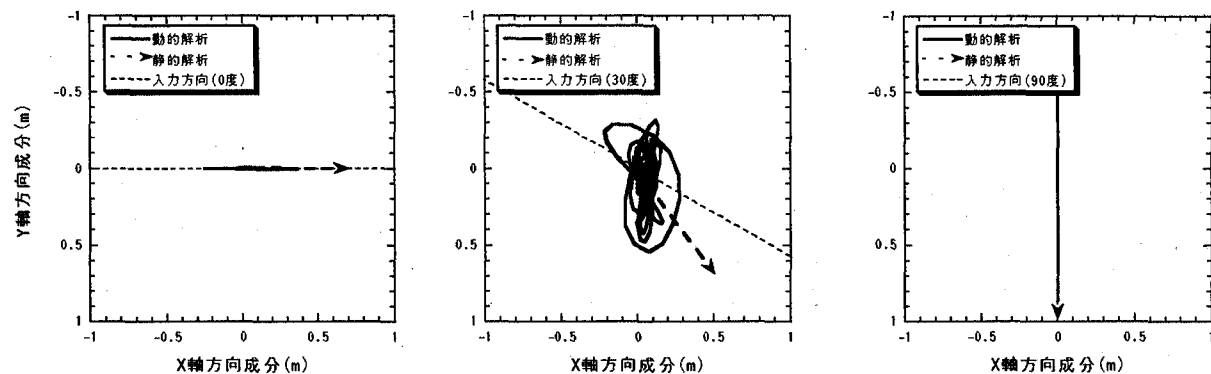
これに対し、地震動入力方向が 30 度の場合、入力



(a) 橋梁A



(b) 橋梁C



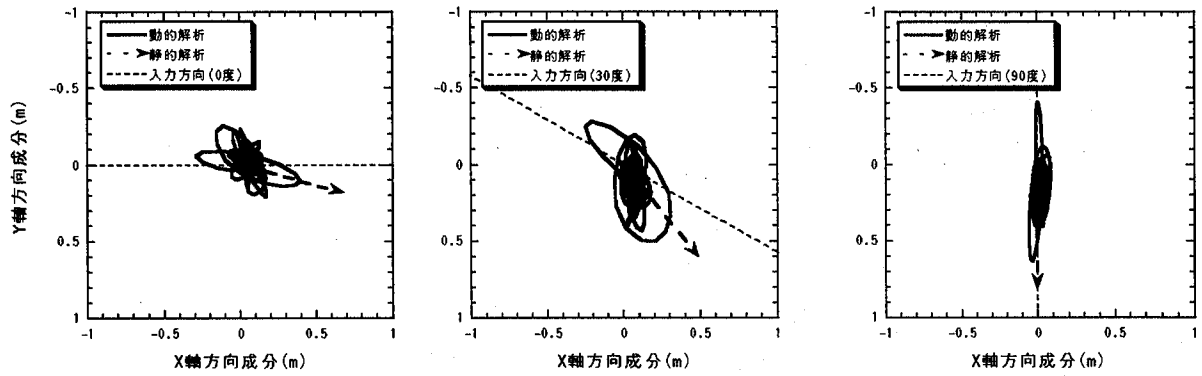
(c) 橋梁E

図-6 P3 橋脚頂部の水平変位

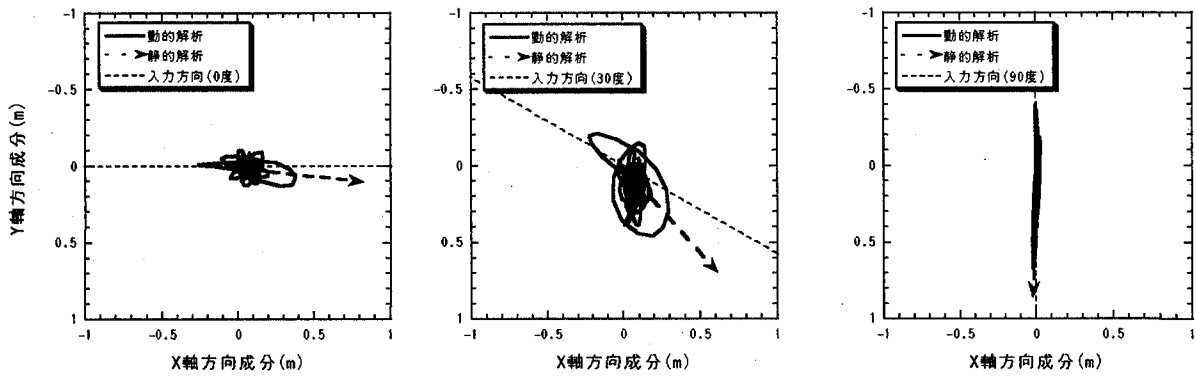
方向と水平変位方向は一致せず、静的解析の水平変位がX軸となす角度は橋梁Aで39度、橋梁Cで47度、橋梁Eで55度と、曲率半径が大きくなるのに伴い、入力方向と水平変位方向の差が大きくなっている。これは、曲率半径が増すとアーチ効果によるY軸方向の剛性が低下し、Y軸方向の変位が生じやすくなるためと考えられる。動的解析の結果では、曲率半径が大きくなると、やはりY軸方向の変位成分

が大きくなっているが、その度合いは静的解析の場合より大きく、動的解析で得られた最大水平変位方向は静的解析の水平変位方向と一致なくなっている。また、この図より、地震動を一方方向にのみ入力しているにもかかわらず、橋脚頂部の動きは線状ではなく、膨らみを有したものになっていることがわかる。

図-7では橋梁CのP1, P2 橋脚頂部の水平変位を



(a) P1 橋脚頂部



(b) P2 橋脚頂部

図-7 橋梁Cの水平変位

描いている。静的解析の結果を見ると、橋梁端部に近い橋脚ほど水平変位の生じる方向と入力方向のずれが大きくなっている。また、動的解析の結果では、P1 橋脚、P2 橋脚の頂部は 0 度入力や 90 度入力の際にも線状には動いていない。さらに、図-6 (b)の解析結果との比較も行えば、橋梁端部に近い橋脚ほど、複雑な動きをする傾向にあることが理解される。

図-8 に、90 度方向に入力した際、P3 橋脚頂部で生じる最大水平変位を各橋梁ごとに示している。動的解析、静的解析のいずれにおいても、曲率半径の増加とともに水平変位が大きくなっていることがわかる。これは、曲率半径が大きくなるにつれてアーチ効果が小さくなり、橋梁の剛性が低下することに起因した現象と考えられる。

図-8 からわかるように、曲率半径の変化に伴って水平変位の最大値が変わる様は動的解析と静的解析ではほぼ同じであるが、水平変位の大きさにはかなりの差がある。ここでの静的解析は変形挙動の基本的な特性を探ることを目的としているため塑性変形

を無視した線形解析であり、それが、静的解析の水平変位が動的解析での水平変位より小さくなっている一因と考えられる。実際、動的解析では、各橋脚の下端部でかなりの塑性変形が認められた。

(2) 主桁のねじれモーメント

直線橋と異なり、曲線橋では主桁の鉛直変位とねじれ変形が連成するため、ねじれモーメント、ねじれ変形が生じやすい。そこで、各動的解析で主桁に生じた最大ねじれモーメントを求め、図-9 にまとめている。

図-9 より、曲率半径が小さい程、大きなねじれモーメントが主桁に作用していることがわかる。ただし、直線橋である橋梁Eにおいては、地震動入力方向が 0 度、180 度の場合にねじれモーメントはほとんど発生していないものの、それ以外の入力方向では、若干であるが橋梁Dよりむしろ大きなねじれモーメントが生じている。また、橋梁Eを除き、地震動入力方向が最大ねじれモーメントに及ぼす影響は

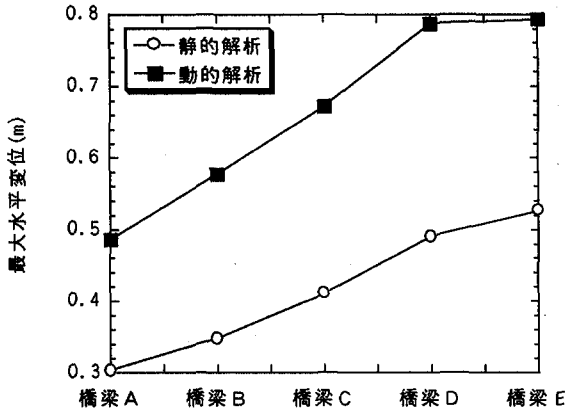


図-8 P3 橋脚頂部の最大水平変位

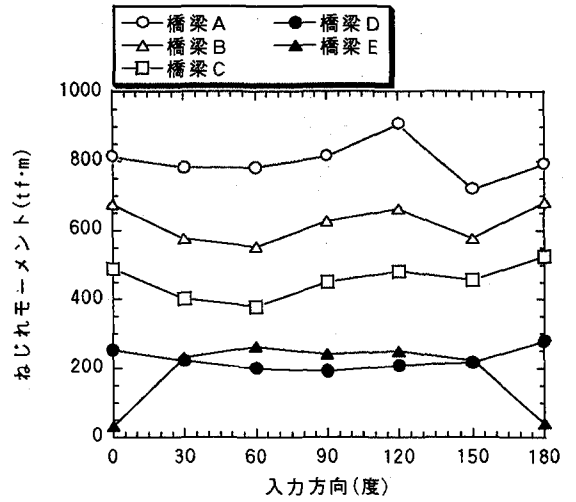
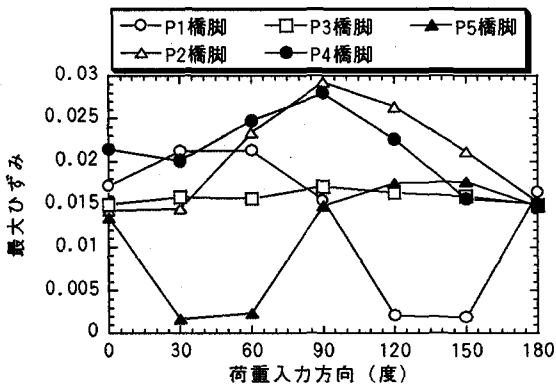
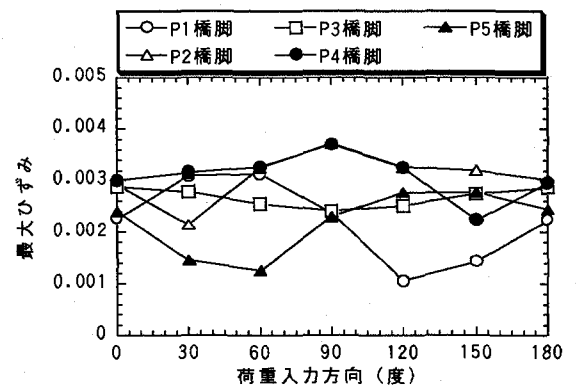


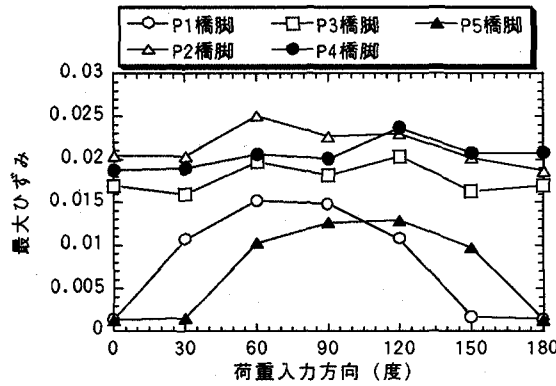
図-9 主桁の最大ねじれモーメント



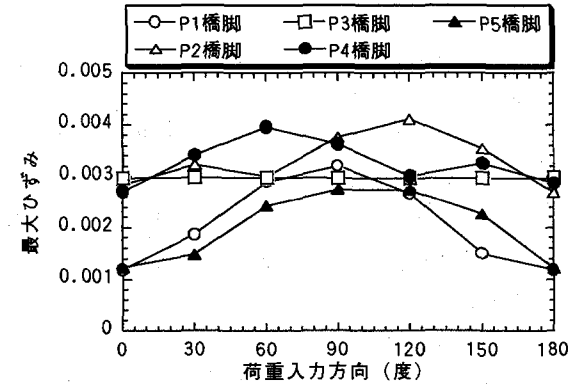
(a) 橋梁 A (動的解析)



(b) 橋梁 A (静的解析)



(c) 橋梁 D (動的解析)



(d) 橋梁 D (静的解析)

図-10 橋脚に生じる最大圧縮ひずみ (絶対値)

それほど大きくない。

(3) 橋脚のひずみ

耐震設計では、最も大きなひずみを生じさせる地震動入力方向が重要である。そこで、動的解析と静的解析において、各橋脚で生じる最大圧縮ひずみを求めた。図-10 に、橋梁 A、橋梁 D の各橋脚で生じ

た最大圧縮ひずみ (絶対値) を地震動入力方向とともに示す。

図-10(a), (c) からわかるように、動的解析における P2 橋脚、P4 橋脚の最悪地震動入力方向 (着目した橋脚に最も大きなひずみを生じさせる地震動入力方向) は、橋梁 A で 90 度、曲率半径が大きくなるにつれて 90 度以外のところに移る。P1 橋脚、P5 橋脚

の最悪入力方向は、橋梁Aでは90度から離れているが、曲率半径が大きくなるにつれて90度に近づく。橋梁AのP3橋脚の最大ひずみは地震動入力方向に依らずほぼ一定であり、その値も大きくない。曲率半径が大きくなると、P3橋脚の最大ひずみも入力方向に依存するようになり、かつピーク値も大きくなる。

図-10(b), (d)に示す静的解析結果においても動的解析とほぼ同じような傾向が見られ、橋梁Aでは最悪地震動入力方向が動的解析の場合とほぼ一致している。しかしながら、曲率半径が大きくなるにつれて、P2橋脚、P4橋脚の最悪地震動入力方向は動的解析の場合と逆の方向に移動している。また、P3橋脚での最大ひずみの地震動入力方向への依存度は、曲率半径が大きくなってもそれほど変化せず、小さいままである。

(4) 橋脚の軸力変動・二軸曲げモーメント

橋梁の解析で用いられる梁要素は、弾塑性解析の観点からすれば、 $M-\phi$ 要素とファイバー要素に大別され⁸⁾、計算時間の点で有利な $M-\phi$ 要素が使用されることも多い。しかしながら、 $M-\phi$ 要素では降伏基準を断面力で記述するため、軸力が大きく変動したり、大きな二軸まわりの曲げモーメントが作用するような場合、厳密な梁理論や塑性論を適用するのは困難であり、 $M-\phi$ 要素の使用には注意を要する⁸⁾。

そこで、ここでは、鋼曲線ラーメン橋の地震応答解析において橋脚に生じる軸力変動、二軸曲げモーメントの大きさを調べた。

解析結果として、各橋脚に作用する最大軸力と初期軸力の比を図-11に示している。初期軸力の20%を超える軸力変動もかなり見られる。曲率半径が軸力変動に及ぼす影響はそれほど大きくない解析結果が多いが、90度入力時のP3橋脚のように曲率半径の大きな影響が認められる箇所では、曲率半径の小さな橋梁で軸力変動が大きくなる傾向にある。

地震動の入力方向は、P3橋脚に大きな影響を及ぼしている。0度入力、180度入力では他の橋脚より軸力変動は小さいものの、他の入力方向の場合、特に橋梁Aでの軸力変動が大きく、90度入力では初期軸力の1.9倍もの軸力が作用している。

二軸曲げモーメントの解析結果として、図-12に時刻歴を示している。これは、地震動入力方向が150度の場合の橋梁Dの橋脚P4に作用する橋軸(r軸)まわりと橋軸直角(s軸)まわりの曲げモーメントである。図-12より、ほぼ同じ大きさの曲げモーメントが二軸のまわりに作用していることがわかる。

以上のように、鋼曲線ラーメン橋では、地震時の

軸力変動が大きく、また大きな二軸曲げモーメントが作用する。 $M-\phi$ 要素で弾塑性解析を行う際には、軸力変動や二軸曲げモーメントの影響を近似的に取り扱う必要がある。その近似度のレベルには種々のものがある。鋼曲線ラーメン橋を $M-\phi$ 要素で解析する際には、その近似度に応じた適用性に留意する必要がある。

(5) 橋脚のねじれ変形

複雑な変形挙動をする曲線ラーメン橋では、橋脚のねじれ変形も生じ得る。ねじれ変形が大きい場合、弾塑性解析においては直応力とねじれ変形に伴うせん断応力の連成が無視できなくなり、その影響も考慮に入れて弾塑性解析を行う必要が生じる。そこで、動的解析における橋脚頂部のねじれ角を求めてみた。

橋梁A、EのP2~P4橋脚で生じる最大ねじれ角を図-13にまとめている。この図より、地震動の入力方向により最大ねじれ角は変動すること、直線橋である橋梁Eでも入力方向が橋軸方向からずれば橋脚はねじれ変形することがわかる。しかしながら、いずれの橋梁においてもねじれ角は小さく、高々0.27度程度に過ぎない。

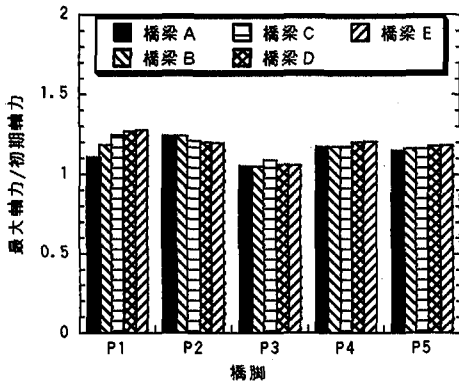
0.27度のねじれ角に対応するせん断応力は約20MPaである。鋼材の降伏基準として標準的に用いられるvon Mises基準⁹⁾を適用すれば、20MPaのせん断応力により降伏直応力は低下するが、その度合いは小さく、353MPaから351MPaに変わるに過ぎないことがわかる。

他の橋梁の動的解析で得られたねじれ角も同程度のものであり、実用上、橋脚のねじれ変形が塑性変形に及ぼす影響は無視してよいと考えられる。

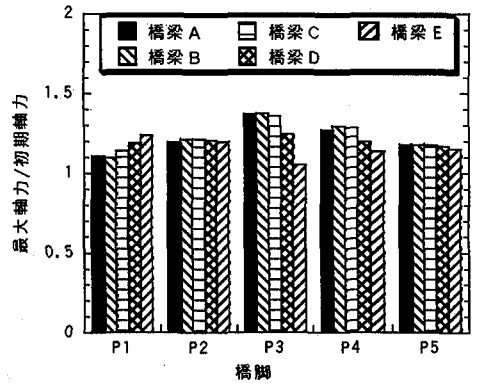
4. まとめ

本研究では、鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性を把握するために、曲率半径の異なる5種類の4径間連続曲線高架橋を解析対象として検討を行った。得られた結果をまとめると次の通りである。

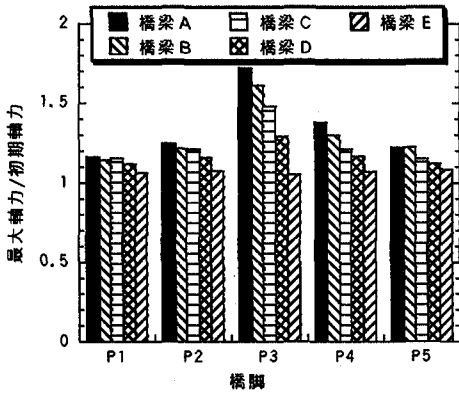
- (1) 低次の固有振動モードは、ねじれモードとたわみモードである。曲率半径が大きくなるとたわみモードの固有振動数は減少するが、ねじれモードの固有振動数は曲率半径の影響をあまり受けない。そのため、曲率半径が小さな橋梁ではねじれモード、曲率半径が大きくなるとたわみモードが1次の固有振動モードとなる。
- (2) 動的解析におけるP3橋脚頂部の動きは、地震動



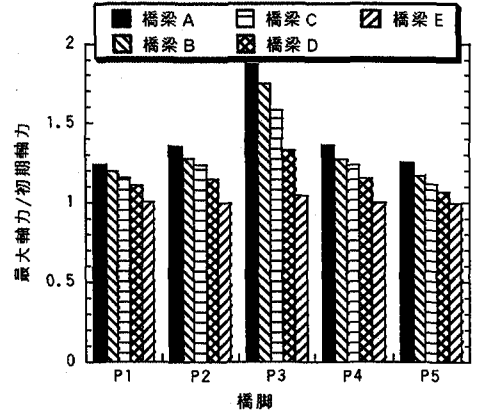
(a) 0度入力



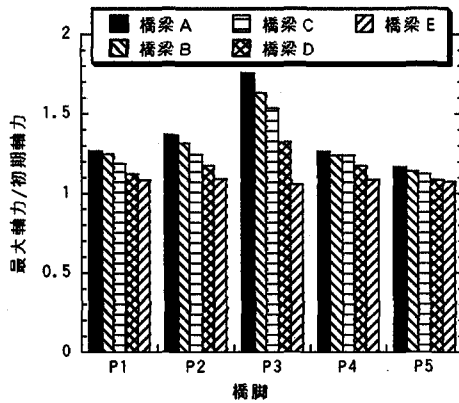
(b) 30度入力



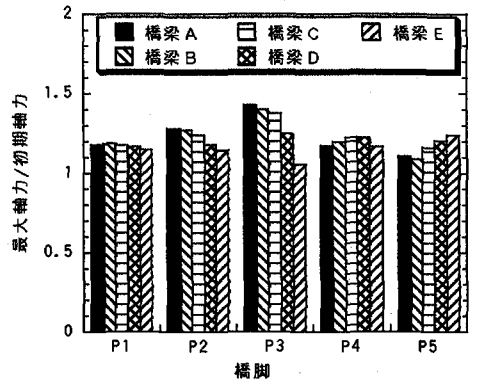
(c) 60度入力



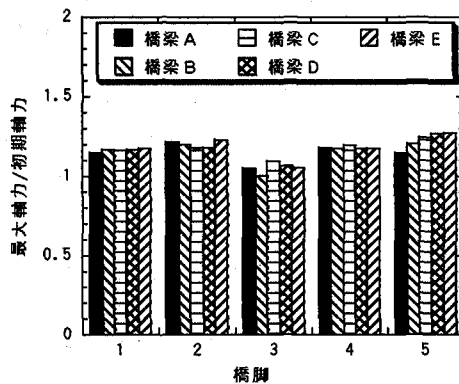
(d) 90度入力



(e) 120度入力



(f) 150度入力



(g) 180度入力

図-11 軸力変動

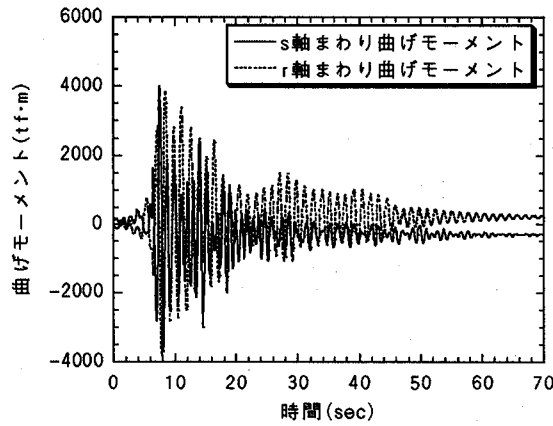


図-12 二軸曲げモーメントの時刻歴

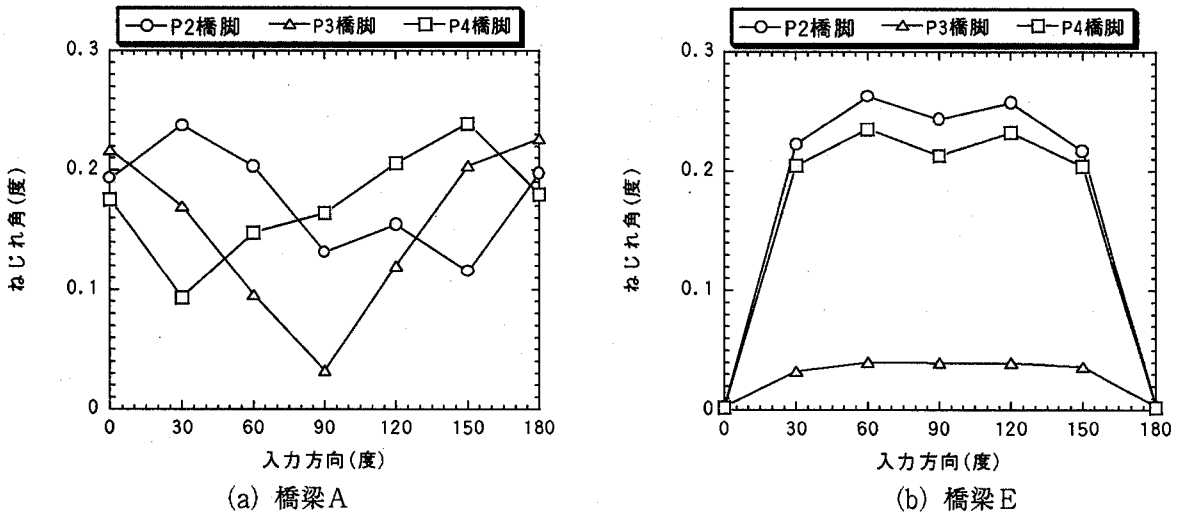


図-13 橋脚頂部のねじれ角

入力方向が0度、90度の際には線状であり、入力方向、静的解析の水平変位方向と一致する。

- (3) 入力方向が他の角度の場合、P3橋脚の変形挙動は複雑になる。動的解析におけるその頂部の動きは、地震動入力が一方向にもかかわらず、膨らみを持った軌跡を描くようになる。また、動的解析で得られた最大水平変位方向、静的解析の水平変位、地震動入力方向はいずれも一致しなくなる。そのずれは、曲率半径が大きくなるのに伴い大きくなる。
- (4) 橋梁端部に近い橋脚の方が、入力方向と静的解析による橋脚頂部の水平変位方向のずれは大きく、また、橋梁端部に近い橋脚の頂部は、地震動入力方向が0度や90度の動的解析でも膨らみを持った軌跡を描くなど、橋梁端部に近い橋脚ほど複雑な変形挙動をする。
- (5) 主桁に作用するねじれモーメントは、曲率半径

が小さいほど大きく、地震動入力方向にはあまり影響されない。ただし、直線橋である橋梁Eは例外で、入力方向が0度、180度ではねじれモーメントはほとんど生じないが、それ以外では橋梁Dよりむしろ若干大きなねじれモーメントが作用する。

- (6) 橋脚に最大ひずみを生じさせる最悪地震動入力方向は、橋梁ごと、また橋脚ごとに異なる。
- (7) 初期軸力の1.9倍もの軸力変動が認められ、またほぼ同じ大きさの曲げモーメントが二軸のまわりに作用することが確認された。 $M-\phi$ 要素を用いて曲線ラーメン橋の弾塑性解析を行う際には注意を要する。
- (8) 橋脚のねじれ変形は小さく、ねじれ変形に伴うせん断応力が塑性変形に及ぼす影響は無視し得る。

謝辞

本研究は、日本鋼構造協会次世代土木鋼構造委員会橋梁システムと耐震性小委員会（委員長：藤野陽三東京大学教授）の活動の一環として始めたものである。また、本研究の一部は、九州工業大学とヤマト設計株式会社の共同研究として行った。本研究の遂行に際し、種々の貴重な助言を下された関係各位に感謝する次第である。

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，1996年。
- 2) 川神雅秀，崎山毅，松田浩，岡林隆敏，森田千尋：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年。
- 3) 川神雅秀，岡林隆敏，崎山毅：不規則応答解析による曲線桁橋支承部の地震動最悪入力方向についての考察，土木学会論文集，No.516/VI-27，pp.99-104，1995年。
- 4) Kawakami, M., Sakiyama, T., Matsuda, H. and Morita, C.: In-plane and out-of-plane free vibrations of curved beams with variable sections, *Journal of Sound and Vibration*, 187(3), pp.381-401, 1995.
- 5) 伊津野和行，桑尚輔，林江利子，中菌明広，高椅章，廣瀬彰則，坂本真徳：曲線ラーメン橋梁の耐震設計手法に関する検討，第1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.123-126，1998年。
- 6) 本間正裕，伊津野和行：曲線ラーメン橋の地震時応答における交角の影響について，第3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.389-392，1999年。
- 7) Y-FIBER3D 取扱説明書，大和設計株式会社，1999年。
- 8) 橋梁システムと耐震性小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，日本鋼構造協会次世代土木鋼構造研究特別委員会，2000年。
- 9) Chen, W.F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials*, Vol.2, Elsevier, Amsterdam, Netherlands, 1994.

(2000年9月14日受付)