

西日本旅客鉄道 正会員 ○徳永直
西日本旅客鉄道 伊藤和也
京橋工業 正会員 並木宏徳
京橋工業 正会員 山田不二彦

1. はじめに

一般に鉄道構造物はその長い歴史からも分かるように、道路等のそれと比較して、高齢化が進んでいる。殊に橋梁等の長大構造物であれば、列車の運行を行いながらの架け替えは容易ではなく、また莫大に費用を必要とするので現在それらの構造物の余寿命評価と延命化が西日本旅客鉄道でも大きな課題となっている。

本報では、経年 100 年を越えた下路トラス桁に、連続して発見された疲労亀裂について着目し、実応力測定を行うことで、亀裂の発生原因の分析を行った。

2. 対象橋梁と、変状

対象とする橋梁は、1899 年に外国で製作され我が国へ輸入されたもので、構造形式は‘複線下路プラットラス’、支間長 31.6m、1 連の総重量 136t、設計荷重は E45(クーパー荷重)である。現在種々の変状が顕在化し

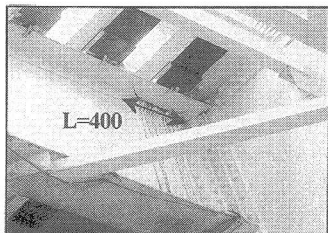


写真 1. 縦桁上フランジの亀裂

ているが、今回はマクラギ下で直接列車荷重を受ける縦桁(横桁連結部付近)上フランジの亀裂(写真 1.図 1 参照)に着目する。

3. 梁応力とマクラギによる偏荷応力の重畳

はじめに縦桁に作用する梁応力を計算する。亀裂はマクラギ偏圧により発生したことは自明であるが、それだけが原因であるとは断定できないので、マクラギ偏圧と梁荷重の重畳について検討する。

トラス縦桁に作用する応力に関しては従来詳細な解析が行われており、リフランジを結合して連続桁とすることが推奨されているが、本橋はウェブのみが連続した構造となっている。ここでは簡単な応力レベル評価をするために、トラスの縦桁を、横桁を支点としてウェブで連続した連続桁と仮定して、桁中央付近と桁端付近に発生する曲げモーメントを M16 電車荷重について計算した(図 2 参照)。

尚、実際の応力計測は図 3 に示した 4 箇所についてひずみゲージを用いて実施した。橋軸方向については、Gage:A, B にて、橋軸直角方向については、Gage:C, D にて計測した。橋軸方向のゲージから得られたデータについては、計算によって求めた曲げモーメント波形(図 2 参照)は、実際に計測された応力波形(図 4 参照)と良い一致を示し、概ね計算値の 0.6 倍であった。

次に橋軸直角方向に作用するマクラギ偏圧による局部曲げであるが、実際に計測された波形(図 5 参照)で単一車輪が単一ピークを形成していることが分かる。

今、連行荷重により梁に発生する応力を σ_{beam} 、マクラギ偏圧により発生する応力を $\sigma_{sleeper}$ とすると、亀裂発生箇所は橋軸方向に σ_{beam} 、橋軸直角方向に $\sigma_{sleeper}$ の曲げ応力を受けることになる。2 軸応力下の疲労については、ミーゼスの等価応力で評価できる²⁾ことが知られているので、これを計算した結果を表 1 に示す。表 1 では $\sigma_{sleeper}=20\text{Mpa}$ と仮定しておくが一般性は失わない。この結果から、ミーゼスの等価応力は上フランジ橋軸方向応力が圧縮となる梁中央において最大となり、梁両端で最小となることが示される。

表 1. 縦桁上フランジのミーゼスの等価応力 (MPa)

種類	桁中央	桁端
σ_{beam}	-14.8	17.6
$\sigma_{sleeper}$	20.0	20.0
σ_{Mises}	30.2	18.9

しかし、実際の亀裂は梁両端に集中して発生しており逆の傾向を示していることから、梁応力との重畳は原因ではないと考えられる。

4. 上フランジ局部曲げにおける端効果

マクラギ偏圧により上フランジアングルに作用する曲げに抵抗する断面は上フランジアングルの脚部であ

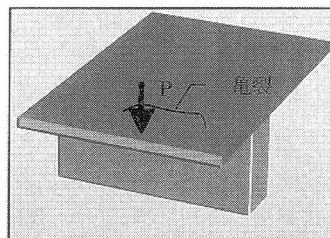


図 1. 上フランジ端部への曲部応力

るが、桁端では横桁との連結山形鋼がメタルタッチで支持している。メタルタッチの施工不良あるいは経年による腐食で隙間が発生すると、上フランジアングルは端部が支持されない自由端となり、無限長さの梁で近似される中央部付近よりも大きな応力を発生する半無限長さの梁で近似される梁となるものと考えられる。

これを検証するために、同一形状の片持ち端を持つ梁について局部曲げモーメントを与える室内実験を行った。実験の詳細は省略するが、端の影響が及ばない梁中央に発生する局部曲げ応力(図 6 参照)は、梁端部に発生する局部曲げ応力(図 7 参照)の約 0.6 倍程度であることが明らかとなった。

当該上フランジアングルの疲労等級は現在の鋼桁なら表面あらさ 50s 以下の母材で B 等級に分類されるが、古桁であることを考慮して 1 等級下の C 等級とし、1280MPa 程度であると推定される。電車荷重の頻度を考慮すると、繰返し数を考慮した係数 $f=3.07$ と考えられることから、安全係数を考慮しないこととし、実際に亀裂発生箇所作用した荷重は $\sigma_{\text{sleeper}} = 1250/3.07 = 407 \text{ kgf/cm}^2 = 40 \text{ MPa}$ 程度であったと推定される。この応力範囲をミーゼスの等価応力と置き、桁端における梁応力 σ_{beam} には先に計算した値を用いて偏荷による応力 σ_{sleeper} を逆算すると $\sigma_{\text{sleeper}} = 45.3 \text{ MPa}$ となる(表 2 参照)。桁中央ではこの値の 0.6 倍であると推定さ

れるから、結局桁中央におけるミーゼスの等価応力は 36.3MPa となり桁端より小さくなる(表 2 参照)。これが桁中央に亀裂が発生せず、桁端に集中して疲労亀裂が発生した原因であると考えられる。

5. おわりに

鉄道橋トラス縦桁の上フランジに発生した亀裂の原因が縦桁の橋軸方向曲げと橋軸直角方向曲げの 2 軸応力の重畳作用であるなら縦桁中央部に疲労亀裂が集中することを予測したが、これは現地での計測結果と逆である。そのため、原因は 2 軸応力の重畳作用によるものではなく、縦桁端部の自由突出端橋軸直角方向曲げの拘束条件に起因するのではないかと考え、これを実証するために無限長さ梁と半無限長さ梁の局部曲げ実験を行ってミーゼスの等価応力を計算した。その結果、この場合は縦桁端部に亀裂が集中して発生することを説明できることを示した。

しかし、この場合でも縦桁端部と中央における等価応力範囲は 10%程度の差であり今後更に詳細な調査が必要であると考えている。

表2. 縦桁上フランジのミーゼスの等価応力 (MPa)

種類	桁中央	桁端
σ_{beam}	-14.8	17.6
σ_{sleeper}	26.6	45.3
σ_{Mises}	36.3	40.0

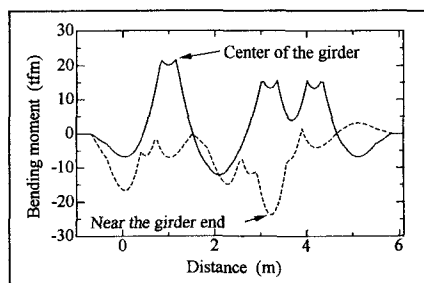


図2. 桁に作用する曲げモーメント

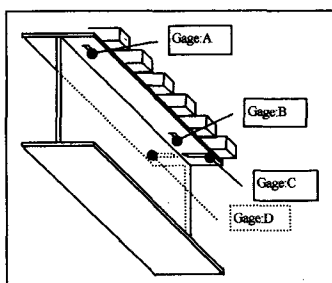


図3. ひずみゲージ取り付け箇所

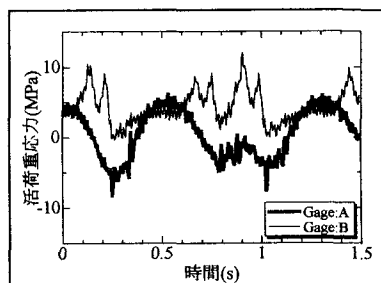


図4. 橋軸方向における応力の比較

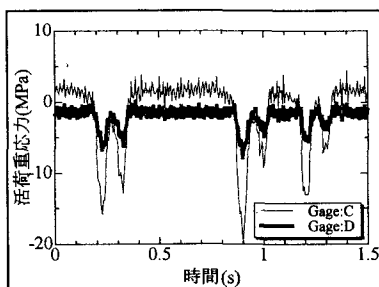


図5. 橋軸直角方向における応力の比較

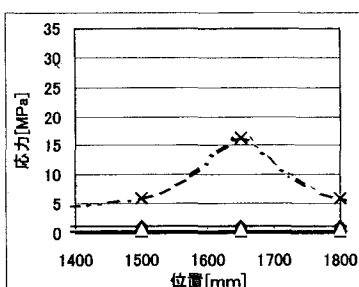


図6. 無限長さ梁の曲げ応力度

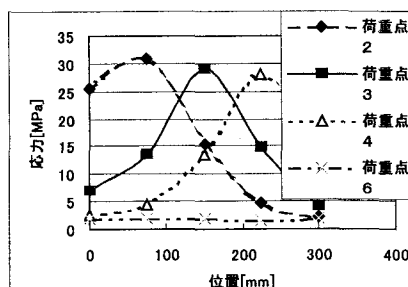


図7. 半無限長さ梁の曲げ応力度

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物 平成4年10月
- 2) 河本實他: 「金属の疲れと設計」 コロナ社 昭和47年5月
- 3) 尾山他: 鋼Iビーム桁鉄道橋の実働応力と疲労余寿命, 土木学会全国大会, 2002