

鹿児島本線秋光川橋りょうにおける詳細な鋼桁検査について

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 非会員 宮本康弘

1. はじめに

現在実施されている鋼桁の検査については、入念な目視を主体とした定性的な検査がほとんどであり、検査者による経験や知識の差により判定にバラツキが発生するケースがある。特に耐疲労性に関しては、亀裂として現れるものの、列車通過時の応力状態など目視で確認できないものがあるため、性能の評価が難しい場合がある。本発表では、桁に亀裂が確認された鹿児島本線の秋光川橋りょうを例に取り、入念な目視及び実橋測定を実施した詳細な鋼桁検査（以下、個別検査）の内容を報告する。

2. 秋光川橋りょうの概要

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。

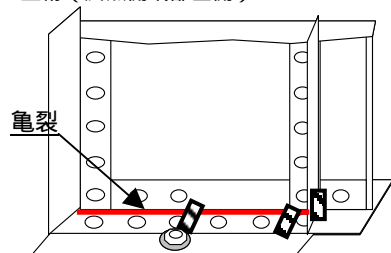
1) 下フランジの亀裂

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。

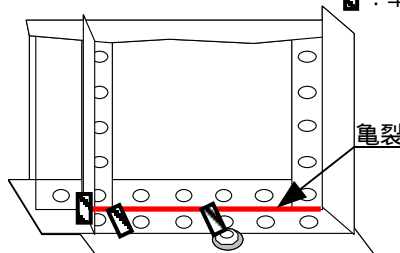
2) 応力測定

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

下フランジに亀裂が発生した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んど応力がかかっていない結果となっている。

表-1 橋りょう概要

線名	鹿児島本線
駅間	基山・弥生が丘間
キロ程	103km590m86
線別	下り線
線路等級	1級線
橋梁延長	26.8m
連数	2連
竣工	明治22年12月
線路勾配	6/1000
曲線半径	直線
列車本数	196本

表-2 主桁概要

構造種別	デッキガーダ
材質	鋼
設計荷重	E-33
桁番号	連540号
支間	13.52m
桁長	14.02m
桁高	1.35m
桁重量	10,082kg
主桁中心間隔	1.22m
支承形式	平板支承

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 (Mpa)
	下フランジ	左外	支点付近	最大値: 2.1 最小値: -2.4	4.5
		左内	ソールプレート 前端	最大値: 31.6 最小値: -15.4	47.0
		右外	ソールプレート 前端	最大値: 12.2 最小値: -12.6	24.8
	端補剛材	左外	ソールプレート 前端付近 (終点側)	最大値: 1.6 最小値: -7.0	
		左内	ソールプレート 前端付近 (終点側)	最大値: 0.3 最小値: -9.8	
		右外	支点付近	最大値: 0 最小値: -103.4	103.4
	下フランジ	右内	ソールプレート 前端	最大値: 3.2 最小値: -4.2	7.4
		右外	ソールプレート 前端	最大値: 1.3 最小値: -61.7	63
		右外	ソールプレート 前端付近 (終点側)	最大値: 0.7 最小値: -2.6	
	端補剛材	右内	ソールプレート 前端付近 (終点側)	最大値: 0.4 最小値: -3.1	
		右内	ソールプレート 前端付近 (終点側)	最大値: 0.4 最小値: -3.1	

(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

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

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

○照查結果：表-4 參照

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		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		63	0.35

照查結果 (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る可能性がある。そのため健全度を A2 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実施することとした。対策工としては、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と交換することとした。この理由として、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が行えるだけでなく、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ある（図-2、図-3 参照）。

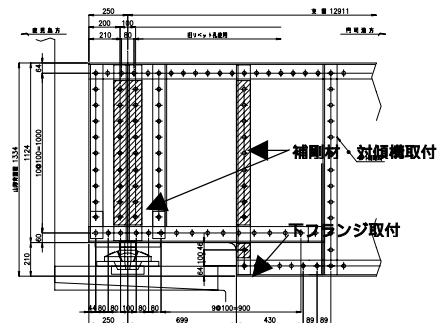


図-2 切欠き計画図(側面図)

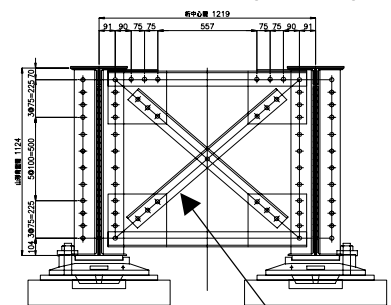


図-3 切欠き計画図(断面図)

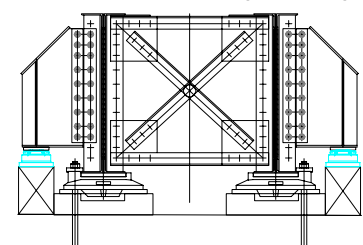


図-4 仮受工計画図（ブラケット方式）

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 3400 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は 1963 連ある。これら老朽化した構造物の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