列車走行時における鋼箱桁橋の振動性状解析

東京大学	正会員	○蘇	迪
東京大学	フェロー会員	藤野	陽三

1. はじめに

本研究において新幹線のような高速で列車運行されている鋼箱桁橋では、ウェブや下フランジの局部振動が 原因で垂直補剛材下端のまわし溶接部などに変状が発生することが報告されている^[1]. この事前対策として同 一の構造ディテールを有する部位は変状の有無にかかわらず全て三角板補強が施された. 変状の原因について は、文献[2]と[3]において詳細に検討されているが、列車速度と振動の相関についても定量的な評価を行うに は至っていない. したがって、本研究では列車速度と振動の関係や変状部位に発生している応力と各部材の局 部振動との関係を把握することを目的として振動性状解析を実施した.

2. 解析対象橋梁の概要

対象橋梁は,完成後40年が経過した,主桁高2600 mm,主桁ウ エブ間隔2000 mmの標準的な断面を有する支間40 mの4径間連 続鋼桁橋である.橋梁上を通過する列車は16 両編成で,一車両あ たりの車両長さは25.0 m,重量は約45 t である.一車両あたり2 台の台車を有し,台車の車軸間隔は2.5 m,台車間隔は17.5 m であ る.通過列車は270 km/hを上限として一定速度で通過する.

図-1 に示すように,約 6.4 m毎に断面を有する斜材,T型断面の下弦材,および横リブなどから構成される補剛材が配置されている.断面の下弦材を省略した断面が配置されている E 断面は垂直補剛材下端と主桁下フランジが溶接されていない.これらの構造において,主に E 断面の垂直補剛材下端の主桁ウェブに変状が発見された.そのため,同一の構造を有する全ての部位は,図-1に示すように T型の補強材を主桁下フランジと主桁ウェブの間に高力ボルトで取り付ける補強工事が実施され,それ以来,不具合は報告されていない.



3. 振動解析システムの概要

本研究で提案する車両-橋梁相互作用(TBI)解析システムは、仮定した接触関係によって結合された車両 モデルと橋梁モデルにより構成するものである.車両モデルは、車体、台車、車輪とに分け、各構成要素を剛 体として取り扱う.橋梁モデルは、レールが固定されている線路構造物として取り扱い、梁、シェルなどの三 次元の有限要素によりモデル化する.連成解析システムでは、車輪とレールとの接触力や接触変位をニューマ ーク法を用いて算定する解析モデルを導入し、両者が互いに接する結合領域の変位の連続条件および力の釣合 条件を満足させることにより得られる.なお、軌道不整等による高周波数域での輪重変動や構造局部振動など を表現することが可能となった.この時、全体系の運動解析を2つの別々のサブシステムに分離できる.これ により、列車高速走行時の橋梁振動特性評価を行うための有効な手法となり得ることが分かった.

4. 解析結果

(1) 主桁の振動性状

解析車両の走行速度は265.9 km/hとした. 主桁ウェブの加速度の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトルを

キーワード 高速列車,振動解析,局部応力,有限要素法

連絡先 〒113-8656 東京都文京区本郷 7-3-1 東京大学工学研究科社会基盤学専攻

図-2 と図-3 に示す. 主桁ウェブの加速度波形には,規則的に並ぶ 17 個のピークが見られる. これは規則的な 車軸,台車の通過によるピークであり,「連行荷重による速度効果」^[3]として知られているものである. 主桁 ウェブ,最大 40 m/s²程度の高周波の加速度が見られる. 顕著な周波数成分は,主桁ウェブが 20 Hz~50 Hz ま で多くのピークを持つのに対し, 29.544 Hz に顕著なピークを持っている.





図-3 主桁ウェブの加速度のフーリエ振幅スペクトル

(2) 垂直補剛材下端部ウェブの局部応力発生性状

垂直補剛材下端部における主桁ウェブの局部応力の時刻歴波形を図-4と図-5に示す.表裏の応力を拡大して 表示しているが,表裏の応力は正負反転しており,板曲げ応力が卓越していることがわかる.また,表裏の応 力より曲げ応力および膜応力を求めた結果からも,曲げ応力の方が膜応力と比較して,応力振幅が大きく,高 周波数成分が卓越している様子が確認される.図-6で示した応力は補強前の応力に比べ,発生応力は大幅に低 減しており,補強構造が変状の防止に対して効果的であることが確認できる(ここでは列車速度は266.3 km/h).







主桁ウェブの加速度と対象部の局部応力の相関係数が 0.33 であった.また,主 桁下フランジの加速度と垂直補剛材下端応力の相関係数が 0.94 であった.主桁下 フランジ加速度と対象部局部応力の相関が高いことから,局部応力の発生原因は主 桁下フランジ振動の影響が大きいと考えられる.さらに,振動変形図にすると図-7 のようになる.図-7は,垂直補剛材下端の主桁ウェブ回し溶接部を支点とし,主桁 下フランジ中央を腹とする振動モードであり,この振動モードが対象とする局部応 力の発生要因であることがわかった.補強後においては,垂直補剛材下端と主桁下 フランジを T 型の補強材で連結するため,変状の発生した回し溶接部は主桁下フラ ンジの振動の支点にはならなくなるので,局部応力は大幅に低減することになる.



参考文献

[1] 鋼構造委員会疲労変状調査小委員会:鋼橋の疲労変状調査,土木学会論文集,第368 号,I-5,1-12, 1986.4.

[2] Sugimoto, I. and Ichikawa, A.: A study to extend the fatigue life of welded railway bridges. Quarterly Report of RTRI, 40(2), 74–79, 1999.6.

[3] 宮下剛,石井博典,藤野陽三,庄司朋宏,関雅樹:レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響,土木学会論文集A, Vol.63, No.2, 277-296, 2007.4.