

## 実橋における鋼床版 U リブ・横リブ 交差部の補強効果の検証

### EFFECTIVENESS OF FATIGUE RETROFIT FOR TROUGH-RIB TO TRANSVERSE RIB CONNECTION OF ORTHOTROPIC STEEL DECK IN A BRIDGE IN SERVICE

○Luiza H. Ichinose\*<sup>1</sup>

國年 滋行\*<sup>2</sup>

坂野 昌弘\*<sup>3</sup>

Luiza H. ICHINOSE \*<sup>1</sup>

Sigeyuki KUNITOSHI\*<sup>2</sup>

Masahiro SAKANO\*<sup>3</sup>

**ABSTRACT** Due to its light weight and cost-effectiveness, orthotropic steel deck bridge is one of the most popular alternatives for bridges constructed in urban and metropolitan areas in Japan. The present study focuses on rib-to-crossbeam connections, in particular, on the welded joints in the cutout area at the bottom of trough-ribs, where a great number of the fatigue cracks has developed. A new retrofit method was proposed for the cutout area of rib-to-crossbeam connection and executed in a bridge. Field measurements, including loading tests and stress measurements under service load, were carried out, before and after the execution of retrofit works in the bridge, to verify the effectiveness of the proposed retrofit method.

**Keywords:** 鋼床版, U リブ・横リブ交差部, 疲労, 応力測定

Orthotropic Deck, U-rib to Transverse rib connection, Fatigue, Stress measurement

#### 1. はじめに

鋼床版は、死荷重低減と工期短縮の観点から有利であるが、疲労耐久性が課題となっている。特に、鋼床版の縦リブ・横リブ交差部では多くの疲労損傷が報告されていることから[1]、本稿では、縦リブ・横リブ交差部に着目した。

縦リブ・横リブ交差部の挙動について、三木ら[2]は、静的載荷試験および FEM 解析を用いて横リブの面外曲げに着目し検討している。その結果、縦リブ・横リブ交差部のデッキ側のスカラップを省略することにより、局所的な面外曲げ応力が低減し、疲労強度が高くなることを明らかにしたが、実際の移動荷重下においてはさらに大きな面外曲げ応力が生じることが考えられ、さらに検討が必要であるとしている。その後、山本ら[3]と服部ら[4]は U リブ内の密閉ダイ

ヤフラムに着目し、供用前の橋梁での載荷試験、FEM 解析および静的載荷試験を行った。その結果、横リブスリット部の U リブ廻し溶接部の応力集中が確認され、疲労対策として L 型部材を U リブ下面に設置する改良構造を提案した。

供用荷重下でのバルブリブ鋼床版の縦リブ・横リブ交差部の挙動については夏秋ら[5]が動的載荷試験および応力頻度測定を行って、スリット上下部の溶接部近傍のコバ面で大きな圧縮応力が発生し、スリット下部の母材部では大きな引張応力が発生することを確認した。その後、疲労対策を提案し、実際の橋梁でその効果を検証している[6]。

本稿では、「鋼床版の疲労耐久性向上に関する研究 PJ」[7]の一環として、実橋で応力計測を行い、前年度に実施した補強工事前の応力計測結果[8]と比較検討することにより、鋼床版の U リブ・横リブ交差部の疲労対策の効果を検証することを目的とする。

なお、U リブ・横リブ交差部の疲労対策の効果については、同研究 PJ で、同時に、解析と実験による検討を行っている[9, 10]。

\*<sup>1</sup> 非会員

修士 日本非破壊検査工業会

(〒553-0002 大阪市福島区鷺洲 2-12-17)

\*<sup>2</sup> 非会員

修士 和歌山河川国道事務所

(〒103-0027 和歌山県和歌山市西汀丁 16)

\*<sup>3</sup> 第 2 種正会員

博士 (工学) 関西大学 環境都市工学

(〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3)

## 2. 対象橋梁

対象橋梁は、2003 年に竣工し、鋼床版の補強工事が予定されている橋長 689m、標準部幅員 25.3m (4 車線) の 8 径間連続鋼床版箱桁橋である。図 1 に対象橋梁の一般図を示す。

橋梁点検で、対象橋梁の鋼床版 U リブ・横リブ交差部の約 370 箇所で疲労き裂が検出され、平成 30 年に疲労対策工事を行うことになった。表 1 に各径間で検出されたき裂数と縦リブの支間長 (横リブ間隔) を示す。き裂数の多い第 2 ～第 5 径間でみると横桁間隔が大きい径間で、き裂が多い傾向がみられる。

疲労対策として、アングル材を、摩擦接合型ワンサイドボルトを用いて U リブ下面に、通常の高力ボルトを用いて横リブウェブに固定する工法を適用した。

対象橋梁の交通量は、補強前の平成 29 年度には約 25,000 台 (12 時間) で、その内、大型車両が約 1,600 台であった (大型車混入率 6.4%)。補強後の H30 年の交通量は、12 時間で約 27,000 台、その内、約 1,800 台が大型車両 (大型車混入率 6.6%) となり、若干増加した。

## 3. 応力測定方法

疲労対策前の U リブ・横リブ交差部の応力状態を把握し、対策後の補強効果の検証を行うために、試験車走行による動的載荷試験および供用荷重下の 72 時間連続の応力頻度測定を行った。

### 3.1 測定位置

足場の条件から、測定位置は図 2 に示す第 8 径間の 27 番目の横リブ上となった。試験車走行による動的載荷試験および 72 時間連続の応力頻度測定の測定位置は、A2 アバットから 2 番目の横リブで、大型車両の走行が多いと思われる下り線の走行車線で、図 3 に示すように走行車両の右側輪荷重直下に位置する U リブを選定した。

動的載荷試験および応力頻度測定のゲージ位置は図 4 に示すとおりである。横リブウェブの溶接止端とスリット縁から 5mm ずつ離れた位置に両面に三軸ゲージを貼り付け、U リブ側は廻し溶接止端から 5mm の位置に一軸ゲージを貼り付けた。U リブ直下の横リブ下フランジ下面には、測定位置の全体の挙動の確認と走行車両の軸重の推定のために一軸ゲージを貼り付けた。

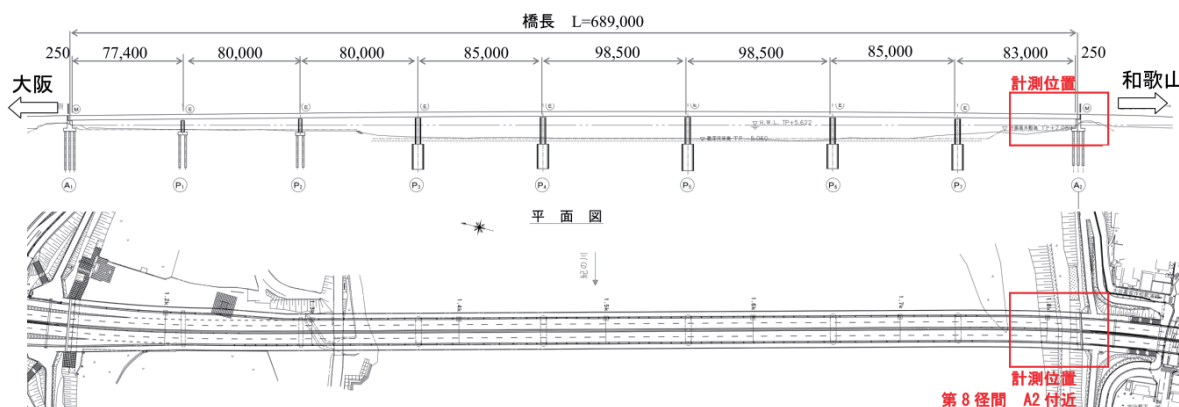


図 1 対象橋梁

表 1 各径間で検出されたき裂数および横桁間隔

径間	第1径間	第2径間	第3径間	第4径間	第5径間	第6径間	第7径間	第8径間
支間長 (m)	77.400	80.000	80.000	85.000	98.500	98.500	85.000	83.000
横桁間隔 (m)	2.764	2.857	2.857	2.656	2.736	2.736	2.656	2.964
き裂数	-	89	153	69	47	3	3	5

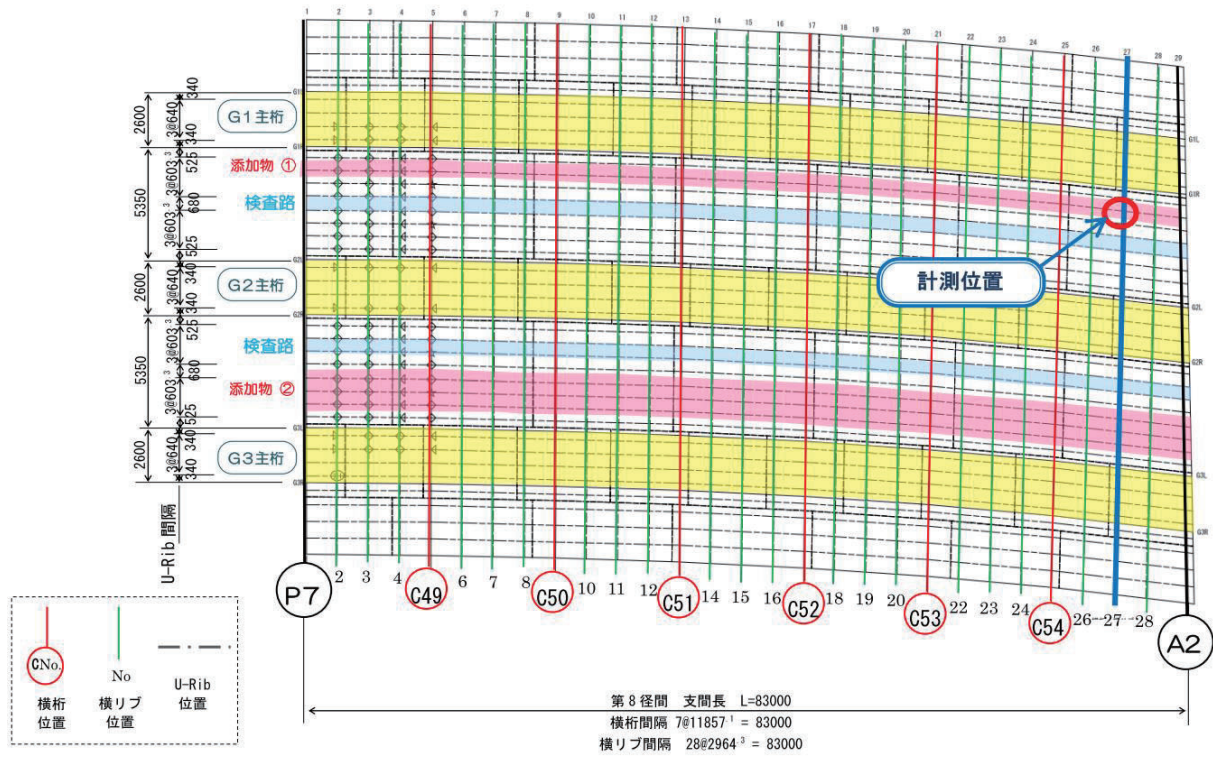


図 2 測定位置 第 8 径間 (平面図)

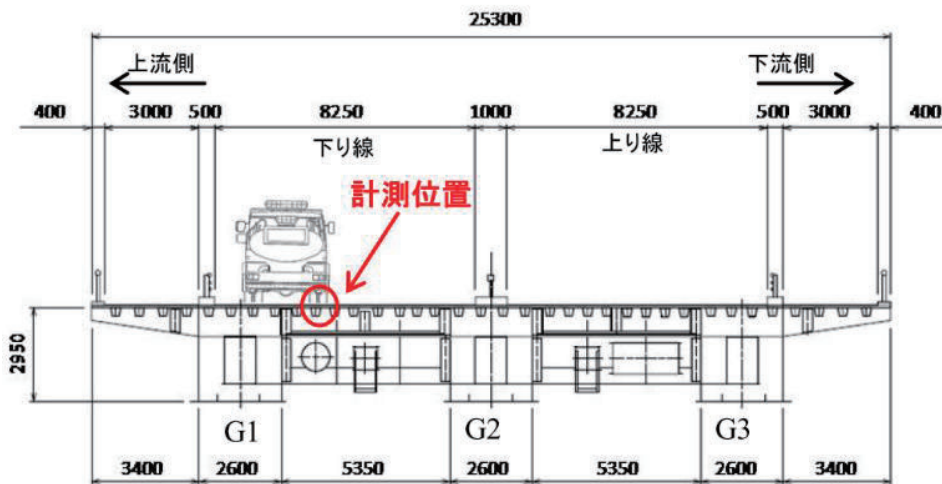


図 3 測定位置 (断面図)



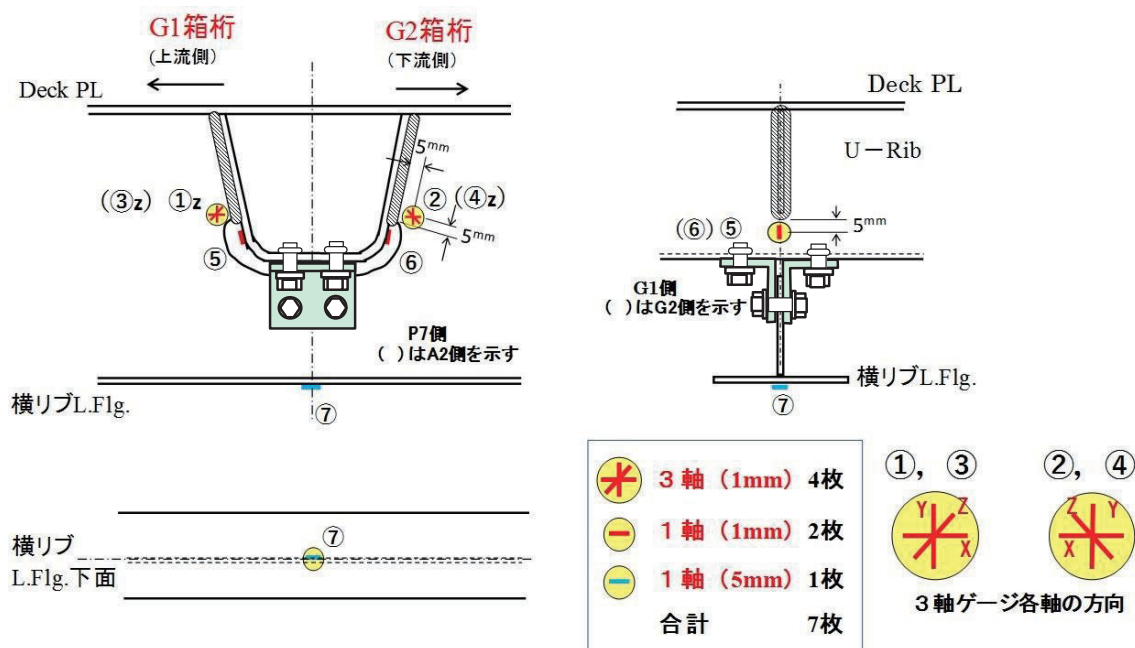


図 4 ゲージ位置図



図 5 試験車 (散水車)

### 3.2 動的載荷試験

動的載荷試験には、試験車両として図 5 に示す散水車 (総質量=12.9t, 前軸質量=4.2t, 後軸質量=8.5t) を用いた。図 5 に示すとおり、下り走行車線を約 60km/h の速度で走行させ、追越し車線寄り (右側) の車輪直下に位置する U リブ・横リブ交差部に着目して応力測定を行った。

測定点は、補強前後ともに、図 4 に示す 7 点とした。

### 3.3 応力頻度測定

動的載荷試験を行った後、一般車両通行時の 72 時間の応力頻度測定を行った。応力頻度測定は、応力頻度測定要領 (案) [11] に基づいて行い、平日の連速 3 日間のデータを収集した。計測デ

ータの応力頻度分析にはピークバレー法およびレインフロー法を用いた。

## 4. 試験結果

### 4.1 動的載荷試験の結果

補強前後に試験車が通過した時に発生した測定点⑤, ⑥, ⑦の最大および最小応力を表 2 と図 6 に示す。

試験車走行による発生応力は、補強前は測定点⑤で-10MPa 程度の圧縮, 測定点⑥で 20MPa 程度の引張が生じていたが、補強後は、両方とも 10MPa 程度の引張に落ち着いている。

測定点⑦については、補強前後の応力値が 6MPa 程度でほとんど変わっていない。そのため、横リブ下フランジは補強の影響をほとんど受けてないと考えられる。

試験車が測定位置を通過した時の代表的な応力波形を図 7 に示す。補強前は、測定点⑥が引張側, 測定点⑤が圧縮側に振れており、測定点⑥から測定点⑤側に U リブが変形している状態が推定できる。

補強後は、両方とも同様な変形状態に収まっており、補強により U リブの変形がおさえられていることが推定できる。

表 2 動的載荷試 応力最大値 (補強前・補強後)

測定点	1回目		2回目		3回目		
	max	min	max	min	max	min	
補強前	⑤	4	-9	6	-7	1	-12
	⑥	20	0	19	0	21	0
	⑦	6	0	6	0	6	0
補強後	⑤	12	-1	10	-1	10	-1
	⑥	10	-1	10	-1	9	0
	⑦	6	0	6	0	6	0

(単位: MPa)

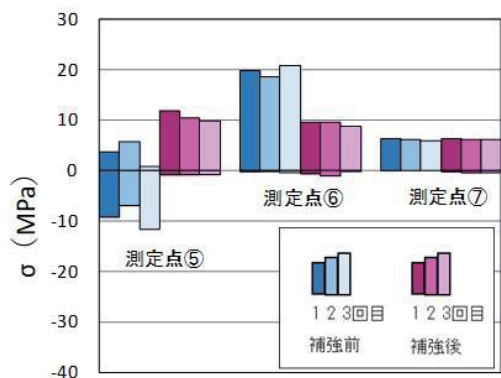


図 6 動的載荷試験結果

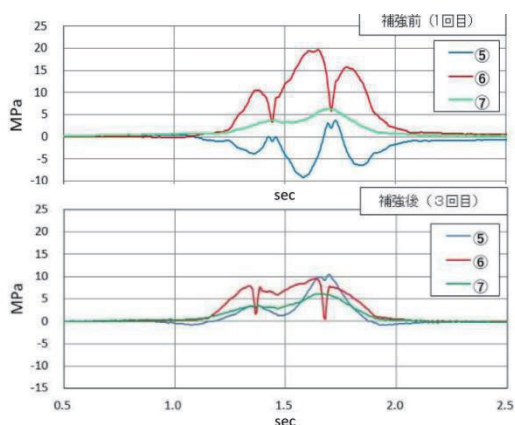


図 7 動的載荷試験 試験車による応力波形の一例

#### 4.2 応力頻度測定の結果

供用荷重下の 72 時間の応力測定データによって、ピークバレー法およびレインフロー法から求めたそれぞれの最大、最小値および最大応力範囲を表 3 に示す。また、1 日毎のピークバレー法による最大・最小値を図 8 に、レインフロー法での最大応力範囲を図 9 示す。

図 8 では、図 6 の動的載荷試験と同様に、補強前の測定点⑤の圧縮と測定点⑥の引張側の応力が、補強により、同程度の引張側の応力に落ち着いている。測定点⑦は、補強前後でほとんど変わらず、図 6 で、補強の影響がなかったこと

から測定期間中に対象橋梁を通過した荷重は、補強前後であまり変わらなかったことを示している。

最大応力範囲については、補強前の測定点⑤の 56MPa および 測定点⑥の 54MPa が、補強後は、それぞれ 38MPa および 44MPa へと 70%と 80%程度に減少した。

表 3 応力頻度測定 応力および応力範囲最大値 (補強前・補強後)

測定点	ピークバレー法 最大応力		レインフロー法 最大応力範囲	
	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\Delta \sigma_{max}$	
補強前	⑤	24	-32	56
	⑥	46	-8	54
	⑦	16	-2	16
補強後	⑤	34	-4	38
	⑥	22	-22	44
	⑦	16	-4	18

(単位: MPa)

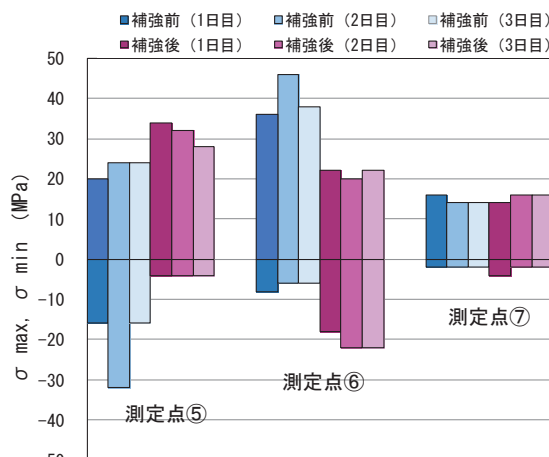


図 8 1 日毎の計測応力の最大値と最小値

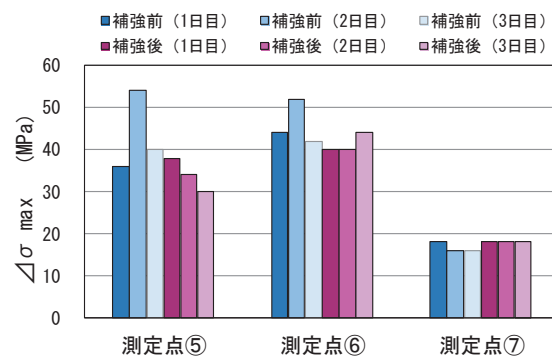


図 9 1 日毎の応力範囲の最大値

測定点⑦については、あまり変化が見られなかったが、試験車両（後軸 8.4t）走行時の測定点 ⑦の応力（6MPa）と比較すると、応力頻度測定時（最大 16MPa）に試験車両の約 2.7 倍の 22t 程度の軸重が通過したと推定される。

各測定点で計測した補強前後の応力からピークバレー法によって得られた頻度分布を図 10 に、図 11 に、レインフロー法による応力頻度分布を示す。

図 10 より補強前後で、測定点⑤では、圧縮側の応力成分が消失し、測定点⑥では、引張側の高応力成分が消えて、圧縮側に移行したことが分かる。測定点⑦については、補強前後で応力頻度分布形状に大きな違いはみられなかった。

図 11 より、測定点⑤、⑥ともに、補強前の高応力範囲成分が、補強後は、消失したことが分かる。測定点⑦については、図 10 と同様に補強前後で分布形状に大きな違いはみられなかった。

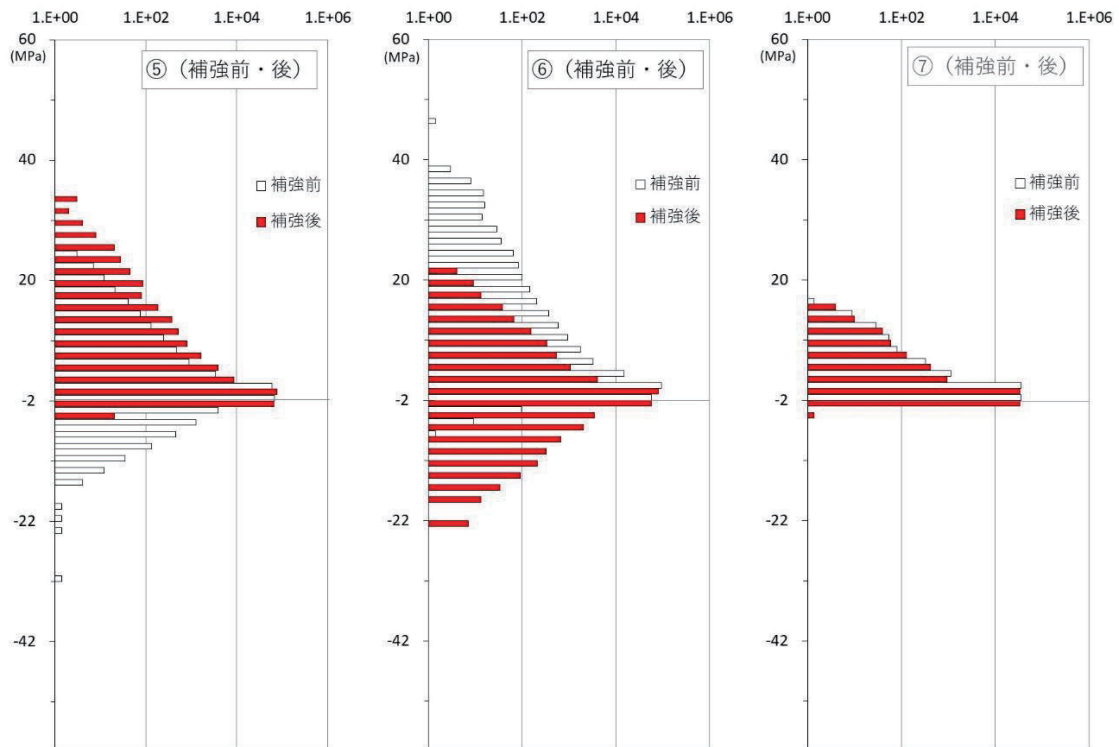


図 10 応力頻度分布（ピークバレー法）

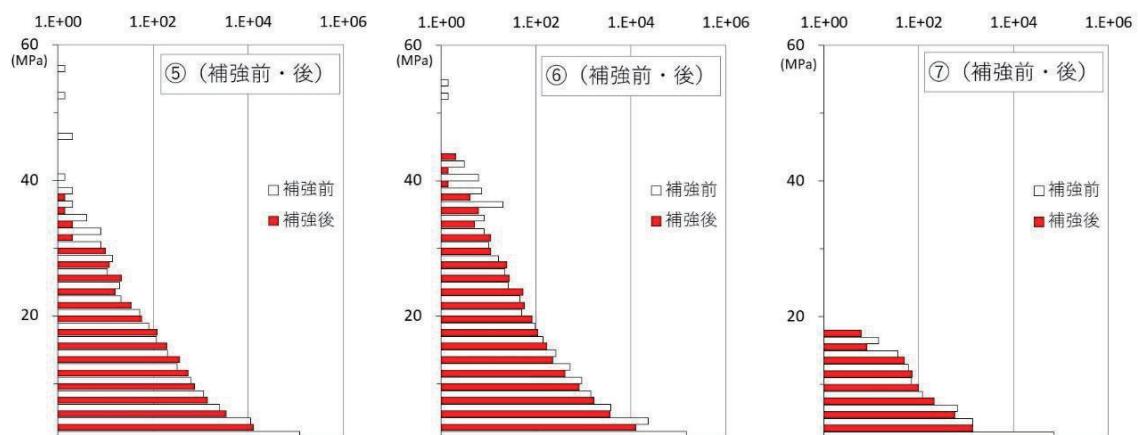


図 11 応力頻度分布（レインフロー法）

72時間で計測された応力に対してレインフロー法で得られた応力範囲の頻度分布から線形累積被害則を用いて疲労寿命の予測を行った。疲労寿命を、Uリブと横リブ交差部の継ぎ手を強度等級G,横リブの下フランジをD等級として評価した結果を表4および図12に示す。

表4の等級別の評価としての応力頻度測定結果では発生応力範囲が小さく、特に測定点⑦の寿命が∞となり、補強前後で比較ができないため、最低等級

のH'等級の設計曲線[12]を用いて評価した(表5および図13)。

補強の影響を受けないと考えられる測定点⑦の寿命が、補強前後で若干異なるため、両方の寿命を1000年となるように測定点⑤および⑥の補強前後の寿命を補正し、測定点⑦に対する相対寿命を用いて比較した(図14)。測定点⑦との相対寿命と比較した結果を図15に示す。各測定点での補強後の寿命は、最も短寿命の測定点⑥で補強前の1.4倍となった。

表4 疲労寿命 (G,D等級) (補強前および補強後)

測定点	強度等級	許容応力範囲 (MPa)	応力打切限界 (MPa)	最大応力範囲 (MPa)	等価応力範囲 (MPa)	有効繰返回数 (cycles)	D累計 (／日)	寿命 (年)	
補強前	⑤	G	50	15	56	22	173	2.53E-06	1085
	⑥	G	50	15	54	24	229	4.11E-06	666
	⑦	D	100	39	16	-	-	∞	∞
補強後	⑤	G	50	15	38	20	235	2.47E-06	1110
	⑥	G	50	15	44	22	279	3.98E-06	689
	⑦	D	100	39	18	-	-	∞	∞

表5 疲労寿命 (H'等級) (補強前および補強後)

測定点	強度等級	許容応力範囲 (MPa)	応力打切限界 (MPa)	最大応力範囲 (MPa)	等価応力範囲 (MPa)	有効繰返回数 (cycles)	D累計 (／日)	寿命 (年)	⑦に対する相対寿命 (年)	
補強前	⑤	H'	30	7	56	13	1316	1.88E-05	145	64
	⑥	H'	30	7	54	14	1787	2.91E-05	94	41
	⑦	H'	30	7	16	11	150	1.21E-06	2269	1000
補強後	⑤	H'	30	7	38	13	1759	2.19E-05	125	75
	⑥	H'	30	7	44	14	1812	2.75E-05	99	60
	⑦	H'	30	7	18	11	223	1.65E-06	1659	1000

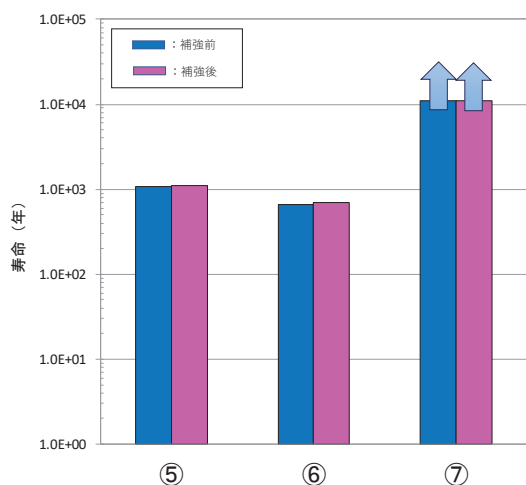


図12 疲労寿命 (G,D等級) (補強前および補強後)

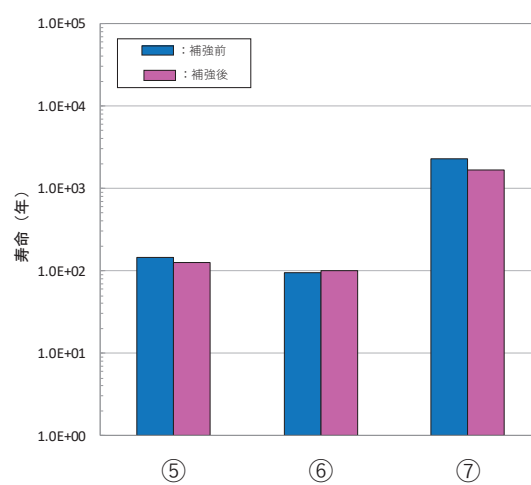


図13 疲労寿命 (H'等級) (補強前および補強後)

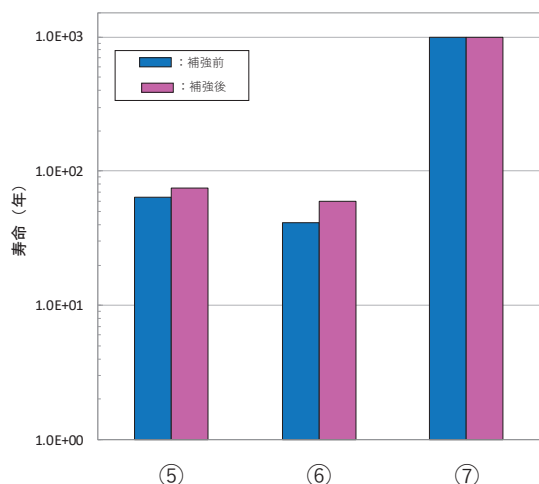


図 14 疲労寿命 (H 等級) (補強前および補強後) 測定点⑦を 1000 年として

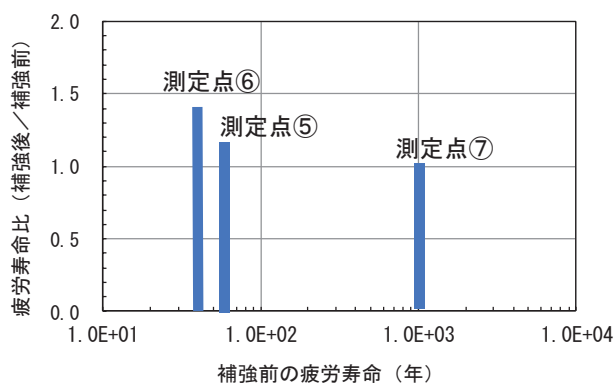


図 15 疲労寿命比 (補強後/補強前)

## 5. まとめ

実橋において、鋼床版の U リブ・横リブ交差部で補強前後の応力測定を行った結果、以下のとおり補強効果が確認された。

### 5.1 動的載荷試験

- (1) U リブ止端部については、補強前は、測定点⑥で 20MPa 程度の引張、測定点⑤で -10MPa 程度の圧縮が発生していたが、補強後は、両方とも 10MPa 程度の引張に収まっており、補強後の応力が最大で補強前の約 50%に減少した。
- (2) 横リブ下フランジの測定点⑦では、補強前後の応力値が 6MPa 程度でほとんど変わらず、補強の影響はみられなかった。

### 5.2 応力頻度測定

#### 5.2.1 最大・最小応力度について

- (1) U リブ止端部については、補強前の測定点⑥の最大 46MPa の引張と測定点⑤の -30MPa

の圧縮が、補強後は、測定点⑥が 20MPa 程度に半減し、測定点⑤が 30MPa 程度の引張に変化した。

- (2) 試験車両 (後軸 8.4t) 走行時の横リブ下フランジ (測定点⑦) の応力 (6MPa) と比較すると、応力頻度測定時 (16MPa) に試験車両の約 2.7 倍の 22t 程度の軸重が通過したと推定される。

#### 5.2.2 応力範囲について

- (1) U リブ止端部については、補強後の応力範囲は、測定点⑤で補強前の 70%程度に (56MPa →38MPa)、測定点⑥では補強前の 80%程度に (54MPa→44MPa) 減少した。
- (2) 横リブ下フランジの補強前後の応力範囲については大きな違いがみられなかった。

#### 5.2.3 疲労寿命について

- (1) 応力頻度測定結果では発生応力範囲が小さく、比較が難しいため最低等級の H 等級の設計曲線を用い、測定点⑦との相対寿命として比較した結果、補強後の寿命は、最も短寿命の測定点⑥で補強前の 1.4 倍となった。

以上より、補強前後で、発生応力が減少し、疲労寿命が長くなったことから、補強効果が検証された。

## 参考文献

- [1] 阪神高速道路株式会社：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策 (三訂版)，2012。
- [2] 三木千壽，舘石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.519, I-32, pp. 127-137, 1995。
- [3] 山本泰幹，御嶽讓，木村真二，林暢彦，栗原康行：Uリブ鋼床版の横リブ交差部の疲労耐久性向上に関する検討，鋼構造年次論文報告集，第 15 巻，pp. 301-308, 2007。
- [4] 服部雅史，大西弘志，高田佳彦，青木康素，松井繁之：鋼床版の U リブと横リブ交差部の疲労損傷対策と輪荷重走行試験，鋼構造年次論文報告集，第 15 巻，pp. 431-438, 2007。
- [5] 夏秋義広，讃岐康博，中村香澄，宮崎幸雄，坂野昌弘：鋼床版バルブリブと横リブ交差部の実働応力計測，鋼構造年次論文報告集，第 16 巻，pp. 479-486, 2008。
- [6] 夏秋義広，讃岐康博，中村香澄，水野洋幸，坂野昌弘：鋼床版バルブリブと横リブ交差部の



- 補強効果の確認, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp. 307-314, 2009.
- [7] 坂野昌弘: 鋼床板の疲労耐久性向上に関する研究プロジェクト, 土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集, CS3-001, 2018.
- [8] L. H. Ichinose, 水嶋晋作, 坂野昌弘: 鋼床版連続箱桁橋 U リブ・横リブ交差部の応力性状, 第 10 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.41-46, 2018.11.
- [9] 松本理沙, 田辺篤史, 國年滋行, 坂野昌弘: 鋼床版 U リブ横リブ交差部の応力解析, 土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集, CS3-003, 2018.
- [10] 松本千洋, 小西日出幸, 大森功一, 石川敏之, 坂野昌弘: U リブ鋼床版横リブ交差部の疲労損傷に対する対策効果の検討, 土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集, CS3-004, 2018.
- [11] (財) 道路保全技術センター: 応力頻度測定要領 (案), 1996.
- [12] (社) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.