

実橋測定による詳細な鉄道橋の鋼桁検査について

九州旅客鉄道株式会社 正会員 大橋正臣
九州旅客鉄道株式会社 宮本康弘

1 はじめに

J R九州では、鋼桁の検査について2年に一度入念な目視を主体とした定性的な検査（以下、全般検査という）を行い、全般検査において性能低下が疑われる構造物に対しては、さらに精度の高い鋼桁検査（以下、個別検査という）を行っている。本発表では、全般検査において下フランジに亀裂が発見され進行性が確認された鋼桁で行った、定量的評価手法を取り入れた個別検査及びそこから対策を検討するまでのプロセスについて報告する。

2 当該橋りょうの概要

橋りょうの概要を表-1、表-2に示す。

3 個別検査の内容

個別検査の内容は、維持管理標準¹⁾に従い「調査」、「変状原因の推定」、「変状の予測」、「性能項目の照査」、「健全度の判定」、「措置」の順で実施する。

(1) 調査

本発表では現地調査にて確認された変状を報告する。

1) 下フランジの亀裂

下フランジ(終点方・支点付近)の左外側に500mm、左内側に500mm、右外側に500mmの亀裂がみられる。尚、変状発見時から比べると亀裂長に250mmの進行がみられ、亀裂箇所数も1箇所から3箇所に増えている。

2) 応力測定

下フランジ及び端補剛材にて、列車通過時の応力測定を実施した。ひずみゲージの貼付位置及び応力測定結果を図-1及び表-3に示す。またひずみゲージ貼付け状況を写真-1に示す。

○主桁(終点側端部左側)

○主桁(終点側端部右側)

■：単軸ゲージ

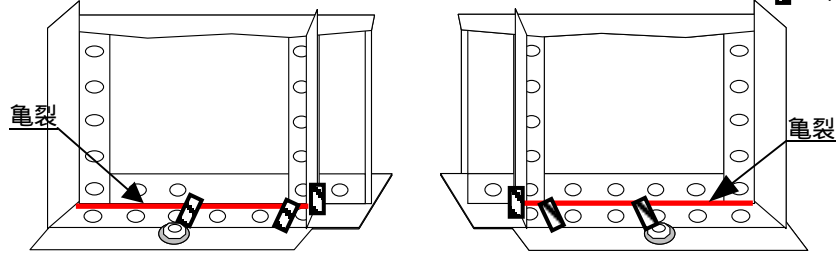


図-1 ひずみゲージの貼付位置



写真-1 貼付け状況

(2) 変状原因の推定

亀裂発生メカニズムとしては、ソールプレートの磨耗等により、腹板部が落ち込み、下フランジが上に繰り返し曲げられることによって、亀裂が発生したものと考えられる。この根拠として、下フランジ左右内外の応力値にバラツキが見られる点が挙げられる。当橋りょうで使用されている平板式支承では、以前から構造上の欠陥(ソールプレートの磨耗等により支点沈下が起こりやすい点)が指摘されており、支承部の不良状態により応力値にバラツキが発生したものと考えられる。また、端補剛材で実施した応力測定の結果をみても、反力を支承に伝えるべき端補剛材にほと

表-3 応力測定概要

NO.	測定位置				測定結果		
					ピーク値 (Mpa)	最大応力範囲 σ _{fu} (Mpa)	
	下フランジ	左外	支点付近	上面	最大値: 2.1	4.5	
					最小値: -2.4		
		左内	ソールプレート 前端		最大値: 31.6		
					最小値: -15.4		
	端補剛材	左外	ソールプレート 前端付近 (終点側)	側面	最大値: 12.2	24.8	
					最小値: -12.6		
		左内	ソールプレート 前端付近 (起点側)		最大値: 1.6		
					最小値: -7.0		
	下フランジ	右外	支点付近	上面	最大値: 0.3	103.4	
					最小値: -9.8		
		右内	ソールプレート 前端		最大値: 0		
					最小値: -103.4		
	端補剛材	右外	ソールプレート 前端付近 (終点側)	側面	最大値: 3.2	7.4	
					最小値: -4.2		
		右内	ソールプレート 前端付近 (起点側)		最大値: 1.3		
					最小値: -61.7		
	端補剛材	右外	ソールプレート 前端付近 (終点側)	側面	最大値: 0.7	63	
					最小値: -2.6		
		右内	ソールプレート 前端付近 (起点側)		最大値: 0.4		
					最小値: -3.1		

キーワード 鋼桁、個別検査、実橋測定、耐疲労性

連絡先 〒812-0061 福岡県福岡市東区筥松2丁目34番1-1 九州旅客鉄道博多保線区 TEL092-642-1720

んど応力がかかっていない結果となっている。

(3) 変状の予測

下フランジの亀裂に関しては、亀裂長に進行性が見られる点、変状原因である支承部の不良状態が解消できていないことから、今後も進行する可能性が高いと考えられる。

(4) 性能項目の照査

耐疲労性に関する安全性の照査を以下の通り実施した。

○強度等級：B 設計標準²⁾P160 表 9.2.3 による (a) 非溶接継手 (2) より照査

○耐疲労性に関する安全性の照査： 維持管理標準¹⁾P55、P59 による

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c \cdot \sigma_{fu} / \sigma_0 \leq 1.0$$

γ_a : 構造物解析係数 (0.85)

γ_b : 部材係数 (1.0) γ_c : 材料係数 (1.0)

σ_{fu} : 最大応力範囲 (MPa)

σ_0 : 疲労限 155 (MPa) 強度等級 B

○照査結果：表-4 参照

表-4 照査結果 (下フランジ)

NO.	測定位置				最大応力範囲 σ_{fu} (Mpa)	照査結果
	下フランジ	左外	支点付近	上面	4.5	0.57
		左内			47.0	0.26
		左外	ソールプレート 前端	上面	24.8	0.14
	下フランジ	右外	支点付近	上面	103.4	0.57
		右内			7.4	0.04
		右外	ソールプレート 前端	上面	63	0.35

照査結果 (0.57・0.26・0.14・0.57・0.04・0.35)

1 より、OK

(5) 健全度の判定

上記の照査を行った結果、現時点では安全性に問題はないことが判明した。ただし、下フランジの亀裂長に進行性が見られる点及び変状原因である支承部の不良状態が解消できていない点を考慮すると、将来的には構造物の性能を低下させ運転保安を脅かすと判定した。

(6) 措置

措置としては、疲労変状 (下フランジの亀裂) に対する補修及び変状原因 (支承部の不良状態) の除去といった健全度を回復させる対策を検討した。対策工として、切欠き工法 (下フランジ山形鋼・腹板部を切断除去し、桁端部を切欠き構造とする工法) を採用し、現在の平板支承から線支承への交換を計画した。この理由としては、下フランジの亀裂に対する補修及び支承部不良状態の解消だけでなく、支承座面から下フランジまでの高さを確保できるため、検査やペイント塗替等が容易になるといった、維持管理上のメリットが挙げられる (図-2、図-3 参照)。

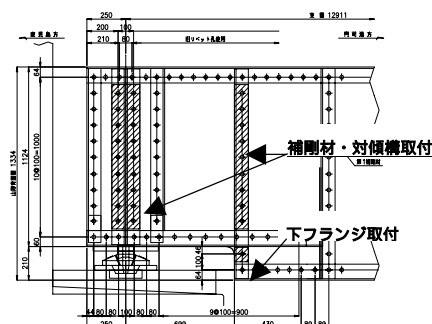


図-2 切欠き計画図(側面図)

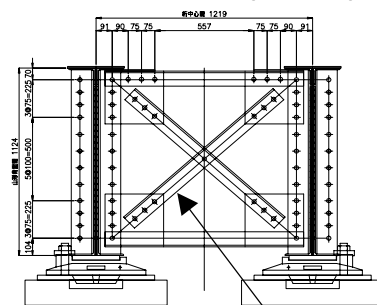


図-3 切欠き計画図(断面図)

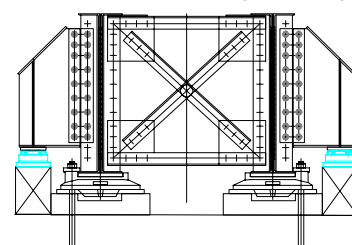


図-4 仮受工計画図(ブラケット方式)

4. 施工方法の検討

当初、施工時に必要な橋桁の仮受工については、橋台前面の地盤より支持する工法を検討していたが、支持する地盤の平板載荷試験を行った結果、軟弱地盤であることが確認されたため、計画を見直し、橋桁にブラケットを取り付け、既設橋台で支持する工法を計画している (図-4 参照)。

5. おわりに

現在当社には約 3,400 連の鋼桁が使用されており、その中で建設後 80 年以上経過する鋼桁が 1,963 連ある。これらの老朽化した鋼桁について維持管理を適切に行っていくためには、判断が難しい変状に対しても、今回示した検査手法を活用しながら的確に対応していくことが重要である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (鋼・合成構造物編) 2007
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物編) 2009