

ねじり挙動を厳密に考慮した地震応答解析によるRCアーチ橋に生じる断面力の詳細評価

服部 匡洋¹・大塚 久哲²・脇坂 英男³
新田 直也⁴・崔 準祐⁵・梶田 幸秀⁶

¹学生会員 九州大学大学院工学府 (〒819-0387 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail:hattori@doc.kyushu-u.ac.jp

²フェロー (株)大塚社会基盤総合研究所 (〒814-0012 福岡県福岡市早良区昭代3-6-23-601)
E-mail: orii.otsuka@mbr.nifty.com

³非会員 オリエンタル白石(株) (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神4-2-31)

⁴正会員 清水建設(株) (〒105-8007 東京都中央区京橋2-16-1)

⁵正会員 九州大学大学院工学研究院 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

⁶正会員 九州大学大学院工学研究院 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

一般的な地震応答解析では、ねじりひび割れが想定される場合でも、ねじりの非線形性やねじりと曲げの相関特性を考慮せず、ねじり剛性を初期剛性GJの1/10とした等価線形解析が実施されている。本研究では、RCアーチ橋解析モデルに対し、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析を実施し、ねじり線形解析及びねじり剛性を初期剛性の1/4、1/10としたねじり等価線形解析の応答と比較した。その結果、ねじり線形及びねじり等価線形解析では、アーチリングや補剛桁に生じるねじりモーメントを小さく評価する恐れがあることを示した。また、ねじり等価線形解析の場合、ねじり剛性を変化させるため、振動特性も変化し、各部材のねじりモーメント以外の断面力にも影響が表れることを示した。

Key Words : *interaction curves between bending and torsion, nonlinear analysis, equivalent linear analysis, RC arch bridge*

1. はじめに

橋梁の長大化や立地条件の制約に伴い、RCアーチ橋のアーチリブや逆L字型の橋脚等、大きなねじりモーメントが生じる部材が増加しつつある。既往の研究より、RC構造物に軸力、曲げせん断に加えて、ねじりモーメントが作用すると、それぞれが単独に作用した場合と比較して耐力が低下することが知られている¹⁾。しかし、一般的な地震応答解析においては、ねじりひび割れの発生が想定される部材に対し、初期剛性GJの1/10程度の等価剛性を有する線形部材として考慮した等価線形解析を実施するのみで、ねじりの非線形特性やねじりと曲げの相関特性は考慮されていない²⁾。そして、これらが橋梁の地震時応答にどの程度の影響を及ぼすかについてもあまり知られていない。

このため、本研究では既設RCアーチ橋のアーチリブ部材を模擬した3室箱桁断面RC供試体に対するねじりと曲げの正負交番載荷実験を実施し、RC部材のねじりに対する耐荷機構や破壊メカニズムを明らかにしてきた³⁾。また、ねじりと曲げの正負交番載荷実験に対するシ

ミュレーション解析を実施し、有限要素解析の再現性を把握するとともに⁴⁾、軸力や帯鉄筋間隔を変化させたパラメトリック解析を実施し、精度の良いねじりと曲げの相関曲線の提案を行った⁵⁾。

本研究では、実存するRCアーチ橋を参考にして作成した解析モデル²⁾に対して、提案したねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析を実施し、地震時にねじり非線形に入りうる部材について把握した。また、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析とねじり線形及びねじり等価線形解析結果を比較することにより、ねじりと曲げの相関曲線を考慮することで地震時応答がどのように変化するかを明らかにした。

2. 解析概要

(1) 橋梁諸元

対象橋梁は、橋長411.0m、アーチ支間長は235.0m、有効幅員は9.0mであり、RC固定アーチ橋とPC径間連続ラーメン橋からなる。補剛桁、アーチリブともに箱桁形式

であり、アーチリブは3室箱桁断面を有する。

(2) 解析モデル

解析モデルの全体図を図-1に示す。アーチリング、補剛桁、鉛直材、橋脚及びピエンドポストには、非線形梁要素を使用した。また、支承部はVP1、VP10のみ補剛桁と剛結されており、その他の鉛直材及び橋脚については、ゴム支承及び変位制限装置をそれぞれ線形バネ要素でモデル化した。

(3) 解析条件

本解析では、ねじり非線形を考慮することができる汎用非線形解析プログラムRESP-T(version5.1.0)を使用した。数値積分法はNewmark β 法 ($\beta=0.25$)を使用した。入力地震動は、道示標準波タイプII-I-1とし⁹、橋軸直角方向に加震した。積分時間間隔は、多くの部材に対して非線形性を考慮していることから、0.0002秒とした。減衰は、部材別Rayleigh減衰を使用した。

(4) 解析ケース

解析ケースを表-1に示す。また、各ケースの骨格曲線のイメージを図-2に示す。Case_1は、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析である。このため、ねじり骨格曲線及び曲げ骨格曲線は純荷重時と比べ変化す

る。Case_2は、ねじり剛性を初期剛性GJとし、ねじり非線形は考慮していない。曲げについては、一般的に使用される断面計算により得られた純荷重時の骨格曲線を使用した。Case_3、Case_4では、ねじり剛性をそれぞれ(1/4)GJ、(1/10)GJと低下させた等価線形解析を実施した。設計に際して、ねじりひび割れの発生が想定される部材に対して初期剛性GJの1/10程度の等価剛性を有する線形部材として考慮した等価線形解析を実施すること、また、既往研究において、等価剛性として初期剛性の1/4程度に設定することが適切であると提案されていることから、等価剛性を(1/4)GJ、(1/10)GJに決定した⁷。このとき、曲げ骨格曲線はCase_2と同様に純荷重時の骨格曲線を使用した。なお、Case_2~Case_4では、ねじりと曲げの相関曲線は考慮していない。

等価線形解析において、ねじり剛性を変化させた部材は、固定アーチ橋における補剛桁及びアーチリングである。また、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析において、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した部材についても同様である。

(5) ねじりと曲げの相関曲線を考慮した非線形動的解析における留意点

今回、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した地震応答解析においては、時々刻々変化する断面力に対応してイベ

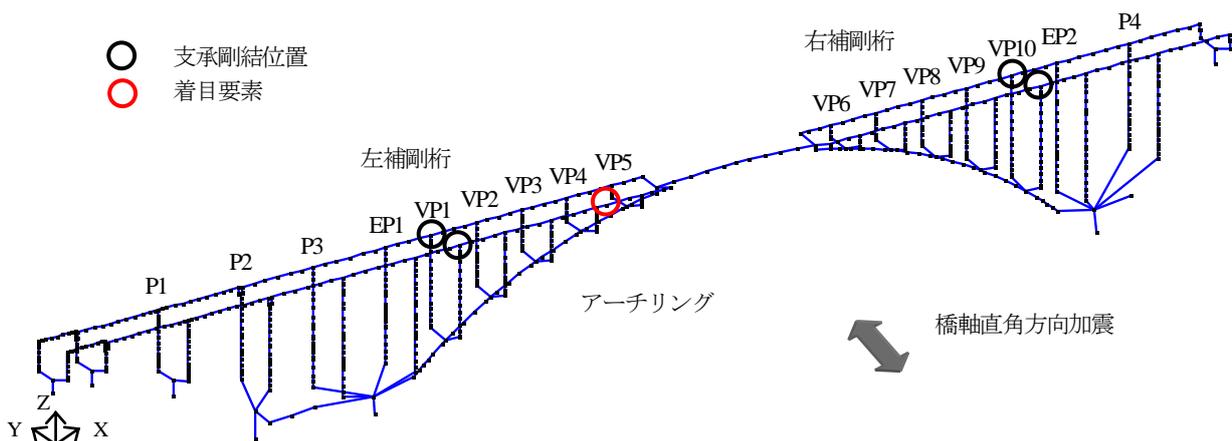


図-1 解析モデルの全体図

表-1 解析ケース

	ねじりと曲げの相関曲線の考慮	ねじり骨格曲線	曲げ骨格曲線
Case_1	○	相関曲線により変化 (バイリニア)	相関曲線により変化 (トリリニア)
Case_2	×	初期剛性GJ (線形)	純荷重時 (トリリニア)
Case_3	×	等価剛性(1/4)GJ (線形)	
Case_4	×	等価剛性(1/10)GJ (線形)	

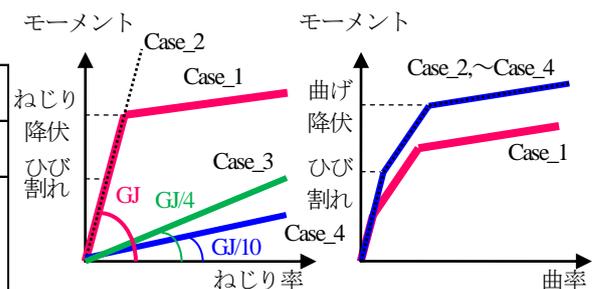


図-2 各ケースの骨格曲線のイメージ

ントを判定することができるように、ひび割れ、ねじり降伏、曲げ降伏の3つのイベントに対する相関曲線を準備した。ここで、ねじり降伏とは、部材断面の表面で発生したひび割れが中空内面まで到達することにより、ねじり剛性が急変する点である。一方、曲げ降伏は主鉄筋降伏またはコンクリートの圧壊により曲げ剛性が急変する点を表す。このように、降伏の定義が異なることから、別々の相関曲線として定義している。

使用したねじりと曲げの相関曲線について、ひび割れ相関曲線は充実断面の実験結果より定式化した実験式が3箱中空断面実験のひび割れ相関曲線を精度よく表していたため、そのまま使用した。ねじり降伏相関曲線、曲げ降伏相関曲線については、3次元有限要素法を使用したパラメトリック解析を実施し、軸心力比、帯鉄筋体積比を考慮可能なねじりと曲げの相関曲線を作成し、動的解析に適用した。

また、ねじり剛性、曲げ剛性については、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した場合でも、純荷重時と同じ剛性比 ($K2/K1$, $K3/K1$) とした。さらに、履歴モデルは、曲げ、ねじりともに武田モデルを使用した。このとき、曲げの除荷時剛性低下指数 α は道示 V に従い⁶⁾、0.5 とするのに対し、ねじりの α は 0.75 とし、ねじり履歴曲線の形状を表現した⁸⁾。

3. 地震時応答の比較

(1) Case_1の応答

a) イベント発生状況

ねじりと曲げの相関曲線を考慮した地震応答解析である Case_1 では、初めに VP5、VP6 上の補剛桁においてひび割れが発生した。その後、それぞれ P2 橋脚、P4 橋脚の方向にひび割れの発生する要素が増加するとともに、アーチスプリングにおいてもひび割れが発生した。最終的に、補剛桁の中央やアーチリブでも、ひび割れに到達する要素が確認された。しかし、ねじり降伏及び曲げ降伏に到達した要素は確認されなかった。

b) ねじりと曲げの相関曲線と履歴曲線の関係

ひび割れの発生が確認された要素のうち、図-1 に示す VP4~VP5 間の補剛桁の着目要素におけるねじりと曲げの相関曲線、断面力経路、ねじり履歴曲線、曲げ履歴曲線を図-3 に示す。ここで、断面力経路とは、着目要素の各時刻におけるねじりモーメント及び曲げモーメントをプロットし、結んだものを指す。この要素では、断面力経路がひび割れ相関曲線を超過しており、ひび割れへの到達が確認される。このため、曲げ履歴曲線では、ねじりと曲げの相関曲線を考慮することによって、純荷重時のひび割れ耐力よりも小さな曲げモーメントでひび割れが発生し、曲げ剛性が早く低下することがわかる。ねじり履歴曲線についても、純荷重時のひび割れ耐力よりも小

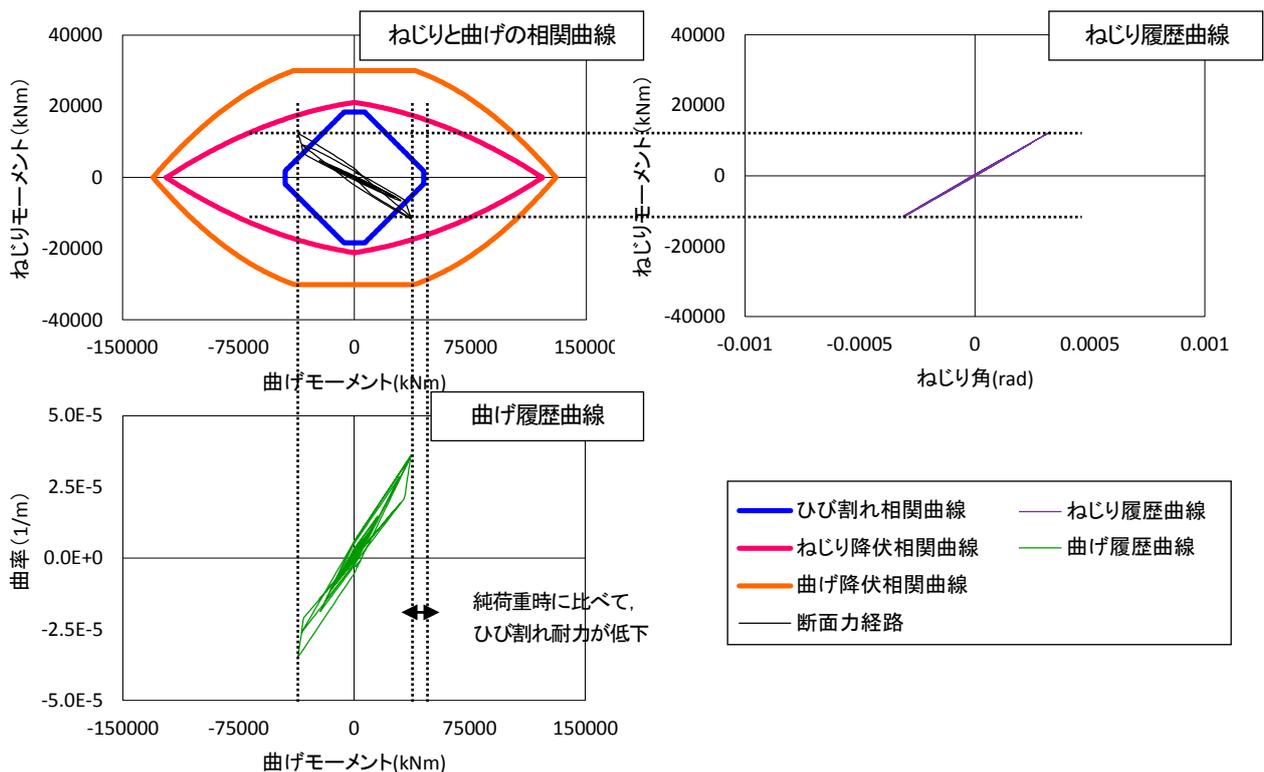


図-3 ねじりと曲げの相関曲線とねじり履歴曲線、曲げ履歴曲線の関係

さなねじりモーメントでひび割れが発生するが、ねじり骨格曲線はひび割れ後も初期剛性を維持することから、ねじり剛性の低下は見られなかった。

なお、本検討において、ひび割れに到達する要素は多く確認されたが、ねじり降伏及び曲げ降伏に到達する要素は確認されなかった。右補剛桁では、左補剛桁と同様の傾向が見られ、V6～V8間、V9～P4橋脚間でひび割れの発生が確認された。また、アーチリングについては、スプリングやアーチリブでひび割れが確認されたものの、曲げがねじりに比べて卓越しており、ねじりと曲げの相関曲線を考慮しても、曲げ骨格曲線にはほとんど影響が現れなかった。

(2) ねじり線形解析の応答との比較 (Case_2)

a) 補剛桁

左補剛桁において生じた最大断面力の比較を図-4に示す。全ての解析ケースにおいて、VP1やVP5直上の補剛桁で曲げモーメントが大きく生じていた。Case_1とCase_2を比較すると、左補剛桁の最大曲げモーメントは、EP1～VP2及びVP3～VP5ではCase_1が小さく、その他の要素ではほぼ等しくなった。Case_1が小さくなった箇所と図-4に示したひび割れが確認された箇所が重なること

から、ねじりと曲げの相関曲線を考慮することによって、Case_2に比べて小さな曲げモーメントでひび割れが発生し、早く剛性が低下した結果、最大曲げモーメントも低減されたと考えられる。ねじりモーメントについては、Case_1とCase_2でほぼ一致した。ねじりはひび割れが発生しても、骨格曲線ではねじり剛性が低下しないことから、線形剛性で解析したCase_2の応答とほぼ一致したと考えられる。

b) アーチリング

アーチリングにおいて生じた最大断面力の比較を図-5に示す。全てのケースで左右のスプリングにおいて大きな曲げモーメントが生じていた。また、ねじりモーメントは、アーチリブの両端部で大きく生じている。また、鉛直材によって拘束された箇所では、ねじりモーメントが小さくなるのがわかる。最大曲げモーメント、最大ねじりモーメントはほぼ一致し、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した影響は小さかった。

c) 橋脚及びエンドポスト基部

橋脚・エンドポスト基部に生じた最大断面力を図-6に示す。橋脚及びエンドポストの最大曲げモーメントは、全ての解析ケースでほぼ一致した。これは、降伏モーメントを超える大きな曲げモーメントが生じ、最大曲げモー

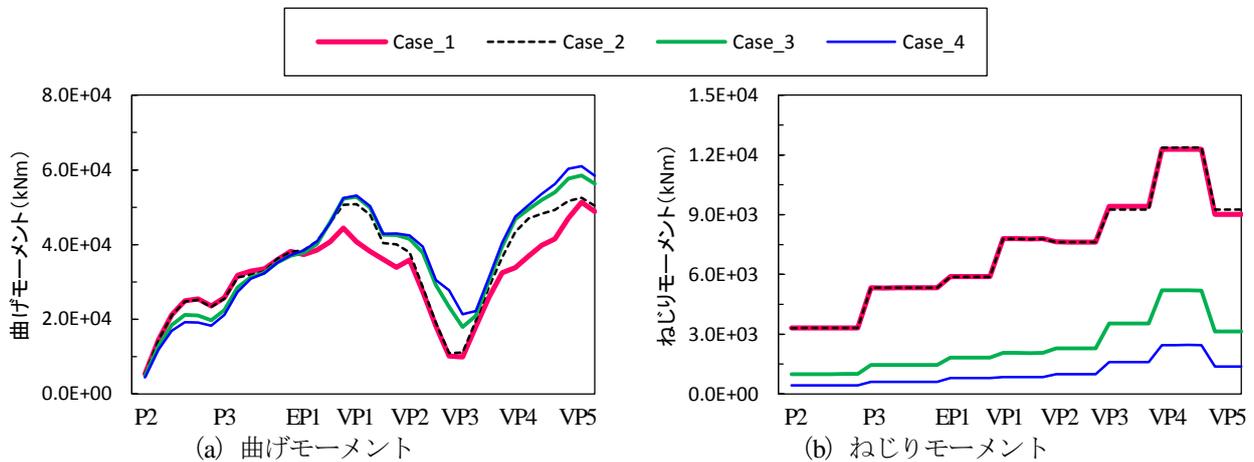


図-4 左補剛桁に生じる最大断面力の比較

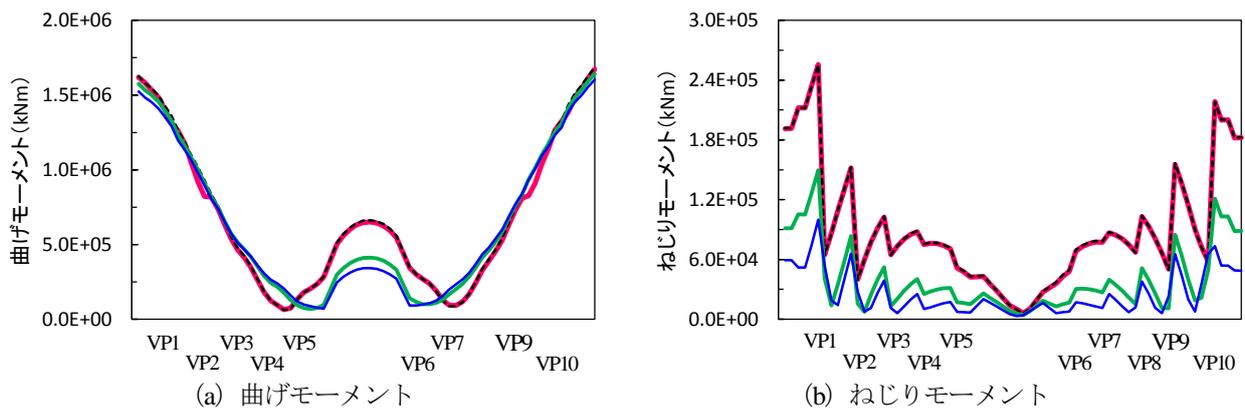


図-5 アーチリングに生じる最大断面力の比較

メントが頭打ちとなったためである。最大せん断力について、Case_1とCase_2を比較すると、どの橋脚・エンドポストでも同程度のせん断力が生じていたが、P2橋脚では、Case_1の方がわずかに大きくなった。Case_1において大きなせん断力が生じたP2橋脚が支持する補剛桁では、ねじりと曲げの相関曲線を考慮したことにより、Case_2に比べて小さな曲げモーメントでひび割れが生じ、曲げ剛性の低下が早く生じた。このため、Case_1とCase_2の振動モードがわずかに異なり、P2橋脚に大きなせん断力が生じたと推定される。

d) 鉛直材基部

鉛直材基部に生じた最大断面力を図-7に示す。最大曲げモーメントはわずかに異なる箇所も見られるが、全ての鉛直材においてほぼ同程度であった。最大せん断力についても、曲げモーメントと同傾向を示すが、振動モードの変化により、各橋脚において生じるせん断力がわずかに異なった。また、Case_1、Case_2では、高さが低いVP5において最大せん断力が生じていた。

(3) ねじり等価線形解析の応答との比較
(Case_3, Case_4)

a) 補剛桁

図-4より、最大曲げモーメントを比較すると、EP1を

境とし、P2橋脚側ではCase_1が大きく、VP5側ではCase_1が小さかった。Case_3、Case_4の場合、ねじり剛性を初期剛性GJの1/4及び1/10として解析を行うため、Case_1と比べ同一次数の固有周期が長くなる。また、橋軸直角方向について卓越する振動モードには、図-8に示すように補剛桁がねじられるモードが存在し、これらの振動モードはねじり剛性の影響を受けやすいため、最大曲げモーメントの分布も変化したと考えられる。また、ねじりモーメントについては、Case_1の方がCase_3、Case_4に比べて非常に大きく評価した。したがって、ねじり剛性を初期剛性の1/10とした場合、補剛桁に生じるねじりモーメントを危険側で評価するといえる。

b) アーチリング

また、図-5より、補剛桁と同様に最大曲げモーメントの分布も異なることがわかる。ねじりモーメントについては、全ての要素において、Case_1がCase_3、Case_4に比べて大きく、アーチリングの応答についても、Case_3、Case_4では危険側に評価することがわかる。

c) 橋脚及びエンドポスト基部

図-6より、曲げモーメントについては、全ての橋脚基部の要素が非線形領域に入ったことから、最大曲げモーメントが頭打ちとなり、一致した。しかし、最大せん断力では、Case_3の場合はP3橋脚、Case_4の場合はP4橋

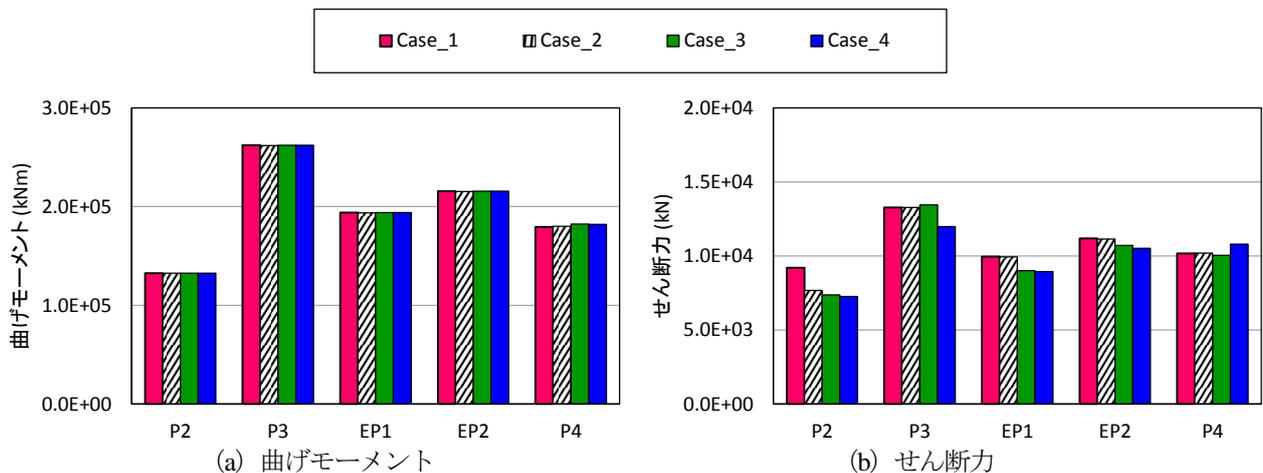


図-6 橋脚・エンドポスト基部に生じる最大断面力の比較

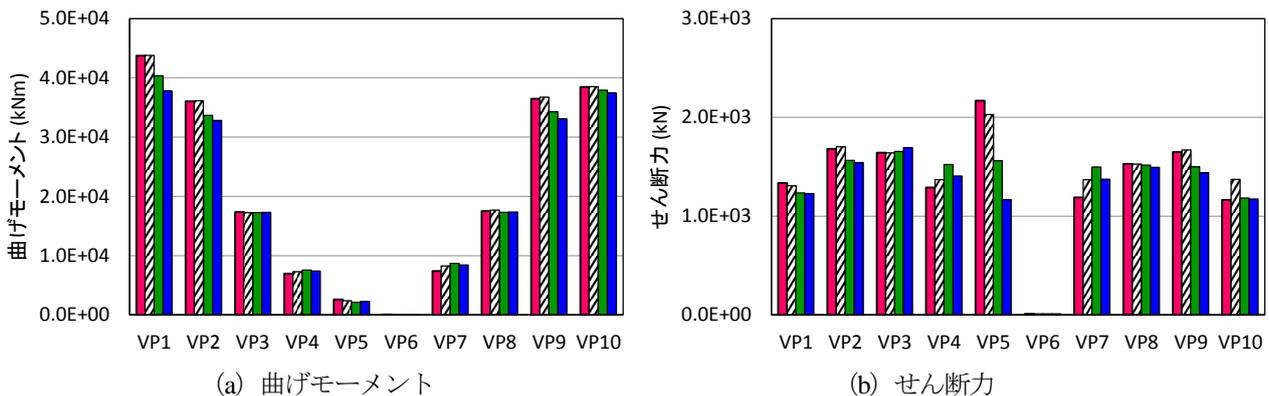


図-7 鉛直材基部に生じる最大断面力の比較

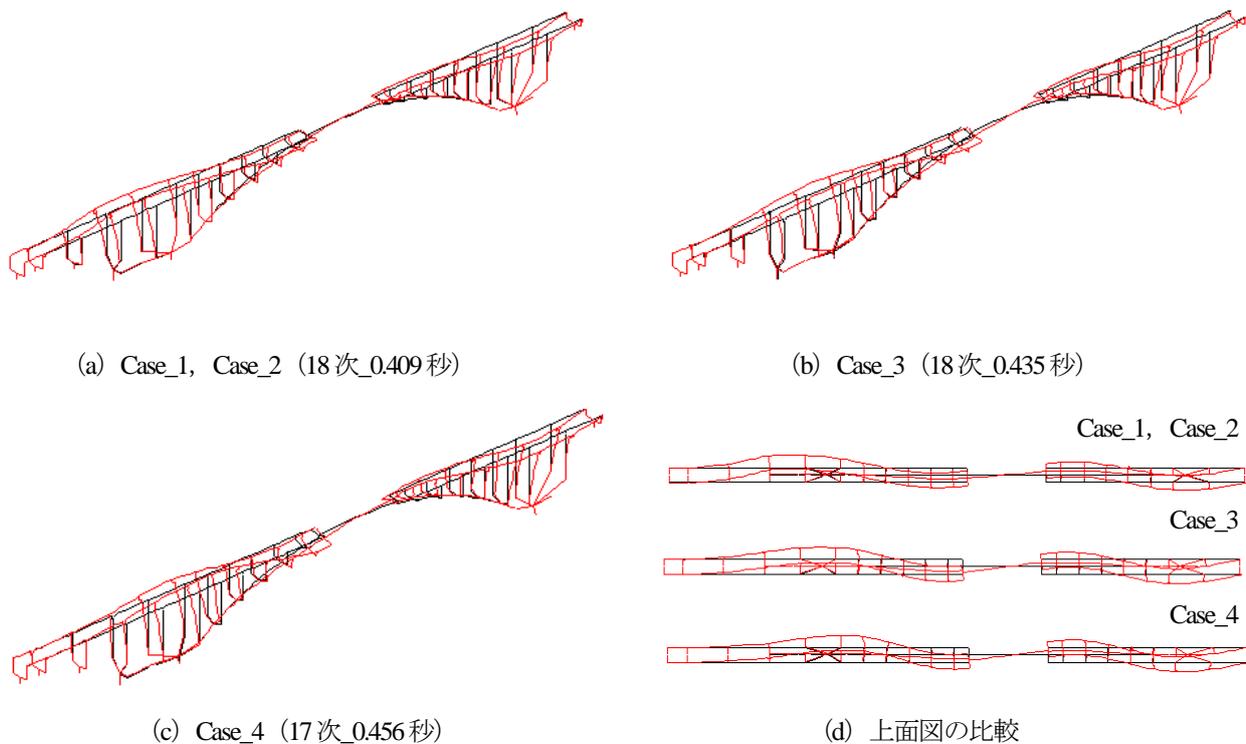


図-8 ねじりが生じる振動モードの比較

脚を除き、その他全ての橋脚で Case_1 の方が Case_3, Case_4 を上回った。このため、Case_4 では、橋脚のせん断力についても危険側に評価する可能性がある。

d) 鉛直材基部

図-7 より、最大曲げモーメントは、VP1 や VP10 等、両端の鉛直材で Case_3, Case_4 の方が小さく、中央に位置する鉛直材では Case_1 と Case_3, Case_4 で同程度であった。Case_3, Case_4 においては、アーチリングはねじり変形しやすく、鉛直材に生じる慣性力によって、鉛直材が曲げ変形が生じることに加え、アーチリングには、鉛直材の曲げ変形に伴うねじり変形が生じる。このとき、両端の鉛直材は中央の鉛直材に比べ背が高く、大きな慣性力が作用することから、ねじり剛性の変化の影響が明確に表れたと考えられる。また、最大せん断力については、Case_1 では VP5 で最大であったのに対し、Case_3, Case_4 では VP3 において最大であった。特に、VP5 では Case_1 に比べ、1/2 程度のせん断力しか生じていないことがわかる。この理由として、鉛直材は、補剛桁、アーチリングともに連結する部材であるため、ねじり剛性の違いによる振動モードの変化の影響が現れたことが考えられる。

(4) ねじりを厳密に考慮した影響

今回の検討では、ねじりを厳密に考慮した Case_1 とねじり線形解析の Case_2 で、補剛桁、アーチリングの断面力はほぼ同程度であった。しかし、橋脚のせん断力や鉛直材の曲げモーメント、せん断力については、

Case_2 の方が Case_1 に比べて小さい箇所も見られ、橋脚や鉛直材の断面力を危険側で評価する可能性があることがわかった。

また、ねじり剛性を初期剛性の 1/4, 1/10 とした Case_3, Case_4 では、補剛桁及びアーチリングに生じる最大曲げモーメントの分布が Case_1 の分布とは異なり、また、補剛桁、アーチリングに作用するねじりモーメントを過小評価した。さらに、橋脚、鉛直材の最大せん断力についても、比較的小さく評価する傾向にあった。このように、ねじり剛性を小さく設定する場合は、振動モードの変化の影響が現れ、最大断面力を適切に評価できない可能性がある。

4. おわりに

本検討により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) ひび割れが発生した補剛桁端部やアーチリブにおいては、ねじりと曲げの相関曲線を考慮することで純荷重時よりも小さな断面力でひび割れに到達することを確認した。なお、本解析では、ねじり降伏、曲げ降伏に到達する要素は確認されなかった。
- 2) 本解析では、ねじり降伏、曲げ降伏に到達する要素が確認されなかったことから、ねじりと曲げの相関曲線を考慮した解析とねじり剛性を初期剛性 GJ とした解析より得られた最大断面力が概ね一致することを示した。ただし、ねじり剛性を初期剛性 GJ とした場合、橋脚や鉛

直材基部のせん断力については、危険側で評価する箇所も見られ、留意が必要である。

3) ねじり剛性を初期剛性の 1/4 及び 1/10 とした解析では、補剛桁及びアーチリングのねじりモーメントを危険側に評価した。また、ねじり剛性を小さく設定することにより固有周期や振動モードが変化するため、各部材のねじりモーメント以外の断面力にも影響が現れ、最大断面力を適切に評価することができない可能性があることがわかった。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 竹下永造, 浦川洋介: 軸力, 曲げ/せん断, 及びねじりの複合荷重を同時に受ける RC 部材の耐震性能と相関特性, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.123-139, 2005.
- 2) 土木学会西部支部: 中径間橋梁の動的耐震設計, pp.37-79, 2002.
- 3) 箴島隆司, 大塚久哲, 福永靖雄, 山崎智彦: 曲げとねじりを受ける 3 室中空断面 RC 部材の力学特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集,

Vol.32, No.2, pp.691-696, 2010.

- 4) 新田直也, 大塚久哲, 崔準祐, 服部匡洋: ねじりと曲げの交番荷重を受ける三室箱桁の有限要素解析, 第 1 回九州橋梁・構造工学研究会シンポジウム, 2013.
- 5) 服部匡洋, 大塚久哲, 新田直也, 崔準祐: 三室箱桁断面を有する RC 部材に対する有限要素解析に基づくねじりと曲げの相関曲線の定式化, 第 23 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2014. (投稿中)
- 6) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2012.
- 7) 大塚久哲, 宇山友理, 秦逸平: RC 柱部材のねじり剛性低下の定式化と動的解析への適用の研究, 構造工学論文集 A, Vol.55A, pp.680-690, 2009.
- 8) 大塚久哲, 服部匡洋: ねじりと曲げの相関曲線及びねじり非線形を考慮した動的解析手法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.67 (2011), No.4, [特]地震工学論文集, Vol.32, 2012.

DETAIL EVALUATION OF RESPONSE ON RC ARCH BRIDGE IN EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSES CONSIDERED SEVERE TORSIONAL CHARACTERISTICS

Masahiro HATTORI, Hisanori OTSUKA, Hideo WAKISAKA, Noya NITTA,
Joon-Ho CHOI and Yukihide KAJITA

In general earthquake response analyses, the nonlinearity of torsion and the interaction curves between bending and torsion were not considered, and the torsional equivalent analyses were conducted in current design.

In this study, the authors conducted the analyses considered the interaction curves between bending and torsion for RC arch analytical model. In addition, the analyses results were compared to the ones of the torsional linear analyses and the torsional equivalent analyses. As a result, it was clarified that the torsional moments of the torsional equivalent analyses were evaluated smaller than the ones of the analyses considered the interaction curves between bending and torsion. In addition, this equivalent analyses showed that the responses could not evaluate in detail by changing the vibration characteristics