

ウェブギャップ板の損傷状態に着目した主桁首溶接部の応力計測

首都高速道路株式会社 正会員 ○飛田 遼
 首都高速道路株式会社 正会員 鈴木 寛久
 一般財団法人首都高速道路技術センター 正会員 弓削 太郎

1. はじめに

首都高速道路の鋼橋において、特に発生数の多い疲労き裂は、主桁と分配横桁の間に設置されたウェブギャップ板（以下、WG板）近傍に発生するき裂（図-1）であり、鋼 I 桁橋に生じる疲労き裂の約 3 割以上を占めている。これらのき裂の 1 つである上端回し溶接部から発生するき裂（以下、A 1 き裂）が進展し上端溶接部が破断した箇所において、主桁首溶接部のウェブ側止端位置にき裂（以下、D 1 き裂）が発生している事例が多い。D 1 き裂は、放置すれば主桁ウェブ母材へ進展する可能性があることから、D 1 き裂の発生に繋がる A 1 き裂を含めた WG 板の補修を実施している。補修方法としては、WG板取替を基本としており、現場溶接補修を伴うため、多大な時間・コストを要しているのが現状である。

これらを次回点検時まで経過観察とすることができれば、その分限られた予算を重大な損傷の補修・補強に集中することができる。そのためには、A 1 き裂と D 1 き裂の関係を把握する必要があるが、これらに関する検討は少ない。

本稿では、WG板の取替補修にあたり、WG板上端溶接部の破断による主桁首溶接部への影響と、WG板を撤去したことによる主桁首溶接部および横桁貫通部への影響を確認するために行った応力計測の結果について報告する。

2. 応力計測

WG板の取替補修を実施している上下分離 3 主桁構造の単純鋼 I 桁橋にて、荷重車計測および 72 時間頻度計測を実施した。本計測では、WG板の上端溶接部が破断していない健全な状態、破断した状態、WG板を撤去した状態（以下、健全、破断、撤去）における、主桁首溶接部および横桁貫通部の応力を確認した。

(1) ゲージ設置位置

計測を実施した径間の橋梁諸元を表-1 に、ゲージ設置位置を図-2 に示す。ほぼ同一構造である 2 径間を対象に、D 1 き裂が発生していない支間中央付近の G2 桁表裏にて計測を行った。主桁首溶接部には、WG板スカラップ部近傍の主桁ウェブ面に、1 軸ゲージ 5 枚を 2mm 間隔で鉛直方向に設置した。横桁貫通部には、水平方向溶接部の主桁ウェブ側止端近傍および横桁上フランジ側止端近傍に 1 軸ゲージを主桁ウェブで対称となるように設置した。また、比較のためにWG板等の補剛材から離れた位置の主桁首溶接部（以下、一般部）にもゲージを設置した。

(2) 荷重車計測

荷重車（25t）単独走行時における主桁首溶接部近傍の応力を図-3 に、横桁貫通部近傍の応力を図-4 に示す。床版のたわみや主桁間の相対変位に起因する主桁の首振り挙動と考えられる応力が観測された。主桁首溶接部（G1 側）の応力は、走行車線（G3 側）走行時は引張、追越車線（G1 側）走行時は圧縮が卓越している。

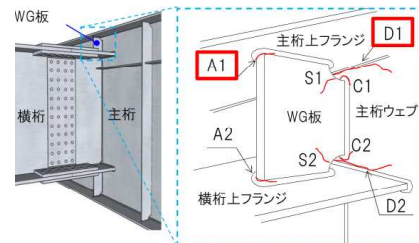
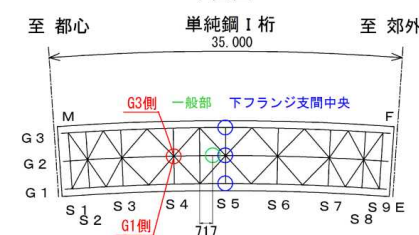


図-1 WG板近傍の疲労き裂

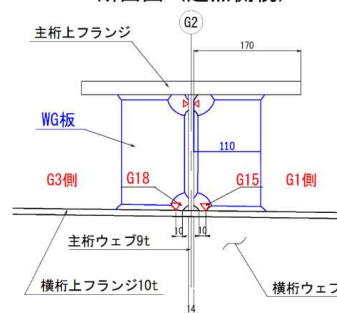
表-1 橋梁諸元

	健全	破断、撤去
竣工	1972年	1972年
形式	鋼単純 I 桁	鋼単純 I 桁
橋長	30m	35m
桁高	1.6m	1.8m
主桁間隔	3.15m	3.44m
床版	軽量RC	軽量RC

平面図



断面図（起点側視）



側面図（G1側視）

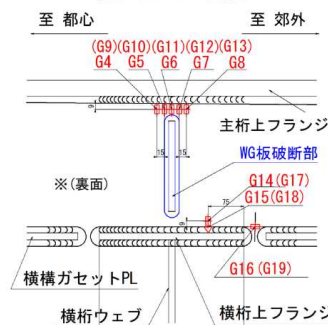


図-2 ゲージ設置位置

キーワード 橋梁, 鋼橋, 疲労き裂, 応力計測, 主桁首溶接, ウェブギャップ板

連絡先 〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関 1-4-1 首都高速道路株式会社 TEL 03-3539-9546

主桁首溶接部近傍の応力範囲は、健全時が 6.7～20.0MPa であるのに対して、破断後は 31.6～95.8MPa と大きい。主桁の首振り挙動を拘束していたWG板の破断により、応力集中部位が主桁首溶接部近傍に移行したことがわかる。一方、WG板を撤去した後の主桁首溶接部の応力範囲は、22.7～38.4MPa とWG板破断時に比べて小さい。WG板撤去により、主桁ウェブの面外変形に対する拘束が失われたことがわかる。

横桁貫通部の応力範囲は、破断時が 4.1～8.2MPa であるのに対して、撤去後は 20.2～25.7MPa と大きい。WG板撤去により、主桁ウェブの面外拘束が解放され、主桁首溶接部近傍の応力集中が横桁貫通部等に分散されたことがわかるが、主桁首溶接部と比べて、それほど大きい応力は観測されなかった。

(3) 72 時間頻度計測

一般交通状況下において 72 時間頻度計測を行った。観測された最大応力範囲を表-2 に示す。破断時の主桁首溶接部の最大応力範囲は、131～271MPa と大きい。ただし、WG板上端溶接部の破断が見つかってから約 18.5 年間、D 1 き裂は発生していない。

撤去後の横桁貫通部の最大応力範囲は、69～84MPa と首溶接部に比べて小さく、荷重車計測と同様の傾向であった。一般部における最大応力範囲は、ほぼ変動振幅応力の打ち切り限界以下であり、主桁作用による面外変形をウェブ全体で受けていることがわかる。

主桁首溶接部における累積損傷度の健全部に対する破断・撤去時の比を表-3 に示す。破断時は累積損傷度が大きくなり（健全度比 17.4～545.1 倍）、撤去後は、破断時よりも累積損傷度が小さくなる（健全度比 2.2～45.2 倍）ことがわかる。

4. まとめ

本稿では、主桁首溶接部の応力計測結果について報告した。

主桁首溶接部については、WG板の破断後、応力が大きくなり、き裂の発生時期が早まることが確認された。

横桁貫通部については、WG板撤去後も主桁首溶接部に比べて大きい応力は発生していない。これよりWG板上端溶接部が破断した場合には、WG板を撤去することより、横桁貫通部に応力集中部位を移行させ、床版等の干渉がない部位で補強する方法が考えられる。

今後は、解析や実験により異なる部材寸法における主桁首溶接部の応力状態や座屈の影響を確認することも必要であると考えられる。

参考文献

1) 鋼道路橋の疲労設計指針，(社) 日本道路協会，平成 14 年 5 月

表-3 主桁首溶接部近傍の累積損傷度の健全部比

健全部比	G4 [G1側]	G5 [G1側]	G6 [G1側]	G7 [G1側]	G8 [G1側]	G9 [G3側]	G10 [G3側]	G11 [G3側]	G12 [G3側]	G13 [G3側]	G20 一般 [G1側]	G21 一般 [G3側]
破断	43.3	86.7	54.2	108.5	108.7	63.8	17.4	545.1	39.2	42.1	0.8	0.8
撤去	6.2	12.1	32.9	17.8	6.5	7.5	2.2	45.2	2.0	5.1	0.9	0.8

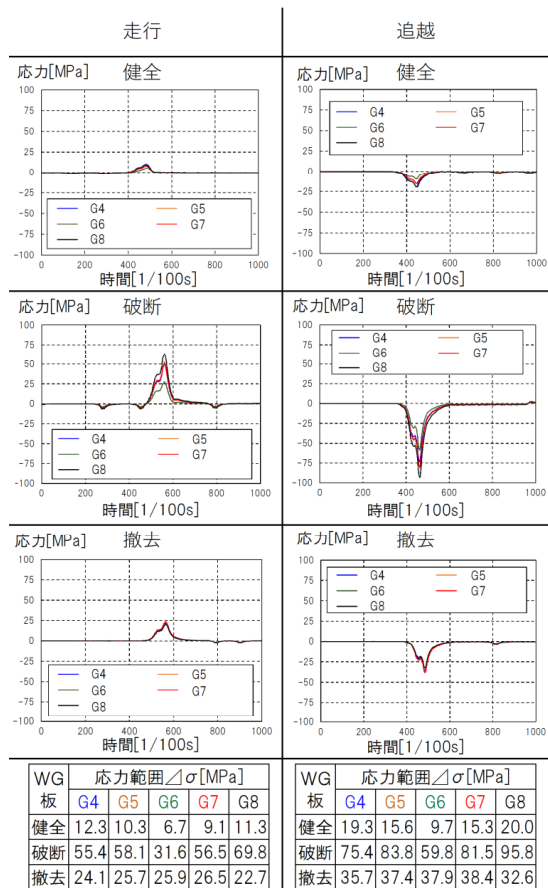


図-3 主桁首溶接部 (G1 側) の応力

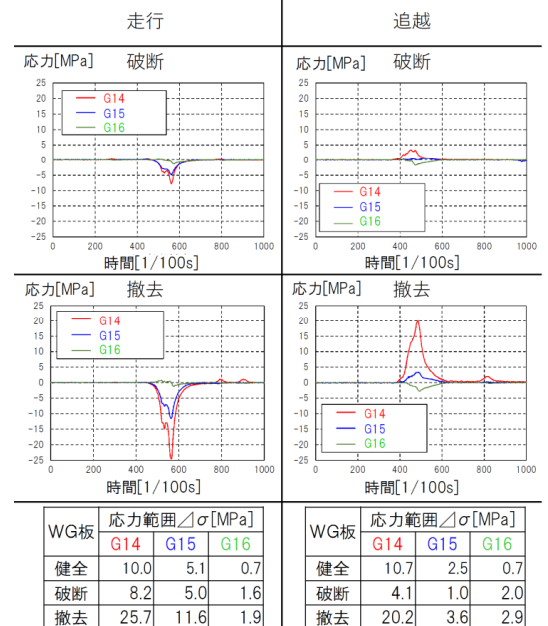


図-4 横桁貫通部 (G1 側) の応力

表-2 72 時間頻度計測より得た最大応力範囲

部位	G-No.	継手種類	疲労強度等級	200万回 許容応力 範囲	打ち切り 限界	Δσ_max [MPa]	健全	破断	撤去
主桁 首溶接	G4	荷重伝達型 十字継手	すみ肉 止端	F	65	21	59	196	109
	G5						49	209	114
	G6						32	131	116
	G7						44	204	118
	G8						54	242	101
	G9						62	234	122
	G10	荷重伝達型 十字継手	すみ肉 ルート	H	40	11	92	216	116
	G11						33	271	127
	G12						83	262	103
	G13						63	206	109
横桁 貫通部	G20	荷重伝達型 十字継手	すみ肉	E	80	29	20	16	15
	G21						24	18	18
	G14						36	21	84
	G17						33	26	69
G1側 横桁	G15	荷重伝達型 十字継手	すみ肉	E	80	29	15	14	28
	G18						18	15	25

変動振幅応力の打ち切り限界以下