

既設鋼床版橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展に関する検討

Propagation behaviour of deck-through type cracks in existing orthotropic steel deck bridges

平山繁幸[†], 村野益巳*, 村越潤**, 窪田光作***, 高橋晃浩***, 入江健夫***

Shigeyuki Hirayama, Masumi Murano, Jun Murakoshi, Kosaku Kubota, Akihiro Takahashi, Takeo Irie

[†]博 (工), (一財)首都高速道路技術センター, 構造技術部 (〒105-0001 東京都港区虎ノ門 3-10-11)

* (一財)首都高速道路技術センター, 構造技術部 (〒160-0004 東京都港区虎ノ門 3-10-11)

**博 (工), 首都大学東京大学院, 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

***国土交通省関東地方整備局関東技術事務所 (〒270-2218 千葉県松戸市五香西 6-12-1)

Recently, a lot of deck-through type cracks have been detected in orthotropic steel deck bridges under heavy truck traffic. Public works research institute has developed ultrasonic testing system for detection of the cracks with automatic running probe. In this paper, for the purpose of confirming the crack propagation behaviour and acting stress range in orthotropic steel decks, investigations using the system under actual traffic condition have been carried out. As the result of field investigations, the possibility of crack propagation through deck thickness increased in case that the crack length becomes longer, and that were likely to occur with increase of the cumulative truck traffic volume.

Key Words: Deck-through type cracks, Ultrasonic testing, Truck traffic volume

キーワード: デッキ貫通型き裂, 超音波探傷, 大型車交通量

1. はじめに

平成11年9月に一般国道134号の湘南大橋においてデッキプレート(以下、デッキ)を貫通した疲労き裂が発見される等¹⁾, 大型車交通量の多い都市内高速道路や国道等の鋼床版橋梁においてデッキ貫通型き裂の発生事例が多数報告されている。輪荷重を直接支えるデッキを貫通したき裂をそのまま放置すると、路面の陥没を招き、道路利用者に大きな影響を与えるおそれがある。

これまでの研究によって、デッキ貫通型き裂の主な発生要因は、輪荷重直下でのデッキの局部曲げに伴う、デッキ・閉断面リブ(以下、Uリブ)溶接部の溶接ルート部に発生する応力集中とされている²⁾。森ら³⁾は、溶込み量が多い溶接部に対して、ダブルタイヤがUリブウェブを挟み込む荷重条件下で溶接ルート部の応力集中が高くなることを解析的に示した。また、デッキ貫通型き裂の進展状況は、輪荷重走行試験等によって明らかになりつつある⁴⁾。しかし、実橋でのデッキ貫通型き裂の発生・進

展は、輪荷重走行位置、製作状況、溶接条件、構造諸元、舗装の状態、交通条件といった多くの因子が影響し合うと考えられ、その実態は必ずしも明らかになっているわけではない。

直轄国道で鋼床版橋梁の合計は250橋、798径間あり、そのうちの60%はUリブタイプの鋼床版橋梁とされている⁵⁾。高速道路ではUリブタイプの鋼床版橋梁は約2,500径間にのぼる⁵⁾。限られた予算と人員の中で、このような膨大な数の鋼床版橋梁を適切に維持管理していくためには、き裂の発生時期を予測し、効率的に詳細調査を行うこと、き裂の進展挙動を把握し、補修・補強を効果的に行うことが求められる。

デッキ・Uリブ溶接部の溶接ルート部から発生するデッキ貫通型き裂は、デッキ板厚方向へと進展するため、Uリブの外側から目視で発見することは不可能である。このようなき裂を発見するには、非破壊試験による調査が有効であり、その中でも超音波探傷試験(以下、UT)で探傷するのが最も確実かつ信頼性が高い方法であるといえる。ただし、UTによる実橋でのデッキ貫通型き裂の調査事例は少なく、き裂の発生時期や進展性状を把握するまでには至っていない。

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: s.hirayama@tecmex.or.jp

表-1 調査対象橋梁の概要

橋梁名	橋梁形式 ^{※1}	支間長 (m)	完成年度	デッキ厚 (mm)	横リブ間隔 (mm)	Uリブ形状 (mm)	き裂調査時期		応力計測時期	断面交通量 (台/24h)	大型車混入率
							1回目	2回目			
KU橋	3径間連続鋼床版箱桁橋	100+130+100	昭和59年度	12	3,000	340×270×8	平成23年2月	平成27年11月	平成27年12月	33,587	50.9%
CY橋	3径間連続鋼床版箱桁橋	65+80+65	昭和50年度	12	2,500	310×274×8	平成21年12月	平成28年12月	平成28年12月	63,260	34.1%
MU橋	3径間連続鋼床版箱桁橋	77+77+77	昭和57年度	12	2,750	320×260×6	平成24年1月	平成26年11月	未実施	62,121	39.5%
MY橋	3径間連続鋼床版箱桁橋	78+77+78	昭和52年度	12	2,750	340×284×8	平成22年12月	平成28年12月	平成28年12月	62,121	39.5%

※1：調査範囲のみ記載

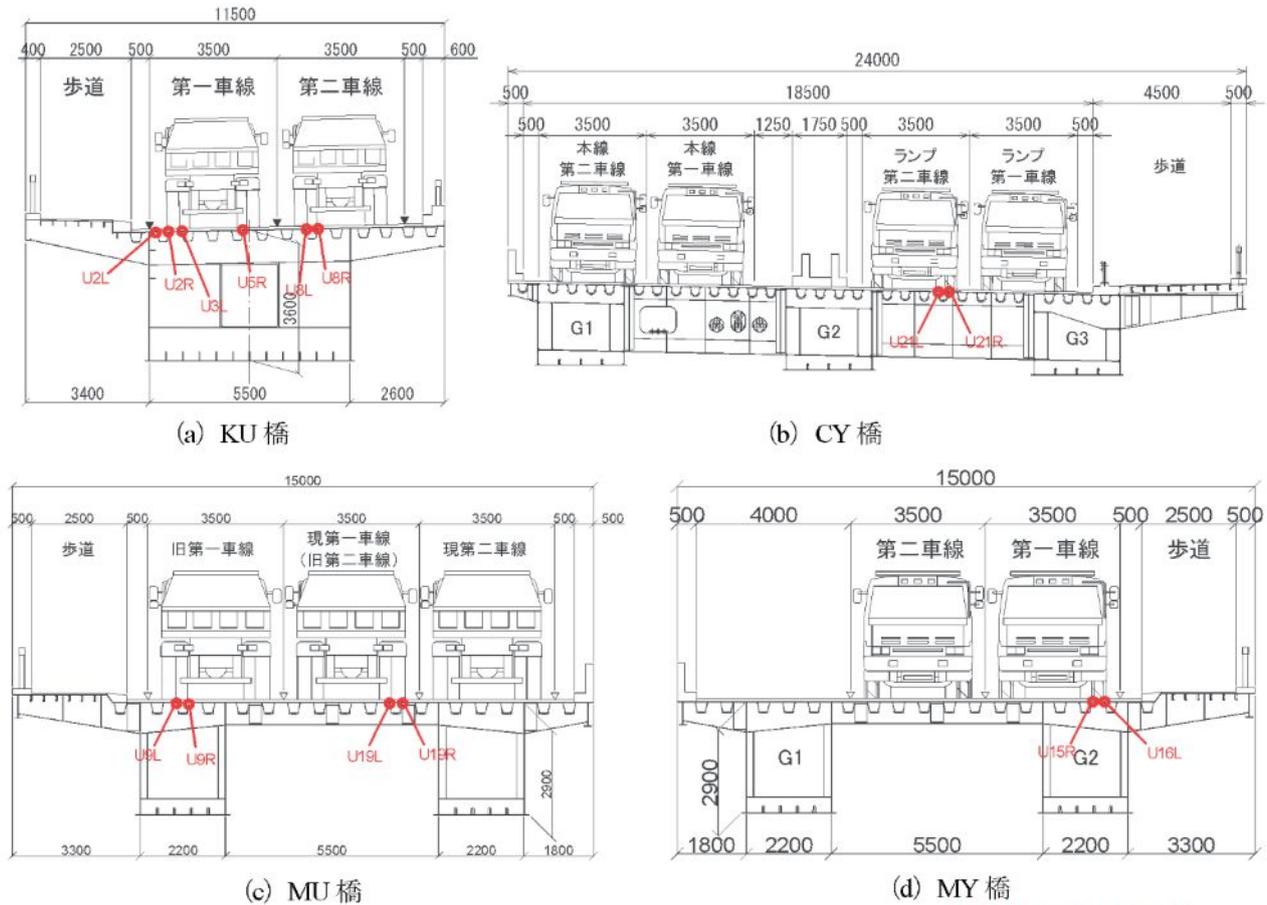


図-1 調査対象橋梁の断面図

○ き裂調査対象の溶接線

以上の背景を踏まえて、本研究では、デッキ貫通型き裂に対して適切な詳細調査時期、補修補強実施時期等を判断するための目安を検討することを目的として、大型車交通量の多い一般国道357号に架かる鋼床版橋梁4橋において、UTによるデッキ貫通型き裂の発生位置、長さ、深さの調査（以下、き裂調査）を行うとともに、き裂調査で得られたデータを基にき裂の形状や進展状況に関する分析を行った。

2. 調査対象橋梁の概要

UTによるき裂調査は4橋で行った。調査対象は、過去のき裂調査でデッキ貫通型き裂が発見された橋梁の中から、補修・補強が未実施のき裂がある橋梁を選定した。

4橋の断面を図-1に、調査対象橋梁の概要を表-1に示す。表中の断面交通量は平成22年度の道路交通センサスに記載されている平日24時間の値、大型車混入率は平日24時間の大型車交通量と断面交通量から算出した値である。

調査対象は、輪荷重位置の直下の溶接線である。既往の研究において、舗装の損傷状況からデッキに生じる損傷をある程度推定できることが示されていることから⁹⁾、き裂調査を行う溶接線の橋軸方向の位置および長さは舗装の傷み具合から決定した。き裂調査は2回実施した。調査時期は個々の橋梁で異なる。4橋のうち、KU橋、CY橋およびMY橋では、2回目の調査の際に、き裂調査でき裂が検知されなかった健全な断面で応力計測を行った。応力計測の詳細は第5章で記述する。

表-2 BWIM 計測結果
(a) 各橋梁の車線ごとの交通量

	KU橋		CY橋		MU橋		MY橋	
	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線
平均車重(tf)	11.8	10.7	13.6	11.3	13.9	12.1	19.7	11.9
最大車重(tf)	119.6	58.5	92.9	70.8	115.0	81.4	100.8	77.7
車両台数	17,441	16,849	33,575	33,366	25,697	26,353	7,126	31,590
標準偏差(tf)	8.0	6.8	9.5	7.5	10.8	9.1	10.5	8.8
等価車重(tf)	17.5	15.2	20.3	16.6	22.2	19.2	25.2	18.7

(b) 各橋梁の車種別混入率

	KU橋		CY橋		MU橋		MY橋	
	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線	第一車線	第二車線
2軸車	74.1%	56.2%	43.5%	46.6%	49.6%	50.8%	44.7%	48.5%
3軸車	20.4%	29.1%	34.6%	34.9%	23.5%	29.4%	35.6%	26.0%
4軸車	4.3%	11.1%	15.8%	13.8%	19.8%	15.8%	11.3%	19.5%
5軸車	1.0%	3.1%	4.2%	3.6%	5.0%	3.1%	6.2%	4.3%
6軸車	0.3%	0.4%	2.0%	1.1%	2.2%	0.9%	2.1%	1.7%
合計	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

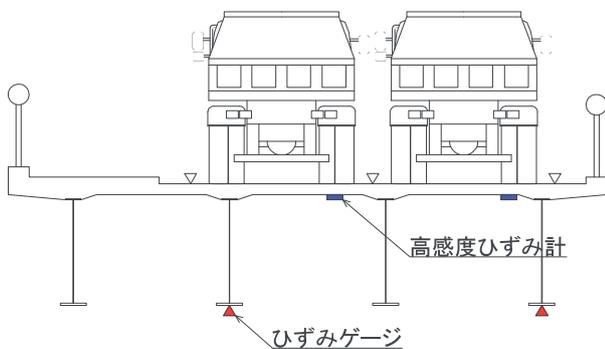


図-2 センサーの設置位置

3. 調査対象橋梁の交通実態

3.1 調査方法

疲労き裂の発生・進展の主たる要因の一つは荷重の大きさであることから、き裂の進展傾向との関係を把握するために、き裂調査を実施する前に交通実態の調査を行った。交通実態調査には、国土交通省国土技術政策総合研究所（以下、国総研）で開発された車両重量計測システム（以下、BWIM）⁷⁾を使用した。同システムは支間30～40mの鋼単純I桁橋での計測を対象としているため、き裂調査対象の橋梁に隣接するRC床版を有する単純鋼I桁橋で計測した。基本的には、き裂調査対象橋梁とBWIM計測橋梁の間に出入路はないため、BWIMで得られた交通量とき裂調査対象橋梁の交通量は同じであると仮定した。ただし、CY橋については、BWIM計測橋梁との間に側道からの車両の流入があること、CY橋の本線からランプ部に流出する割合は不明であることから、計測した結果は参考値として扱うこととする。計測は7日間（168時間）連続で行った。

センサーの設置位置を図-2に示す。各車線の輪荷重

直下のRC床版下面に高感度のひずみ計を、支間中央の主桁下フランジにひずみゲージを設置した。床版下面の高感度ひずみ計は、支点位置から2m離して1点、そこから4m離して1点、計2箇所に設置した。主桁のひずみおよび床版のひずみを用いて重量（車重、軸重）を、床版のひずみを用いて速度、軸数、軸距を算出している。BWIMでは1tf以上の車両を計測可能であるが、軽い車両はひずみが小さく、誤認識しやすい。BWIMの解説資料⁸⁾によれば、重量4tf以上を誤認識の少ない重量としている。

国総研では、文献9)において、様々な条件の橋梁で重量が既知の試験車両を走らせ、BWIMで得られた車重および軸重を軸重計で得られた値と比較している。それによると、車重は軸重計で得られた値と±15%範囲内に収まっているのに対し、軸重は計測の条件によっては40%以上の誤差が生じている場合もある。したがって、本論文では、軸重は扱わず車重に着目し、各橋梁の車線ごとの車重を比較した。

3.2 調査対象橋梁の交通実態

BWIMで得られた4橋の平均車重、最大車重、車両台数、標準偏差および等価車重を表-2(a)に、車種別の混入率を表-2(b)に示す。等価車重とは、一般交通下における様々な車重の車両による疲労損傷への影響が等価となる車重であり、以下の式で求められる。等価車重は計算の対象とする車重によって値が異なってくるが、ここでは車重4tf以上の車両を対象とした。等価車重が大きいほど、車両1台による疲労損傷への影響は大きいといえる。

$$W_{mc} = \sqrt[3]{(\sum W_i^3 \cdot N_{wi} / \sum N_{wi})}$$

ここで、 W_{mc} ：等価車重 (tf)

表-3 国総研が行ったBWIM計測結果⁹⁾

橋梁名	甲子橋	曙橋(上り線)	美浜大橋	さかい橋	境跨道橋
路線番号	16	357	357	18	4
平均車重(tf)	22.7	13.3	17.5	19.1	20.4
最大車重(tf)	146.4	122.4	105.5	82.8	96.1
車両台数	21,895	38,422	71,864	38,619	31,768
標準偏差(tf)	14.7	17.2	29.0	15.5	17.4
等価車重(tf)	27.3	19.4	19.9	21.3	24.6

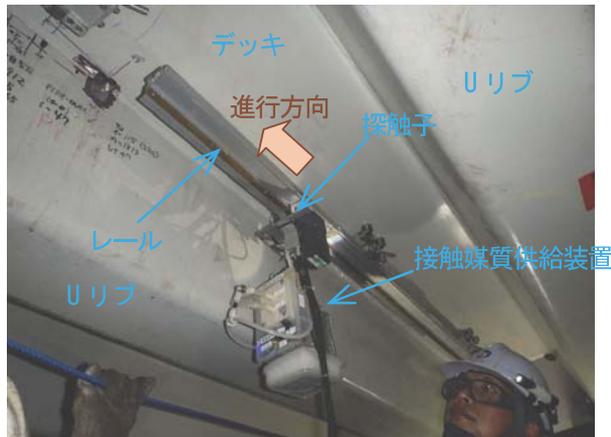


図-3 鋼床版 AUT による探傷状況

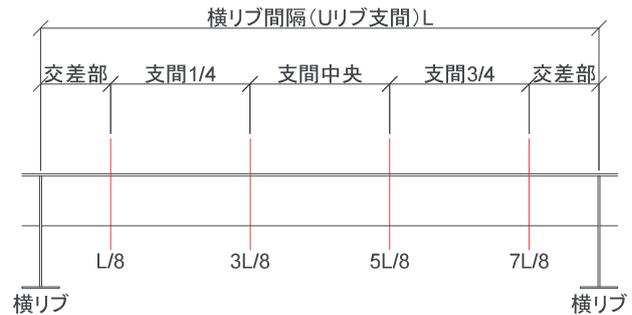


図-4 き裂発生位置の区分

W_i : 車重 (tf)

N_{mi} : W_i の台数

車両台数は第一車線と第二車線でほぼ同じであることから、いずれの橋梁においても、第一車線の方が第二車線よりも平均車重、最大車重、等価車重が大きく、厳しい荷重条件であると言える。また、2軸車および3軸車が全体の70%を占めている。なお、MY橋の第一車線において、車両台数が他の橋梁と比べて著しく少ないのは、渋滞が多く発生したのに伴い、車両台数が実際よりも少なくカウントされたことが要因であると考えられる。

国総研では、一般国道に架かる橋梁から20橋を選定し、平日72時間のBWIM計測を行っている⁹⁾。20橋の中から等価車重の大きい5橋の結果を表-3に示す。いずれの橋梁も2車線であり、車両台数は2車線合計の値である。等価車重および車両台数を比較すると、今回調査対象とした橋梁が厳しい荷重環境下にあることが確認できた。また、ここには示していないが、今回の調査対象橋梁と同じ路線にある曙橋(上り線)と美浜大橋の車種別混入率(2軸車:約57%, 3軸車:約26%, 4軸車:約13%, 5軸車:約3%, 6軸車:約1%)は、表-2(b)と同じような傾向であり、路線の特性が現れていると見られることもできる。

4. 実橋梁におけるデッキ貫通型き裂の進展性状

4.1 調査方法

実橋におけるデッキ貫通型き裂の進展性状を把握する

目的で、上記4橋で鋼床版AUTによる進展調査を行った。鋼床版AUTとは、Uリブ溶接線ルート部からデッキプレート方向に進展する疲労き裂をより浅い段階で検知することを目的に開発された技術で、探触子の走査および探傷データの記録を自動的に行う自動探傷法である¹⁰⁾。超音波探傷試験において超音波を斜め方向に伝播する斜角探傷法(通常は70度の方向に超音波を伝播させる)の中でも、探傷表面近傍(斜角90度、つまりデッキプレート下面近傍)を伝播する特殊な超音波探触子(横波臨界屈折角探触子)を適用し、深さ4mm以上のき裂を検知可能としている。

き裂調査は、まず鋼床版AUTでき裂の有無を確認し、その後斜角70度の探触子を用いた手動による探傷(以下、MUT)でき裂深さを調査するという手順で行った。鋼床版AUTによる探傷の状況を図-3に示す。探傷は、磁石でデッキに取り付けたレールに沿って探触子を走査することで行った。

4.2 デッキ貫通型き裂の発生・進展性状

(1) 調査結果の概要

調査結果の一覧を表-4に示す。MU橋では、供用開始から14年間は旧第一車線と現第一車線で供用していたが、その後隣接橋梁が供用を開始したため、旧第一車線を規制し、現第一車線と現第二車線で供用している。したがって、第2回目のき裂調査の時にはU9リブ上に車両は走行しておらず、き裂の進展はなかった。

第2回目のき裂調査結果を用いて、き裂の発生位置を

表-4 調査結果の一覧

(a) KU 橋

溶接線	橋脚番号	第2回時の調査延長 (m)	H22き裂発見箇所数	H27き裂発見箇所数
U2R	P1-P2	72	0	0
U3L	P1-P2	72	6 ^{※1}	進展あり3 新規き裂14
U5R	P1-P2	12	未調査	新規き裂1
	P2-P3	12	未調査	新規き裂3
	P3-P4	24	未調査	新規き裂3 ^{※2}
U8L	P3-P4	12	未調査	新規き裂2
U8R	P3-P4	12	未調査	新規き裂2
合計		216	6	28

※1：6箇所のうち3箇所は当て板補強済

※2：3箇所のうち1箇所はデッキを貫通している可能性あり

(b) CY 橋

溶接線	橋脚番号	第2回時の調査延長 (m)	H21き裂発見箇所数	H28き裂発見箇所数
U21L	P4-P5	57.5	3	進展なし3 新規き裂4
U21R	P4-P5	57.5	4	進展あり3 進展なし1
合計		115	7	11

(c) MU 橋

溶接線	橋脚番号	第2回時の調査延長 (m)	H23き裂発見箇所数	H26き裂発見箇所数
U9R	P1-P2	62	0	0
U9L	P1-P2	62	13	進展なし13
U19R	P2-P3	63	1	進展あり1 新規き裂1
U19L	P2-P3	63	15	進展あり15 新規き裂5
合計		250	29	35

(d) MY 橋

溶接線	橋脚番号	第2回時の調査延長 (m)	H22き裂発見箇所数	H28き裂発見箇所数
U15R	P4-P5	25	2	進展あり2 新規き裂1
	P5-P6	25	18	進展あり17 新規き裂11
U16L	P4-P5	25	0	0
	P5-P6	25	0	新規き裂2
合計		100	20	33

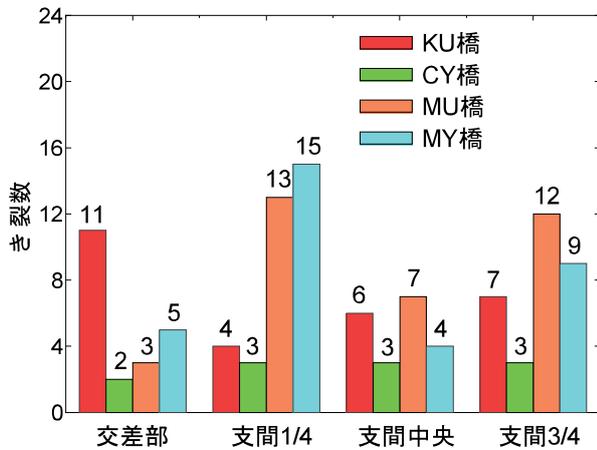


図-5 き裂発生位置

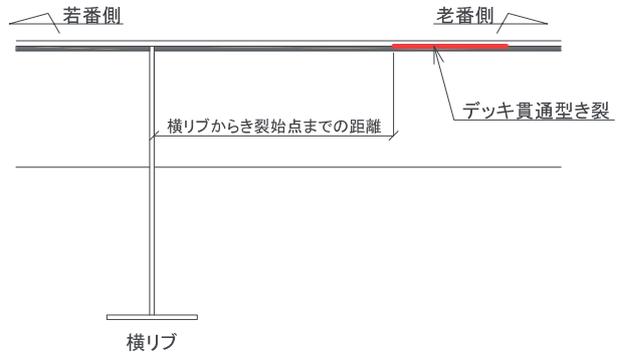


図-6 横リブからき裂始点までの距離

図-4 に示す4つに分類した。その結果を図-5 に示す。き裂発生位置の分類は、若番側の横リブもしくはダイアフラムからき裂の始点までの距離 (図-6) がどこにあるかで判断した。き裂の発生割合としては、交差部および支間中央で20%、支間1/4 および3/4 でそれぞれ30%であり、これらの位置 (以下、一般部) で80%を占める。KU 橋, MU 橋, MY 橋に比べてCY 橋でき裂の発生数が少ないのは、調査対象箇所がランプ部であるため交通量が他の3橋よりも少ないことと、輪荷重位置がUリブの直上であり、デッキ貫通型き裂が発生しやすいとされるUリブウェブを挟み込む位置ではないことが影響していると考えられる (図-7)。

(2) 実交通下におけるデッキ貫通型き裂の形状

き裂深さとき裂長さを図-8 に示すように定義し、第2回目の調査で得られたき裂深さとき裂長さの関係を整理した。その結果を図-9 に示す。図-9 (a) は交差部、図-9 (b) は一般部での結果を示している。図の縦軸はMUTで得られたき裂深さ、横軸は鋼床版AUTで得られたき裂長さである。交差部ではき裂深さにかかわらず、き裂長さは100mm以下であった。交差部でのき裂長さが短いのは、横リブでの荷重の影響範囲が狭いことが影響していると考えられる。例えば、森ら¹¹⁾は、交差部の溶接ルート部応力の影響面をFEM解析から求め、最大縦距の1/10を超える領域の橋軸方向の長さは650mm(横

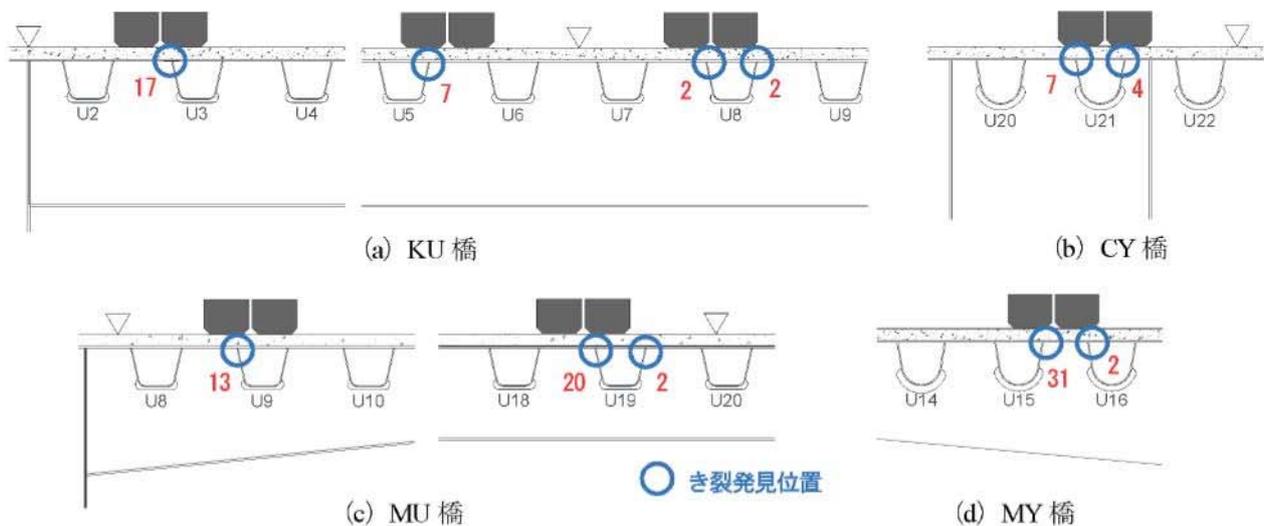


図-7 き裂発生位置と輪荷重位置の関係 (図中の数字は、第2回調査時の発見き裂数)

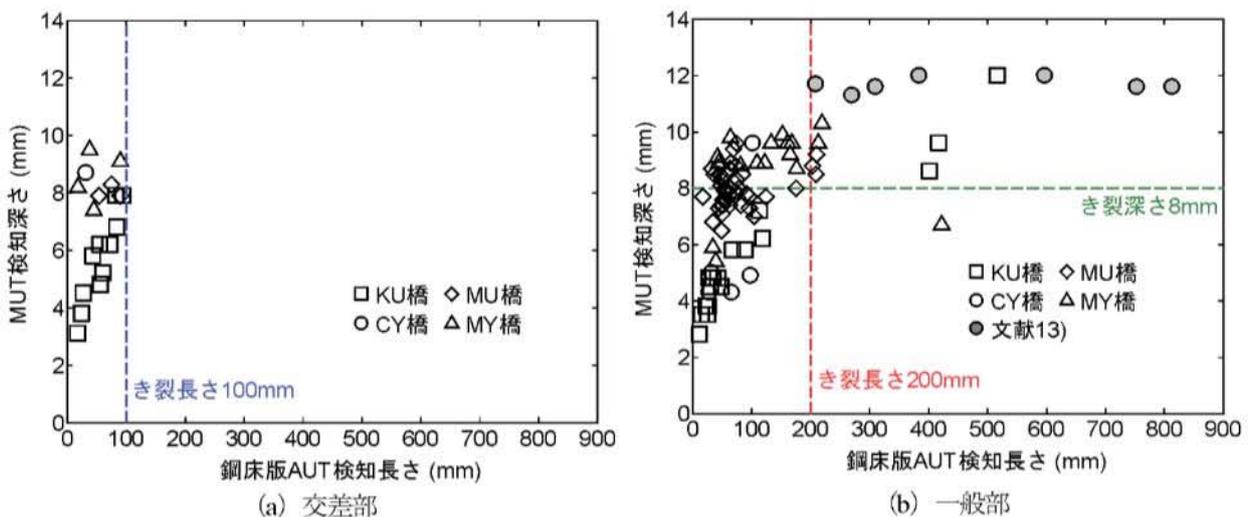


図-9 デッキ貫通型き裂の深さと長さの関係

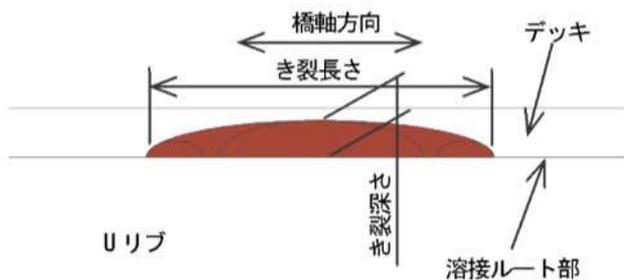


図-8 き裂長さとき裂深さの定義

リブ位置から前後 325mm の範囲)であることを示している。一方、一般部では、き裂長さ 200mm 以上のデータに着目すると、MY 橋の 1 点は 2 つのき裂が合体して長さ 400mm、深さ 7mm のき裂となっているが、単独のき裂はすべて深さ 8mm 以上となっている。この深さ 8mm は、交差部でのデッキ貫通型き裂の発生・進展性状の把握を目的とした疲労試験¹²⁾において、角度を変えて進展し始めるき裂深さと概ね対応している。図中の灰色のプロットは、都市内高速道路の鋼床版橋梁において、

UT でデッキ貫通型き裂の長さとき裂深さを調査した結果の中から、き裂がデッキを貫通していると判断されたデータを示している¹³⁾。この調査の UT では、収束型の探傷子を用いて深さ 6mm 以上のき裂探傷を目的としているため、検知されるき裂長さは鋼床版 AUT で検知される長さよりも短くなる。文献 13) で得られたデータも、今回のデータと同様、長さはすべて 200mm 以上(深さ 6mm 以上の範囲の長さ)であった。また、デッキ上面の外観調査と鋼床版 AUT で調査した他の橋梁においても、デッキを貫通したき裂の長さは 300mm 以上という結果が得られている¹⁴⁾。

各橋梁の 2 回の調査で得られたき裂長さから進展量を算出し、それを調査間隔 (MU 橋: 2.8 年, CY 橋: 7 年, MU 橋: 4.7 年, MY 橋: 6 年) で除すことで 1 年あたりのき裂進展量 (き裂進展速度) を求めた。き裂進展速度の計算に際しては、UT の探傷精度を考慮して、進展量が 1mm 以下は「進展なし」と判断した。き裂進展速度をき裂長さで整理した結果を図-10 に示す。図に示すデータはすべて単独き裂である。横軸のき裂長さは、第 1

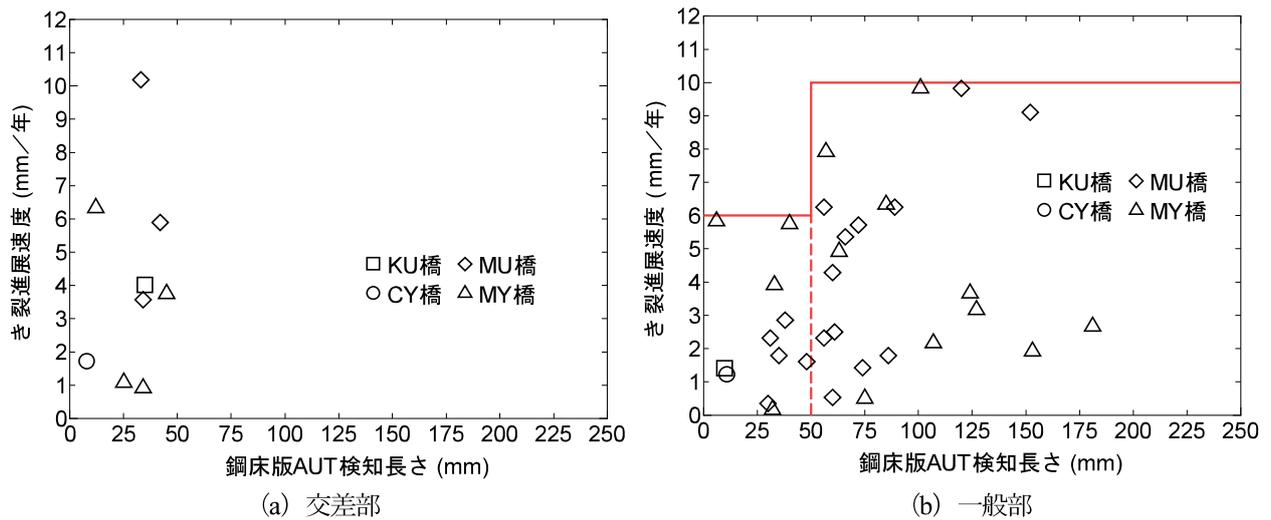


図-10 き裂進展速度とき裂長さの関係

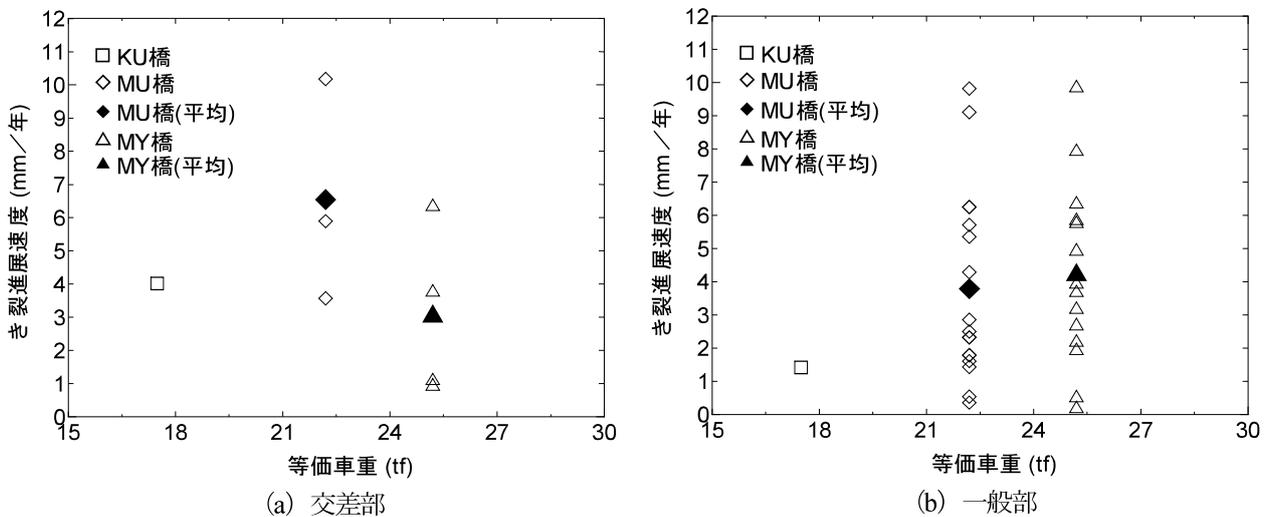


図-11 き裂進展速度と等価車重の関係

回調査時のき裂長さである。交差部で発見されたき裂の第1回目調査時の長さはすべて50mm以下であり、短いき裂であっても平均で年間10mm以上進展するき裂もある。一方、一般部に関しては、ばらつきは大きいものの、き裂長さが長くなるにしたがって、き裂進展速度が速くなる傾向が伺える。あるき裂長さに達するまでの年数を計算する際のき裂進展速度の目安として、単独き裂であれば、図-10 (b) で示したデータの最大値、つまりき裂長さ50mm未満では6mm/年、50mm以上では10mm/年とすれば、安全側の評価になると考えられる。

大型車交通量が多ければ進展速度も速くなると考えられることから、交通量が不明なCY橋を除く3橋でき裂進展速度を第3章で求めた等価車重で整理した。その結果を図-11に示す。平均値で見ると、一般部では等価車重の重いMY橋で進展速度が若干大きい一方で、交差部では等価車重の増加にともなって進展速度が低下する傾向にあり、個々のデータのばらつきが大きく、明確な傾向はつかめなかった。このような結果となるのは、輪荷重位置による溶接ルート部応力の違いや路面の状況の違いが影響していると推察されるため、4橋の路面状況の違いを、別途実施された路面性状調査の結果を基に比較した。その結果を表-5に示す。表には各橋梁の舗装構成も示している。表中のひび割れ率とは、日本道路協会の「舗装調査・試験法便覧」¹⁵⁾に示されているメッシュ法から算出した値である。わだち掘れ量は、20m間隔で計測した横断面の距離から計算している。また、経過年数とは、表層の打替え時期から路面性状を調査した時期までの年数である。

国交省の舗装診断区分によれば、ひび割れ率20%未満は健全と診断される。いずれの橋梁もひび割れ率は10%以下であるため、健全であるといえる。わだち掘れ量は、KU橋で最も大きく、CY橋およびMU橋はその半分以下であった。舗装診断区分では、わだち掘れ量20mm未満は健全となっている。ひび割れ率、わだち掘れいづれにおいても、図-11の結果を裏付けるような傾向とはなっておらず、路面状況がデッキの応力性状にどの程度影響を与えているかは不明である。

国交省の舗装診断区分によれば、ひび割れ率20%未満は健全と診断される。いずれの橋梁もひび割れ率は10%以下であるため、健全であるといえる。わだち掘れ量は、KU橋で最も大きく、CY橋およびMU橋はその半分以下であった。舗装診断区分では、わだち掘れ量20mm未満は健全となっている。ひび割れ率、わだち掘れいづれにおいても、図-11の結果を裏付けるような傾向とはなっておらず、路面状況がデッキの応力性状にどの程度影響を与えているかは不明である。

表-5 4橋の舗装構成と路面性状

橋梁名	層	舗装材料名	厚さ (mm)	経過年数	ひび割れ率※ (%)	わだち掘れ (mm)
KU橋	表層	改質アスファルト	35	11~16年	6.3	19
	基層	改質アスファルト	40			
CY橋	表層	改質アスファルト	40	9~10年	0.9	8
	基層	改質アスファルト	40			
MU橋	表層	改質アスファルト	40	10年	1.0	7
	基層	改質アスファルト	40			
MY橋	表層	改質アスファルト	35	9~10年	7.4	10
	基層	改質アスファルト	40			

※調査した区画の面積に対するひび割れ面積の比率

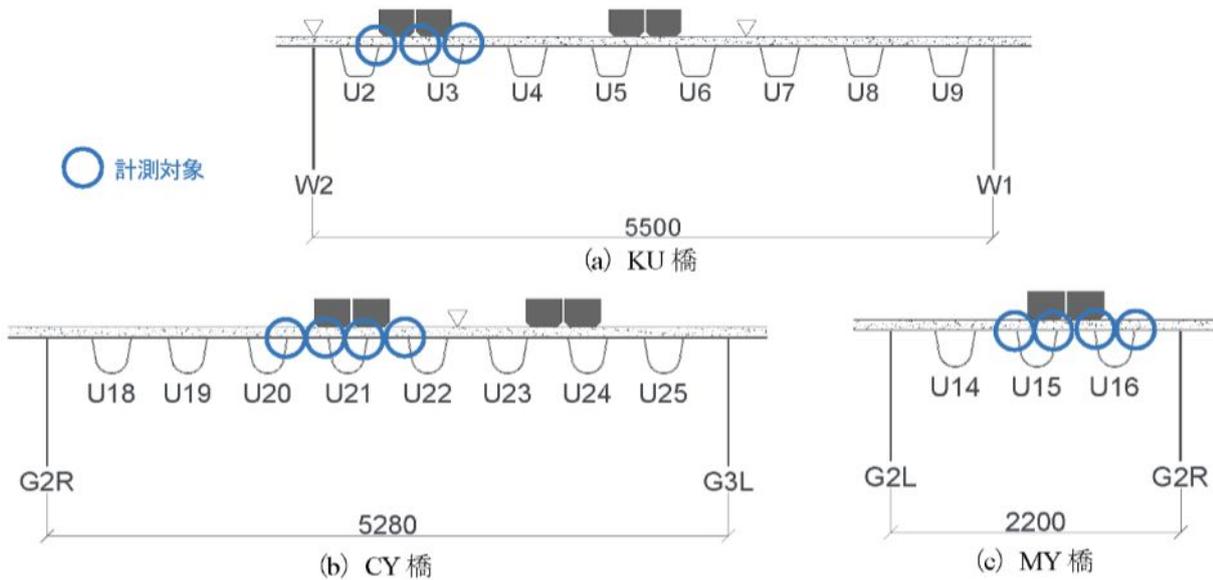


図-12 計測対象溶接線

5. 調査対象溶接線でのデッキ応力の計測

5.1 計測方法

KU橋、CY橋およびMY橋の3橋において、デッキ貫通型き裂が発生していない健全な断面でデッキ応力を計測した。応力計測は、交通量の変動が少ない平日の72時間連続で行った。計測時期は12月上旬である。応力計測の対象とした溶接線を図-12に示す。輪荷重位置直下の溶接線および隣接する溶接線を計測の対象とした。文献16)において、デッキ貫通型き裂の発生起点であるデッキ・Uリブ溶接部の溶接ルート部の応力は、デッキ側止端から5mm離れた位置の橋軸直角方向ひずみと相関が高いことが示されているため、本応力計測においてもデッキ側止端から5mm離れた位置の橋軸直角方向のひずみを計測した(図-13)。使用したひずみゲージのゲージ長は3mmである。ひずみゲージは、3橋とも横リブ間隔(Uリブ支間)のほぼ中央の断面に設置した。データは周波数100Hzで収集した。計測終了後、得られた応力波形にレインフロー法を適用し、応力範囲頻度分布を算出した。

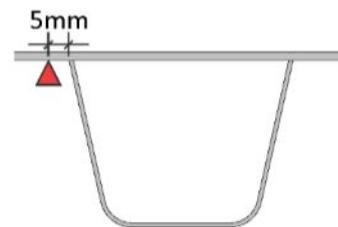


図-13 ひずみゲージの位置

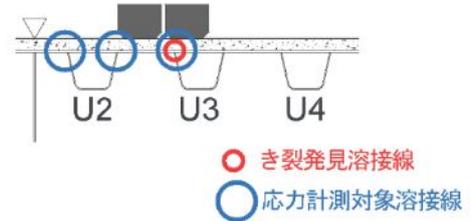
5.2 計測結果

応力計測で得られた応力範囲頻度分布を基に求めた溶接線ごとの72時間の等価応力範囲および繰返し回数、等価応力範囲と繰返し回数から算出した72時間分の疲労損傷度を表-6に示す。本論文でいう疲労損傷度とは、等価応力範囲の3乗に72時間の繰返し回数を乗じた値としている。表中には、表-4で示した第2回調査で発見したき裂のうち一般部に発生したき裂の数、調査延長で除すことで求めた調査延長1mあたりのき裂数も示している。なお、等価応力範囲は、軽車両の影響を排除するために1MPa以上の応力成分を用いて算出した。着色した欄が輪荷重直下の溶接線である。

表一6 各橋梁の溶接線ごとのき裂数と疲労損傷度

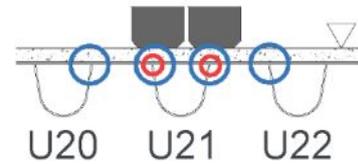
(a) KU 橋

溶接線	U2L	U2R	U3L
き裂数	0	0	10
調査延長1mあたりのき裂数	0	0	0.14
等価応力範囲 (MPa)	6.2	9.6	9.3
繰返し回数(回)	6,818	39,145	57,367
疲労損傷度	1.61×10^6	3.49×10^7	4.60×10^7



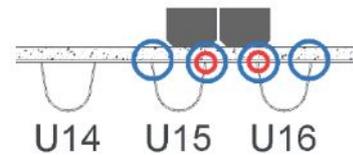
(b) CY 橋

溶接線	U20R	U21L	U21R	U22L
き裂数	0	6	3	0
調査延長1mあたりのき裂数	0	0.10	0.05	0
等価応力範囲 (MPa)	4.1	7.5	7.7	5.8
繰返し回数(回)	17,743	21,701	22,662	17,373
疲労損傷度	1.24×10^6	9.22×10^6	1.02×10^7	3.31×10^6



(c) MY 橋

溶接線	U15L	U15R	U16L	U16R
き裂数	0	26	2	0
調査延長1mあたりのき裂数	0	0.52	0.04	0
等価応力範囲 (MPa)	5.3	17.8	18.0	4.0
繰返し回数(回)	91,638	94,447	53,080	5,825
疲労損傷度	1.39×10^7	5.34×10^8	3.09×10^8	3.67×10^5



表一7 応力計測結果を比較した橋梁の一覧

橋梁名	完成年度	き裂の有無	応力測定時期	等価応力範囲 (MPa)	繰返し回数 (回)
KU橋	昭和59年	有	12月	9.3	57,367
CY橋	昭和50年	有	12月	7.5	21,701
MY橋	昭和57年	有	12月	17.8	94,447
M2橋 ⁶⁾	昭和55年	有	8月	34.5	79,513
C7橋 ⁶⁾	昭和59年	無	3月	10.6	10,929
O12橋 ⁶⁾	昭和59年	無	3月	14.6	16,348
H7橋 ⁶⁾	平成5年	無	10月	7.4	19,993

KU 橋の輪荷重はUリブウェブをほぼ挟み込む位置にあるため、荷重条件が同じであれば、発生応力も他の2橋より大きくなるはずである。しかし、平均車重で比較すると、KU 橋はMY 橋の60%であるため、それに対応してKU 橋の発生応力は小さくなっている。CY 橋の平均車重はKU 橋と同程度であるが、応力計測対象であるランプ部には重い車両が走行していないため、発生応力が小さいと考えられる。

各橋梁において、溶接線ごとのき裂数と疲労損傷度を

比較すると、疲労損傷度の大きい溶接線でき裂数も多くなる傾向にある。文献 16) では、実橋モデルを用いてダブルタイヤを模擬した荷重 (100kN) を橋軸直角方向に移動させた時の溶接ルート部の応力範囲を求めている。それによると、荷重が U リブを挟み込む載荷位置でのルート部応力は、荷重が U リブ上や U リブ間の中央に載った時のルート部応力の 1.5 倍となっている。KU 橋の輪荷重位置は U3L 溶接線で挟み込み載荷に近い荷重条件であることから、U3L 溶接線のルート部応力は

表-8 季節の影響を補正するための係数¹⁶⁾

計測時期	春秋季	夏季	冬季
等価ひずみ範囲 (μ)	98	164	41
比率 (春秋季基準)	1.000	1.673	0.418
比率 (夏季基準)	0.598	1.000	0.250
比率 (冬季基準)	2.390	4.000	1.000

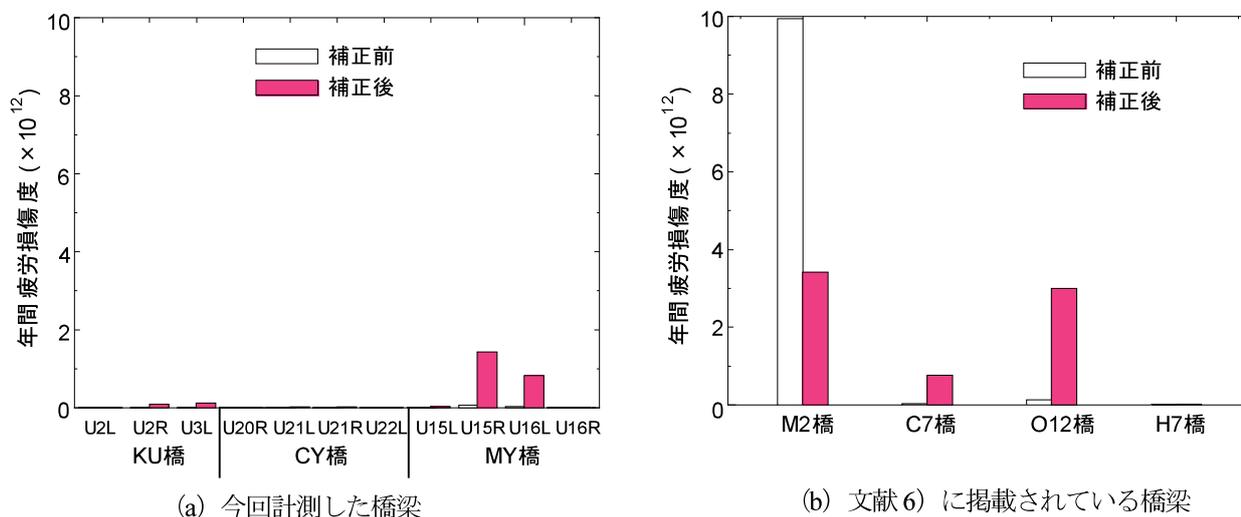


図-14 年間疲労損傷度の比較

U2R 溶接線のルート部応力よりも大きいと考えられ、き裂数とも対応する。MY 橋は、U リブ間に輪荷重が載っているが、U15R 溶接線側に寄っているため、き裂数も U15R 溶接線で多くなっている。CY 橋は U リブ上にタイヤが載っているため、U20L 溶接線と U21R 溶接線のルート部応力はほぼ同じであると推測できる。き裂数で差が生じたのは、溶接ルート部の形状等による応力集中の違いが影響していると考えられる。

玉越らは、文献(6)において、全国の鋼床版橋梁を調査し、その中の4橋(M2橋、C7橋、O12橋およびH7橋)で72時間の応力計測を行っている。計測時期は3月～10月と橋梁ごとに異なる。ひずみゲージは、本研究と同様、デッキ側止端から5mm離れた位置に設置している。M2橋は、本研究で調査対象としている橋梁と同様、一般国道357号に架かる鋼床版橋梁であり、平成17年6月にき裂がデッキを貫通しているのが発見された。C7橋は、愛知県にある鋼床版橋梁である。交通量が多く、Uリブ突合せ溶接部や垂直補剛材上端部にき裂が発見されているが、デッキ貫通型き裂は発見されていない。O12橋は大阪市に架かる鋼床版橋梁、H7橋は北海道にある鋼床版橋梁であるが、これら2橋でデッキ貫通型き裂は発見されていない。これら4橋と本研究で行った3橋の応力計測データを用いて、各橋梁の1年間の疲労損傷度(以下、年間疲労損傷度)を比較した。年間疲労損傷度は、1日あたりの疲労損傷度(72時間分の疲労損傷度の1/3)に365日をかけて算出した。橋梁の一

覧を表-7に示す。表中の等価応力範囲および繰返し回数は72時間の値である。既往の研究¹⁷⁾によって、アスファルト舗装の弾性係数は温度に依存するため、橋面温度が高くなる夏季ではアスファルト舗装の弾性係数が低下し、デッキ応力も増加することが知られている。KU橋、CY橋およびMY橋は計測時期が12月であることから、計測した値をそのまま比較することは可能であるが、M2橋は8月に計測しているため、そのままの値を他の橋梁と比較することはできない。そのため、文献(16)においてFEM解析で得られた季節ごとの大型車1台(総重量164.2kN)が通過した時の等価ひずみ範囲を用いて表-8に示す係数を求め、それを等価応力範囲に乗じることで計測時期の違いによる影響を補正した。例えば、KU橋の場合、計測時期が12月であるため、表中の「比率(冬季基準)」の値を等価応力範囲に乗じることで、春秋季、夏季の等価応力範囲を求めている。補正を行う際には、4月～6月および10月～11月を春秋季(5ヶ月)、7月～9月を夏季(3ヶ月)、12月～3月(4ヶ月)を冬季と想定した。

計算結果を図-14に示す。図中には、季節の補正を行わずに計算した年間疲労損傷度も示している。補正なしの場合、年間疲労損傷度は計測時期の影響を大きく受けている。冬季に計測したKU橋の溶接線U3Lで補正していない疲労損傷度は、補正した疲労損傷度の0.05倍であり、危険側の評価となるのに対し、夏季に計測したM2橋では補正していない値は補正した値の2.9倍で

表-9 デッキ貫通型き裂が発生した橋梁の一覧

橋梁名	完成年度	き裂発見年度	デッキ貫通の有無	き裂発見までの年数	片側車線数	デッキ厚(mm)	Uリブ厚(mm)	横リブ間隔(mm)	大型車交通量(台/日・車線)	累積大型車交通量(万台/車線)
A橋 ¹⁹⁾	平成7年	平成17年	貫通	10	2	12	6	2,000	5,489	2,003
H橋 ¹⁹⁾	平成5年	平成17年	貫通	12	2	12	6	3,000	5,234	2,292
Y橋 ¹⁹⁾	平成元年	平成17年	貫通	16	3	12	6	2,500	5,094	2,975
K橋 ¹⁹⁾	昭和61年	平成17年	貫通	19	2	12	8	2,070	11,921	8,267
S橋 ¹⁹⁾	昭和61年	平成11年	貫通	13	1	12	8	2,750	2,617	1,242
T橋 ¹⁹⁾	昭和54年	平成15年	貫通	24	3	12	8	2,950	1,943	1,702
CY橋	昭和50年	平成14年	貫通	27	4	12	8	2,500	5,397	5,319
M2橋 ⁶⁾	昭和55年	平成17年	貫通	25	3	12	8	3,000	5,397	4,925
G橋	昭和52年	平成16年	貫通	27	1	12	8	3,720	8,124	8,006
KU橋	昭和59年	平成22年	貫通	26	2	12	8	3,000	4,276	4,057
MU橋	平成元年	平成23年	未貫通	22	2	12	6	2,750	6,140	4,931
MY橋	昭和57年	平成22年	未貫通	28	2	12	8	2,750	6,140	6,275
ST橋	昭和54年	平成22年	未貫通	31	1	12	8	3,000	8,124	9,192
SW橋	昭和53年	平成22年	未貫通	32	1	12	8	3,500	8,124	9,489

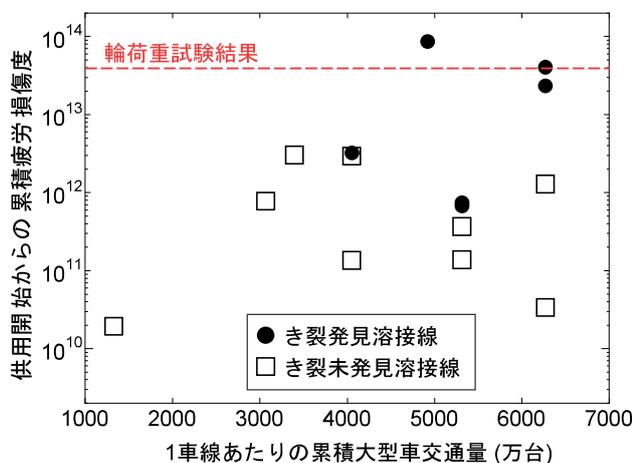


図-15 累積疲労損傷度と累積大型車交通量の関係

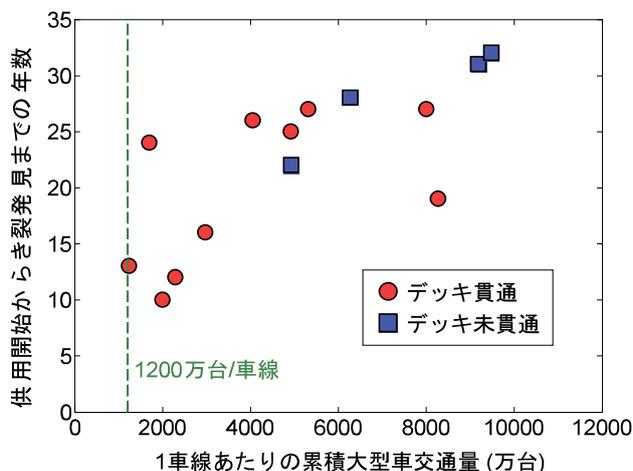


図-16 き裂発見年数と累積大型車交通量の関係

安全側の評価となる。このことから、応力計測データを用いて疲労耐久性の評価を行う際には、季節変動の影響を考慮しないと評価結果にばらつきが生じることに留意する必要がある。

6. 詳細点検時期の目安の検討

第1章でも述べたとおり、デッキ貫通型き裂に対する維持管理上の課題は、いつ詳細調査を行うのかということになる。基本的に、外観目視可能なき裂の発生状況、供用年数、大型車の交通状況、舗装の状態等を踏まえつつ、詳細調査の対象橋梁を絞り込んでいくことが現実的と考えられるが、本章では前章までの結果を踏まえ、累積大型車交通量や応力計測の結果を基に、き裂が発生する時期について、少なくとも当該時期までには詳細調査を行っておくことが望ましい時期の目安について検討を行った。

図-15 は、第5章の年間疲労損傷度に供用開始から

デッキ貫通型き裂発見までの年数(き裂未発見の橋梁については、応力計測時期までの年数)を乗じて求めた累積疲労損傷度と、平成22年度の道路交通センサスから単純試算した供用開始からき裂発見までの累積大型車交通量の関係を示している。同じ累積大型車交通量上にき裂発見と未発見のプロットがあるのは、溶接線ごとの結果を示しているためである。蓄積される疲労損傷度が大きいため、デッキ貫通型き裂が発生しているということが、この図から確認できる。図中の横に引いた赤い破線は、デッキ貫通型き裂の再現を目的として行った輪荷重走行試験¹⁸⁾の結果から求めた疲労損傷度である。この試験では、一般部のき裂を対象として、デッキ厚12mm、Uリブ厚8mmの試験体に118kNの荷重を与えている。試験前の静的載荷試験で、今回の計測と同様に、輪荷重直下の溶接線のデッキ側止端から5mm離れた位置での応力範囲は269MPaである。原則走行回数30万回ごとにUTでき裂発生の有無を確認し、200万回走行時にルート部からデッキ方向にき裂が進展したと思わ

れるエコーが確認された。この時の累積疲労損傷度を計算すると、 3.89×10^{13} ($=269^3 \times 2.0 \times 10^6$) となり、き裂発見が発見された溶接線の累積疲労損傷度の上限付近に位置している。

疲労き裂の発生時期は、マイナー則に従い、累積疲労損傷度を用いて評価すべきであるが、実橋での応力計測事例が少ないため、ここでは大型車交通量を用いて整理することとした。今回の調査結果と文献 6)、19)および平成 21 年度～平成 22 年度の詳細調査報告書からデッキ貫通型き裂が発見された橋梁(表-9)のデータを収集し、き裂発見までの年数と 1 車線あたりの累積大型車交通量の関係を整理した。その結果を図-16 に示す。収集した橋梁数は 14 (路線は異なる)であり、そのうちき裂がデッキを貫通していたのが 10 橋、デッキ未貫通が 4 橋である。図の横軸は、図-15 と同様、平成 22 年度の道路交通センサスから単純試算した 1 車線あたりの累積大型車交通量である。縦軸のき裂発見年数は、調査をいつ行ったかによって変わってくるため、あくまで目安であることに留意されたい。最もき裂が早く発見されたのは S 橋であり、この橋梁の累積大型車交通量は約 1200 万台/車線である。したがって、この数値が、この時点までには詳細調査を行うべきタイミングの目安の一つになると考えられる。しかし、この 1200 万台/車線は、き裂がデッキを貫通した状態で発見された時の台数であるため、この時期よりも前に詳細調査を行うべきである。図-15 から疲労損傷度ベースでき裂発見橋梁とき裂未発見橋梁の大まかな境界線を引くことができるため、両者を組み合わせることでき裂発生時期をある程度の精度で推定できる可能性がある。ただし、データ数としてはまだまだ少ない状況であるため、今後もデータの蓄積が必要である。

本論文では、累積大型車交通量は平成 22 年度の道路交通センサスの交通量に供用年数を乗じた値を使用した。法律の改正や道路網の整備によって交通量は大きく変化する可能性がある。したがって、累積大型車交通量を精度よく算出するためには、交通量の変化に留意する必要がある。

7. まとめ

本研究では、鋼床版デッキ貫通型き裂に対して詳細調査や補修・補強を効率的・効果的に行うタイミングの一つの目安となるデータを得るために、一般国道 357 号に架かる鋼床版橋梁 4 橋を対象に鋼床版 AUT によるデッキ貫通型き裂の調査を行った。さらに、き裂調査の結果を基に、詳細調査の実施時期を判断する目安について検討を行った。本研究で得られた主な成果は以下の通りである。

1) 交差部に発生したき裂は、長さが短くても、深さ方向に 8mm 以上進展していることから、局所的に進

展する傾向にあるといえる。

- 2) 一般部では、き裂長さが 200mm を超えると、深さ方向にはデッキ厚 12mm に対して 8mm 以上進展している可能性が高い。
- 3) き裂長さ方向の進展速度と等価車重の間には明確な傾向をつかむことはできなかった。その要因としては、輪荷重位置による溶接ルート部応力の違いが推察される。
- 4) 1 車線あたりの累積大型車交通量が 1200 万台を超えるとデッキ貫通型き裂が発生する可能性がある。

本研究で示した数値は、一般国道 357 号の 4 橋での調査結果に基づくものであり、更なるデータの蓄積を行うとともに、さらに分析を行い、定期点検で発見の難しいデッキ貫通型き裂に対して合理的な維持管理手法について検討していく予定である。なお、本稿に示した成果は、平成 26 年度から平成 28 年度にかけて国土交通省関東技術事務所が発注された業務(業務名:「H26 管内橋梁補修補強技術検討業務」,「H27 管内橋梁補修補強技術検討業務」,「H28 管内橋梁補修補強技術検討業務」)で得た成果の一部である。

参考文献

- 1) 菊池孝雄, 児玉孝喜, 後藤和満: 湘南大橋における鋼床版の疲労対策, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp.1-10, 2007.
- 2) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝: 鋼床版は箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.57-69, 2005.
- 3) 森猛, 嶋原志保, 中村宏: 溶接溶け込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリップ溶接部の疲労試験, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp.570-581, 2006.
- 4) 小野秀一, 平林泰明, 下里哲弘, 稲葉尚文, 村野益巳, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.335-347, 2009.
- 5) 土木学会: 鋼床版の疲労[2010 年改訂版], 土木学会鋼構造シリーズ 19, 2010.
- 6) 国土技術政策総合研究所, 日本橋梁建設協会: 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究, 国土技術政策総合研究所資料第 471 号, 2008.
- 7) 玉越隆史, 中洲啓太, 石尾真理, 中谷昌一: 道路橋の交通特性評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料第 188 号, 2004.
- 8) 国土技術政策総合研究所: BWIM コード解説資料, 2004.
- 9) 玉越隆史, 中洲啓太, 石尾真理: 道路橋の設計自動車荷重に関する試験調査報告書, 国土技術政策総合研究所資料第 295 号, 2006.
- 10) 村越潤, 高橋実, 小池光裕, 木村友則: 臨界屈折角近傍に調整した超音波斜角探触子による鋼床版デッ

- キ進展き裂の探傷法の検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.2, pp.453-464, 2012.
- 11) 森猛, 金子想, 内田大介, 林暢彦, 小笠原照夫: 鋼床版デッキ進展き裂の起点を対象とした応力影響面とその利用, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.73, No.1, pp-21-31, 2017.
- 12) 原田英明, 森猛, 内田大介, 川崎靖子: 鋼床版デッキプレート・トラフリブ・横リブ交差部のデッキプレート貫通き裂の発生・進展に対するデッキプレート厚とスカラップの影響, 鋼構造論文集, 第 19 巻第 73 号, pp.65-74, 2012.
- 13) 上坂健一郎, 中野博文, 村野益巳, 齊藤豪: 鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部の疲労き裂発生分析, 土木学会第 66 回年次学術講演会概要集, I-172, 2011.
- 14) 高橋実, 村越潤, 御代川裕紀, 幅三四郎, 森猛, 小野秀一: 鋼床版橋におけるデッキ進展き裂の超音波探傷法による調査, 土木学会第 72 回年次学術講演会概要集, I-049, 2017.
- 15) 日本道路協会: 舗装調査・試験法便覧, 丸善, 2007.
- 16) 井口進, 内田大介, 平山繁幸, 川畑篤敬: 鋼床版のデッキとUリブ溶接部の疲労寿命評価に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.67, No.3, pp.464-476, 2011.
- 17) 岩崎雅紀, 永田考, 西川和廣, 山田健太郎: アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.161-171, 1997.
- 18) 川畑篤敬, 井口進, 廣中修, 鈴木統, 齊藤史朗: 鋼床版のデッキプレートと縦リブ溶接部を対象とした輪荷重移動試験, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.247-252, 2006.
- 19) 村越潤: 鋼床版デッキプレートと U リブの溶接部の疲労性状と対策技術に関する研究, 名古屋大学学位論文, 2013.

(2017年9月25日受付)

(2018年2月1日受理)