

# 上路式アーチ橋の耐震補強工事と補強効果確認のための現場試験報告

国土交通省富山河川国道事務所

鳩澤 弥

宮地鐵工所

正会員

山下久生

高松工業高等専門学校

正会員

太田貞次

## 1. はじめに

一般国道8号「上輪橋」は1965年竣工の中央径間120mの2ヒンジ逆ローゼ橋であり、道路橋示方書の荷重体系の変更に対応した耐荷力を確保するとともに、兵庫県南部地震クラスの地震時にも橋梁が致命的な損傷を受けないことを目的として補強工事を実施した。その際、補強工法の妥当性と補強効果の確認ならびに補強後の橋梁における耐荷力・耐震性能の確認を目的として、補強工事の前後に実橋を対象とした荷重載荷試験、振動試験、応力頻度計測を行った。これら試験・計測結果および試験・計測により検証された補強効果と補強後橋梁の耐荷力・耐震性能について、大規模地震時を対象とした動的解析結果とともに報告する。

## 2. 耐震補強方法

上輪橋の補強前の橋梁諸元を図-1に示す。本橋では大規模地震時にアーチクラウンとアーチ基部、および端柱の下部において致命的な損傷を発生する解析結果となったため、次の3種類の補強を行い、安全性を確保することとした。

端部斜材を追加し全体剛性を高める。

アーチ基部を固定化する。

アーチリブと端支柱下部にコンクリートを充填し、局部座屈を防止するとともに部材剛性を高める。

なお、充填コンクリートには高流動軽量骨材コンクリートを使用した。

## 3. 補強効果確認のための現場試験

### (1) 荷重載荷試験

45 ton ラフタークレーン3台をアーチL/2, L/4位置に載荷した時のL/2, L/4位置の補強前後の変位を表-1に示す。表から、補強により橋軸方向変位で40%程度と非常に小さくなっていること、またそれ以外の変位成分においても60~90%と全ての方向で変位が小さくなっており、補強により橋梁全体の剛性が高まることが確認された。

### (2) 振動試験

45 ton ラフタークレーン1台が30 km/hrで走行した時の補強前後の固有振動数をFEMによる固有値解析結果とともに表-2に示す。表より計測による1次振動固有振動数は補強前が0.82 Hz、補強後が1.09 Hzであり、補強により33%程度大きくなることが確認された。また計測値と解析値の

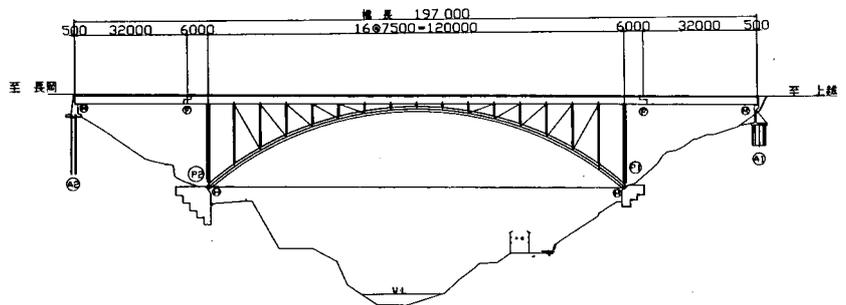


図-1 上輪橋の橋梁諸元

表-1 補強前後の変位の比較

変位方向	L/4 載荷			L/2 載荷			
	補強前 (mm)	補強後 (mm)	補強後/補強前	補強前 (mm)	補強後 (mm)	補強後/補強前	
L/4	鉛直方向	13.2	8.4	0.64	2.5	1.9	0.76
	面外方向	1.0	0.7	0.70	-1.6	-0.9	0.56
L/2	鉛直方向	2.8	2.5	0.89	13.6	7.9	0.58
	橋軸方向	-3.2	-1.2	0.38	-0.7	0.3	0.43

表-2 補強前後の固有振動数の比較

次数	卓越方向	補強前		補強後		振動モード
		固有振動数(Hz)		固有振動数(Hz)		
		計測値	解析値	計測値	解析値	
1	面外方向1次	0.82	0.82	1.09	1.11	対称
2	橋軸・鉛直方向1次	計測せず	1.48	1.79	1.95	橋軸：対称 鉛直：逆対称
3	面外方向2次	1.45	1.54	1.94	2.11	逆対称
4	面外方向3次	2.63	2.80	2.69	3.00	対称

キーワード 上路式アーチ橋, 耐震補強工事, コンクリート充填補強, 現場計測, FEM 動的解析

連絡先 〒290-8580 千葉県市原市八幡海岸通3番地 (株)宮地鐵工所 TEL: 0436-43-2114

比較では、1次振動で両者はほとんど同じ値であり、また高次の振動においても解析値が計測値より10%程度大きいものの、解析結果は計測値を十分にシミュレート出来ていることがわかる。

次に計測結果から求めた補強前後の減衰比をそれぞれ表-3に示す。表より補強にともなう減衰比の増減に規則性はないが、補強後の減衰比が全て0.03以上となっていることが確認された。

### (3) 応力頻度計測

通過交通を対象とした72時間の応力頻度計測で得られた発生最大応力度を使用して、補強後の断面に対する耐荷力を照査した結果を表-4に示す。表中の死荷重応力度はFEM解析により計算したものである。

表より実際に通過する自動車荷重による応力度は主桁下フランジでは41.2～56.6 N/mm<sup>2</sup>と大きいですが、死荷重による応力度が小さいため、またアーチリブでは自動車荷重により発生する応力度が小さいため、補強後の橋梁は計測した全ての部材部位で十分な耐荷力を有することがわかる。

## 4. 地震時に対する解析検討

補強後の橋梁を対象としてFEM動的解析を行い地震時の安全性について照査した。入力地震波には、タイプ地震として1978年の宮城県沖地震波を、タイプ地震として兵庫県南部地震波を使用し、橋軸方向と橋軸直角方向に作用させて解析した。解析ではタイプ地震の応答値の方が大きくなったため、表-5にはタイプ地震時の解析結果のみを示す。

表では、地震時に発生する応力度が大きいアーチ基部、クラウン部と端支柱下部の応力度を地震時の許容応力度とともに示した。アーチリブと端支柱下部の応力度は鋼換算したコンクリートと鋼箱桁による合成断面として計算した。アーチ基部を固定化したことにより橋軸方向地震時に基部に大きな応力度が発生したが、許容応力度の範囲内に収まることが確認された。また、橋軸直角方向地震時に端支柱下部に大きな応力度が発生したが、許容応力度以下となることがわかった。

## 5. まとめ

2 ヒンジ逆ローゼ橋「上輪橋」では、大規模地震時の安全性を確保するためにアーチリブに軽量骨材コンクリートを充填するとともにアーチ基部を固定化する耐震補強工事を実施した。その際、補強工事の前後に現場試験・計測および補強後の橋梁を対象とした動的解析を行い次のことが確認された。

補強により橋梁の剛性が高まり、また補強後の橋梁は通行車両に対する十分な耐荷性能を保有する。

補強にともなう振動モードは変わらず、またL/2、L/4位置の全ての方向で0.03以上の減衰比となる。

補強後の橋梁は大規模地震に対する安全性を確保している。

本報告における地震時の解析検討は、木村 崇氏（現国土交通省四国整備局大洲工事事務所）の卒業研究から引用した。ここに、御礼申し上げます。

表-3 補強前後の減衰比の比較

振動方向	L/4 位置			L/2 位置		
	補強前	補強後	補強後 補強前	補強前	補強後	補強後 補強前
鉛直方向	0.060	0.035	0.58	0.020	0.034	1.70
面外方向	0.028	0.030	1.07	0.090	0.031	0.34

表-4 補強後の耐荷力評価結果

部材	部位	補 強 後			許容 応力度 (SM490Y) (N/mm <sup>2</sup> )	
		死荷重 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	測定最大 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 の合計 (N/mm <sup>2</sup> )		
基部	垂直材	フランジ	-32.0	カウント されず	-32.0	-118.2
	アーチ材	フランジ	-90.0	カウント されず	-90.0	-174.0
		フランジ	-75.8	カウント されず	-75.8	-174.0
L/4	主桁	下フランジ	-3.3	56.6	53.3	186.2
	垂直材	フランジ	-25.6	カウント されず	-25.6	-149.6
	斜材	フランジ	18.3	30.9	49.2	186.2
	アーチ材	フランジ	-82.2	カウント されず	-82.2	-174.4
		フランジ	-67.5	-10.3	-77.8	-174.4
L/2	主桁	下フランジ	29.9	41.2	71.1	137.2
	アーチ材	フランジ	-100.8	-15.4	-116.2	-174.4
		フランジ	-29.0	-15.4	-44.4	-174.4

表-5 補強後の耐震検討結果

地震波入力方向	着目位置	最大応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 (N/mm <sup>2</sup> )
橋軸方向	アーチ基部	245	269
	アーチクラウン	43	278
	端支柱下部	87	264
橋軸直角方向	アーチ基部	131	258
	アーチクラウン	71	261
	端支柱下部	258	261