

特集：既設構造物の耐震補強技術

強震動を受けた上路式鋼アーチ橋の耐震補強対策の効果分析

堀 淳一* 運上茂樹**

1. はじめに

2007年7月16日に発生した新潟県中越沖地震は新潟県および長野県において震度6強が観測される強い地震であった。本地震では、原子力発電所への影響や大規模な斜面崩壊などの被害が発生した。道路橋については、従来の地震において比較的良好とみられた支承部の損傷や橋台部の取付け盛土の沈下による段差、軟弱地盤上の橋台の移動などが生じたことが報告されている¹⁾。

また、耐震補強が実施された橋が強震域に存在し、重大な損傷を生じなかったことも報告されている。計測機器等は設置されていなかったため、実際の地震における挙動に関するデータは得られていないが、耐震補強効果が実際の地震によって検証された貴重な事例である。

そこで本研究では、新潟県中越沖地震において強震域に存在した上路式鋼アーチ橋を対象に、その耐震補強効果を分析するために地震応答解析を行った。本文では、その結果を報告する。

2. 解析対象とした橋と地震による損傷

解析の対象としたのは、写真-1、図-1に示す上路式鋼アーチ橋である。1965年に竣工し、アーチ部のメインスパンが120 m、アーチライズが23 mの鋼張出式2ヒンジ逆ローゼ橋であり、橋の両端のアプローチ部にはスパン38 mのゲルバー鋼単純げた（ゲルバーズパン= 32 m）が架かっている。橋長は197 m、幅員は7.5 mである。本橋は設計水平震度0.2を用いた震度法により耐震設計された。

下部構造は、両端橋台は半重力式と控え壁式で、基礎は直接基礎、杭基礎である。アーチ基部は直接基礎により支持されている。アーチリブは高さ1.5 m、幅0.75 mの箱形断面である。鋼板にはSM490材が用いられ、鋼板の厚さはクラウン部では上下面が19 mm、左右面が10 mmであり、



写真-1 解析対象橋梁

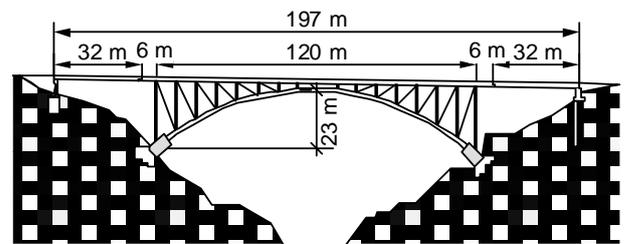


図-1 解析対象橋梁

アーチ基部では上下面が25 mm、左右面が10 mmである。

本橋は、レベル2地震動によりアーチ基部の支承部に深刻な損傷が生じる可能性があること、アーチリブに局部座屈が生じる可能性があること、端支柱に降伏を超える応答が生じる可能性があること等から、兵庫県南部地震以後に図-2に示すようにアーチ基部の固定化、アーチリブへの軽量コンクリート充填、端支柱基部へのコンクリート充填および端支柱へのブレース材の設置、ゲルバーヒンジ部の連続化、アーチクラウン部の補強、落橋防止構造の設置を補強項目とした耐震補強が2000年から2001年にかけて実施された。耐震補強設計においては、アーチ橋の安定性に影響を及ぼさない程度の損傷は許容しながら、本橋に対して実際に施工可能な補強対策を選定している。たとえば、アーチリブには許容モーメントまでの応答を考慮している。本補強により、アーチリブの重量は補強前の1600 kNから約5.7倍の8600 kNに増加し、橋全体としては重量が1.5倍となっている。

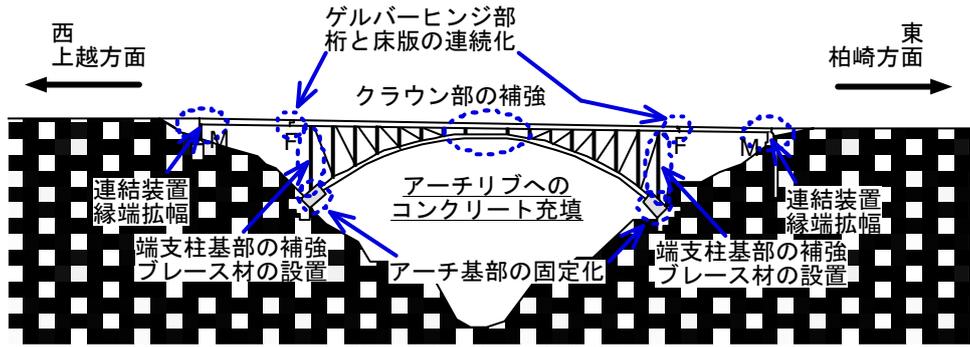


図-2 解析対象橋梁の耐震補強の概要

表-1 アーチリブの許容曲げモーメント

	クラウン部 (kNm)		基部 (kNm)	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
補強前	5860	2382	6661	2229
補強後	11508	6137	14836	7148

表-2 固有値解析結果

(a) 補強前

モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量率 (%)	
		橋軸方向	直角方向
1	1.596	0	79.4
2	0.839	0	0
3	0.780	54.9	0
4	0.479	0	4.8
5	0.423	0	0

(b) 補強後

モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量率 (%)	
		橋軸方向	直角方向
1	1.159	0	66.2
2	0.757	51.6	0
3	0.575	0	0
4	0.505	0	0
5	0.475	0	0

新潟県中越沖地震による被災としては、上部構造では、ジョイント部の衝突の痕跡が確認された。アーチ部においては、アーチリブの一部の横構のガセットプレートに座屈変形が生じたが、アーチリブの主部材には特段の変状、損傷は報告されていない。また、これらの他には親柱の損傷や橋台背面土の沈下による段差も報告されている。

3. 解析モデルと解析条件

本橋に対する耐震補強効果を分析するために、補強前後のモデルに対して地震応答解析を行った。なお、本研究では、主耐震部材であるアーチリブの挙動に着目することとした。補強前の構造系で

は、部材や補剛板の座屈や降伏、支承部の損傷に伴う非線形挙動が生じることが想定されたが、座屈後の挙動の評価は対象にしないこととし、解析ではアーチリブを線形部材としてモデル化した。このほかの部材もすべて線形部材としてモデル化した。一方、補強後については、コンクリート充填を考慮し、アーチリブをバイリニアの履歴特性を有する非線形はり要素でモデル化した。アーチリブに作用する軸力は変動するため、この影響を適切に見込むことが必要であるが、ここでは簡単のために、死荷重による初期軸力を考慮し、変動する軸力が曲げ履歴特性に及ぼす影響は考慮していない。この他、主桁、端支柱、支柱にも非線形性を考慮した。その他の部材は線形部材としてモデル化した。

また、両モデルとも簡単のために幾何学的非線形の影響は考慮していない。

アーチクラウン部およびアーチ基部を例に補強前後の許容曲げモーメントを示した結果が表-1である。ここで、補強前に関しては部材の全体座屈よりも局部座屈が生じるモーメントの方が小さかったため、局部座屈が生じるモーメントを許容曲げモーメントとして示している。なお、局部座屈に対する許容応力度としては、降伏限界までを考慮することとして、許容応力度の割増し係数1.7を用いて許容曲げモーメントを算出した。

これによれば、アーチクラウン部の許容曲げモーメント（座屈モーメント）は橋軸方向、直角方向に対してそれぞれ5860 kNm、2382 kNmである。一方、コンクリート充填による補強後には、これらがそれぞれ11508 kNm、6137 kNmとなる。

表-2は補強前後のモデルに対する固有値解析結果をまとめたものである。このうち、橋軸方向、直角方向の応答がそれぞれ卓越するモードの固有

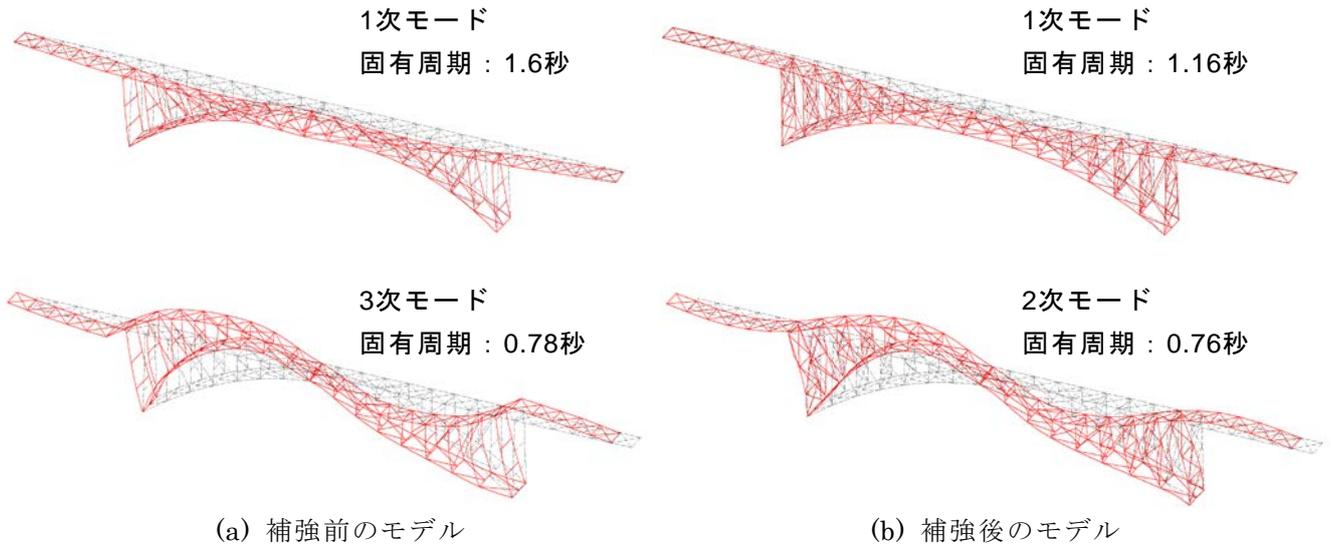
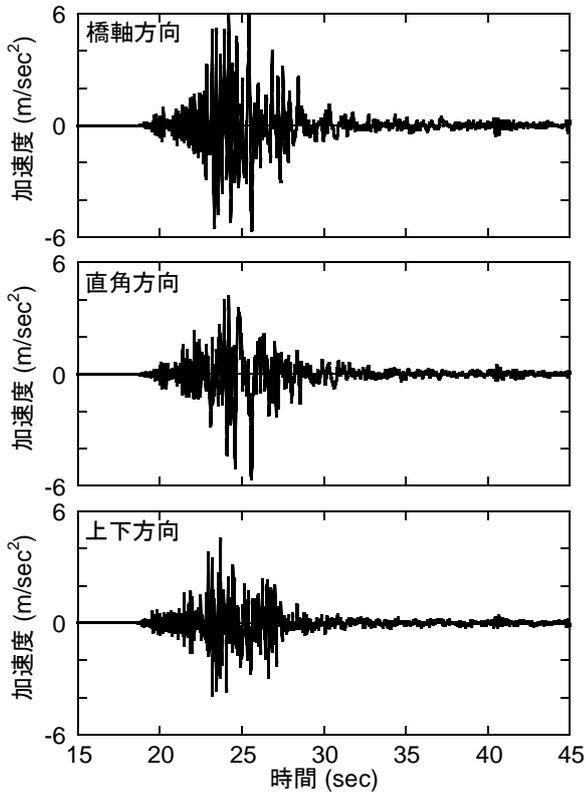
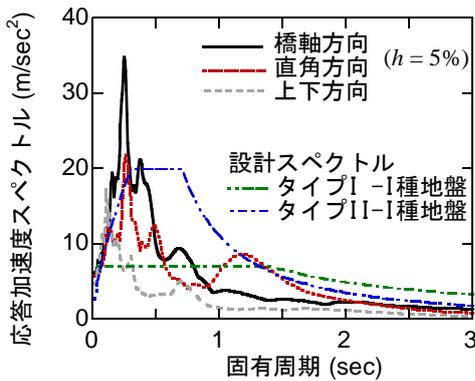


図-3 主要振動モード



(a) 加速度の時刻歴



(b) 応答スペクトル

図-4 解析に用いた地震動

振動モードを図-3に示す。1次のモードはいずれのモデルでも直角方向の変形が卓越している。固有周期は、補強前では1.6秒に対し、補強後には1.16秒となり、アーチ基部の固定化やアーチリブに対するコンクリート充填により橋全体系の剛性が高まったことが分かる。橋軸方向の応答が卓越するのは、補強前後に対してそれぞれ3次モード、2次モードであり、固有周期は0.78秒、0.76秒と近い値となっている。

地震応答解析では、2007年新潟県中越沖地震において実際に生じた挙動を推定するために、架橋地点近傍の観測記録を用い、水平2方向+上下方向の3方向成分を同時に入力することとした。記録としては、国土交通省が設置している米山(道路)気象観測所において観測された地震記録を用いた。なお、本観測点は対象橋梁からは直線距離にして4.5 km程度離れている。入力地震動は橋軸方向、橋軸直角方向の入力となるように角度補正した。解析に用いた記録の加速度の時刻歴と加速度応答スペクトル(減衰定数=5%)を道路橋示方書の設計スペクトル²⁾と比較した結果を図-4に示す。記録の継続時間は290秒間であるが、ここでは、主要動付近の30秒間を示している。最大加速度は橋軸方向、直角方向、上下方向に対してそれぞれ5.95 m/sec²、5.61 m/sec²、4.52 m/sec²である。水平方向の地震動は、いずれも固有周期0.25秒付近に20 m/sec²を超えるピークを有するが、短周期成分が卓越した地震動である。本橋の卓越周期付近における入力地震動の応答ス

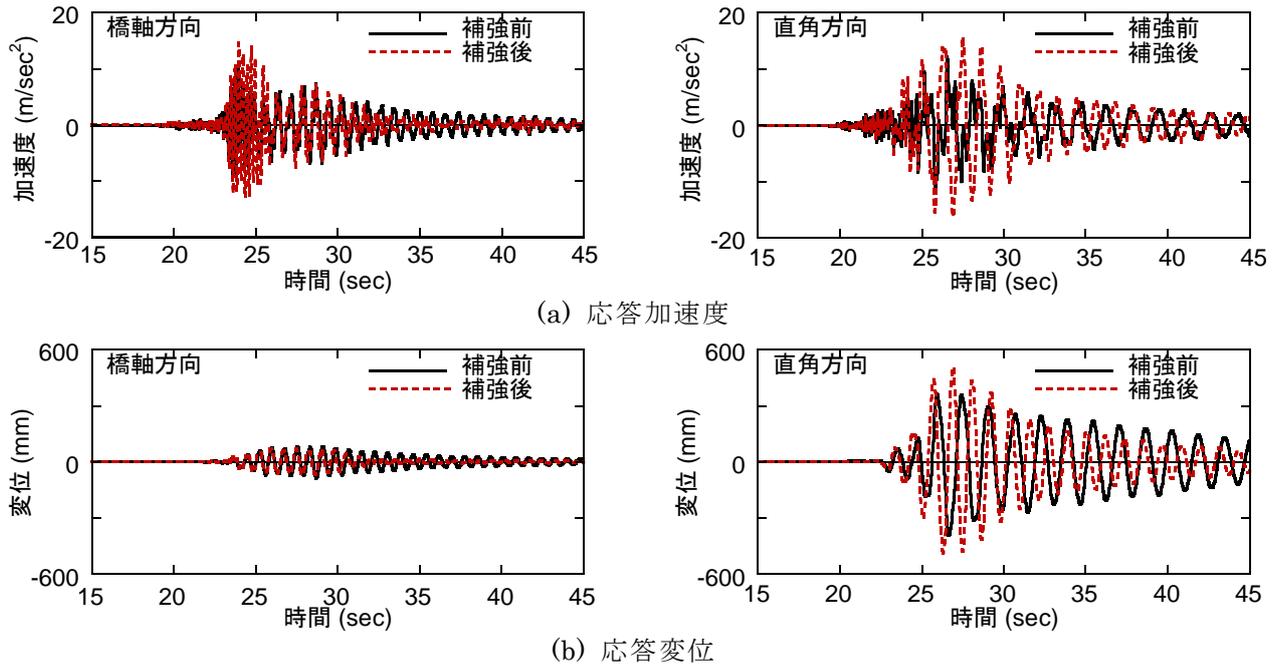


図-5 アーチ中央の桁の応答

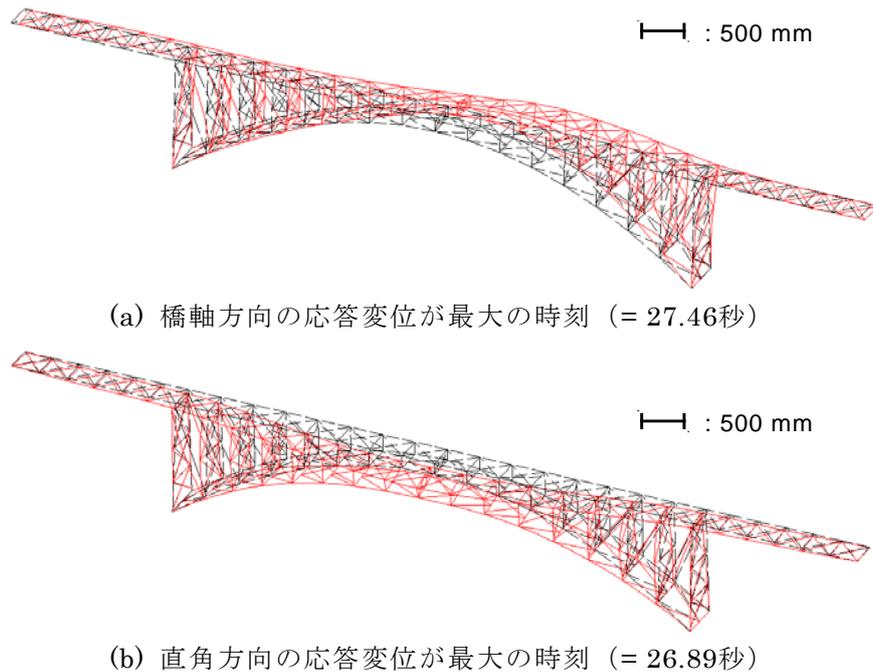


図-6 補強後のモデルにおいて応答変位が最大時の変形図

ペクトルは2.5～8.6 m/sec²程度であり、橋軸方向の地震動は道路橋示方書の設計スペクトルよりも小さいが、直角方向の地震動はこれよりも大きく、道路橋示方書に規定される地震力と同程度かそれより大きな地震力であった。

4. 耐震補強効果の分析

図-5にアーチ中央の桁上における応答加速度、応答変位の補強前後のモデルに対する比較を示す。

また、図-6には補強後のモデルに対する解析において、各方向に最大応答変位が生じた時刻の変形図を示している。補強後のモデルに対する解析結果より、本橋は新潟県中越沖地震の際に、橋軸方向には最大で70 mm程度、直角方向には500 mm程度の応答変位が生じたと推測される。

補強前後で比較すると、応答加速度は、補強前に比べて補強後には30～40%増加している。これは、耐震補強により橋の剛性が増加したためと

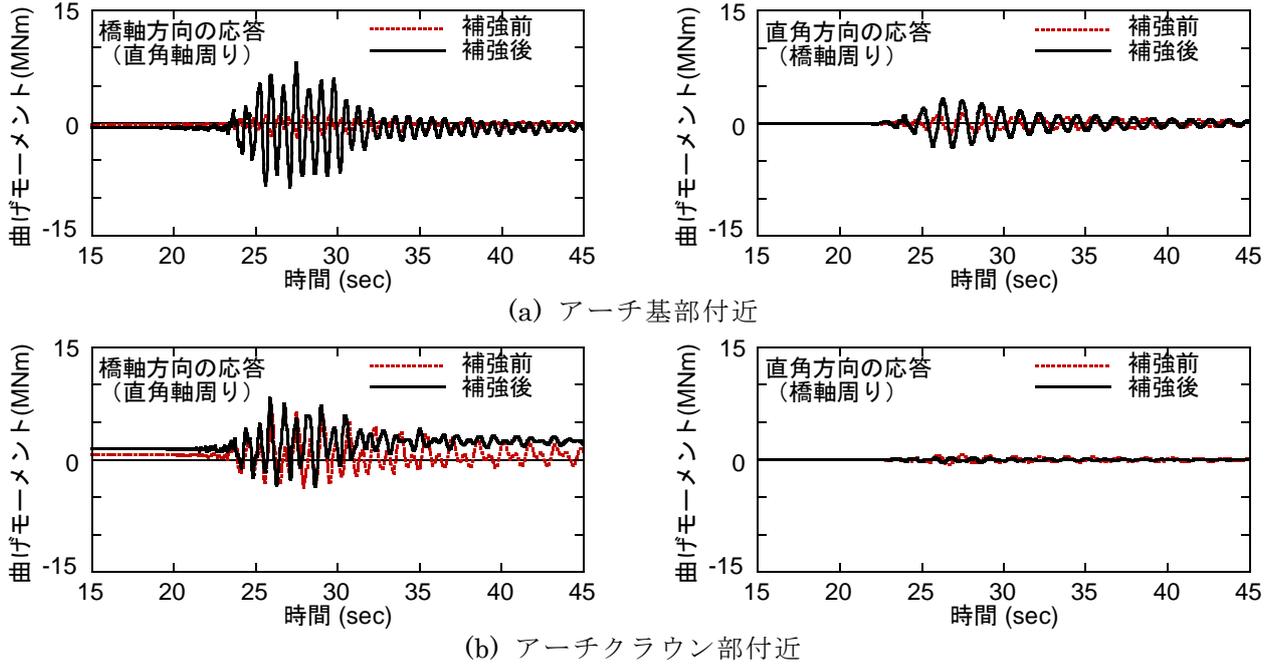


図-7 アーチリブの応答曲げモーメント

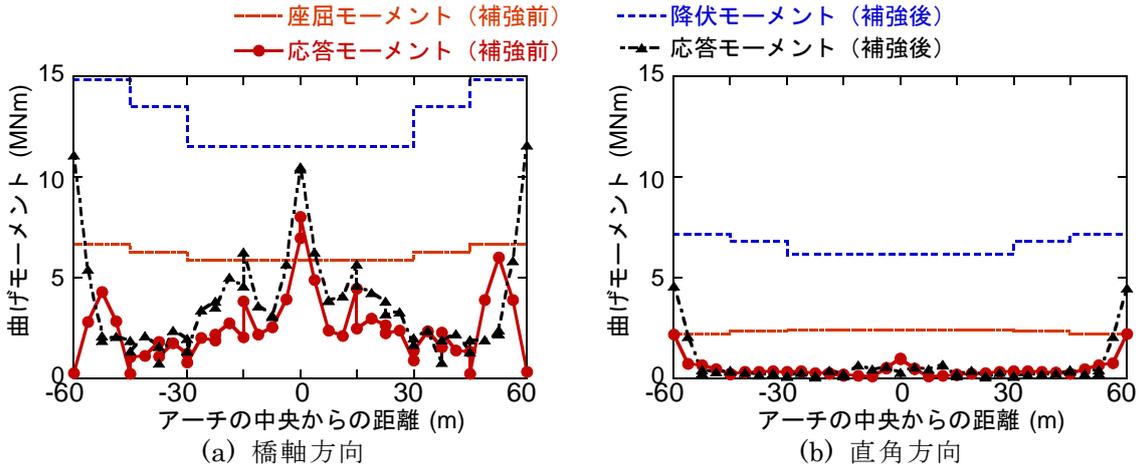


図-8 アーチリブ部の最大応答曲げモーメントと許容曲げモーメント

考えられる。応答変位は、橋軸方向には20%近く小さくなり、直角方向には30%大きくなった。なお、補強前は弾性挙動したと仮定する場合を比較したものであり、非線形挙動を考慮すると補強前の変位はさらに大きくなると考えられる。

図-7にアーチリブの主要な点における応答曲げモーメントを示す。ここには、アーチ基部付近とクラウン部付近の応答を例として示す。こうした結果から、最大応答曲げモーメントを抽出し、これを許容曲げモーメントと比較した結果を図-8に示す。ここでは、補強前に関しては局部座屈モーメントと、補強後に関しては降伏曲げモーメントとそれぞれ比較している。これによれば、補強後のモデルに対する解析結果より、本橋には新潟県

中越沖地震の際に、アーチクラウン部において橋軸方向の降伏曲げモーメントの91%に相当する曲げモーメントが生じたこと、アーチ基部付近にも橋軸方向、直角方向に対して降伏曲げモーメントのそれぞれ75%、65%程度の曲げモーメントが生じたことが推定された。なお、本解析では死荷重による初期軸力のみを考慮した解析を行ったが、アーチ基部では初期軸力の6.6 MN（圧縮）から、27.6 MN（圧縮）～13.5 MN（引張）の間で、アーチクラウン部では初期軸力の2.6 MN（圧縮）から、14.5 MN（圧縮）～8.3 MN（引張）の間で、軸力が変動しており、この影響によりアーチリブは降伏した可能性もある。これについては軸力変動の影響を考慮した分析検討が必要で

ある。

また、リブ以外の部材では、クラウン部付近の主桁に降伏モーメントを多少上回る応答が生じたことが推定された。端支柱については、橋軸方向、直角方向のいずれの方向に対しても、降伏耐力の50%程度の応答が生じた。

補強前には、最大応答はアーチクラウン部で生じており、その値は座屈モーメントを40%近く上回っている。アーチ基部は橋軸方向にはヒンジのため、曲げモーメントは生じないが、アーチ基部から1つクラウン部側の支柱の基部に相当する箇所において4000 kNm程度の曲げモーメントが生じている。直角方向にはアーチ基部で2200 kNmと座屈モーメントとほぼ同等の応答が生じる。また、アーチ基部の支承部では、水平方向、鉛直方向ともに支承耐力の10倍以上の作用力が生じることが推定され、支承が破壊することが推定された。

以上より、耐震補強がなされなければ、アーチ基部の支承部が破壊し、橋全体系の安定性に影響を及ぼすとともに、アーチリブにおいてもクラウン部において局部座屈モーメントを超え、損傷した可能性が推定された。一方、補強後にはアーチリブの応答は弾性範囲内におさまっており、実際の被害においてもアーチリブには損傷が生じなかった点をおおむね再現できている。

5. 結論

本研究では、2007年新潟県中越沖地震の強震域に存在した耐震補強が施された鋼アーチ橋を対象に、地震の際に生じた応答を推定するとともに耐震補強効果の分析を行った。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 当該橋梁では耐震補強としてアーチ基部の固定化、アーチリブへのコンクリート充填、アーチクラウン部の補強、端支柱の補強等が行われた。新潟県中越沖地震では、アーチリブ、主桁等の主構造部材には変状、損傷は確認されなかった。
- 2) 本橋では、新潟県中越沖地震の際にアーチクラウン部付近において橋軸方向には最大で70 mm程度、直角方向には500 mm程度の応答が生じたと推測される。
- 3) 本橋では、新潟県中越沖地震の際にアーチクラウン部において橋軸方向の降伏曲げモーメント

の91%に相当する曲げモーメントが生じていたこと、アーチ基部付近にも橋軸方向、直角方向に対して降伏曲げモーメントのそれぞれ75%、65%程度の曲げモーメントが生じたことが推定された。これは、実際の被害においてもアーチリブには損傷が生じなかった点をおおむね再現できている。

4) 補強前の状態で新潟県中越沖地震の地震動を受けた場合には、アーチ基部の支承部が破壊し、橋全体系の安定性に影響を及ぼすとともに、アーチリブにおいてもクラウン部において局部座屈モーメントを超え、損傷が生じた可能性もある。この推定結果と今回の地震で特段の被害がなかった点から考えると、耐震補強の効果が発揮されたものと推測される。

謝 辞

本研究に際し、対象橋梁の構造図面、設計計算書は北陸地方整備局および北陸地方整備局長岡国道事務所の関係各位よりご提供頂きました。また、米山（道路）気象観測所の地震記録は、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室よりご提供頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所：平成19年（2007年）新潟県中越沖地震被害調査報告、土木研究所資料、No. 4086、2008。
- 2) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996。

堺 淳一*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究
センター橋梁構造研究グ
ループ主任研究員、博(工)
Dr. Junichi SAKAI

運上茂樹**



国土交通省国土技術政
策総合研究所危機管理
技術研究センター地震
災害研究官、工博
Dr. Shigeki UNJOH