

国道32号 ^{ふじかわ} 藤川橋の補修方法 決定に至るプロセスについて

田代 早紀

四国地方整備局 徳島河川国道事務所 道路管理第二課 (〒770-8554 徳島県徳島市上吉野町3丁目35)

国道32号(77k240～77k345)にある藤川橋は、建造後50年を経過する橋長113.600mの2径間単純鋼合成鉄桁+単純鋼ランガーアーチ橋である。

補修実施に向け行った現地踏査において、異常な振動をランガーアーチ部で確認した。そこで、振動原因を推定し、その原因を解析等により追究した結果を踏まえて、補修工法の選定を実施したものである。本報告は、補修方法の決定に至るプロセスを報告するものである。

キーワード ランガーアーチ、鋼板の浮き、振動、固有振動数、3次元立体骨組み解析

1. はじめに

藤川橋は、山城町にある吉野川水系藤川谷川を横過するランガーアーチ橋(L=113.60m)である。

架橋位置における交通量は4,700台/日程度であるが、大型車混入率が30%にも及ぶ主要幹線道路であるとともに、沿線地域の日常生活を支える重要な道路である。

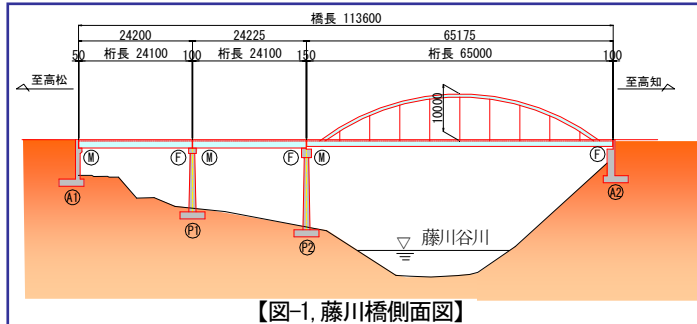
また、国道32号は高松～高知間を結ぶ主軸として、東南海・南海地震発生時には、太平洋側への道路啓開ルートとなっており、さらに第一次緊急輸送道路として機能する重要な路線ともなっている。

このような状況にある中、平成24年10月に現地踏査を行ったところ、大型車両の通行時に異常な振動を確認した。本稿では、たわみの実測調査を基にした逆解析を行い固有振動数および、その結果を踏まえた振動の対策工など一連のプロセスを報告するものである。

2. 橋梁諸元

表-1; 橋梁諸元一覧表

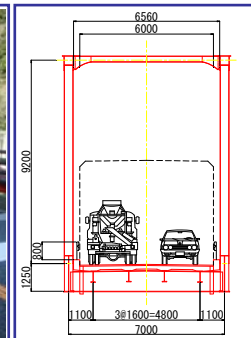
橋梁諸元		
荷重および橋格	TL-20 1等橋	
橋長	113.60m	
桁長	24.10m+24.10m+65.00m	
支間長	23.50m+23.50m+64.00m	
全幅員	6.56m	
設計水平震度	Kh=0.20	
構造形式	上部工	2径間単純鋼合成鉄桁橋, 1径間単純鋼ランガーアーチ橋
	下部工	半重力式橋台、RCラーメン橋脚
	基礎工	直接基礎
適用示方書	昭和31年 鋼道路橋設計示方書	



【図-1. 藤川橋側面図】



写真-1. 藤川橋現況写真



【図-2. 藤川橋断面図】

3. 振動原因の推定

3.1. 振動に対する取組み

道路橋示方書・同解説では、振動に対する許容値の規定が、応力度やたわみ量などのように無い。

しかし、異常な振動は、騒音や低周波の発生の恐れもあり、周辺住民の生活環境に悪影響を与える事もあることから、原因究明と対策工の検討を実施した。

なお、振動は橋梁の振幅に起因し、立体横断施設・技

術基準では、歩行者に対する不快感を与えないように式(1)のように示されている。

$$f = \frac{P}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \times \left(\frac{n \times \pi}{L} \right) \times \sqrt{\frac{E \times I}{m}} \quad \dots \text{式(1)}$$

ここに、
 f=固有振動数(Hz), P=固有円振動数(rad), E=ヤング係数
 L=支間長(m), m=桁の質量, I=桁の剛度
 n=振動モードの次数で「lor2」

また、耐風設計便覧では一般的な橋梁の固有振動数を式(2)のように示している。

$$f = \frac{100}{L} \quad \dots \dots \dots \text{式(2)}$$

従って、対象橋梁の場合f=1.56Hz(0.641sec)となる。

3.2. 振動原因の推定

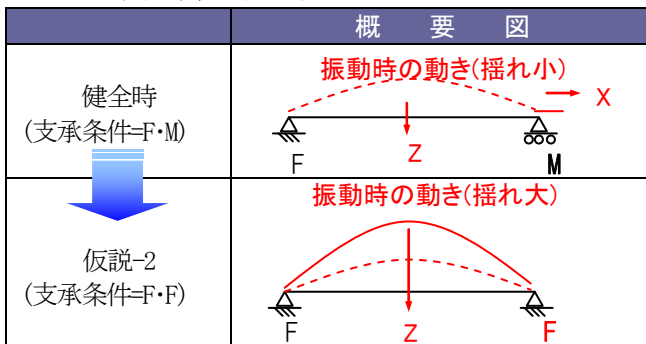
現地踏査および式(1)における桁の剛度(I)に着眼し想定できる振動原因の仮説を4つ立てた。

<仮説-1; 上部工の断面剛性(I)不足>

建造時はTL-20を想定して設計しているため、上部工の板厚や構造高が小さいことから、上部工の剛性不足により振動モードが長周期化し振動が発生している。

<仮説-2; 支承機能の損失>

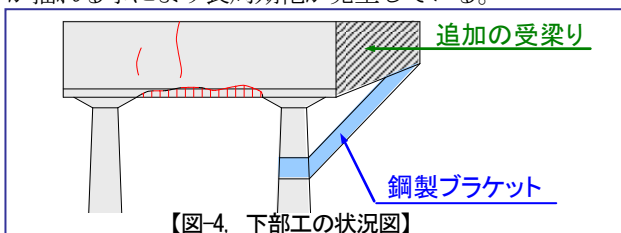
ピンローラ支承であるため橋梁点検では確認できない支承内部で機能が損失しており、支承条件が「現状のF・M」→「F・F」となり、活荷重たわみによる桁移動が通常は、上下+橋軸方向できるものが、上下のみの移動になる事によって長周期化が発生する



【図-3. 支承条件の変化による振動の仮説図】

<仮説-3; 下部工梁の揺れ>

下部工は、歩道橋を後施工で添加している。よって、建造時想定していた荷重を上回って作用し、下部工の梁が揺れる事により長周期化が発生している。



【図-4. 下部工の状況図】

<仮説-4; 上部工の経年劣化による断面剛性の低下>

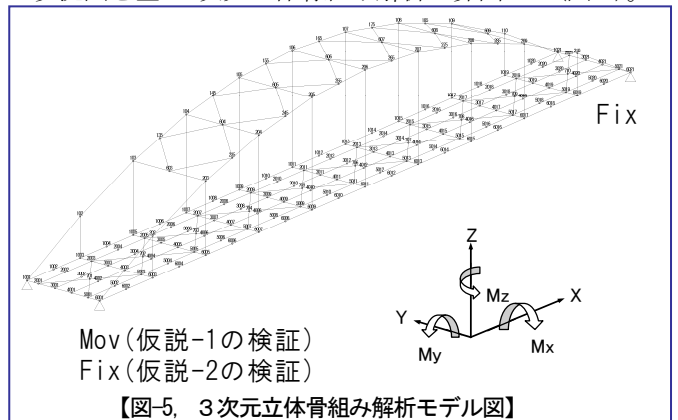
設計上は現存する床版や鋼桁に対して全ての剛度を見込んでいるものの、床版の経年劣化により床版剛性や鋼桁の断面剛性が衰えているため、設計で得られた解と異なる固有振動となり長周期化している。

なお、橋梁点検結果でも床版補強を行った鋼板接着の浮きが多く確認されている。

3.3. 解析と詳細調査による振動原因の特定

(1) 解析による仮説1・2の検証

現況図を基に3次元立体骨組み解析で算出した(図-5)。



【図-5. 3次元立体骨組み解析モデル図】

結果、補剛桁やアーチ桁部の活荷重たわみは許容値を満足しているものの、固有振動照査結果は、表-2の通りであった。

表-2. 現況の固有振動解析結果(仮説1・2の検証結果)

	仮説-1	仮説-2
	固有周期(sec)	固有周期(sec)
1次モード	0.472	0.472
2次モード	0.311	0.276
3次モード	0.202	0.197
4次モード	0.175	0.175
5次モード	0.118	0.118

表2より、0.641secより固有周期が短いため、仮説1・2(0.472sec)が主たる要因では無いと判断した。

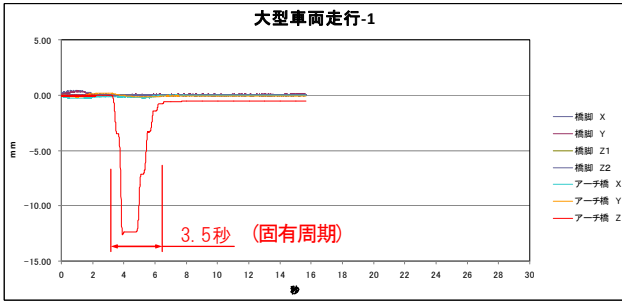
(2) 詳細調査による振動計測(仮説3・4の検証)

下部工自体の揺れや現況の固有周期を把握するために詳細調査を実施した。具体的には、橋軸方向および直角方向に変位計を設置し不動点からの変位量を計測し固有周期を算出した(写真-2)。



【写真-2. 変位計測状況写真】

調査結果、下部工自体の揺れは無いものの(仮説-3；下部工自体の揺れが振動の原因で無い)、上部工のZ方向に異常な固有周期を確認した(グラフ-1)。



【グラフ-1, 大型車両走行時の固有周期】

設計上の0.472秒の固有周期に対して、約8倍の固有周期3.5秒を確認した。

これを基に、点検で確認されている上部工の鋼板接着の損傷を反映した逆解析を実施したところ2.6secと近似する結果となった。

以上より、振動原因は「仮説-4；上部工の経年劣化による断面剛性の低下」によるものであると特定した。

4. 補修対策工の検討

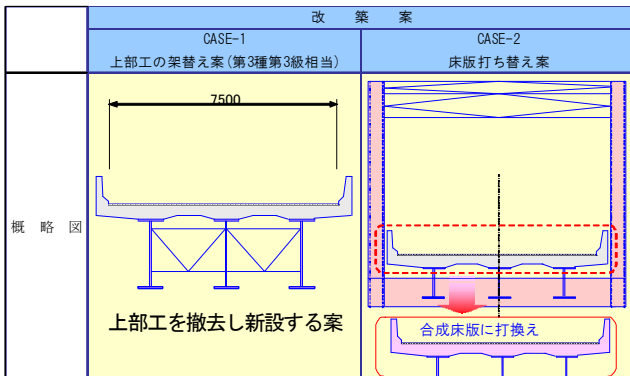
「3. 損傷原因の推定」より、上部工の経年劣化により異常な振動が発生している事が明確になった。

よって、上部構造を主眼に対策工を考案した。

なお、本橋は、①供用後50年を経過し大規模な補修工事を3回行っている②架橋位置は迂回路(L=500m程度)がある③鋼板の浮きが橋面積の4割程度発生しているという現状を踏まえて、本橋では改築案も策定した。

4.1. 新規改築案の検討

改築案は、架橋条件も踏まえて、「CASE-1；第3種第3級相当の幾何構造を有した鋼単純合成鈹桁橋に架替える案」、「CASE-2；ランガーアーチの主構造を活かし、RC床版を合成床版(鋼とコンクリートの複合構造)に打換えて上部工剛性を向上させる案」を策定した(図-6)。



【図-6, 改築案の概要図】

検討を行った結果、後述する補修案に対して、CASE-1では約10倍(24,000万)、CASE-2では約2.5倍(6,300万)のライフサイクルコスト(100年で試算)であった。

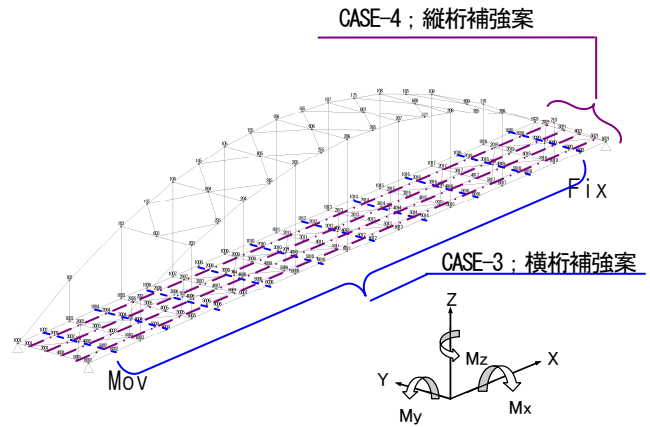
以上より、上部工に発生している異常な振動に対する抜本的解決は行えるものの、経済性において優位性を発揮する事ができないため、改築案を選定するには至らないと判断した。

4.2. 部分改築案の検討

新規改築案は選定に至らないものの、「CASE-3；横桁補強(横桁間隔を現況の2倍に配置)により振動を低減する案」や「CASE-4；縦桁補強(縦桁の剛度を現況の2倍)により振動を低減する案」などの部分改築による効果についても検証を行った。(図-7および表-3)

なお、ランガーアーチの補強は振動対策に大きく寄与できるものの、鋼重が80t程度向上し下部構造への影響が大きいことから検討案から除外した。

検討の概要図と結果を以下に示す。



【図-7；部分改築の検討概要図】

表-3, 部分改築の固有振動解析結果

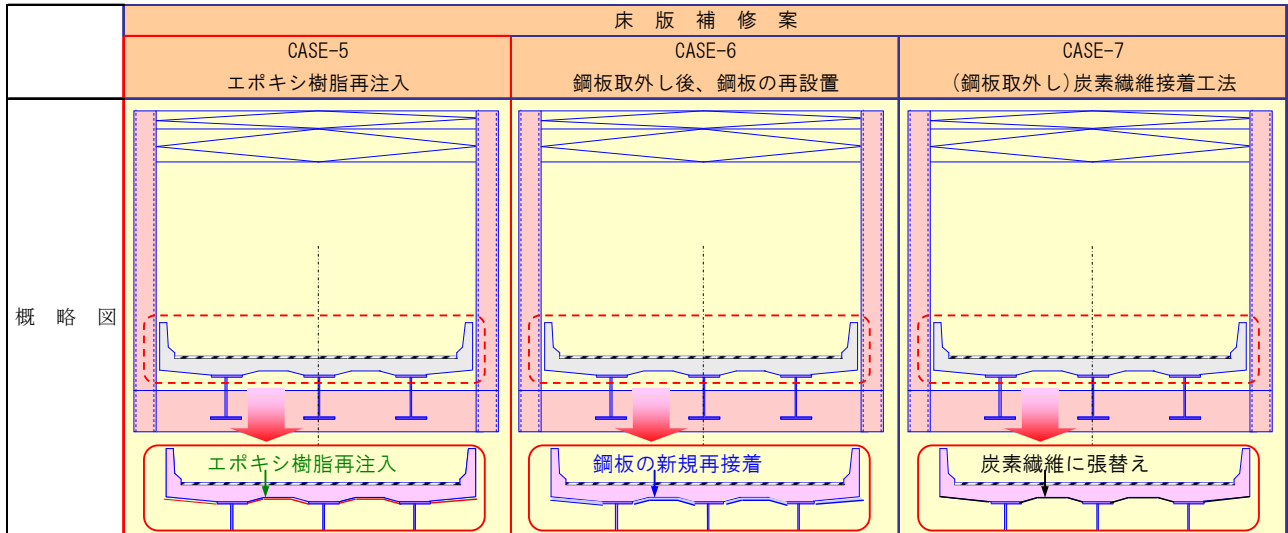
	CASE-3	CASE-4
	固有周期(sec)	固有周期(sec)
1次モード	0.472	0.442
2次モード	0.311	0.317
3次モード	0.202	0.191
4次モード	0.173	0.185
5次モード	0.118	0.111

「表-3」に示した固有振動解析結果より、鋼板補修を行った上で、横桁や縦桁の剛度を2倍に向上しても、振動が卓越する1次振動モードにおいて、現況照査結果の0.472秒からの固有周期が改善されていない。

また、ライフサイクルコストにおいても後述する補修対策案に対して優位性を発揮できなかった。

以上より、部分改築案は選定に至らないと判断した。

4.3 床版補修案の検討



補修対策案を、上図-8に示す。

<CASE-5；エポキシ樹脂再注入>

本案は、大型車混入率が高い首都高速道路や阪神高速道路などでの補修実績がある案である。

施工は鋼板接着の浮きに対して、流動性の高いエポキシ樹脂を再注入する案で直接工事費としては700万程度で可能な案である。

なお、エポキシ樹脂は硬化する事により体積の減少が発生し、再度鋼板の浮きが発生する事が予測できる。

従って、ライフサイクルコストの算出にあたっては25年/補修と推定して比較を行った。

<CASE-6；既設補強鋼板の取外し後、再設置案>

本案の実績件数は少ないものの、施工は確実にできるメリットがある。

デメリットとしては、鋼板脱着や設置時に片側交通規制が発生すると同時に、経済面で4,200万程度とCASE-5に比べて優位性が無い。

<CASE-7；(鋼板取外し)炭素繊維接着工法>

本案は、床版の浮きに対して鋼板を撤去し、軽量の炭素繊維に張替える案である。

炭素繊維を用いる事により、鋼板の使用時に比べて軽量であるため下部工への負担を最小限に留める事が可能である。

一方で、CASE-6と同様に片側交通規制を必要すると同時に、経済面では4,500万の直接工事費を必要とするため、デメリットが大きい。

以上より、経済性・施工性・交通利用者への環境面および施工実績などの総合的判断より、「CASE-5；エポキシ樹脂による再注入」による補修案を選定した。

5. 今後の課題

平成24年度は、限られた時間の中で調査を始めとした解析などの諸検討を実施した。

その結果、振動原因は上部工の経年劣化であると特定しており、補修を行えば振動は抑制できることが判った。

しかしながら、補修の実施にあたっては、以下の項目について妥当性の検証を実施する事が必要と考えられる。

- ①施工前の大型車(10tトレーラ)載荷試験による鋼桁部の応力測定と振動の再計測
- ②施工調整会議の実施により、設計思想と施工上の留意点を施工者へ確実に伝達する。
- ③施工後に大型車(10tトレーラ)載荷試験を実施し、効果の確認を行う。

なお、RC床版や鋼桁部に設計で想定できない内部欠陥があり、効果の発揮を検証できない場合も想定できる。

このような場合は、床版のコア抜きを実施する事による他の損傷把握、橋脚の耐震補強設計や工事などに合わせて行う改築案などを検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設同解説基準
- 2) 日本道路協会：耐風設計便覧