

鋼鉄道橋の支承部補修および応力測定による安全性と補修効果の確認

JR 東日本 正会員 ○千明 祐也
 JR 東日本 正会員 塚原 高志
 JR 東日本 正会員 井上 英一

1. はじめに

J R 東日本郡山土木技術センターが維持管理する橋りょうには 702 連の鋼桁があり、平均経年は 66 年である。長期間使用しても損傷の見られない健全な鋼桁が多いが、構造や環境の違いから、疲労損傷に至る鋼桁も存在する。

当該橋りょうは、支間 19m の単線上路プレートガーダー（斜角 70 度・7 連）が架設されており、支承部にソールプレートを用いた面支承となっている（写真-1、表-1）。



写真-1 橋りょう全景

表-1 橋りょう諸元

橋 長	177.48m
桁 形式	GD, CTP
支 間	GD (19.16m*7連), CTP (19.00m*2連)
設計荷重	GD (KS-15), CTP (KS-18)
製作年	GD (1920年), CTP (1962年)

支間が長く面支承には適さないため、活荷重載荷時に面支承の前端に局部的な応力集中が起り、支点部下フランジに亀裂が発生した。

今回、損傷部材と支承部の補修工法の検討及び補修効果の確認のため実施した応力測定について述べる。

2. 損傷概要

活荷重載荷時にソールプレートの前端部の腹板直下部

の摩耗による食い込みでソールプレートが凹状態になり下フランジアングルに首曲げが発生し亀裂が生じたと考えられる。亀裂は 7 連全て、16 箇所に確認され、



写真-2 下フランジの亀裂

最大延長は 250mm（幅 0.4mm）であった。支承部の損傷状態を写真-2 に示す。

よって、たわみによる応力集中（可動不良）を考慮した補修計画を策定¹⁾することとした。

3. 補修計画

1)当初案（既存形状）

亀裂が発生した部材を交換すると共に、たわみによる応力集中を防ぐため、現在の面支承を線支承に変更することとする（図-1）。橋桁の形状は現況のまま、損傷部材と沓を交換する

計画とした。この場合、
 鑄造沓を挿入するための
 離隔を下部工側に確保
 するため、既設ベッド
 ストーンの撤去を要す
 る。当該箇所
 の列車間合（約 2 時
 間）が短いため、夜間
 の作業時間を短縮する
 検討を再度おこなった。

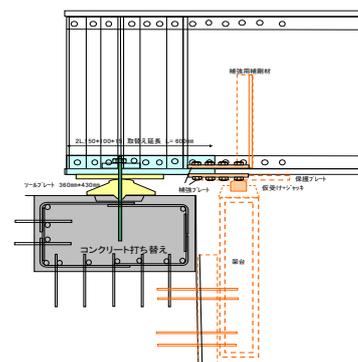


図-1 補修工法（当初）

2)修正案（変更形状）

線支承に変更するための離隔と施工性を考慮し、主桁の一部を切欠いた構造に変更することとした²⁾（図-2）。

当初案と修正案を総合的に比較検討した結果、下部工側の作業が少ないことや、荷重受け替えの面で有利であるため修正案を採用することとした。

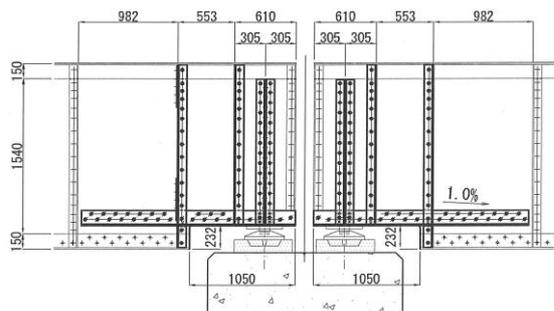


図-2 補修工法（修正）

キーワード：鋼鉄道橋、支承部、維持管理、疲労損傷、活線施工、応力測定

連絡先：〒963-8003 福島県郡山市燧田 195 JR 東日本 郡山土木技術センター Tel024-934-9010

4. 施工概要

支承部の橋軸直角方向にブラケットを設置し、橋台または橋脚上で列車荷重を支持する方針とした(写真-3)。



写真-3 仮受けブラケット

1)既設リベット取替え

ボルト交換を容易にするための準備作業として、日中間合いで高力ボルトに交換する。

2)ブラケット取り付けおよび荷重受替え

ブラケット接合用の補剛材に交換し、ブラケットを取り付ける。次に、200 t ジャッキ (中央) 1 台と 100 t ジャッキ (左右) 2 台を用い、荷重を既設の沓から仮設ブラケットに受け替える。

3)主桁ウェブ切断およびアンカーボルト設置

主桁ウェブをガス切断し、支承部周辺の既設部材を撤去する。なお、切断箇所の隅角部にはドリル穿孔で曲線を設け、応力集中を防ぐこととした。

4)新支承の設置および沓座モルタル打設

主桁に補強部材を設置し、支承とアンカーボルトを取り付けた後、沓座モルタルを打設する。

5)端対傾構の取り付けと荷重受け替え

作業スペース確保のため一時的に撤去した端対傾構を復旧後、ブラケットから新支承に荷重を受替え、主桁外側(左右)のブラケットを撤去する。

5. 応力測定

今後、複数の支承部で同様の補修を繰り返し施工するため、各段階での応力測定を実施して施工時の安全性と補修効果を確認することとした。

1) 仮受けブラケットの安全性確認

仮受けブラケットの測定は、左中右ブラケットでそれぞれ実施した(写真-4)。測定の結果、中ブラケットが最も大きい 80.15 N/mm² の値であった。骨組解



写真-4 ブラケット応力測定

析にて仮受けブラケットの許容応力度を算出した結果 174N/mm² であり、許容応力の 46%のため仮受部材の安全性が確認された。

2)施工前後の応力測定

支承部下フランジ首部にひずみゲージを貼り、施工前後の比較検討を行った(写真-5, 6)。



写真-5 施工前応力測定

写真-6 施工後応力測定

施工前と比べ施工後の応力測定値を表-3に示す。

施工前		施工後	
測定位置	応力(MPa)	測定位置	応力(MPa)
左主桁補剛材	37.30	左主桁補剛材	14.2
右主桁補剛材	176.0	右主桁補剛材	100.7

表-3 施工前後の応力測定値

全体的に減少傾向となったが、右主桁補剛材において 100.7MPa と大きな応力が発生していた。

この要因として、考えられることを以下に述べる。

- ① 当該橋りょうが斜角桁であること
- ② 端補剛材部と下フランジの密着不良
- ③ 下フランジとソールプレートの接触不良

ただし、右主桁の応力を用いて疲労照査を行ったところ、貨物列車を 20 本/日で通過すると想定した場合でも疲労寿命は 880 年となり、十分な寿命があることが分かり、補修の効果が確認された。

6. まとめ

亀裂損傷の補修を行うため、主桁の補修を行うと共に面支承から線支承へ変更した。施工性を考慮して、支承部のフランジを一部切欠き構造とした工法を採用し、仮受けブラケットにて荷重を支持した。この工法により、無徐行での列車走行時に施工を行うことができた。

また、工事と並行して、仮受けの安全性及び補修効果の確認のため応力測定を行った。結果は、仮受けブラケットは、許容応力を満たしており、列車走行時の安全性を確認した。施工前後の応力測定では応力の軽減及び長寿命が見られ補修効果が確認された。

参考文献

- 1) 財団法人 鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の手引き(1992年7月)
- 2) 土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集(平成25年度)