

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

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

平成25年12月

村 越 潤

目 次

論文要旨	1
第1章 序論	7
1.1 研究の背景	7
1.2 研究の目的	9
1.3 鋼床版の構造の概要	11
1.3.1 縦リブの構造の変遷	11
1.3.2 現行基準における疲労を考慮した構造詳細	11
1.4 鋼床版の疲労損傷事例と対策技術	13
1.4.1 国内の動向	13
1.4.2 海外の動向	15
1.5 調査・対策技術に関する既往の調査研究	18
1.5.1 損傷要因と構造詳細の影響	18
1.5.2 デッキ進展き裂の非破壊調査法	19
1.5.3 SFRC 舗装による補強効果と適用性	20
1.6 本論文の内容及び構成	21
参考文献	24
 第2章 鋼床版デッキプレートとUリブの溶接部のき裂の発生傾向・原因の分析	 29
2.1 概説	29
2.2 損傷事例に基づくき裂の発生傾向	30
2.3 輪荷重走行試験によるき裂の発生・進展挙動の調査	34
2.3.1 検討内容	34
2.3.2 試験体	34
2.3.3 試験方法	35
2.3.4 試験結果と考察	37
2.4 FEM 解析による要因分析	43
2.4.1 検討内容	43
2.4.2 解析方法	43
2.4.3 解析結果と考察	46
2.5 まとめ	51
参考文献	53

第3章 鋼床版デッキプレート進展き裂検出のための超音波探傷法の提案と性能評価	55
3.1 概説	55
3.2 超音波探傷法としての要求性能と検討項目	56
3.2.1 探傷法の要求性能・仕様	56
3.2.2 き裂の検出性能向上のための課題と検討項目	57
3.3 臨界屈折角探傷法の概要	58
3.3.1 対象とするデッキ進展き裂と探傷イメージ	58
3.3.2 提案する感度補正方法	59
3.4 塗装試験片の探傷試験による感度補正の効果の検討	63
3.4.1 試験片	63
3.4.2 試験方法	63
3.4.3 試験結果	64
3.5 模擬き裂試験体の探傷試験によるき裂検出性能の検討	66
3.5.1 模擬き裂試験体	66
3.5.2 試験方法	67
3.5.3 試験結果と考察	68
3.6 実橋鋼床版への適用性の検討	70
3.7 既往の超音波探傷法におけるき裂検出性能の検討	74
3.7.1 既往の主な超音波探傷法の概要	74
3.7.2 模擬き裂試験体による探傷試験	77
3.8 まとめ	78
参考文献	80
 第4章 SFRC 舗装による既設鋼床版の補強工法の耐久性評価	 83
4.1 概説	83
4.2 SFRC 舗装による補強工法の概要	84
4.2.1 構造の概要	84
4.2.2 補強工法の適用上の留意事項	85
4.3 補強工法の要求性能と試験概要	86
4.3.1 要求性能	86
4.3.2 性能評価試験	86
4.4 小型試験体のせん断試験による接着材接合面のせん断強度の検討	88
4.4.1 SFRC の配合仕様と使用材料	88
4.4.2 試験体の製作	88
4.4.3 試験方法	89
4.4.4 試験結果の評価方法	90
4.4.5 試験結果と考察	90
4.5 実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討	92

4.5.1	試験体	92
4.5.2	試験方法	93
4.5.3	試験結果と考察	95
4.6	性能評価のための試験項目の整理	98
4.7	まとめ	99
	参考文献	100
第5章	鋼床版ビード進展き裂に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果の評価	103
5.1	概説	103
5.2	試験体及び解析モデル	104
5.2.1	試験体	104
5.2.2	解析モデル	107
5.3	実大鋼床版試験体の静的載荷試験による応力性状の把握	109
5.3.1	試験方法	109
5.3.2	試験結果と考察	109
5.4	実大鋼床版試験体の定点疲労試験による疲労性状の把握	115
5.4.1	試験方法	115
5.4.2	試験結果と考察	116
5.5	き裂長さ及び鋼床版の構造諸元の影響に関する感度解析	118
5.5.1	解析方法	118
5.5.2	解析パラメータと解析ケース	118
5.5.3	解析結果と考察	119
5.6	ビード進展き裂を対象とした疲労耐久性の評価	123
5.6.1	評価方法	123
5.6.2	試算結果	125
5.7	まとめ	126
	参考文献	131
第6章	鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート増厚の耐久性向上効果の 評価	133
6.1	概説	133
6.2	試験体及び試験方法	133
6.2.1	試験体	133
6.2.2	載荷方法	134
6.2.3	計測及び調査内容	135
6.3	輪荷重走行試験結果と考察	136
6.3.1	載荷方法が局部応力に与える影響	136
6.3.2	き裂の発生状況	137

6.3.3 既往の輪荷重走行試験結果との比較	138
6.4 構造諸元の影響に関する感度解析	140
6.4.1 解析方法	140
6.4.2 解析モデルの検証	141
6.4.3 構造諸元と載荷条件の影響	142
6.4.4 横断方向載荷位置の影響	145
6.5 まとめ	147
参考文献	148
 第7章 結論	 151
 関連公表論文・報告書	 155
 謝辞	 159

論文要旨

鋼床版は、死荷重軽減等の観点から長大橋の床構造や都市内高架橋に広く用いられてきている。もとより、薄板により構成された溶接構造であり、かつ床版として直接輪荷重を支持する構造のため、疲労の影響に対して配慮の必要な構造と考えられてきた。2000年頃に、地方自治体や国土交通省の管理する鋼床版橋において、デッキプレートとUリブの溶接部からデッキプレートを貫通するき裂が初めて報告された。このうち一事例では舗装の陥没により車両の物損事故に至っており、第三者被害の観点から重大視された。その後、鋼床版では、同き裂だけではなく、その他の溶接部からの各種のき裂も顕在化してきている。このうち、デッキプレートとUリブの溶接部には、片側溶接のルート部から、デッキプレート内に進展しデッキ上面に到達するき裂（以下、デッキ進展き裂）、溶接ビード内に進展しビードを貫通するき裂（以下、ビード進展き裂）の、2タイプのき裂もしくは両者が複合したき裂が報告されている。デッキ進展き裂は、進展しても舗装下に隠れることから目視点検が困難であること、長く進展すれば走行路面の舗装の損傷や陥没につながるおそれがあること、き裂発生部の構造がUリブを使用した鋼床版にほぼ共通の構造詳細であることから対応の緊急度の高いき裂と言える。

以上のようなUリブを使用した鋼床版橋のき裂の発生状況に鑑み、本研究ではデッキプレートとUリブの溶接部に発生する2種類のき裂について、1) 発生原因と疲労耐久性向上のための構造詳細の検討、2) 進展初期のデッキ進展き裂を検出可能な超音波探傷法の検討、3) き裂の発生した鋼床版におけるき裂の進展の抑制・防止対策としてのSFRC舗装による補強工法の適用性の検討、を行った。以下に、各章で得られた主な知見を総括して本研究の結論とする。

第1章では、研究の背景・目的、鋼床版の技術基準の変遷、損傷事例と研究動向についてまとめ、本研究の位置付けを明確にした。

第2章では、デッキ進展き裂の報告事例を基に、損傷の発生傾向を分析した。また、損傷事例を踏まえ、実大試験体による輪荷重走行試験を行い、き裂の進展挙動を再現するとともに、FEM解析を行い、以下の結論を得た。

- (1) 12mmのデッキプレート厚の鋼床版において、供用開始から10～30年程度（累積大型車交通量では1,200（万台/車線）を超えた程度）でデッキプレートを貫通するき裂が発生していた。損傷箇所は輪荷重が常時載荷される位置直下の溶接部であり、概ね大型車のダブルタイヤが跨ぐ溶接部であった。
- (2) デッキプレートとUリブの溶接部を輪荷重が跨ぐ載荷条件で、輪荷重走行試験を行った結果、デッキプレートの貫通には至らなかったものの、実橋でのき裂と同様の発生形態のき裂が溶接ルート部から発生することを示した。
- (3) 載荷条件、横リブ間隔、Uリブ厚をパラメータとしたFEM解析より、溶接ルート部の応力に対して載荷条件の影響が大きいこと、ダブルタイヤによる挟み込み載荷の影響の場合に、き裂の起点のルート部に高い圧縮応力が作用することを明らかにした。

(4) 溶接溶込み量のルート部の局部応力への影響に関するFEM解析により、デッキ進展き裂の発生に支配的な応力への溶込み量の影響は比較的小さいものの、ビード進展き裂に対しては相対的に厳しくなる可能性があることを示した。従って、溶接の溶込み量を確保し、ど厚を大きくすることは、ビード進展き裂の発生抑制に有効な対策と言える。

第3章では、デッキ進展き裂の検出を目的として、臨界屈折角探触子に着目し、探傷結果の客観性・信頼性の向上を目指した探傷法の検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) 疑似表面SV波を利用した感度補正方法を提案し、塗装試験片を用いた探傷試験により、その適用性を検討した。その結果、感度補正用の基準試験片と被調査物であるデッキプレートの間で、鋼材の表面状態が異なる場合においても、提案した補正方法が感度補正に効果的であることを示した。
- (2) 深さの異なるき裂を模擬した小型試験体による探傷試験において、感度補正後のエコー高さ比とき裂深さの関係を分析した。その結果、エコー高さ比とき裂深さとの相関性を把握するとともに、提案した探傷方法により、仮にL/2線を超えるレベルをき裂検出のしきい値としても4mm程度以上の深さのき裂についてはほぼ確実に検出できることを示した。
- (3) 実橋の鋼床版に発生したき裂に対する探傷結果と切り出した破面によるき裂深さを照合し、深さ2～7mm程度のき裂を検出でき、溶接線方向に進展するき裂の溶接方向の長さも比較的良好な精度で推定できることを示した。

第4章では、SFRC舗装による鋼床版の補強工法の概要、要求性能を示すとともに、小型試験体を用いた接合面のせん断試験と実大試験体を用いた輪荷重走行試験の結果について分析し、以下の結論を得た。

- (1) 3種類のエポキシ系接着材に対して、接着材接合面を模擬した小型試験体を用いたせん断試験を行い、環境負荷が強度低下や破壊性状に与える影響を明らかにした。せん断試験により接着材の性能の相対的な違いを明らかにすることができ、同試験が、構造体としての耐久性を評価する輪荷重走行試験と併せて、重要な試験項目であることを示した。
- (2) 水張り状況下での輪荷重走行試験では、負曲げ作用を受ける主桁ウェブ上、横リブ上にコンクリートのひび割れが発生することを示した。しかしながら、ひび割れの顕著な進行等の変状、輪荷重直下のデッキ下面側のひずみの大幅な変化、接合面の接着強度の低下は見られず、少なくとも水張り状態で輪荷重150kNの200万回載荷に対して供用安全性に支障を来す変状は生じないことを明らかにした。
- (3) (1)、(2)を踏まえ、耐久性評価のための試験項目・方法を整理した。補強工法としての性能を満たすには、デッキプレートと舗装の接合面及び舗装体の耐久性を確保するための適切な接着材と舗装材料の選定が重要となる。特にデッキプレート、接着材及びSFRC舗装で構成される接合面に関して、舗装と鋼床版の一体化が図れるように、大型の自動車の繰返し走行、温度変化及び水の影響に伴う経年的な劣化に対して耐久性を有することを試験により確認する必要があることを示した。

第5章では、SFRC舗装を施した実大試験体に、ビード進展き裂を模擬したスリットと観察孔を施

工した上で、静的載荷試験及び定点疲労試験を行い、観察孔の応力性状と FEM 解析結果を比較分析するとともに、輪荷重と応力性状の関係及びき裂の進展性状を調査した。また、実鋼床版を対象として、き裂の位置・長さ、鋼床版の構造諸元及び溶接形状をパラメータとした FEM 解析を行い、観察孔の局部応力に与える影響を分析するとともに疲労耐久性の評価を行い、以下の結論を得た。

- (1) 観察孔周りの 3 部位（こば面ルート部近傍、デッキ下面、こば面 R 部）では、こば面ルート部近傍が疲労耐久性の観点から厳しい部位であることを示すと同時に、輪荷重移動に伴って観察孔に比較的近い位置に載荷した場合に、観察孔に応力最大値（引張応力）と応力最小値（圧縮応力）が交番して発生する応力性状を明らかにした。
- (2) スリット長が長くなるにつれて、き裂進展に関係する観察孔ルート部要素の主応力の最大値、最小値は増加した。また、観察孔部分のデッキ上面の引張応力も増加し SFRC 舗装への影響も懸念されるため、長いき裂を残存させるべきではないことを明らかにした。
- (3) 150kN 輪荷重走行に対する定点疲労試験の結果、観察孔ルート部から、疲労き裂が比較的早い回数で発生し、デッキプレート下面側に進展した。ただし、400 万回載荷時点でもき裂は最大で表面長さ 8mm、深さ 7mm 程度であり、SFRC 舗装と一体化が図られているデッキプレート内では、き裂の急速な進展は見られなかった。
- (4) 疲労耐久性評価により、基本ケース（溶込み量 50%、脚長 6mm、縦リブ支間 2750mm）に対して観察孔ルート部からのき裂の進展に係る等価年数（実活荷重を想定した場合の、き裂が溶接ビードを破断させるまでの年数）を試算した。その結果、大型車交通量 5,000 台/車線/日で応力が最も厳しい載荷条件の場合、スリット長 400mm に対して、等価年数は 30 年程度の値であった。
- (5) SFRC 舗装に対して、アスファルト舗装の場合の観察孔ルート部の着目要素の応力範囲は、支間部で約 4.7 倍、交差部で約 3.7 倍と厳しい状態であった。同部位からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要がある。

第6章では、デッキプレートの厚板化によるデッキ進展き裂に対する耐久性向上効果について検討するため、デッキ厚16, 19mmとUリブ厚6, 8mm（以下、デッキ厚とUリブ厚さを、それぞれD_o、U_oと略して表す）を組み合わせた実大鋼床版試験体を用いて輪荷重走行試験（輪荷重：150kN、載荷回数：400万回）を行うとともに、FEM解析を行い、以下の結論を得た。

- (1) 輪荷重走行試験の結果、デッキ進展き裂はU6側、U8側ともに、D16、D19の一般部には発生しなかった。交差部では、U6側、U8側ともに厚板化してもD19の中間横リブ交差部に発生し、ダブルタイヤの直上載荷の場合、交差部の方が相対的にき裂が進展しやすい傾向にあることを示した。
- (2) 本研究及び他機関による既往試験結果との比較により、デッキ進展き裂の挙動にばらつきがあるものの、デッキプレートの厚板化によりき裂の進展が遅くなる傾向にあることを明らかにした。
- (3) FEM解析により、デッキ厚板化による溶接ルート部の直上載荷時の応力低減効果を確認した。直上載荷時の溶接ルート部の最小主応力を基に、線形累積被害則（ $m=3$ ）が成立するとした場合のD12に対する疲労耐久性（損傷度の逆数）は、一般部ではD14で約2.5倍、D16で約6倍、D19で約20倍に、交差部ではD14で約2倍、D16で約4倍、D19で約8倍であった。

最後に、第7章では、以上の成果を要約して総括するとともに、今後の研究課題をまとめた。

**Study on Fatigue Behaviors and Maintenance Techniques for
Cracking at Rib-to-deck Welded Joints in Orthotropic Steel Deck
(Abstract)**

Orthotropic steel deck (OSD) bridges have been widely used for long-span bridges and urban viaducts to reduce dead load. OSDs consist of many thin steel plates, stiffened by a series of closely spaced longitudinal ribs supported by transverse floor beams. As they directly support vehicle wheel loads as deck system, consideration for fatigue has been supposed to be required in the design. With rapid increase of vehicle weight and traffic volume in Japan, various types of fatigue cracks have recently been observed in existing OSDs under severe traffic condition, resulting from the complicated welded details combined with local stresses that can be difficult to quantify in the design. Among such fatigue damages, two types of severe cracks have been observed at the rib-to-deck welded joints. They initiate at the root of the one-sided fillet weld. One type of them propagates into the deck plate and finally reaches its surface (deck plate crack), while the other propagates through the weld (bead crack). Among them, the deck plate cracks have potential to threaten safety of traffic due to cave-in of road surfaces if they reach a certain length. Focusing on the two types of cracks, especially the deck plate cracks, the research objectives in this paper were listed as follows:

- (1) Identification of the causes of fatigue cracking and proposal of appropriate structural details to improve fatigue durability for newly constructed OSD bridges
- (2) Development of a non-destructive inspection technique which can detect invisible cracks initiating in the weld root at the rib-to-deck connections of existing OSD bridges
- (3) Performance evaluation of applicability of steel fiber reinforced concrete (SFRC) overlays as a measure to retrofit existing damaged OSDs

As to the first objective (1), characteristics of existing damaged bridges were investigated and wheel running fatigue tests were conducted with a full-scale test specimen with 6/8 mm thickness trapezoidal ribs. Finite element analyses were also conducted in order to evaluate local stress behaviors at the weld root of the rib-to-deck connections. The major findings are summarized below.

- Deck plate cracks have been observed in existing OSD bridges in about 10 to 30 years after construction under heavy traffic routes. The thicknesses of the damaged deck plates were 12mm.
- Behavior of deck plate cracking was clarified by wheel running tests. The cracks initiated at the weld root and propagated toward the top surface of the deck, which was similar to the behavior of actual cracks observed in damaged bridges.
- Relative high peak stresses occurred at the weld root due to local bending of deck plate when the dual-tire wheel load were applied above the rib-to-deck connections. Sufficient partial penetration of one-sided fillet weld prevents bead cracks from initiating in the weld root, while it did not affect stress reduction for the deck plate cracks.

The effect of thickness of deck plate on fatigue durability of OSDs was also discussed from experimental and analytical results in order to improve durability of the structural details for the deck plate cracks. Wheel running fatigue tests were conducted with a full-scale test specimen which has combination of 16/19mm thickness deck plates and 6/8 mm thickness ribs. Finite element analyses were also conducted in order to clarify the effect of

thickness of deck plate on local stress behavior at the rib-to-deck welded joints. The major findings are summarized below.

- Deck plate cracks occurred at the rib-to-floor beam connections even with the deck thickness of 19mm. However, based on the fatigue test results of the present study and other previous studies, the crack growth tended to progress relatively slowly with increase of deck plate thickness.
- The extent of stress reduction around the weld root was evaluated with the increase of deck plate thickness from 12mm to 16mm.

As to the second objective (2), performance requirement for non-destructive inspection techniques and an ultrasonic inspection method using SV waves by critical angle beam probe was discussed. Accuracy of the proposed method was investigated with small-size test specimens which modeled rib-to-deck connection details with fatigue cracks generated in the laboratory fatigue test. Field ultrasonic inspection was conducted with the proposed method in an actual OSD bridge with a deck plate crack. The major findings are summarized below.

- A reliable/practical ultrasonic inspection method with unique technique of the sensitivity calibration procedure was proposed for detecting deck plate cracks.
- It was clarified that fatigue cracks with depth of more than 4mm propagating into the deck plate can surely be detected by the proposed method.

As to the third objective (3), SFRC overlays have been used for existing damaged OSD bridges as an effective retrofit measure against deck plate cracks. For the purpose of evaluating the retrofit performance under severe service condition, a series of shear bond strength tests of epoxy adhesive layer at the deck-to-overlay connection with small-size test specimens, and wheel running tests of a full-scale OSD test specimen with SFRC overlay were carried out. The major findings are summarized below.

- Shear bond strength test results show the significant influence of environmental impacts due to high temperature with water both on the bonding strength and the destruction property. Relative differences in the bonding performance among 3 types of epoxy adhesives were evaluated.
- In the wheel running tests under the severe condition where water permeates from the concrete cracks, durability performance of SFRC overlay was evaluated under the wheel load of 150kN at 2million cycles. Specific deterioration such as progress of concrete cracks, change of strain and deformation measured on the deck plate, and strength reduction of adhesive layer was not observed in the tests.
- It was clarified that it is necessary to assess the durability performance of SFRC overlay by verification tests for the effect of cyclic wheel loading and environmental action.

Combined with SFRC overlays, crack tips of existing weld bead cracks are needed to be removed in the shape of cut-out details for reducing the stress concentration. Static and fatigue loading tests and finite element analyses were also conducted for a full-scale OSD test specimen overlaid by SFRC with thickness of 75mm in order to investigate fatigue behavior at the cut-out details. The major findings are summarized below.

- The local stress behavior at the cut-out details of repaired bead crack was evaluated by changing length and location of bead cracks.
- Cracks occurred at the weld root in the cut-out-details and propagated into the deck plate. Since the crack growth tended to progress slowly, SFRC overlay combined with crack tip repair may be a practical and effective measure for the existing weld bead cracks without steel plate bonding at the rib-to-deck connections of OSDs.

第1章 序論

1.1 研究の背景

鋼床版（図-1.1）は、死荷重軽減等の観点から長大橋の床構造や都市内高架橋に広く用いられてきている。1970年頃より、現在の一般的な構造であるU型の閉断面縦リブ（以下、Uリブ）が用いられるようになり、これまでに国内で2000橋以上の鋼床版橋が建設されている（図-1.2）。もとより、薄い鋼板により構成された溶接構造であり、かつ床版として輪荷重を直接支持する構造のため、疲労の影響に対して配慮の必要な構造と考えられてきた。実橋では大型車の交通条件の厳しい路線を中心に、1980年半ば頃より疲労損傷事例が報告されてきており、初期の鋼床版の損傷事例については、「鋼橋の疲労」⁴⁾等にまとめられている。これらの疲労損傷に対して、疲労に配慮した構造詳細に関する調査研究¹⁾が行われ、その成果は道路橋の設計基準にも反映されてきた。2002年に改訂された「道路橋示方書」²⁾（以下、道示）では、鋼橋において疲労設計が導入され、鋼床版では耐久性向上を図るために製作・施工に関する規定の充実が図られた。また、併せて発刊された「鋼道路橋の疲労設計指針」³⁾（以下、疲労指針）では、構造詳細による鋼床版の疲労設計の考え方・方法が提示されている。

このような状況の中、2000年頃に、地方自治体や国土交通省の管理する国道の鋼床版橋において、デッキプレートとUリブの溶接部からデッキプレートを貫通するき裂がおそらく国内では初めて報告された。一事例では舗装路面の陥没により車両の物損事故に至っており、第三者被害の観点から重大視された。その後、同き裂だけではなく、その他の溶接部のき裂も顕在化してきている（図-1.3）。このうち、デッキプレートとUリブとの間の片側溶接のルート部には、

- 1) デッキプレート内を板厚方向に進展しデッキ表面に到達するき裂（以下、デッキ進展き裂）、
- 2) 溶接ビード内に進展しビードを貫通するき裂（以下、ビード進展き裂）

の、2タイプのき裂もしくは両者が複合したき裂が報告されている。このうち、デッキ進展き裂は国道では現在まで数橋において確認されているが、長く進展すれば走行路面の舗装の損傷や陥没につながるおそれがあることから対応の緊急度の高いき裂と言える。また、き裂発生部の構造はUリブを有する鋼床版にほぼ共通する構造詳細であり、今後の損傷事例の増加が懸念される。一方、ビード進展き裂については既に多数確認されており、溶接に沿って長く進展したき裂や、枝別れしてUリブウェブ内、デッキプレート内に進展したき裂が見つかっており、同様に注意が必要なき裂である。ビード進展き裂については、主たる原因が溶接の溶込み不足に起因するとされることから、2002年に改定された道示においてリブ厚の75%の溶込みを確保することとされている。また、改定以降に設計された鋼床版でのき裂は報告されていない。

以上のようなUリブを使用した鋼床版のき裂の発生状況に鑑み、国土技術政策総合研究所、土木研究所、都市内高速道路を管理する高速道路株式会社、大学等においても、鋼床版の疲労対策に関する調査研究が行われてきた^{5)~8)}。デッキ進展き裂とビード進展き裂では、特にデッキ進展き裂の方が検討の優先度が高いが、発見当時の同き裂に対する本研究における課題認識は以下のとおりである。

- 1) 損傷発生への設計・施工上の問題点が不明確であること
- 2) き裂は、目視点検では検出困難（損傷実態が不明確）であること



図-1.1 鋼床版箱桁橋の全景

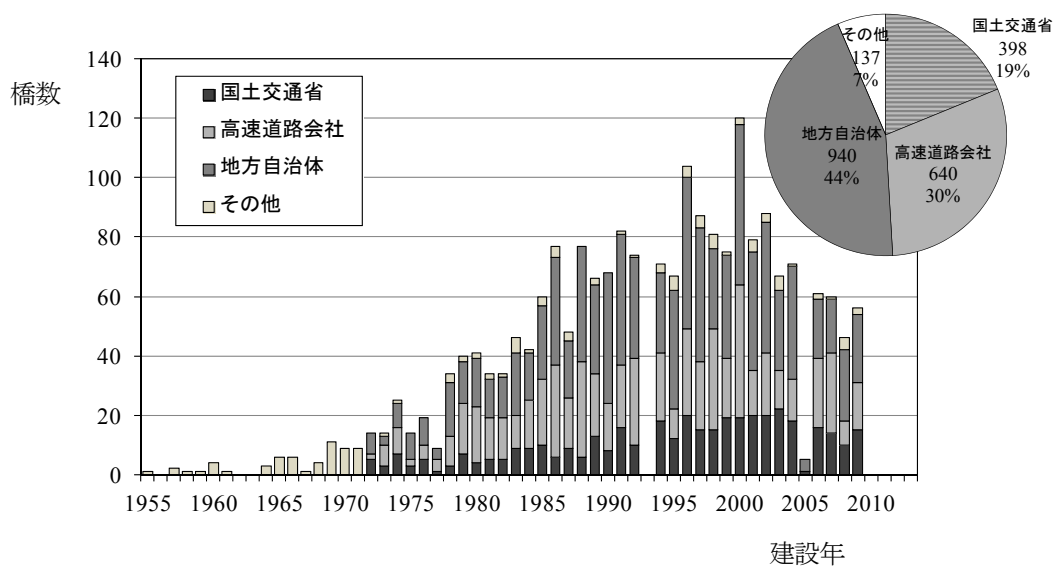


図-1.2 鋼床版橋の建設年次別橋数の推移 (出典：(一社)日本橋梁建設協会 DB)

※1992年，1993年，2005年については一部データが欠損

※日本橋梁建設協会に加盟している橋梁製作会社が製作した橋梁を対象

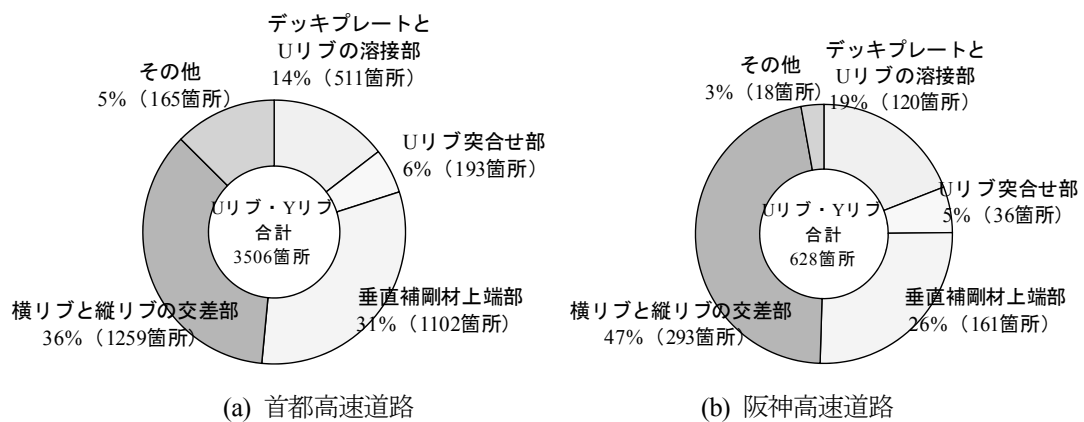


図-1.3 鋼床版橋のUリブ等のき裂発生状況の例

(出典：(社)土木学会,道路橋床版の要求性能と維持管理技術,2008.6)

3) き裂が著しく進展した場合には、舗装損傷や路面陥没に至り第三者被害につながるおそれがあること

1) について、疲労指針の発刊以降、鋼床版に関しては、同指針に基づく疲労に配慮した構造詳細が適用されている。疲労指針で設計された鋼床版では、供用年数が短いこともあり、デッキ進展き裂はまだ報告されていないが、構造詳細は疲労指針前の構造と類似している。このき裂は目視困難なこともあり、疲労指針検討時には、き裂の発生メカニズム、発生原因及びき裂対処への十分な知見が得られているわけではなかった。このため、将来き裂が発生する懸念が残されており、耐久性向上策について検討していく必要があった。

2) について、このき裂は溶接ルート部からデッキプレート内部に進展し、デッキ表面に貫通するため、目視点検では発生・進展過程を直接確認することは困難であり、損傷実態・傾向を把握することができない。このため、デッキプレートを貫通する前にき裂を発見するには、超音波探傷等の非破壊調査技術を適用する必要があるが、き裂の有無を検出でき、その深さを定量的に推定可能な方法としては、現状ではデッキプレート下面側からの超音波探傷法が唯一の方法と考えられる。一方では、超音波探傷法は一般的には検査技術者の技量に左右されやすく、塗膜上からの探傷により客観性・信頼性の高い結果を得るためには、探触子の選定や探傷法、き裂とエコー高さの関連付け等による検出結果の評価方法について十分な検討が必要である。また、実橋では上向き探傷となるが、輪荷重直下の溶接線を橋長全長にわたって調査するには、現場での作業性の高い探傷法を提示していく必要があった。

3) について、このき裂への対処として、既存のアスファルト舗装を、剛性が高くかつ比重のほぼ変わらない鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC: Steel Fiber Reinforced Concrete）舗装に置き換える対策工法が提案され、既に既設鋼床版への適用が進められてきている^{5),9),10)}。この工法は、SFRC を接着材によりデッキプレートと一体化させることで、デッキプレートの局部変形を抑制し、主に U リブの溶接部の応力を低減することにより、当該溶接部の疲労き裂の発生を防止し、進展を抑制することを目的としている。一方、当初より適用性の十分な検証結果がない中で、SFRC 舗装のひび割れ発生後の応力低減効果の持続性や、ひび割れからの水の浸入の影響も含めた舗装体及び接着材接合部の強度、耐久性に係る懸念が課題として挙げられていた。例えば、実橋での初期の施工事例¹¹⁾の中には、供用安全性に支障は生じていないが、主桁上の負曲げ部等をはじめ各所からひび割れが発生している事例も見られている。このため、同工法の実橋への適用にあたって、耐久性に係る信頼性を確保するために、特に SFRC 舗装自体の耐久性評価に関する検証を進めていくことが重要である。また、それらの試験結果や既往の調査研究、施工事例等の技術的知見を踏まえ、同工法を適用する場合の基本的な考え方、概ね妥当と考えられる材料、構造細目、及び個別橋梁の構造・施工条件に応じた設計・施工上の留意点を提示していく必要があった。

1.2 研究の目的

1.1 に述べた背景を踏まえ、本研究では、主に鋼床版のデッキプレートと U リブの溶接部の疲労損傷を対象に、以下のとおり解決すべき課題を整理する。

1) 設計・施工上の問題点が不明確であること	⇒ 損傷原因解明, 耐久性向上策 (新設鋼床版)
2) き裂は, 目視点検では検出困難であること	⇒ 非破壊調査法等の調査手法 (既設鋼床版)
3) き裂が進展した場合に, 舗装損傷や路面陥没による第三者被害につながるおそれがあること	⇒ 補修補強方法, 予防保全策 (既設鋼床版)

これらの課題解決に向けて, 本研究では以下の範囲をターゲットとして検討を進めてきた。

1) について, 主としてデッキ進展き裂の発生原因を検討するとともに, 設計法への反映の観点から, 疲労指針の鋼床版の構造詳細の検証, 耐久性向上策について検討を行う。

2) について, デッキ進展き裂の発生が疑わしい鋼床版橋において, 超音波探傷法を対象として, 信頼性・実用性の観点から, 早期にき裂を検出できる可能性が高い手法について検討を行う。本研究では, 先ず点検の信頼性を確保する観点から, “見えない部位のき裂を見落としや誤検出することなく確実に見つける” ことを主眼に, 超音波探傷法について検討を行う。

3) について, き裂の発生した鋼床版において, き裂の進展を抑制・防止するための補強工法について, 既に提案されている SFRC 舗装による補強工法を対象として, き裂の状況に応じた適用性の検証, 構造の検討を行う。

以上の本研究の取組みと, 参考までに得られた成果の実務への反映の経過をまとめると図-1.4 のとおりである。

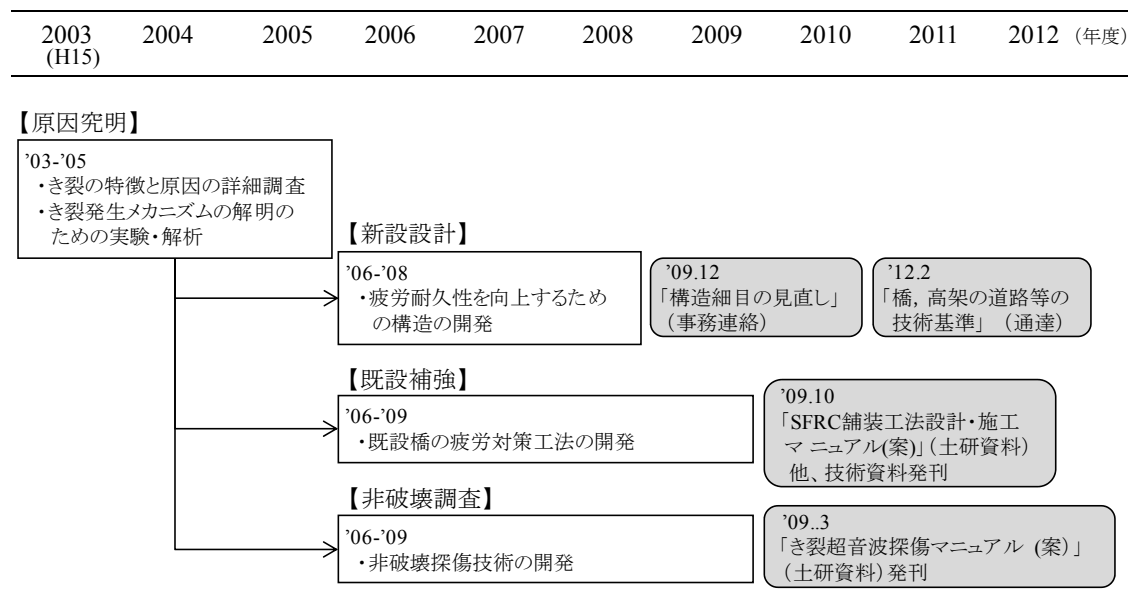


図-1.4 鋼床版のデッキ進展き裂に対する研究の取組みと成果の実務への反映の経過

1.3 鋼床版の構造の概要

1.3.1 縦リブの構造の変遷

鋼床版は、12mm 程度の厚さのデッキプレート縦リブと横リブで縦横に補剛した床版であり、RC 床版と比較して軽量であるため、死荷重軽減等の観点から長大橋の床構造や都市内高架橋に広く用いられてきている。縦リブの種類には、図-1.5 に示すような開断面リブと閉断面リブとがある。土木学会の調査¹³⁾によれば、U リブは昭和 40 年代後半より中規模支間の橋梁の建設数の増加とともに普及してきている。現状では、曲線橋などの曲線半径が小さいため U リブでは曲げ加工が難しい場合や、構造的に U リブが配置できない場合等を除き、構造の合理性から U リブの適用が主流となっている。また、形状寸法に関しては、日本鋼構造協会規格（JSS II 08-2006）に準拠した U 形鋼が一般的となっている。同規格は昭和 55 年に制定（昭和 58 年、平成 18 年に一部改定）されているが、普及するまでは種々の形状・寸法の縦リブが使用されている。

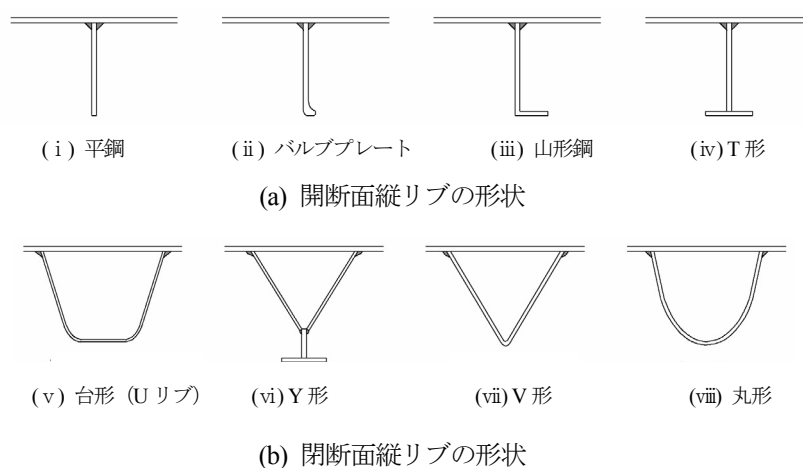
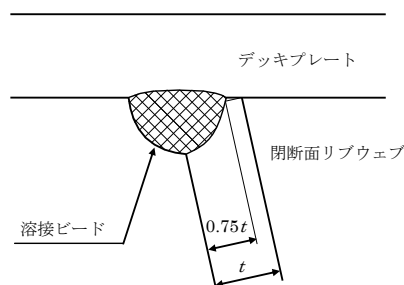


図-1.5 鋼床版縦リブの断面形状¹²⁾

1.3.2 現行基準における疲労を考慮した構造詳細

平成 14 年の道示改訂では、疲労設計の導入に伴い鋼床版の製作・施工の規定の充実が図られている。鋼床版の U リブとデッキプレート間の溶接に関しては、主にビード進展き裂に対する疲労耐久性向上



※ルート部の応力集中を軽減する観点から、必要な溶接のど厚を確保するとともに、75%以上の溶込み量を確保

図-1.6 溶接の溶込み量

- | |
|--|
| 1) 縦リブ支間 L が, $L \leq 2.5\text{m}$ である.
2) 縦リブが, バルブプレートリブ, 平板リブまたは以下に示す閉断面リブである.
① U-320×240×6, ② U-320×260×6
③ U-320×240×8, ④ U-320×260×8
3) デッキプレート板厚 t_d が, $12\text{mm} \leq t_d \leq 16\text{mm}$ である. |
|--|

図-1.7 疲労指針における鋼床版構造の疲労設計の適用範囲³⁾

を目的として、図-1.6 に示すように、所定ののど厚と溶込み量が規定されている。デッキプレートと U リブの溶接は必然的に片面溶接となるが、それ以前は板厚 6mm の U リブでは開先加工を行わず自然開先のまますみ肉溶接を行う方法が一般的であり、8mm の U リブでは標準的なものではなく開先をとる場合ととらない場合が見られる。疲労指針³⁾では、図-1.7 に示す条件に限定した上で、疲労耐久性が確保できる構造ディテールに関する事項を規定している。平成 14 年道示の前後の構造的な違いとしては、横リブ交差部のディテール（スカラップの有無）や横リブ間隔が挙げられる。横リブ間隔については、ダイヤフラムや斜張橋等の定着部の間隔との取り合い等の関係で決定される場合もあるが、従来の構造では現行の 2.5m に対して、3～4m 程度と比較的長くとしている事例も見られる。

この他にも、疲労指針において鋼床版の疲労耐久性の確保のための規定が設けられている。さらに、平成 24 年の道示改定では、デッキ進展き裂への対応として輪荷重直下の U リブ鋼床版のデッキ最小板厚の見直し（デッキ板厚 12mm から 16mm に増厚）が行われた。以下に、主な規定を示す。

1) 閉断面リブを有する鋼床版の最小デッキプレート厚

- ・デッキプレートへ進展する疲労き裂に対する疲労耐久性の向上を図るために、閉断面縦リブ (U リブ) を使用する場合、大型自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚を 16mm 以上とすることを標準とすることを規定（道示Ⅱ9.4.5（H24 道示より規定））。

2) デッキプレートに対する縦方向溶接

- ・溶接施工試験を実施し、所定ののど厚と溶込み量が確保されていることを確認するとともに、そこで確認された溶接条件で溶接を行うこと等を規定（道示Ⅱ18.9.2）。
- ・閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手は、必要なのど厚を確保するとともに、リブ板厚の 75%以上の溶込み量を確保するものとすることを規定（疲労指針 5.3.1）。

3) 閉断面縦リブの溶接継手

- ・縦リブの継手は、高力ボルト継手を標準とすることを規定（道示Ⅱ9.4.7）。
- ・縦リブの継手は、原則として高力ボルト摩擦接合継手を標準とすること、やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合には裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手とすることを規定（疲労指針 5.3.3）。
- ・閉断面リブの裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手は、裏当て金と閉断面リブ母材のギャップ部のわれを防ぐとともに、ルート部からの疲労き裂の発生に対しても所定の疲労強度を持つように施工することを規定（道示Ⅱ18.9.1）。

4) 垂直補剛材溶接部のき裂に対する配慮

- ・大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、原則として縦げたを配置しないこと、やむを得ず、輪荷重載荷位置直下またはその近傍に縦げたを配置する場合にも縦げたの垂直補剛材上部のデッキプレートとの溶接部端の近傍が輪荷重の常時載荷位置とならないようにしなければならないことを規定（疲労指針 5.3.9）
- ・舗装の橋軸方向のひび割れ防止の観点から、輪荷重の常時走行位置が腹板直上と一致しないよう設計時に配慮するのが望ましいことを解説に記述（道示Ⅱ.9.4.7）

1.4 鋼床版の疲労損傷事例と対策技術

1.4.1 国内の動向

鋼床版橋では、大型車の交通条件の厳しい路線を中心に、1980年代半ば頃より損傷事例が報告されている。初期の鋼床版の損傷事例については、「鋼橋の疲労」⁴⁾にまとめられているが、最近では、Uリブを使用した鋼床版のデッキプレートとUリブの溶接部、Uリブと横リブの交差部等各所に図-1.8

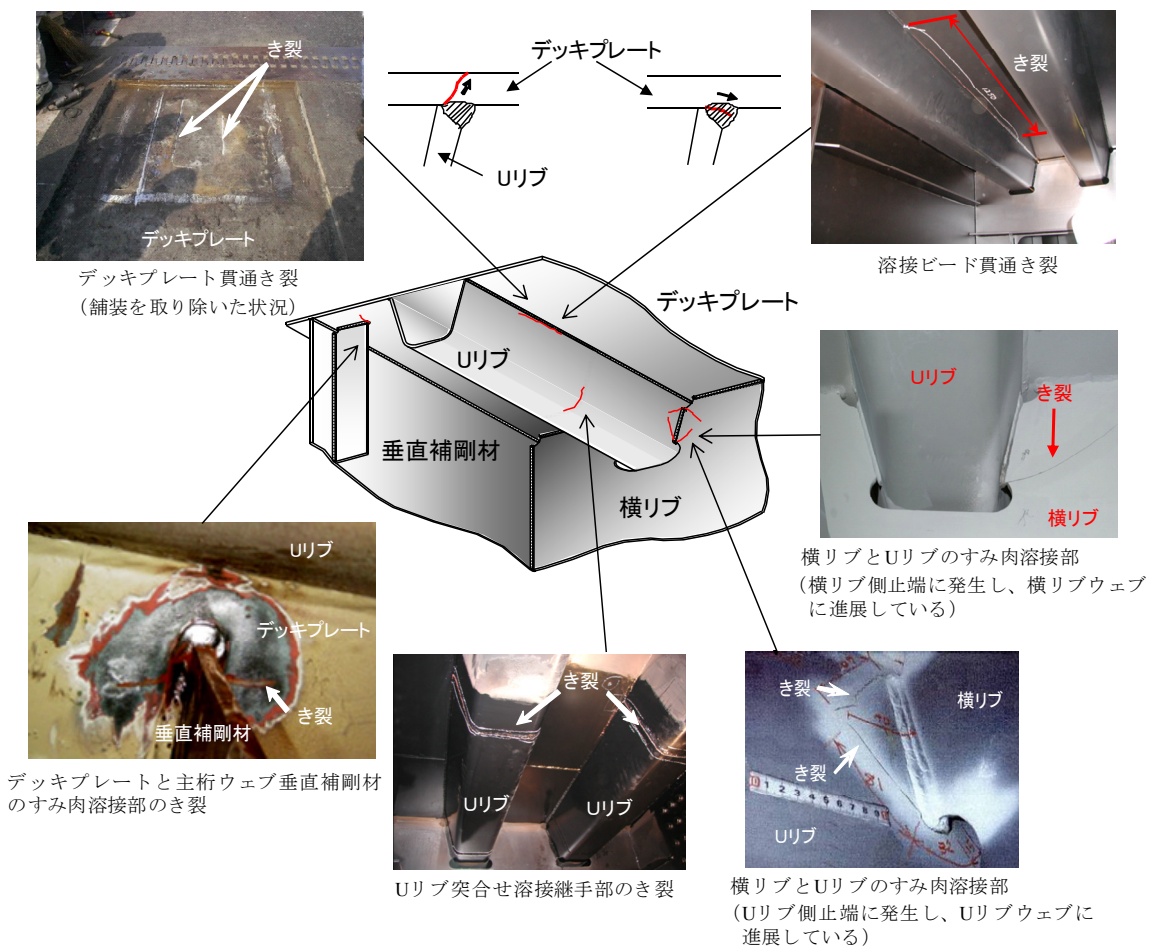


図-1.8 鋼床版の疲労損傷事例

に示すようなき裂が顕在化しつつある。

U リブは閉断面構造のため、製作時においてデッキプレートとの溶接は外面からの片側溶接となる。鋼床版の各部位のき裂のうち、デッキプレートとU リブの溶接ルート部（溶接金属の底部とデッキ鋼板の接触する部分）からき裂が発生・進展し、補修補強が必要となる事例が報告されている。このき裂は、その進展方向から、主にデッキプレート内に進展しデッキ表面に貫通するき裂（以下、デッキ進展き裂）とルート部から溶接ビード内に進展するき裂（以下、ビード進展き裂）の2タイプ、もしくは両者が融合したき裂に分けられる。前者のデッキ進展き裂は2000年頃より見つかったが、目視では発見困難な部位に発生するため損傷実態については不明な部分が多く、その後の課題認識は1.1に述べたとおりである。このき裂がデッキプレートを貫通し進展すると舗装の変状として現れるので、その大部分が変状箇所の補修に伴う舗装除去時や打換え時に発見されている。舗装の損傷が局所的に発生する等疑わしい場合には、舗装除去時にデッキプレート表面の状態を調査することが重要である。貫通前にき裂を捉えるための超音波探傷試験等の非破壊調査の検討も行われている⁹⁾。一方、後者のビード進展き裂は、貫通して溶接ビード表面に現れれば目視点検可能であるが、のど厚不足等に起因しき裂が数10cmと長く進展した状態で発見される事例も確認されており、いずれもき裂の進展状況によっては早期の対策が必要と言える。

さて、鋼床版の疲労損傷に関して、関係機関において損傷原因、点検・調査方法、対策方法の検討が進められている。疲労損傷は溶接部における局部変形・応力集中の繰り返しにより発生するが、その要因には大型車交通量等の荷重要因、構造詳細等の設計要因、溶接品質等の製作要因が挙げられる。橋梁毎にこれらの要因を調査しつつ、橋全体の損傷状態・傾向や供用条件を把握した上で対策を選定することが重要である。き裂は、通常、輪荷重直下の溶接部に見られるが、鋼床版の場合、橋軸方向全長にわたって同一の構造詳細が続き、輪荷重の載荷条件も同一であるため、橋軸方向いずれの部位でもき裂が発生する可能性が考えられる。このため、き裂が発見された部位のみならず、走行位置直下全長にわたって将来のき裂発生の可能性を踏まえて対策を検討する必要がある。

対策方法としては、き裂による部材の破断部分については鋼部材による断面補強があげられる。この補強も、予防保全の観点から橋軸方向全長を対象にき裂発生の可能性の高い全溶接部をカバーするとなると必ずしも合理的な方法とならない場合もある。また、死荷重増の影響や、デッキプレート表面を補強する場合には舗装との取り合い等にも配慮する必要がある。この他、より合理的に鋼床版全体を補強する上で、剛性の高い舗装を敷設し、デッキプレートと合成させて鋼床版各部の局部応力・変形を軽減させることにより疲労耐久性を向上させる工法が対策技術の選択肢として挙げられる。

既設鋼床版橋の舗装構造の改良による疲労対策の方法については、既に各種の工法が提案されており、その一つに鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete（以下、SFRC））舗装が挙げられる。SFRC舗装については、1980年代半ばから名古屋高速道路公社において、グースアスファルトの耐久性（せん断ずれ、わだち掘れ）等の懸念からランプや料金所等に一部適用されており¹⁴⁾、舗装としては必ずしも新しい工法ではない。従来の舗装と本質的に異なる点は、鋼床版の疲労対策として、舗装と鋼床版を一体化した構造、いわば合成床版構造として扱っているところにある。また、構造的には従来の構造がデッキプレートと舗装間をスタッドで接合しているのに対して、施工性を考慮し接着材を主体にした接合としている点が異なる。

SFRC舗装は既に都市内高速道路や一般国道における鋼床版橋の疲労対策に適用されている。例え

ば、平成 15 年度に横浜ベイブリッジの一般国道 357 号部分に適用（舗装厚 75mm）され^{15),16)}、舗装表面のひび割れ状況の経年変化の調査等が実施されている¹¹⁾。また、神奈川県湘南大橋では平成 17 年度に既設鋼床版橋の疲労対策として初めて SFRC 舗装（応急対策として鋼断面補強も実施）が採用されており^{17),18)}、その後、都市内高速道路¹⁹⁾に適用されている。国土交通省の既設鋼床版橋²⁰⁾においても事例は未だ少ないが試験的に適用されている。SFRC 舗装による疲労耐久性向上技術（以下、SFRC 補強工法）は、図-1.9 に示すように、既設のアスファルト舗装を剛性の高い SFRC 舗装に置き換えることで、デッキプレートの局部変形を軽減し、デッキプレートとウリブ溶接部周辺の活荷重応力を軽減することにより鋼床版の疲労耐久性の向上を図るものである。実験・解析によれば、舗装がない状態に対して 1/10 程度、アスファルト舗装に対して 1/3～1/2 程度（路面温度 20℃から 7℃程度に対して、舗装の弾性係数を 1500 N/mm² から 4000N/mm² に仮定）まで活荷重応力を軽減する結果が得られている^{19),20)}。

舗装の改良による対策工法には、SFRC 舗装以外にも各種工法の研究開発が行われている。舗装としての機能面から SFRC とアスファルト舗装の二層構造とする事例¹⁸⁾や、SFRC 以外の高強度・高耐久性材料を使用する工法^{21),22)}、施工面からプレキャスト部材²³⁾を用いる工法等が提案されているが、現状では SFRC 舗装が唯一の対策工法となっている。

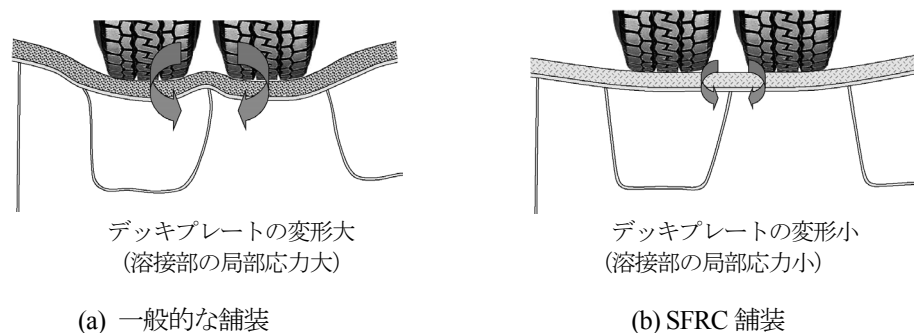


図-1.9 SFRC 舗装によるデッキプレート局部変形・応力の低減イメージ

1.4.2 海外の動向

海外においても重交通路線に位置する鋼床版橋に、デッキ進展き裂及びビード進展き裂による損傷事例が報告されている。欧米各国で報告されている主な事例²⁴⁾⁻³²⁾を示す。

(1) 損傷事例

1) デッキ進展き裂

デッキ進展き裂が最初に報告されたのは、フランスの仮設高架橋（1971 年建設）における 1977 年の事例^{24),25)}と考えられる。この橋梁は幅員 3.5m の 2 主桁橋であり、鋼床版はデッキ厚 10mm、閉断面リブ厚 6mm または 7mm である。デッキプレート上面には滑り止めの薄層舗装が施工されている。日大型車交通量は 1,500 台/車線で、き裂は輪荷重直下の縦リブ支間部（一般部）で発生している。

オランダでは、運河に架かる可動橋の鋼床版など 10 橋において損傷事例が報告されている²⁶⁾⁻³⁰⁾。最初に確認された Van Brienoord 橋（1990 年建設）は、複数の構造形式からなる全長 1,320m の橋梁

であり、日大型車交通量は7,000 台の重交通路線に位置する。全長のうち支間 60.3m の片持式の跳開橋に鋼床版（板厚 12 mm, 8 mm 厚のエポキシ樹脂舗装）が用いられ、き裂は、1997 年に大型車の走行レーンの輪荷重走行位置（主に横リブ交差部位置）に確認されている。同橋では、恒久対策として、可動部の床版を全面取り替えることとなり、当初の 12mm から 16 mm～28 mm（大型車両の第 3 車線通行の義務付けに対応）に増厚された。同橋の損傷以降、オランダではデッキ貫通き裂に対する重大性が認識され、1998 年に運輸省を中心とした特別検討プロジェクトが開始され、原因究明と対策検討が進められている。このプロジェクトの中で 50mm 厚のアスファルト舗装を同厚の超高強度繊維補強コンクリート（以下、HPRC : High Performance Reinforced Concrete）に置き換える対策が開発されている。HPRC 舗装の適用にあたっては、FEM 解析や模型実験から HPRC による応力低減効果が確認され、1998 年にデッキ貫通き裂が発生した Caland 橋（可動部）において試験施工が行われた。HPRC は、圧縮強度が 110N/mm² 以上という超高強度のコンクリートであり、靱性を高めるために鋼繊維（長さ約 15mm, 混入量 5kg/m²）やアクリル繊維で補強されている。鋼床版表面とはエポキシ樹脂系接着材によって結合された珪砂（粒径 3～6 mm）で面的に接合しており、コンクリート中にはひび割れの発生を抑制するために 50 mm 間隔に配置された直径 8 mm の鉄筋を 3 層に配置している。施工時には、応力測定が実施され、縦リブとデッキ溶接部近傍のデッキ下面側の応力が、想定どおり従来のアスファルト舗装に比べて約 70～80% 低減されたとしている。

2) ビード進展き裂

ビード進展き裂が注目された事例としては、英国の長大吊橋である Severn 橋（建設 1966 年、橋長 1,600m）での事例が挙げられる²⁹⁾。1977 年に同き裂を含む多数の疲労損傷が発見されており、き裂の多くは低速レーンの輪荷重直下の閉断面リブの溶接部に集中していた。き裂発見当時の交通量は 50,000 台/日、大型車混入率は約 30% の重交通路線であった。舗装は厚さ 38mm のマスティックアスファルト舗装、鋼床版のデッキ厚は約 12mm, 閉断面リブ厚は 6mm である。Severn 橋では、ビード貫通き裂の補修方法として再溶接が採用されている。

フランスでは、前述のデッキ進展き裂が確認された仮設高架橋においてビード進展き裂の発生も報告されている²⁴⁾。供用 8 年で長さ 40mm～350mm のき裂が 20 箇所以上発生していた。き裂の進展は非常に早く、その後 2 年間で 1,500mm に達したのもあったとされる。1984 年には、Richemont 橋（建設 1966 年）において、同様のき裂が発見された。鋼床版のデッキ厚は 12mm, 閉断面リブ厚は 6 mm, 舗装厚は 50mm である。1987 年には長さ 570mm～2,240mm のビード進展き裂が 15 箇所で見られている。

(2) 設計基準

表-1.1 に鋼床版の疲労設計に関わる主な規定について、道路橋示方書²⁾と、米国、欧州の基準（以下、それぞれ AASHTO コード³⁰⁾、Eurocode³¹⁾）を比較して示す。

米国では、AASHTO コードとは別に、2012 年に連邦道路庁（FHWA）が鋼床版の設計、製作、維持管理等に関する事例や方法をまとめたマニュアル³²⁾を発刊している。国内、欧州等のこれまでの鋼床版の既往研究や建設の過去の実績と最新動向までを集大成したものとなっており、鋼床版を建設していく上での参考図書という位置付けと考えられる。推奨される鋼床版の諸元として、表-1.2 の諸元が示されている。なお、同マニュアルでは、道路橋示方書や Eurocode のように標準的な構造詳細までは

表-1.1 海外基準における鋼床版の主な構造細目

技術基準 構造詳細	道路橋示方書・同解説(2012.3)	AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2012.3)	EN 1993-2 Eurocode 3-Design of Steel Structures (2006.10)
デッキプレートの 最小板厚	$t = 0.037 \times b$ (B活荷重) $t = 0.035 \times b$ (A活荷重) ただし, $t \geq 12(\text{mm})$ ここに, b : 縦リブ間隔 (mm) 閉断面リブの場合, 輪荷重直下 では上記によらず $t \geq 16(\text{mm})$	$t \geq 0.625(\text{in})$ [$t \geq 16(\text{mm})$] かつ 縦リブウェブ間隔の4%以 上	舗装厚が70mm以上: $t \geq 14(\text{mm})$ 舗装厚が40~70mm: $t \geq 16(\text{mm})$ デッキプレートを支持する隣接 する縦リブのウェブとの間隔を e (mm), デッキプレートの板厚を t (mm)として, 次式が与えられて いる. $e/t \leq 25$ (ただし, $e \leq 300$ が望ま しい) 曲線橋への適用など, 必要に 応じて e は5%増すこと.
閉断面縦リブの 最小板厚	8mm 6mm (腐食環境に配慮した場合)	0.1875in (4.78mm)	6mm
閉断面縦リブの 支間	規定なし (疲労指針: 2,500mm以下)	規定なし (設計上の留意点の記述あり)	規定なし
閉断面縦リブと デッキプレートの 溶接部	・所定ののど厚と溶込み量を 確保 ・溶込み量は縦リブ板厚の75% 以上	・溶接は片面溶接 ・縦リブ板厚の80%の溶込み 量を狙い, 吹き抜けなしで 溶込み量70%以上を確保 ・ルートギャップは0.02in以下 (0.5mm)	・のど厚は縦リブの板厚以上を 確保 ・未溶着とルートギャップは2mm 以下

表-1.2 推奨される鋼床版諸元の制限値³²⁾

構造詳細	制限値
デッキプレート板厚	$t > 16(\text{mm})$
縦リブの板厚	$6\text{mm} < t < 12\text{mm}$
縦リブの間隔 (輪荷重位置)	$600\text{mm} < s < 762\text{mm}$
横リブ間隔	$L < 600\text{mm}$
縦リブ高/横リブ高比	$h_{rib}/h_{FB} < 0.4$

示されておらず, 今後の研究や試験により検討する必要があるとしている。

表-1.1 中のデッキプレートの最小板厚に関して, AASHTO コードでは, これまでの経験から構造的にも長期耐久性からの観点から 14mm が望ましいとしていたが, 2012 年改定版では 16mm に見直されている。Eurocode では, ①歩車道の別, ②舗装との合成作用の考慮, ③デッキプレートを支持する縦リブウェブの間隔によって最小板厚を決定している。表中の式によれば, 縦リブウェブ間隔 e を最小の 300mm とすると, デッキプレートの最小板厚は 12mm となる。

縦リブ支間について, AASHTO コードでは, 規定は設けられていないが, 縦リブ支間と縦リブの挙動について, 鋼床版の全体解析では実験的に求められた Pelikan-Esslinger 法を用いること, 輪荷重による疲労の影響を受けやすい縦リブと床組との交差部の局部応力は, 詳細構造の解析を行わなければならないこと, 支間が 6,000mm を超えない閉断面縦リブの荷重による影響は, 縦リブ 1 本に作用する荷重から計算し, 隣接する縦リブの影響は考えなくてもよいこと, としている。

溶接の溶込みに関して、Eurocode では、当該溶接部ののど厚の確保に加えて、ルートギャップと溶込み量が図示されることにより規定されている。具体的には、デッキプレートと縦リブこば面とのルートギャップは 2mm 以下とし、溶込み量は未溶着部を 2mm 以下とするように要求している。なお、縦リブの剛性に関して、大型車交通が通行することで発生するたわみ差で舗装ひび割れが発生しないように、交通区分や主桁または縦桁との距離によって適切な閉断面縦リブの剛性を確保することとしている。

1.5 調査・対策技術に関する既往の調査研究

1.5.1 損傷要因と構造詳細の影響

2章及び6章では、デッキ進展き裂を対象とした実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験結果について述べるとともに、既往の試験結果との比較を試みている。ここでは、デッキ厚板化の効果を考察する上で比較参照した輪荷重走行試験（Uリブウェブをダブルタイヤが跨ぐように載荷）に基づく既往の研究についてまとめる。なお、以下では、試験対象のデッキとUリブの厚さ（mm）について、それぞれD₀、U₀あるいはその組合せとしてD₀U₀と略して表す。

下里ら³³⁾は、デッキ進展き裂に対する補修・補強工法の効果を検討するため、実大試験体（D12U8）を用いたゴムタイヤ載荷による輪荷重走行試験（輪荷重69kN、載荷回数290万回、Uリブ支間部および横リブ交差部の溶接部に着目）を実施し、デッキ進展き裂（横リブ交差部、き裂長さ500mm）を再現している。また、デッキ進展き裂を有する実大試験体（D12U8）にSFRC舗装を施工した場合の対策効果の検討を実施するにあたり、SFRC舗装の施工前の実大試験体での輪荷重走行試験を実施し、デッキ進展き裂（き裂長さ62mm、き裂深さ7.5mm）を再現している³⁴⁾。

川畑ら³⁵⁾は、き裂の発生メカニズムと厚板化に伴うデッキ進展き裂の抑制効果を検討するため、支間部を対象として実大試験体（D12U8、D14U6）を用いた輪荷重走行試験（輪荷重118kN、載荷回数300万回、Uリブ支間部に着目）を実施している。試験によりD12U8側では深さ9.6mm、D14U6では深さ8.9mmのき裂が発生しており、両者のき裂の進展状況から、デッキの増厚によってき裂を抑制できる可能性があるとしている。

高田ら³⁶⁾は、Uリブと横リブ交差部に発生する疲労き裂を対象として、実大試験体（D12U6）を用いた輪荷重走行試験（輪荷重118kN、載荷回数96万回、横リブ交差部に着目）を実施している。Uリブと横リブ交差部でのデッキ進展き裂（き裂長さ150mm、き裂深さ5mm）の発生を確認している。

小野ら³⁷⁾は、き裂の発生原因、進展挙動と、SFRC舗装による耐久性向上効果を確認するため、中間横リブを有する実大試験体（D12U8）を用いた輪荷重走行試験（輪荷重69kN）を実施している。横リブ交差部及びUリブ支間部にデッキ進展き裂を再現するとともに、き裂の進展性状（き裂長さ530mm、デッキ表面で130mmの貫通き裂）を確認している。

国土技術政策総合研究所、(独)土木研究所及び日本橋梁建設協会の3機関における検討³⁸⁾では、横リブ交差部の部分試験体（D12～19、U6,U8）を用いた定点載荷疲労試験と実大試験体（D16、U6、U8）を用いた輪荷重走行試験を実施するとともに溶接部の局部応力に着目したFEM解析を行い、デッキ進展き裂に対する各種構造諸元の影響及び疲労耐久性向上策について検討している。輪荷重走行試験としては、6章で述べる試験結果の他、日本橋梁建設協会では支間部を対象として実大試験体（D16U6、

D16U8)を用いた試験(輪荷重118kN, 載荷回数300万回, Uリブ支間部に着目)を行っており, 前述の文献³⁵⁾の結果との比較分析を行っている. 試験により, デッキ進展き裂(き裂深さ4.7mm)が発生しているが, 着目溶接線長に対する深さが6mm以上のき裂が検出された溶接線長による発生割合と載荷回数の関係より, デッキを16mmまで増厚することで300万回での発生割合がD12U8では25%, D14U8では5%, D16U6では0%とき裂の進展が相対的に遅くなることを確認している³⁹⁾.

以上のように, デッキ進展き裂の発生メカニズムの解明や既設鋼床版の対策工法検討の一環として, デッキ厚12mmの鋼床版を対象とした輪荷重走行試験は実施されてきているものの, 新設橋を対象として, デッキを厚板化した鋼床版での耐久性の向上効果を検討した輪荷重走行試験の事例は少ない.

ビード進展き裂に関しては, 本州四国連絡橋の設計基準の検討結果を踏まえて, 前述のとおり同部位の疲労対策として, 道示では溶接溶込み75%を確保することが規定されている. また, 既設橋における損傷実態に対して, 原因解明のための検討が行われている⁴⁰⁻⁴²⁾. 三木ら⁴⁰⁾は, 実橋を例にデッキプレートとUリブの溶接部等を対象として損傷メカニズムの検討を行っている. デッキ進展き裂については, 輪荷重の直接載荷により縦リブウェブ間のデッキのたわみとそれに追従する縦リブの相互変形挙動が原因としている. また, デッキのたわみ軽減が補強工法として効果的であるとしている. また, 菅沼ら⁴¹⁾は, ルート部の応力性状に関して, ルート部にエフェクティブノッチを導入したソリッド要素によるFEM解析を実施し, 溶接溶込みが良好でない場合にのど厚方向き裂(ビード進展き裂)を生じさせる可能性があるとしている. 森ら⁴²⁾は鋼床版試験体の疲労試験を実施し, ルート部からデッキ及び溶接ビードに進展するき裂を発生させている. また, ソリッド要素によるFEM解析より, 主応力の大きさとその方向から, タイヤの種類と溶接溶込みの状況によって, 溶接の溶込みが深い場合にはビード進展側のルート先端, 溶込みが浅い場合にはデッキ側のルート先端部が破壊起点となる可能性が高いとしている.

1.5.2 デッキ進展き裂の非破壊調査法

デッキ進展き裂は溶接ルート部からデッキプレート内部に進展し, デッキ表面に貫通するため, 目視点検では発生・進展過程を直接確認することは困難である. このため, デッキプレートを貫通する前にき裂を発見するには, 超音波探傷法等の非破壊調査技術を適用する必要があるが, き裂の有無を検出でき, その深さを定量的に推定可能な方法としては, 現状ではデッキプレート下面側からの超音波探傷が唯一の方法となる.

このき裂の検出には, 実用性の観点から一探触子パルス反射法を用いた探傷法の適用が検討されており⁴³⁻⁴⁶⁾, 既に現場に適用されている事例も見られる. 著者らも, 塗膜を除去した鋼材表面の状態では, クリーピング波探触子, 70度斜角探触子及びSH表面波探触子においても, ある程度の深さ以上のき裂の検出が可能であること, 実橋の場合, 探傷条件によっては検出性能の信頼性・客観性や実用性の観点から適用上留意すべき課題があることを確認している⁶⁾. 村野らは集束型の70度斜角探触子と専用治具を用いて, 直射法により深さ6mm程度以上のき裂を効率的に探傷する方法を提案し, 都市内高速道路のき裂の点検に適用している⁴⁴⁾. 杉山らは貫通き裂の発見された鋼床版に, フェイズドアレイ探傷法(リニア配列16振動子, 35~80度のセクタスキャン走査)を適用し, き裂深さ・長さの検出性能を検討し, 1回反射を利用して貫通き裂及び内在き裂ともに検出できるとしている⁴⁵⁾.

一方, 超音波探傷法は一般的には検査技術者の技量に左右されやすく, 現場において迅速に, 客観

性・信頼性の高い結果を得るためには、探触子の選定や探傷法、き裂とエコー高さの関連付け等による検出結果の評価方法について十分な検討が必要である。また、実用面では、塗膜を除去せずに探傷することが効率的かつ合理的であり必須条件となる。すなわち、塗膜等による鋼床版の表面状態の違いが探傷結果に及ぼす影響について検討しておく必要がある。さらには、実橋では上向き探傷によるき裂の手動探傷となるが、輪荷重直下の溶接線を橋長全長にわたって調査するには現場での作業性の高い探傷法であることが重要である。

1.5.3 SFRC 舗装による補強効果と適用性

(1) SFRC 舗装によるデッキ進展き裂抑制効果

疲労対策としての SFRC 舗装の適用性に関しては、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験や実橋施工を対象とした計測等による調査研究が行われている^{9), 19), 20), 34), 47)-50)}。

首都高速道路株式会社では、舗装厚 50mm の SFRC 舗装（表層に 30mm のアスファルト舗装を施工）に関して、実大の鋼床版試験体を用いた一連の輪荷重走行試験を行っている。小野ら⁴⁷⁾は、鋼床版試験体の載荷試験を実施し、SFRC 舗装により鋼床版の局部変形は著しく低減し、舗装のない場合と比較して鋼床版の応力が 20%程度まで低減するとしている。また、SFRC 舗装自体の疲労挙動と耐久性の改善効果を確認するために、SFRC 舗装を敷設した鋼床版試験体を用いたゴムタイヤ載荷による輪荷重走行試験（輪荷重 69kN、載荷回数 440 万回）を実施している⁴⁸⁾。鋼床版各部からの疲労き裂の発生が認められず、舗装表層に深さ 10mm 程度のひび割れや部分的な接着部の付着強度の低下がみられたが、鋼床版の応力に変化はなく補強効果が保持されていたとしている。さらに、SFRC 舗装を水浸させた条件下での輪荷重走行試験（輪荷重 69kN、載荷回数 400 万回（うち 200 万回は水浸））を行い、ひび割れは発生したものの補強効果が保持されていたとしている⁴⁹⁾。下里ら³⁴⁾は、鋼床版試験体にデッキ進展き裂を発生させ、そのき裂（板厚方向高さ 7.5mm、橋軸方向長さ 62mm の半楕円状のき裂）を残した状態で SFRC 舗装を施工し、輪荷重走行試験（輪荷重 69kN で 400 万回載荷）を行い、き裂の進展が見られなかったとしている。

実施工では、例えば、児玉ら⁹⁾が、既設鋼床版桁橋に採用された SFRC 舗装（舗装厚 75mm）を対象として、舗装前後の載荷試験を実施し、SFRC 舗装後のデッキ下面応力が舗装設置前のアスファルト舗装時（平均気温 19℃）に対し 10%程度にまで低減したとしている。井口ら⁵⁰⁾は、アスファルト舗装の温度依存性を考慮し、夏季と冬季において鋼床版橋の載荷試験を行うとともに、舗装剛性を考慮した FEM 解析を実施し、SFRC 舗装を有する鋼床版の場合、年間の疲労損傷度がアスファルト舗装の場合の 1/10 程度となることを示している。

（独）土木研究所と横河ブリッジ(株)との共同研究^{19), 20)}では、SFRC 舗装（舗装厚 75mm）による鋼床版の疲労耐久性向上の効果及び破壊性状を確認することを目的として、実大鋼床版試験体を用いた静的多点載荷試験および輪荷重走行試験を実施している。SFRC 舗装による応力低減効果を確認するとともに、SFRC 舗装を敷設した鋼床版の耐久性を検証しつつ、一破壊性状として接着層の全面剥離及びスタッドの破断を再現している。

このように各種の調査研究により、SFRC 舗装に版として正曲げが作用する状況での輪荷重走行試験や実橋載荷試験が実施されており、鋼床版下面側の応力低減効果や輪荷重下での一定の耐久性を有

することが確認されている。一方では、実橋での初期の施工事例¹¹⁾の中には、供用安全性に支障は生じていないが、主桁上の負曲げ部等をはじめ各所からひび割れが発生しているものも見られる。輪荷重載荷の繰り返し、ひび割れ部からの雨水の浸入や日射による温度変化の影響に伴う SFRC 舗装とデッキ間の接着材接合部及びひび割れた舗装の耐久性については未確認の部分もある。

(2) SFRC 舗装によるビード進展き裂抑制効果

既にき裂がデッキを貫通している部位やビード進展き裂が発生している部位については、SFRC舗装と併せて、き裂先端の除去と除去部分からのき裂再発抑制を目的として、き裂先端部に切削による孔（以下、観察孔）加工を施すことや、き裂の状況によっては応力伝達確保を目的として、さらに当て板による断面補強を行う必要がある。ビード進展き裂については、多数の箇所に発生している鋼床版橋も報告されており、これらのき裂に対してSFRC舗装による補強効果が十分発揮されるのであれば、出来るかぎり観察孔の施工のみとするのが合理的と考えられる。しかしながら、SFRC舗装と観察孔を施工した上での断面補強の要否については、ビード進展き裂の進展性状に対して定量的な判断材料がない状況である。特に観察孔の施工に伴い、溶接ルート部が表面に露出し、孔周辺が輪荷重載荷の影響を受けることから、その部分からの新たなき裂の発生が懸念される。

清川ら⁵¹⁾は、実鋼床版に発生したビード進展き裂の先端に観察孔を施工し、観察孔ルート部から再発する疲労き裂を対象として、観察孔周辺部の応力性状について検証を行い、観察孔周りに高い応力が発生していることを確認した上で、早期にSFRC舗装によるデッキの補強対策を行う必要があることを指摘している。弓削ら⁵²⁾は、ビード進展き裂が発生した実鋼床版において、SFRC舗装前後における観察孔周辺の応力軽減効果を確認している。下里ら³⁴⁾は、鋼床版試験体に、デッキ進展き裂の発生した溶接線上に、ビード進展き裂（溶接ビードを400mmプラズマ切断し、先端を孔加工）を残した状態でSFRC舗装を施工し、輪荷重走行試験（軸重137kNで400万回載荷）を行い、先端の孔加工部にき裂の発生が見られなかったことを確認している。

このように、デッキ進展き裂とビード進展き裂の両方が残存している状態でのSFRC舗装の対策効果の確認試験の事例はあるが、き裂の長さや、そのき裂先端位置が溶接ビードの長手方向で異なる場合の影響については、明らかになっていない。特に数多くの損傷が報告されているビード進展き裂に対しては、SFRC補強工法を適用する場合の対策方法の指針が必要と考えられる。

1.6 本論文の内容及び構成

本論文は、全7章で構成（図-1.10）されており、各章の内容は以下のとおりである。

第1章

序論として、研究の背景、目的、関連する既往の調査研究の状況について述べる。

第2章

デッキ進展き裂の報告事例を基に、損傷の発生傾向、損傷原因を分析する。また、損傷原因を検

討するため、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験を行い、き裂の再現を行うとともに、FEM 解析によりき裂発生起点の溶接ルート部の応力状態を分析し、構造的な発生要因の分析を行う。

第3章

デッキ進展き裂の非破壊調査法として超音波探傷法を対象に、要求性能・仕様及び検討課題を整理するとともに、提案する臨界屈折角探傷法の概説する。次に同探触子による塗装試験片及び模擬き裂試験体を用いた探傷試験結果に基づき、被調査物の探傷面の状態に対する感度補正方法の有効性を検証するとともに、き裂深さとエコー高さの関係を分析することにより、き裂の検出性能を示す。さらに、実橋鋼床版における探傷試験結果を示し、本探傷法の適用性を示すとともに、既往の汎用型の超音波探傷法とのき裂検出性能の比較を行う。

第4章

鋼床版の耐久性向上対策として提案されている鋼繊維補強コンクリート (SFRC) 舗装による補強工法について、補強工法の概要、要求性能を示すとともに、適用性の評価を目的とした、小型試験体を用いた接合面の強度試験と、実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験の結果について分析・考察する。試験では、SFRC 舗装とデッキの接着材接合部の温度、水の影響に対する耐久性に着目して、各種のエポキシ系接着材を用いた小型試験体にこれらの環境負荷を与えた場合のせん断強度について検討する。また、厳しい供用条件として、主桁上の負曲げによるひび割れ部から、絶えず水が浸入する状況を想定した輪荷重走行試験を行い、SFRC 舗装のひび割れ挙動や耐久性、接着材接合部の耐久性について検討する。

第5章

ビード進展き裂の長さ先端位置が変化した場合を対象として、SFRC 舗装と観察孔の併用によるき裂の進展抑制効果について、実大鋼床版試験体を用いた静的載荷試験、定点疲労試験及びFEM 解析により検討する。まず、静的載荷試験と FEM 解析により、輪荷重下でのき裂長さと観察孔部分の応力性状の関係を把握する。次に定点疲労試験を行い、観察孔部分の疲労性状を検討するとともに、疲労試験結果と FEM 解析を踏まえて、ビード進展き裂長、ビード進展き裂位置、溶接溶込み量、鋼床版の構造諸元などのパラメータが観察孔部分の疲労耐久性に与える影響について検討する。

第6章

デッキ進展き裂に対して、デッキプレートの厚板化による疲労耐久性の向上効果を確認することを目的とした、輪荷重走行疲労試験及びFEM 解析の結果について考察する。輪荷重走行試験では、デッキ厚を 16, 19mm と増厚した、中間横リブを有する実大鋼床版試験体を製作し、U リブ厚との組合せ条件下でのデッキ厚に対するき裂の進展挙動について検討する。また、既往の輪荷重走行試験結果との比較を行い、厚板化によるデッキ進展き裂の挙動への影響について検討する。FEM 解析では、試験結果との比較によりモデルの妥当性を検証した上で、デッキ厚を 12, 14, 16, 19mm と変化させた解析を行い、デッキ厚板化による溶接ルート部での応力低減効果の評価を行う。

第7章

本論文の総括として、各章で得られた結論を要約するとともに、鋼床版の疲労損傷に対する今後の研究課題についてまとめる。

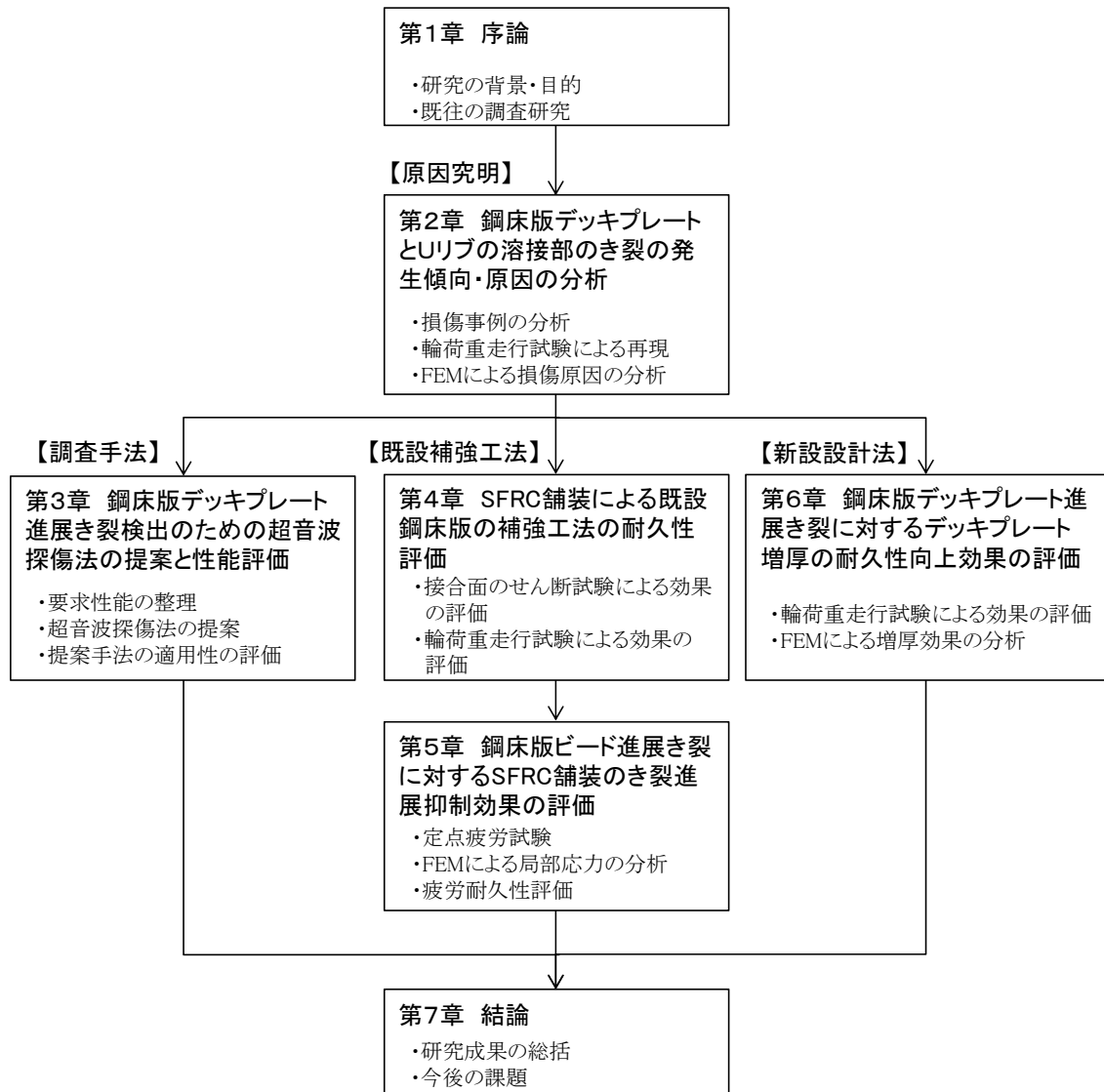


図-1.10 本論文の構成

【参考文献（第1章）】

- 1) 例えば, 大橋治一, 藤井裕司, 村瀬佐太美: 鋼床版の疲労を考慮したディテールの改良, 橋梁と基礎, Vol.31, No.4, pp.31-36, 1997.4.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2002.3.
- 3) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3.
- 4) (社)日本道路協会: 鋼橋の疲労, 1997.5.
- 5) 菊地孝雄, 児玉孝喜, 後藤和満: 湘南大橋における鋼床版の疲労対策, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.1-10, 2007.8.
- 6) 村越潤, 梁取直樹, 宇井崇: 鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.19-37, 2007.8.
- 7) 平林泰明, 牛越裕幸, 木ノ本剛: 首都高速道路における鋼床版疲労損傷, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.39-53, 2007.8.
- 8) 堀江佳平, 高田佳彦: 阪神高速道路の鋼床版疲労損傷の現状と取組み, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.55-69, 2007.8.
- 9) 児玉孝喜, 緑川和由, 玉越隆史, 村越潤, 山本洋司, 一瀬八洋, 大田孝二: 大平高架橋の鋼床版における SFRC 舗装によるひずみ低減効果, 第6回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.111-120, 2008.6.
- 10) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4) 報告書—SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)—, 共同研究報告書, 第395号, 2009.10.
- 11) 小野秀一, 渡辺真至: 鋼床版の疲労予防策として適用された SFRC 舗装の現状と耐久性, 土木学会第65回年次学術講演概要集, I-92, pp.191-192, 2010.9.
- 12) (社)日本道路協会: 鋼道路橋設計便覧, 1979.2. (1980.8.改訂)
- 13) (社)土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会橋床構造の進歩調査分科会: 鋼床版の発展と現況, 土木学会誌, Vol.67, No.9, pp.34-40, 1982.9.
- 14) 前野裕文, 鈴木教義, 梅原秀哲, 吉田弥智: 鋼繊維補強コンクリートを用いた鋼床版の舗装, コンクリート工学, Vol.24 No.5, pp.39-46, 1986.5.
- 15) 西川和廣: SFRC による鋼床版舗装—鋼とコンクリートの新しい関係—, 橋梁と基礎, Vol.39, No.8, pp.84-87, 2005.8.
- 16) 加形護, 児玉孝喜, 中丸貢, 西川隆晴, 石田稔, 栗原和彦: SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策—一般国道357号横浜ベイブリッジ舗装工事—, 橋梁と基礎, Vol.38, No.10, pp.27-32, 2004.10.
- 17) 児玉孝喜, 後藤和満, 加形護, 近藤充志: 供用下における SFRC による鋼床版の疲労対策, 橋梁

- と基礎, Vol.40, No.11, pp.30-38, 2006.11.
- 18) 牛越裕幸, 下里哲弘, 弓削太郎, 児玉孝喜: 実橋における既設鋼床版への SFRC 補強効果確認計測, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, CS2-19, pp.59-60, 2007.9.
 - 19) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ: 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2) 報告書—SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験 (分冊 1/2) —, 共同研究報告書, 第 392 号, 2010.1.
 - 20) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ: 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2) 報告書—SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験 (分冊 2/2) —, 共同研究報告書, 第 398 号, 2010.4.
 - 21) 三田村浩, 須田久美子, 福田一郎, 今野久志, 松井繁之: 高靱性繊維補強セメント複合材料による鋼床版上面増厚補強に関する研究, 土木学会論文集 E, Vol.62, No.2, pp.356-375, 2006.5.
 - 22) 大垣賀津雄, 杉浦江, 大久保藤和, 若林伸介: ゴムラテックスモルタルの既設鋼床版への適用法に関する研究, 第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム, pp.53-1-8, 2007.11.
 - 23) 西野崇史, 石井博典, 一宮充, 春日井俊博: プレキャスト合成版を用いた鋼床版補強工法の実験的検討 (その 2), 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, I-26, pp.51-52, 2007.9.
 - 24) Mehue, P. : Cracks in Steel Orthotropic Decks, Proceedings of International Conference on Bridge Management, pp.633-642, Surrey, United Kingdom, 1990.
 - 25) (一社)日本橋梁建設協会技術委員会鋼床版小委員会: 海外における鋼床版橋梁の疲労に関する現状—デッキプレートと閉断面リブ溶接線の疲労損傷について—, 平成 23 年度橋梁技術発表会資料, 2011.10.
 - 26) 井口進, 川畑篤敬, 山田健太郎: オランダにおける鋼床版疲労損傷の補修・補強事例の調査報告, 橋梁と基礎, Vol.40, No.6, pp.43-48, 2006.6.
 - 27) De Jong, F.B.P. : Overview Fatigue Phenomenon in Orthotropic Bridge Decks in the Netherlands, Proceedings of 2004 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.489-512, 2004.8.
 - 28) De Jong, F.B.P. and Kolstein, M.H. : Strengthening a Bridge Deck with High Performance Concrete, Proceedings of 2004 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.328-347, 2004.8.
 - 29) Cuninghame, J.R. and Beales, C. : Strengthening and Refurbishment of Severn Crossing Part 4 : TRRL Research on Severn Crossing, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Structures and Bridges, pp.37-49, 1992.2.
 - 30) AASHTO : AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2012.3.
 - 31) European Standard EN 1993-2 : Eurocode 3 -Design of Steel Structures- Part 2 : Steel Bridges, 2006.10.
 - 32) FHWA : Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, No. FHWA-IF-12-027, 2012.2.
 - 33) 下里哲弘, 神木剛, 稲葉尚文, 富田芳男, 小野秀一: 鋼床版の移動輪荷重走行試験, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, I-399, pp.795-796, 2005.9.
 - 34) 下里哲弘, 若林登, 稲葉尚文, 富田芳男, 小野秀一, 渡辺真至: 疲労損傷を受けた鋼床版におけ

- るSFRC 補強後の疲労耐久性検証試験, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, I-22, pp.43-44, 2007.9.
- 35) 川畑篤敬, 井口進, 廣中修, 鈴木統, 斉藤史朗: 鋼床版のデッキプレートと縦リブ溶接部を対象とした移動輪荷重試験, 第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集, (社)土木学会, pp.247-252, 2006.7.
- 36) 高田佳彦, 平野敏彦, 坂野昌弘, 松井繁之: 阪神高速道路における鋼床版の疲労損傷と要因分析の検討, 第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集, (社)土木学会, pp.253-258, 2006.7.
- 37) 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, 2009.4.
- 38) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (独)土木研究所, (社)日本橋梁建設協会: 損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究, 国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書, 第608号, 2010.9.
- 39) 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法に関する検討, 土木学会論文集A, Vol. 67, No.3, pp.464-476, 2011.9.
- 40) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝: 鋼床版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, 2005.1.
- 41) 菅沼久志, 三木千壽: 鋼床版のデッキプレートとトラフリブ間の縦方向溶接部の疲労に対するEFFECTIVE NOTCH STRESSによる評価, 土木学会論文集A, Vol.63, No.1, pp.35-42, 2007.1.
- 42) 森猛, 嶋原志保, 中村宏: 溶接溶込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験, 土木学会論文集A, Vol.62, No.3, pp.570-581, 2006.7.
- 43) 有馬敬育, 村越潤, 藤木修: 鋼床版デッキプレート貫通亀裂の超音波探傷法に関する検討, 土木技術資料, Vol.46, No.11, 2004.11.
- 44) 村野益巳, 木ノ本剛, 齋藤豪: 鋼床版デッキプレート方向き裂の半自動超音波探傷方法, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集, VI-71, pp.141-142, 2008.9.
- 45) 杉山裕樹, 崎谷浄, 小林寛, 高村義行, 塚本成昭: 鋼床版デッキプレート貫通き裂の詳細調査および補修設計, (社)日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, Vol.17, pp.345-350, 2009.11.
- 46) 村越潤, 木村嘉富, 高橋実: 鋼床版デッキプレート進展き裂の調査のための超音波探傷マニュアル(案), 土木研究所資料, 第4138号, 2009.3.
- 47) 小野秀一, 下里哲弘, 増井隆, 町田文孝, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労耐久性向上を目的とした補強検討, 土木学会論文集, No.801, pp.213-226, 2005.10.
- 48) 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, 2009.4.
- 49) 小野秀一, 牛越裕幸, 下里哲也, 稲葉尚文, 富田芳男: 鋼繊維補強コンクリートを敷設した鋼床

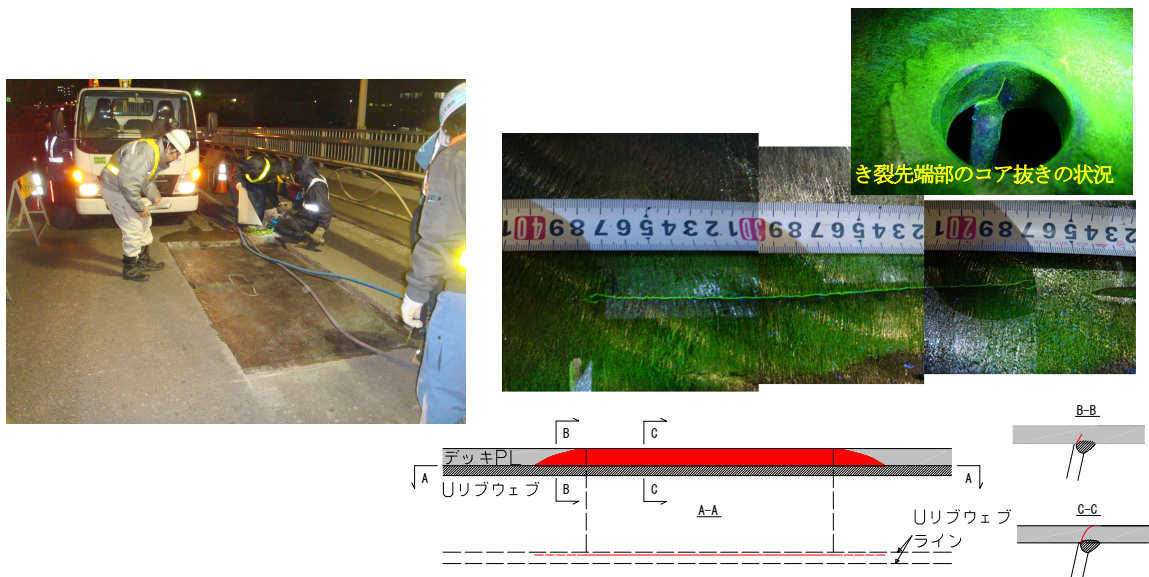
版の水浸輪荷重疲労試験，土木学会第62 回年次学術講演会講演概要集，pp.57-58，2007.9.

- 50) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷺見高典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集A, Vol.66, No.1, pp.79-91, 2010.2.
- 51) 清川昇悟，牛越裕幸，下里哲弘，弓削太郎：鋼床版デッキトラフリブ溶接部に対する損傷対策と応力性状，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，I-15，pp.29-30，2007.9.
- 52) 弓削太郎，牛越裕幸，仲野孝洋，下里哲弘：実橋鋼床版き裂補修部におけるSFRC 補強前後の応力計測結果，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，I-21，pp.41-42，2007.9.

第2章 鋼床版デッキプレートとUリブの溶接部のき裂の発生傾向・原因の分析

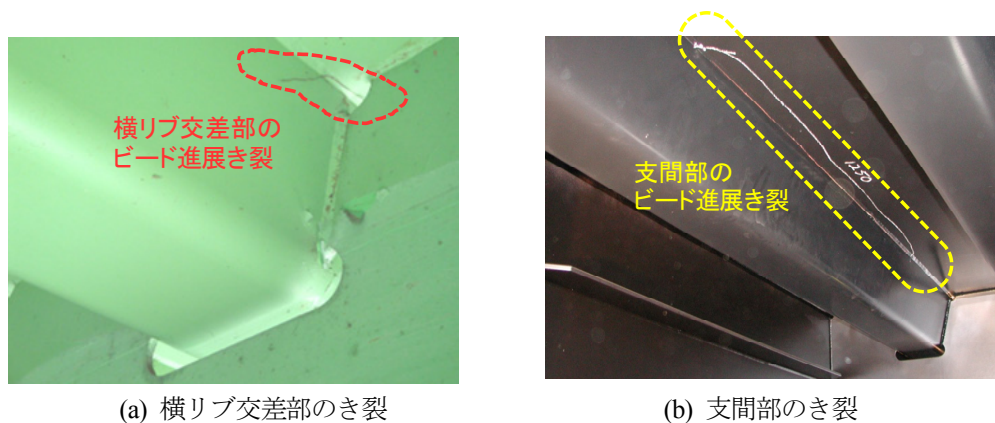
2.1 概説

Uリブを用いた鋼床版において、大型車の交通量の多い路線を中心に、疲労損傷事例が多数報告されている¹⁾。このうち、輪荷重直下のUリブとデッキプレートの間の片側すみ肉溶接のルート部には、主にデッキプレート板厚方向に進展しデッキ表面に至るき裂（以下、デッキ進展き裂）（図-2.1）と、溶接ビード内に進展しビードを貫通するき裂（以下、ビード進展き裂）（図-2.2）の2種類のき裂が報告されている。図-2.3に2種類のき裂の模式図と実鋼床版から切り出したデッキ進展き裂のコアを示す。前者のデッキ進展き裂^{2), 3)}については、目視では発見困難な部位に発生するため損傷実態については不明な部分が多い。一方、後者のビード進展き裂については、ビードを貫通すれば発見可能で



(a) 舗装を剥がしたデッキプレート表面の状況 (b) 舗装下のデッキプレート表面に現れた貫通き裂

図-2.1 デッキプレートを貫通したき裂（デッキ進展き裂）の事例



(a) 横リブ交差部のき裂

(b) 支間部のき裂

図-2.2 デッキプレートとUリブの溶接部に沿って発生したビード進展き裂の事例

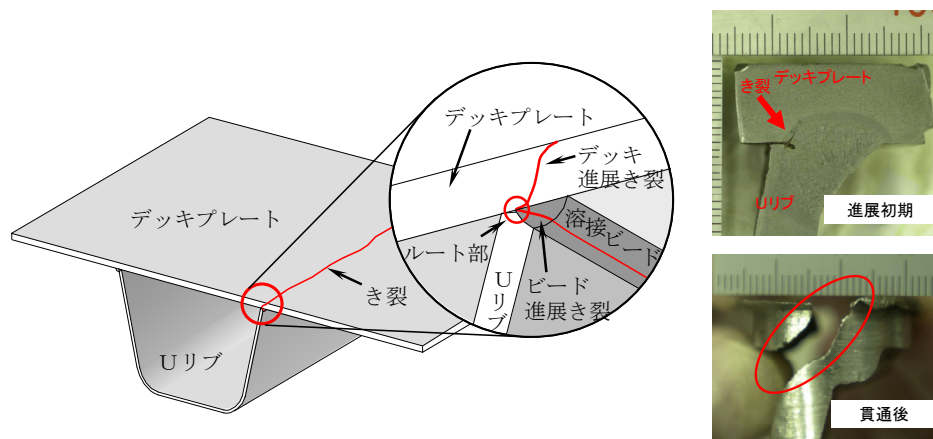


図-2.3 デッキプレートに進展するき裂模式図とき裂発生部コアの断面写真

あるが、き裂が数10cm～1m程度と長く進展した状態で発見される事例も多数確認されている^{4)～7)}。いずれのき裂も、き裂が発見された部位のみならず、輪荷重位置直下では橋全長にわたって将来のき裂発生の可能性を踏まえて、適切な対策を講じる必要がある。このうち、デッキ進展き裂については、以前より海外において報告されており⁸⁾、文献9)ではオランダにおける最近の事例、研究動向等の有用な情報が整理されている。国内の発生事例に関しては、超音波探傷法により点検を実施している首都高速道路(株)による調査結果が、未貫通のき裂も含めた唯一詳しいデッキ進展き裂の発生傾向を表している¹⁰⁾。

本章では、2種類のき裂を対象として損傷の発生傾向を分析した。次に、損傷事例を踏まえ、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験を行い、デッキ進展き裂の再現を行った。さらに、き裂の起点である溶接ルート部に着目してFEM解析を行い、2種類のき裂の構造的な発生要因の分析を行った。

2.2 損傷事例に基づくき裂の発生傾向

デッキプレートを貫通した事例は、これまで舗装等の変状により間接的に発見されており、初期の公表事例（直轄及び自治体の技術支援による把握事例と、高速道路会社等における公表事例）を図-2.4にまとめる。各橋梁における貫通き裂の長さは数cm～数10cm程度である。なお、デッキ進展き裂は目視困難な部位に発生するため損傷橋梁数の実態は不明である。

損傷の概略の特徴と傾向を把握する意味で、表-2.1に、き裂が報告された時点の鋼床版橋の断面構成、輪荷重位置とき裂発生位置の関係について、具体的な事例を示す。き裂は全て各レーンの輪荷重走行位置直下のUリブ溶接部に発見されている。定量的な発生傾向を調べるだけの事例数が得られていないので、表中の事例及び他の報告事例を併せて、き裂の発生に関して主な特徴を以下に整理する。

デッキ進展き裂の発生傾向をまとめると以下のとおりである。

- 1) 供用開始から10～30年程度でデッキプレート貫通するき裂が発生していた。現在の大型車交通量と発見までの供用年数の単純試算による累積大型車交通量では1200（万台/車線）程度を超えたあたり（日大型車交通量2000台/車線で17年程度）から報告されている。
- 2) 損傷箇所は輪荷重が常時載荷される位置直下の溶接部であり、概ね大型車のダブルタイヤが跨ぐ位置である。横リブ交差部と一般部の両方の位置に見られた。
- 3) 損傷箇所のデッキプレート厚のほとんどは12mm、横リブ間隔は2.0～2.85m、Uリブ厚は8もしくは6mmであるが、これらの諸元とき裂の発生傾向との関係は明確ではない。
- 4) 橋軸方向にデッキ厚が構造上12～20mmに変化している鋼床版橋の事例では、12mm以外に13mmの箇所においても、数は少ないが未貫通のき裂が超音波探傷による調査により発見されている。例えば、3径間連続鋼床版箱桁橋2連のS橋では以下のき裂の発生傾向が見られた。
 - ・橋軸方向にデッキプレート厚が12～20mmまで変化（デッキプレート厚以外の構造ディテールは同一）しているが、デッキプレート貫通するき裂が報告されているのは12mm厚の部分であった。また、超音波探傷による調査結果によれば、内在き裂の検出（溶接長当たりの検出長）は、12mmと比較して13mmではごく僅かで、14mm以上ではほぼ未検出であった。超音波探傷の信

デッキ貫通き裂が確認されている鋼床版橋

橋梁	デッキ厚 (mm)	Uリブ厚 (mm)	横リブ間隔 (mm)	完成年	き裂 発見年	き裂発見 までの 年数	片側 車線数	H17センサス	
								大型車交通量 (台/日/車線)	大型車混入率 (%)
A橋	12	6	2,000	1995	2005	10	2	5,489	47.3
H橋	12	6	3,000	1993(供用)	2005	12	2	5,234	29.0
Y橋	12	6	2,500	1989(供用)	2005	16	3	5,094	41.9
C橋	12	8	2,500 損傷部1,250 (桁端部)	1978(供用)	2002	24	3	5,668	42.2
I橋	12	8	3,000	1980	2005	25	3	5,668	42.2
K橋	12	8	2,070	1986	2005	19	2	11,921	49.3
S橋	12	8	2,750	1986(供用)	1999	13	1	2,617	19.3
T橋	12	8	2,950	1979	2003	24	3	1,943	28.1

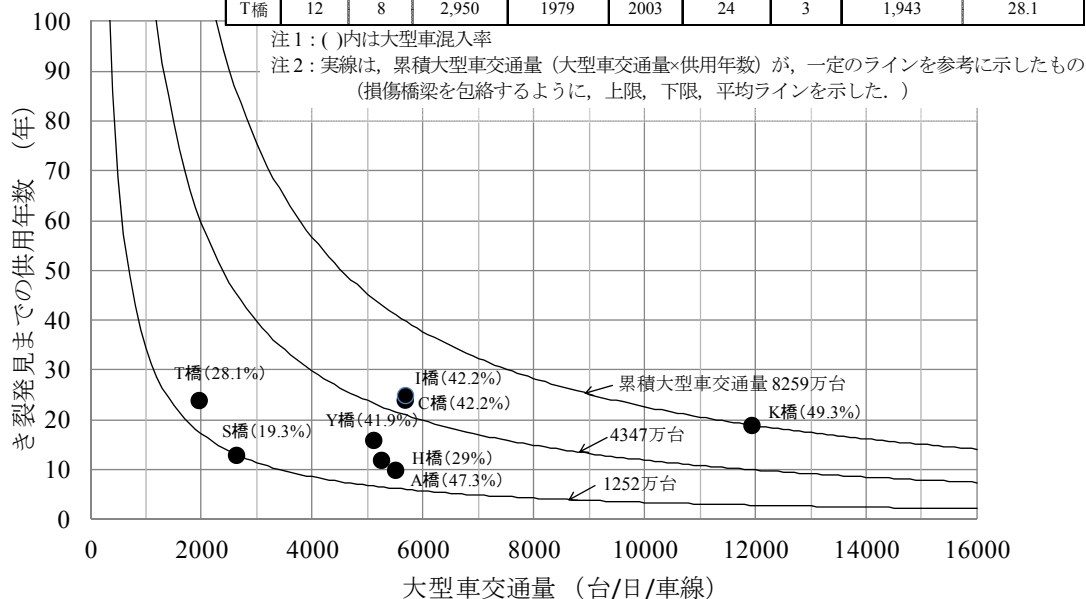
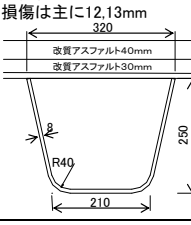
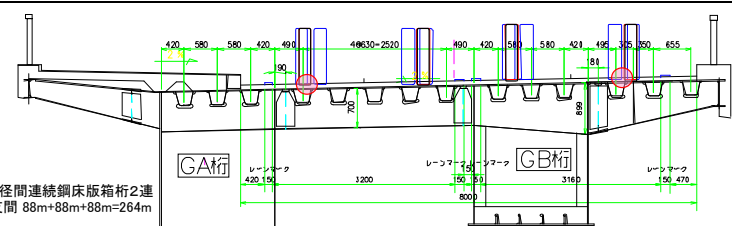
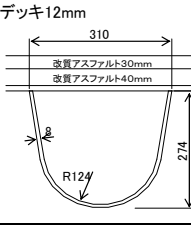
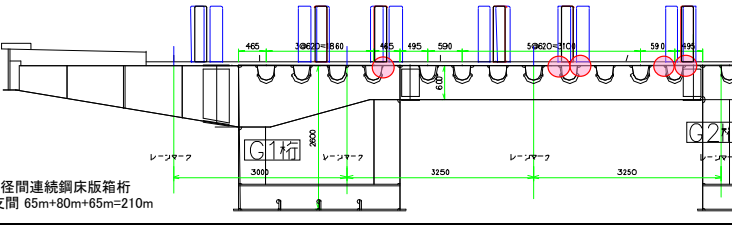
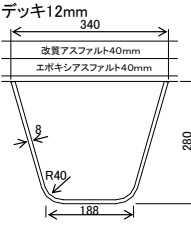
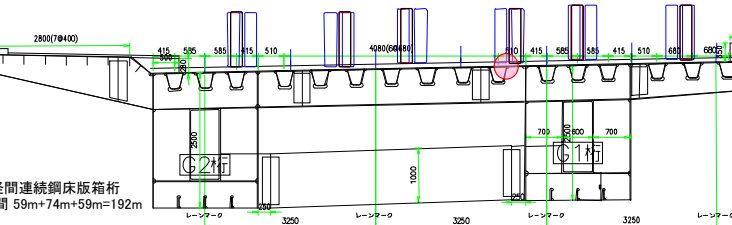


図-2.4 き裂発見までの供用年数と大型車交通量の関係

表-2.1 デッキ進展き裂が発見された鋼床版橋の断面構成と輪荷重位置の関係

橋名	構造諸元		輪荷重推定載荷位置(太線:前輪, 細線:後輪) および デッキプレート貫通き裂確認位置(○印)
	デッキ厚, 縦リブ, 舗装	縦リブ 間隔	
S橋	デッキ12~20mm 損傷は主に12,13mm 	中床版: 312mm 張出部: 335mm 箱桁内: 260mm	 3径間連続鋼床版箱桁2連 支間 88m+88m+88m=264m
C橋	デッキ12mm 	310mm	 3径間連続鋼床版箱桁 支間 65m+80m+65m=210m
T橋	デッキ12mm 	中床版: 340mm 張出部: 340mm 箱桁内: 265mm	 3径間連続鋼床版箱桁 支間 59m+74m+59m=192m

頼性に不明確な部分があるとしても、明らかにデッキプレート厚による損傷程度の差が見られた。

- ・2連では、Uリブとデッキプレート間の溶接部の溶込み状況が異なっており、溶込み量の大きい方の橋ではデッキ貫通き裂が相対的に多く、もう一方の橋ではビード進展き裂が多い傾向が見られる。

ビード進展き裂に関しては、これまでも多くの事例が報告されている（例えば、図-1.3参照）。発生傾向を把握するだけのデータの分析には至っていないため、現地調査事例を基に傾向を整理する。対象とした鋼床版橋は、単純鋼床版二箱桁橋（1977年建設）で初回調査時の供用年数は28年である。支間は58.8m、有効幅員は9.3m、交通量は約1万台/12hr（2車線）、大型車混入率は47%である。デッキ厚は12mm、Uリブ厚は8mm、横リブ間隔は3.72mである。き裂のほとんどが支間部に発生しており、長く進展しているものは1mを超えていた（図-2.2(b)）。

図-2.5に、第1車線の輪荷重直下について、デッキプレートーUリブ間の各溶接線のき裂延長の分布と経年変化の調査結果を示す。第1回調査以降、車線区画の変更に伴い輪荷重位置が若干ずれている。き裂は輪荷重位置直下に発生しており、約4年間に大きく進展していることがわかる。き裂の見られるUリブ4本（8本の溶接線）の溶接延長470mに対し、第2回調査時点のき裂総延長は44mであり、損傷率は9.4%と高い。図-2.6は補強部分の観察孔の溶接部の断面形状を示したものであり、溶込みが浅いことがわかる。溶接のサイズは図面上6mmであり、図中の三角形の溶接の形状から開先は設けられているように見える。前述のS橋(2連の鋼床版箱桁橋)の損傷発生傾向の違いのように、溶込み量の大きさがビード進展き裂の発生に影響しているものと考えられる。既往の損傷事例についても輪荷重直下に発生している

点では同じ傾向と言える。なお、橋軸方向の発生位置について、支間部もしくは横リブ交差部に集中している事例や両者に発生している事例が見られている。本橋の場合には、き裂は支間部に多く見られるが、その原因については必ずしも明確ではない。

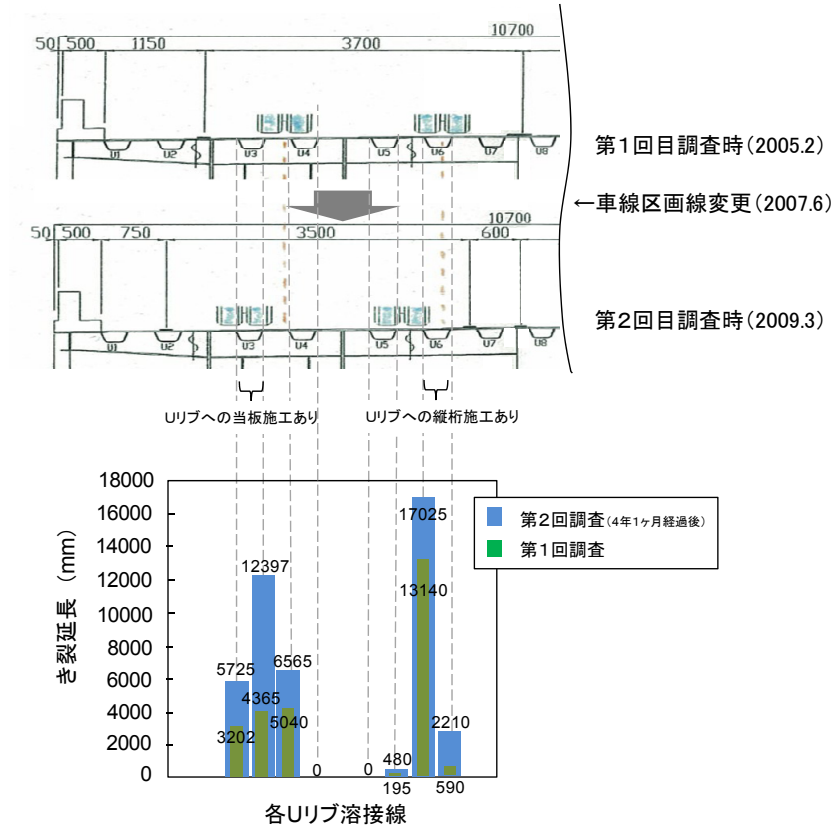


図-2.5 輪荷重載荷位置とき裂の発生傾向

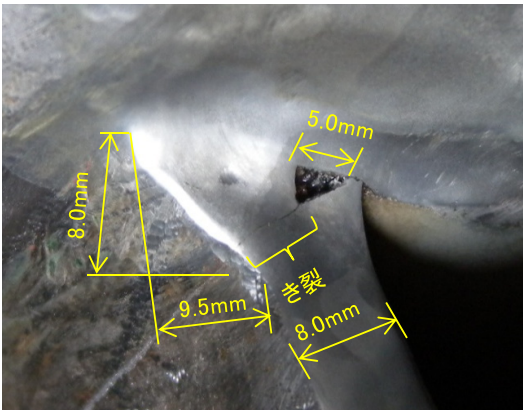


図-2.6 溶接の溶込み状況の例

2.3.1 検討内容

2.3.2 試験体

34



図-2.8 輪荷重走行試験機

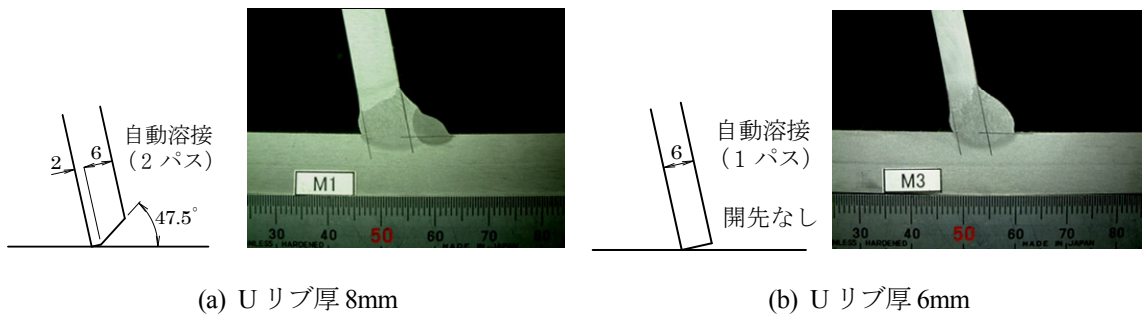


図-2.9 開先形状と溶接施工試験時のマクロ写真

試験機（図-2.8 参照）に設置できる試験体長さは5m 程度であるため、片側径間については支間長を1/2 の1375mm とした。また、U リブ厚による違いを確認できるように、板厚8mm と6mm のU リブを2本ずつ計4本のU リブを配置した。試験体の鋼種はSM490Y 材である。

試験体のデッキプレートとU リブとの溶接は、自動CO₂ ガスシールドアーク溶接により行った。なお、鋼道路橋の疲労設計指針¹²⁾（日本道路協会）に従い、溶接溶込み量75%以上を狙って製作した。開先形状は、図-2.9 に示すように、6mm 厚U リブについては自然開先とし、8mm 厚U リブについては2mm のルートフェイスを残し、47.5°の開先を設けた。図中には、製作に先立って実施した溶接施工試験のマクロ写真を示す。U リブ厚に対する溶接溶け込み量は、8mmU リブでは94%、6mmU リブでは92%となっており、いずれの部位においても75%以上の溶込みが確保されている。

2.3.3 試験方法

試験には、（独）土木研究所所有の輪荷重走行試験機を使用した。表-2.2 に輪荷重走行試験機的主要諸元を示す。载荷荷重は、既往の活荷重実態調査結果¹³⁾や、鋼床版の設計活荷重140kN（T 荷重に衝撃を考慮）を参考に、輪荷重150kN（ダブルタイヤ）を基本とし、表-2.3 に示すとおり繰り返し载荷を行った。本試験では縦リブ支間内でのき裂の挙動を対象としていること、輪荷重が横リブ交差部を通過するとスカラップやスリット周辺から先にき裂が発生する可能性があることを考慮して、輪荷重が横リブ交差部上を通過しないようU リブ支間内1m の範囲で载荷を行った。図-2.7 に輪荷重の載

荷位置を示す。本試験では、大型車後輪ダブルタイヤを模擬したダブル載荷と前輪シングルタイヤを模擬したシングル載荷を実施したが、載荷変更時に載荷ブロックも変更した。載荷ブロックの概要を図-2.10に示す。Uリブ厚8mm側については、150kNのダブルタイヤ載荷で180万回載荷し、超音波探傷によりき裂のある程度の進展を確認した後、同一大型車の前輪－後輪の位置関係から推定される前輪位置（シングルタイヤ）において75kNで150万回、続けて100kNで70万回の載荷を行い、その影響を確認した。さらに試験体を設置し直し、Uリブ厚6mm側において、同様に150kNのダブルタイヤ載荷で414万回載荷した。載荷は鉄輪1を用いて鋼製載荷ブロックと厚さ22mm、幅200mmのゴム板を介して行った。載荷速度は約15往復/分とした。

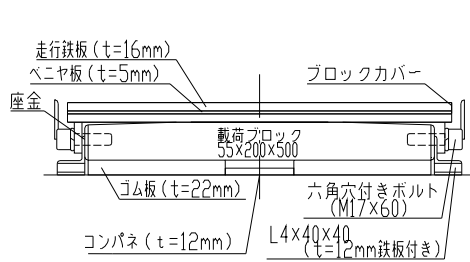
疲労試験中にデッキ進展き裂の発生、進展を確認するために、表面SH波法により超音波探傷試験を行った。測定には、デジタル超音波探傷器UI-25（湘菱電子製）を使用した。探触子は表面SH波探触子5C5×5HA90（ジャパンプローブ製）とした。

表-2.2 輪荷重走行試験機の主要諸元

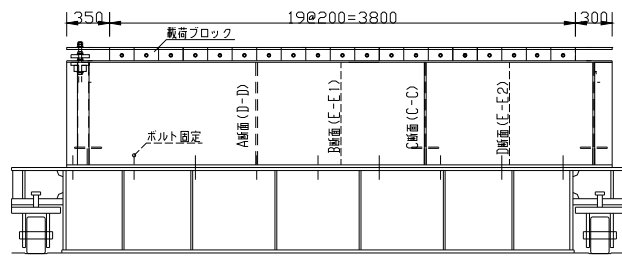
項 目				仕 様
寸 法	試験機	フレーム	高さ	約5m
			長さ	約8m
		フライホイール	直径	3.5m
			重さ	10t
		走行車輪	鉄輪1	φ700×幅500mm (供試体幅=2,800mm用)
			鉄輪2	φ700×幅300mm (供試体幅=2,300mm用)
			ゴムタイヤ	9.00-R20-14PR 相当 (ダブルタイヤ)
	供試体	最大寸法	長さ	4,500mm
			幅	3,000mm
			厚さ	350mm
性 能	駆動部	走行範囲		±0.5, ±1.0, ±1.25, ±1.5m
		最大回転速度		59.8, 42.3, 37.8, 34.7rpm (ゴムタイヤ装着の際は5rpm)
	載荷部	最大載荷力	走行時	50tf (490kN)
			停止時	100tf (981kN)
		最大ストローク		200mm

表-2.3 輪荷重走行試験の荷重範囲と載荷回数

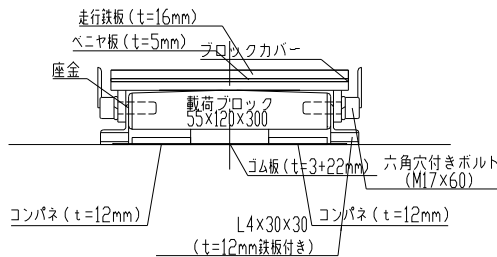
対象部位	載荷方法	荷重範囲	載荷回数 (累計)
		(kN)	(万回)
Uリブ (8mm厚)	ダブルタイヤ	150	180
	シングルタイヤ	75	150 (330)
	シングルタイヤ	100	70 (400)
Uリブ (6mm厚)	ダブルタイヤ	150	414



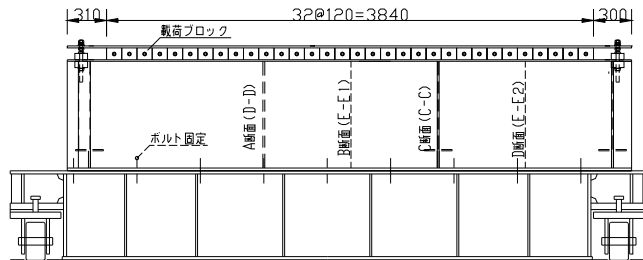
(a) ダブル載荷ブロックの概要



(b) ダブル載荷ブロックの配置



(c) シングル載荷ブロックの概要



(d) シングル載荷ブロックの配置

図-2.10 載荷ブロックの概要および橋軸方向の配置

2.3.4 試験結果と考察

(1) き裂の発生状況

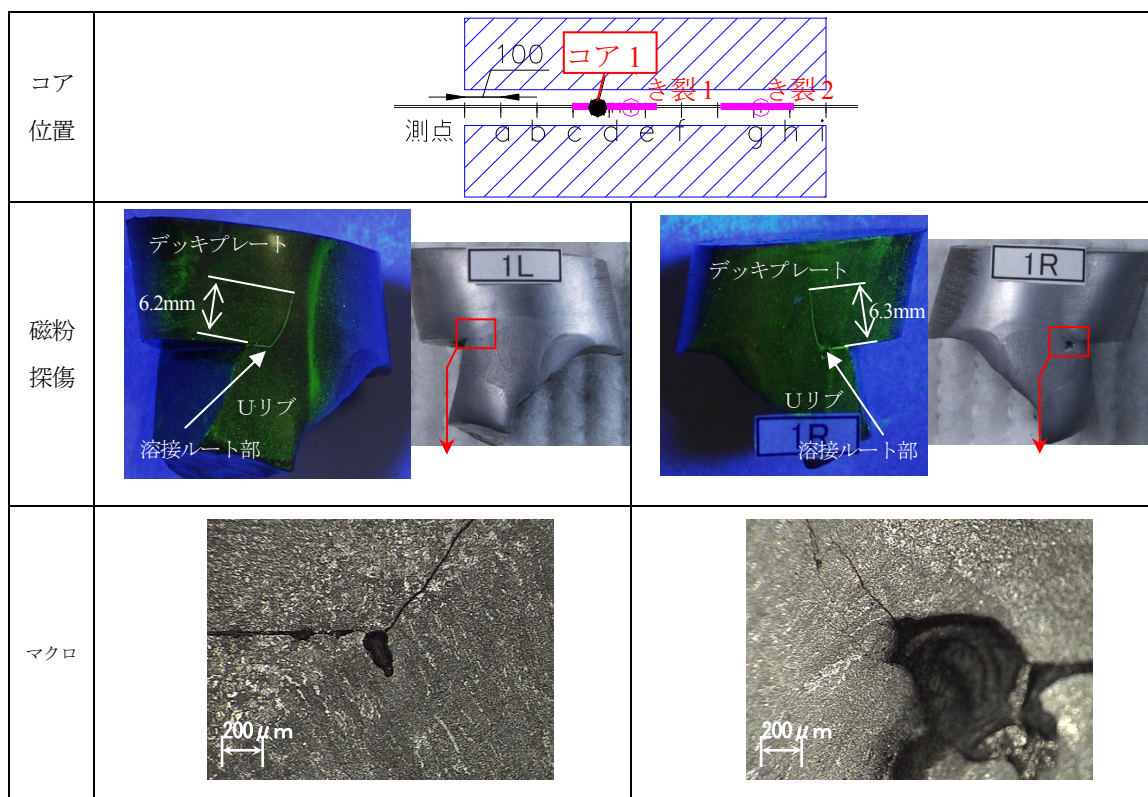
Uリブ厚 8mm 側について、図-2.11 に超音波探傷試験により、き裂と推定した範囲内の 3 箇所（以下、図中のとおりコア 1, 2, 3）から採取した $\phi 25\text{mm}$ の 3 つのコアのコア側面・コア抜き部の孔側面の磁粉探傷結果、マクロ写真、き裂破面の写真を示す。

Uリブ厚 8mm 側では、異なる 2 箇所でデッキ進展き裂が発生した。表-2.3 に示すとおり変則的な荷重載荷ではあるが、150kN で 96 万回載荷時に図中き裂 1 の一箇所からルートき裂と推定されるエコーを検出した。180 万回載荷時には、き裂 1 は 100mm 程度の長さに進展した。その後、大型車の前輪の影響を確認するため、シングルタイヤ載荷を行った。ダブルタイヤ載荷の 1 輪あたりの荷重と等しい 75kN で載荷したところ、150 万回でき裂 1 が全長 200mm 程度に進展し、さらにき裂 2 の発生及び

100mm 程度の進展が確認された。その後、き裂の進展を早めるため、荷重を 100kN に増加させて、続けて 70 万回載荷し、き裂長さがき裂 1 で 230mm 程度、き裂 2 で 200mm 程度となった時点で、いずれのき裂も貫通しない状態で試験を終了し、3 箇所からコアを採取し進展状況を確認した。コア 1 とコア 2 において溶接ルート部を起点とした 6mm 程度のき裂が、コア 3 において 4mm 程度のき裂が確認できる。また、コア 2 ではデッキ表面側（黒皮付き）からのしわ状の指示模様が見られ、コア 2 の断面ではデッキ表面からの深さ 6mm 程度のき裂が確認された。

一方、U リブ厚 6mm 側では、65 万回載荷時に超音波探傷でルートからのき裂と推定される探傷結果が確認され、そのまま 414 万回載荷を行ったが、デッキ表面の変状は見られずき裂も貫通しなかった。輪荷重走行試験終了後、超音波探傷でき裂が推定された範囲内の 3 箇所からコアを採取し、破面等の調査を行った。図-2.12 に、超音波探傷試験により、き裂と推定した範囲内の代表的な 1 箇所から採取した $\phi 25\text{mm}$ のコア 2 のコア側面・コア抜き部の孔側面のマクロ写真、き裂破面の写真及び走査型電子顕微鏡（SEM）によるき裂部の写真を示す。き裂深さは 0.2mm 程度でごく浅い。走査型電子顕微鏡の破面観察では、疲労破面を表すストライエーションが一部に見られる一方、延性破面を表すディンプル模様も一部に見られた。疲労き裂かあるいは溶接割れかのいずれかの断定はできないが、わずかながらき裂が進展した可能性が高いものと考えられる。

以上より、少なくとも U リブ厚 8mm では、ダブルタイヤの挟み込み載荷ケースによって、き裂が発生することが確認された。ただし、発生後の進展はこの載荷条件下では遅くデッキ貫通には至らず、実橋における損傷事例との違いが見られた。この理由については今後の課題としたい。



(a) コア 1 (左 : 1L, 右 : 1R)

図-2.11 U リブ厚 8mm 側のき裂部分から削孔したコアの状況

コア位置	
磁粉探傷	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> </div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>
マクロ	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> </div>

(b) コア2の状況 (左: 2L, 右: 2R)

コア位置	
磁粉探傷	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> </div> <div style="text-align: center;"> </div> </div>
マクロ	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> </div>

(c) コア3の状況 (左: 3L, 右: 3R)

図-2.11 Uリブ厚 8mm 側のき裂部分から削孔したコアの状況 (続き)

コア 位置		
マクロ		
破面 外観		
破面 観察 位置 ①②		
<p>※破面にストライエーションが確認された（溶接線方向と並行）</p>		

図-2.12 Uリブ厚6mm側のき裂の疑いのあった箇所から削孔したコアの状況（左：2L，右：2R）

(2) 試験結果と実橋の損傷事例の関係

輪荷重走行試験結果を用いて、既往のデッキプレート厚 12mm の実大試験体の輪荷重走行試験結果をもとに、交通供用下での輪荷重の繰返し載荷に換算した場合の年数（以下、等価年数）を試算する

¹⁴⁾ 試算は、以下の手法・仮定により行った。

- ① 本試験及び既往の試験結果をもとに、ダブルタイヤ換算輪荷重と試験終了時の繰返し回数の関係（ $P-N$ 関係）を用いて、疲労設計曲線（べき乗数 $m=3$ と仮定）を設定する。
- ② 活荷重データに基づき、等価換算輪重と平均軸数を算出する（表-2.4）。
- ③ ①、②の結果より、累積損傷被害則（修正マイナー則）を用いて、大型車交通量 $ADTT$ をパラメータとした等価年数を試算する。

①に関して、図-2.13 に、2.3.4 の試験結果（図中では○印の” D12(6.3mm)” のプロット）を含む既往の輪荷重走行試験結果¹¹⁾（表-6.2 参照）における載荷荷重 P （ダブルタイヤ換算時）と試験終了載荷回数 N_f の関係を示す。図中には、 $m=3$ と仮定した場合に、試験結果の下限值を通る $P-N$ 関係を示す。なお、同図は試験終了載荷回数を用いて整理しているため、き裂発生時ではなく、き裂がデッキプレート内にある程度進展した状態を対象としている。

②に関して、輪荷重データには既往の車両活荷重実態調査結果¹³⁾（国道 357 号線の有明地点で計測されたデータ）（表-2.4）を用いた。この活荷重データは重車両交通路線での調査データの中でも厳しいデータの一つとして、鋼道路橋の疲労設計指針¹²⁾において参照されているデータである。以下に、平均軸数 N_{ave} （軸/台）、等価換算輪重 P_{eq} （kN）及び等価年数 Y_{eq} （年）の算出式を、それぞれ式 (2.1) ～式 (2.3) に示す。

$$N_{ave} = \frac{\sum N_i}{N_t} \quad (2.1)$$

$$P_{eq} = \left(\frac{\sum (P_i^m \cdot N_i)}{\sum N_i} \right)^{1/m} \quad (2.2)$$

$$Y_{eq} = \frac{P_{dc}^m \cdot N_f}{\left[(\alpha \cdot P_{eq})^m \cdot 365 \cdot N_{ave} \cdot ADTT \right]} \quad (2.3)$$

ここで、

N_i : 各軸重範囲における軸数

N_t : 大型車交通量（台）

P_i : 各軸の輪重であり、軸重の 1/2（kN）

m : 疲労設計曲線の傾きを表すべき乗数（ $m=3$ ）

P_{dc} : 図-2.13 中の $P-N$ 関係の試験結果に対応した換算試験輪荷重（kN）

N_f : 図-2.13 中の $P-N$ 関係の試験結果における換算試験輪荷重 P_{dc} に対応した載荷回数（回）

$ADTT$: 日大型車交通量（台/日/車線）

α : 横断方向の載荷位置のばらつきを考慮した補正係数（ここでは、0.8 とする。）

上記の式では、大型車の前輪（シングルタイヤ）も含め、全ての車輪をダブルタイヤと仮定し、挟み込み載荷を仮定して概略試算を行ったものである。また、車線当たりの日大型車交通量には、車線

毎の混入率の違いは考慮していない。

図-2.14 に実橋におけるき裂発見年数と大型車交通量の関係を示すとともに、各大型車交通量に対応する等価年数をデータの上下限値を基に2本の曲線で示す。実橋データと試験結果に基づく等価年数との関係については、それぞれの値に種々の不確定要因が含まれており一致しているとは言い難い。

表-2.4 試算に使用した活荷重実態データ
(国道 357 号, 有明地点 (昭和 59 年調査・2 日間))

大型車台数 $ADTT$ (台/日/車線)	全軸数 (軸)	最大輪重 P_{max} (kN)	平均 軸数 n	等価 換算輪重 P_{eq} (kN)
5,254	55,094	147	2.62	31.8

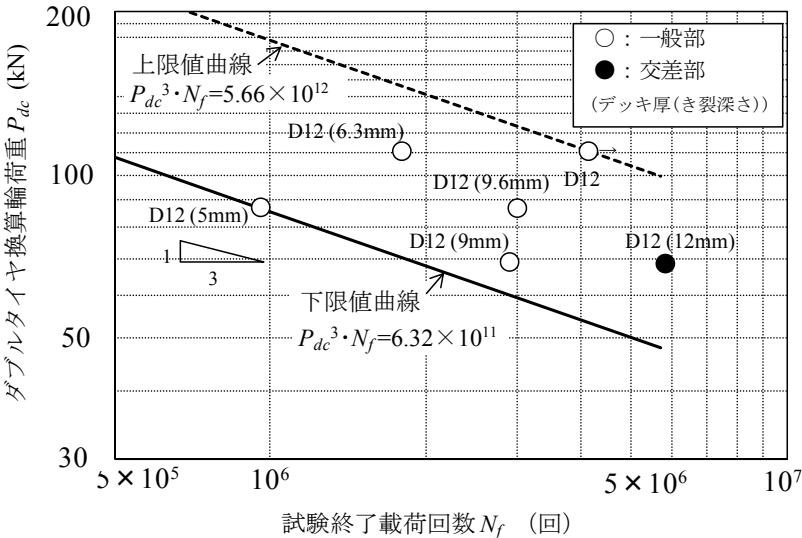


図-2.13 載荷荷重と載荷回数の関係

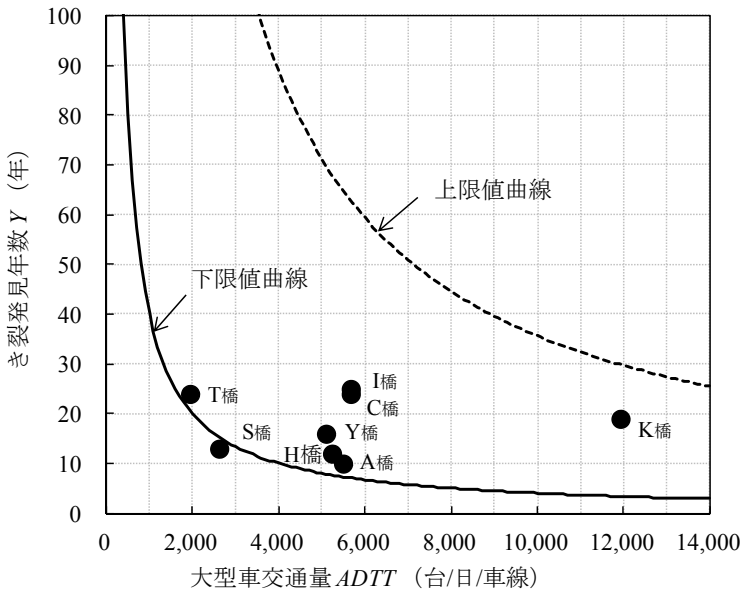


図-2.14 実橋におけるき裂発見年数と本試算の関係

ただし、実橋のき裂発見年数は概ね上下限値の範囲にあり、少なくとも両者の結果がかけ離れたものではないものと推察される。なお、実鋼床版の場合には、舗装の剛性の影響による応力軽減等が考えられることから、実線で示した試験結果に基づく等価年数よりも実際の寿命は長くなる可能性がある一方で、橋軸方向の長い溶接延長に対して、相対的に疲労耐久性の低い箇所から発生した結果を整理している点にも留意する必要がある。

2.4 FEM 解析による要因分析

2.4.1 検討内容

き裂の発生起点であるルート部において、主にデッキ進展き裂の原因となる応力性状を把握するとともに、ルート部の局部応力に与える各種パラメータの影響を把握するために、以下の項目に着目した FEM 解析を実施した³⁾。各ケースにおける局部応力の相対比較を行い、輪荷重載荷位置、構造パラメータ、溶接溶込み量などの影響を確認した。

1) 輪荷重載荷位置の影響

- ・タイヤ種別（シングルタイヤ、ダブルタイヤ）
- ・載荷位置（幅員方向、橋軸方向）

2) 構造パラメータの影響

- ・横リブ間隔
- ・構造詳細（横リブ交差部、一般部）
- ・U リブ厚（6mm, 8mm）

3) 溶接溶込み状況の影響

- ・U リブ厚に対する溶込み量

なお、本検討は6章におけるデッキプレートの厚板化の検討の前に実施したものであり、解析モデル（要素分割、要素寸法等）及び解析条件等は異なっており、ルート部の応力絶対値には若干の違いが見られる。

2.4.2 解析方法

(1) 解析モデル

図-2.15 に基本となる解析モデルを示す。静的載荷試験に用いる実大鋼床版試験体を対象とした。解析には汎用有限要素法解析プログラム MSC. Nastran を使用した。着目部の溶接ビードを含め、全部材を8節点ソリッド要素（CHEXA）でモデル化した。本解析モデルの節点数は472,043 節点、要素数は376,866 要素である。最小要素サイズは0.25×0.25×2mm である。試験体は損傷橋梁の諸元を踏まえつつ、試験機の制約を考慮して、横リブ間隔2750mm、デッキプレート厚12mm の2径間モデルとした。U リブについては板厚の影響を把握するため、日本鋼構造協会規格320×240×8-40 を2本と320×240×6-40 を1本配置している。デッキプレートとU リブのすみ肉溶接の溶込み量は、U リブ厚の80%程度とした。支持条件は主桁下フランジ下面の全変位を拘束した。局部応力については、図中のルート部のビード側とデッキ側の計6要素に着目した。載荷荷重に関しては、大型車（ダンプトラック）

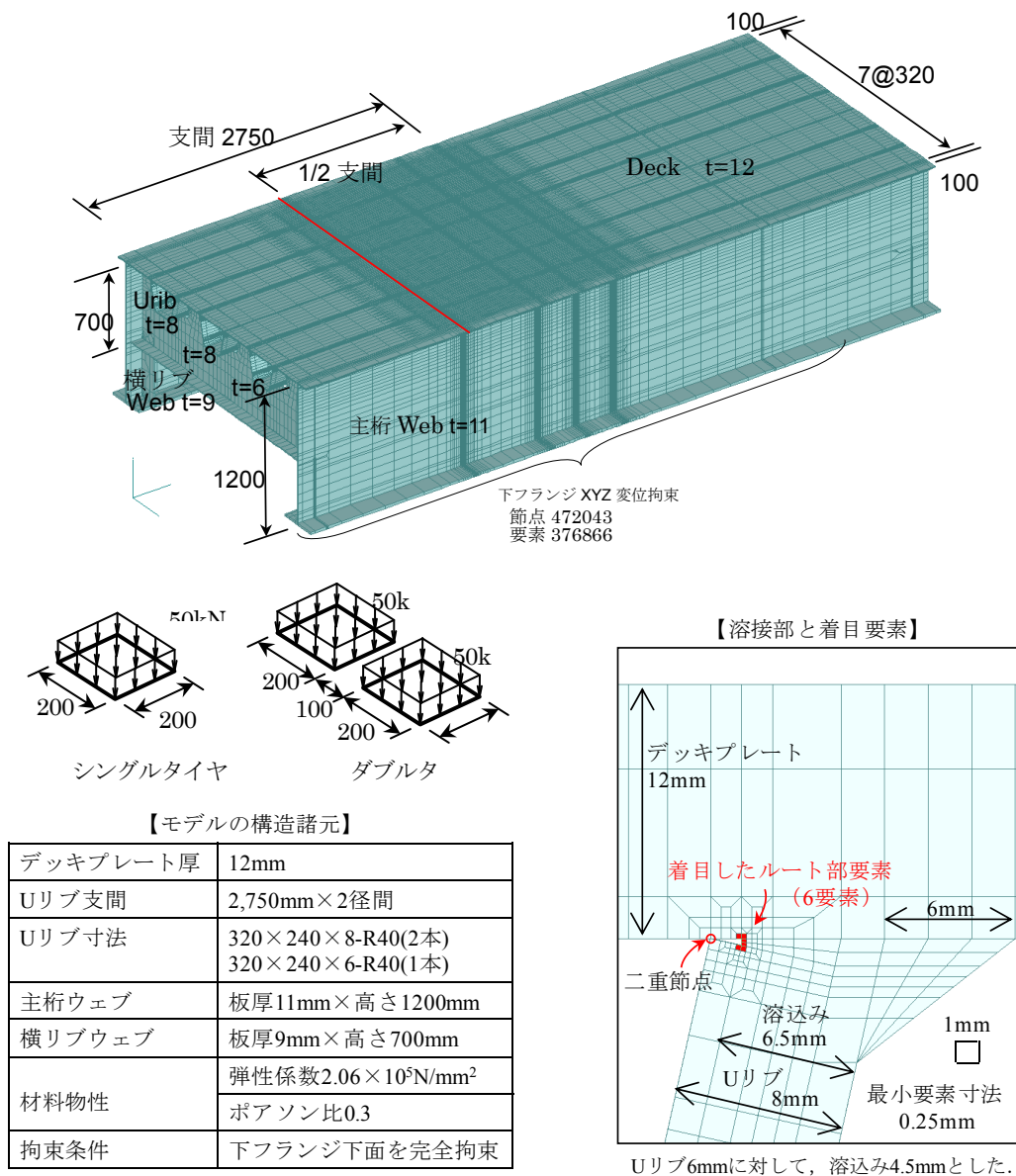


図-2.15 基本となる解析モデル

の前輪を模擬したシングルタイヤ載荷モデル L200mm×W200mm と中・後輪を模擬したダブルタイヤ載荷モデル L200mm×W200mm×2 箇所（間隔 100mm）とした。各タイヤの荷重は 50kN とした。鋼材のヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，ポアソン比は 0.3 とした。また，U リブ内面とデッキプレートとの交点は二重節点として，接触は考慮せずにモデル化している。

解析モデルの妥当性は，実大鋼床版試験体を対象に実施した静的載荷試験結果と解析結果とを比較することにより検証している。また，ルート部の要素寸法を変えれば対象とするルート部の主応力の値は変化するが，周辺のひずみ値は一致していることから，要素間の応力の大小関係や方向性については妥当であると考えている。同部位の局部応力の解析については，エフェクティブノッチストレスの概念を導入した詳細な FEM 解析¹⁵⁾や，より詳細な要素寸法による FEM 解析¹⁶⁾が行われている。類似の載荷条件の結果同士を比較すると，応力の絶対値は要素寸法の違いにより若干異なるものの両文

献ともに概ね一致しており，また，応力の方向も概ね近い傾向を示している。

なお，溶接ルート部の局部応力に関しては，6章においても若干異なるモデル化により解析を行っている。

(2) 解析ケース

表-2.5 に解析ケースをまとめる。

表-2.5 解析ケース一覧 (単位：mm)

影響検討項目 解析パラメータ	荷重	載荷位置	
		橋軸方向	幅員方向
【幅員方向載荷位置】 基本モデルの諸元 デッキ厚 12mm Uリブ厚 8mm×2 Uリブ厚 6mm×1 横リブ間隔 2750mm 溶接溶込み量 80%	ダブル タイヤ 50kN×2	Uリブ 支間中央 (L/2)	D01～D21
		横リブ 交差部	D01～D11
【橋軸方向載荷位置】 基本モデルの諸元 デッキ厚 12mm Uリブ厚 8mm×2 Uリブ厚 6mm×1 横リブ間隔 2750mm 溶接溶込み量 80%	シングル タイヤ 50kN	Uリブ 支間中央 (L/2)	S01～S25
		L/2 L/4 L/8 横リブ	D05
【横リブ間隔】 横リブ間隔 2500mm 3500mm	ダブル タイヤ 50kN×2 タンデム	L/2 L/2+100 ～ L/2+1100 (100mm 間隔)	D05
【溶接溶込み量】 溶接溶込み量 80% 25%	ダブル タイヤ 50kN×2	L/2	D05

1) 輪荷重載荷位置の影響

(a) 幅員方向載荷位置の影響

U リブ支間中央(1/2 支間位置)と横リブ交差部において幅員方向に載荷位置を変化させて解析し、ルート部の局部応力に対する影響を確認した。U リブ支間中央においては、ダブルタイヤ載荷の場合にはD01 の位置から D21 まで、シングルタイヤ載荷の場合にはS01 の位置から S25 まで、いずれも 80mm 間隔で載荷位置を変化させた。また、横リブ交差部においては、ダブルタイヤ載荷で D01 の位置から D11 まで 80mm 間隔で載荷位置を変化させた。

(b) 橋軸方向載荷位置の影響

幅員方向の載荷位置を D05 とし、橋軸方向の載荷位置を U リブ支間中央 (1/2 支間位置)、1/4 支間位置、1/8 支間位置、横リブ位置と変化させて、橋軸方向の載荷位置とルート部の局部応力の関係を確認した。

2) 構造パラメータの影響

(a) 横リブ間隔の影響

基本とする解析モデルに対して、横リブ間隔を 2500mm と 3500mm に変更したモデルで解析を実施し、ルート部の局部応力に対する横リブ間隔の影響を確認した。荷重はダブルタイヤのタンデム載荷 (50kN×2) ×2、軸間距離 1300mm) とし、幅員方向の載荷位置は 8mm 厚 U リブをダブルタイヤが挟み込む D05 の位置として橋軸方向に荷重を移動させて各部の応力変動を求めた。

(b) 溶接溶込み量の影響

U リブの板厚に対する溶接の溶込みが 25%のモデルと基本のモデル (溶込みが約 80%) の解析を実施し、溶接溶込み量とルート部の局部応力との関係を確認した。載荷位置は、橋軸方向には U リブ支間中央、幅員方向には D05 の位置とした。

2.4.3 解析結果と考察

(1) 幅員方向の輪荷重載荷位置の影響

図-2.16 に、U リブ支間中央において、U リブ右側ウェブ W2 の直上をダブルタイヤが跨ぐように載荷 (以下、挟み込み載荷) した場合のデッキプレート-U リブ溶接ルート部の主応力の分布状況と鉛直たわみを示す。図中には主応力 (絶対値) の最大値を数値で示している。ダブルタイヤで挟み込まれた溶接部の主応力 (図中の W2 部) が最も大きく、 -600N/mm^2 程度の最小主応力を生じており、その方向はデッキプレート内にき裂が進展する向きとなっている。

幅員方向位置を変えて挟み込み載荷した場合の、各 U リブウェブの溶接ルート部の発生する最小主応力を比較すると、表-2.6 のとおりである。主桁に近接した外側の U リブ (W1,W2) と内側の U リブ (W3,W4) とでは最小主応力にほとんど差はない。一方、U リブ厚の違いに着目すると、6mm 厚の U リブでは 8mm 厚の U リブに比べて最小主応力がやや低くなる傾向が見られる。

なお、図は省略するが、シングルタイヤ載荷の場合にも、U リブ内に載荷すると、ダブルタイヤ載荷の場合と同様の曲げに伴い溶接ルート部の応力が高くなる傾向にある。以下、シングルタイヤ載荷の場合の特徴的な傾向を示す。図-2.17 に、U リブ支間中央において、U リブ間 (W2 と W3 の間) の直上にシングルタイヤを載荷した場合のデッキプレート-U リブ溶接ルート部の主応力の分布状況と

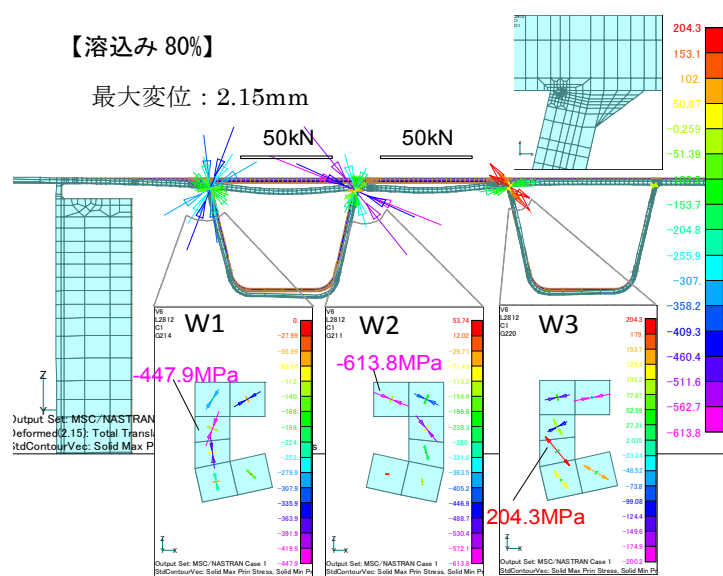


図-2.16 ダブルタイヤ挟み込み载荷時のデッキプレートと U リブ溶接ルート部の主応力

表-2.6 各 U リブウェブの溶接ルート部最小主応力の比較 (ダブルタイヤ, 1/2 支間)

U リブウェブ	W1	W2	W3	W4	W5	W6
最小主応力 (N/mm ²)	-592 (0.96)	-614 (1.00)	-612 (1.00)	-620 (1.01)	-578 (0.94)	-555 (0.90)
载荷状態	D01 挟み込み载荷	D05 挟み込み载荷	D09 挟み込み载荷	D13 挟み込み载荷	D17 挟み込み载荷	D21 挟み込み载荷
U リブ厚 (mm)	8		8		6	

注) () 内の数値は W2 の最小主応力を 1.0 としたときの比率を表す。

鉛直たわみを示す。図中には主応力 (絶対値) の最大値を数値で示している。W2, W3 部にビード内にき裂が進展する方向の引張応力が生じている。なお, W3 部については, ダブルタイヤ载荷時にも同様に引張応力が発生している。

幅員方向位置を変えて U リブ間に载荷した場合の, ウェブの溶接ルート部の最大主応力を比較すると, 表-2.7 のとおりである。主桁に近接した外側の U リブ (W1, W2) と比較して, 内側の U リブ (W3, W4) で最大主応力が 15% 程度大きい。また, U リブ厚の違いに着目すると, 6mm 厚の U リブ (W5, W6) では 8mm 厚の U リブ (W1, W2) に比べて最大主応力の大きさが 30% 程度小さくなっている。

(2) 橋軸方向载荷位置の影響

図-2.18 に, 橋軸方向载荷位置を図中の 1/2 支間, 1/4 支間, 1/8 支間, 横リブ位置とした場合について

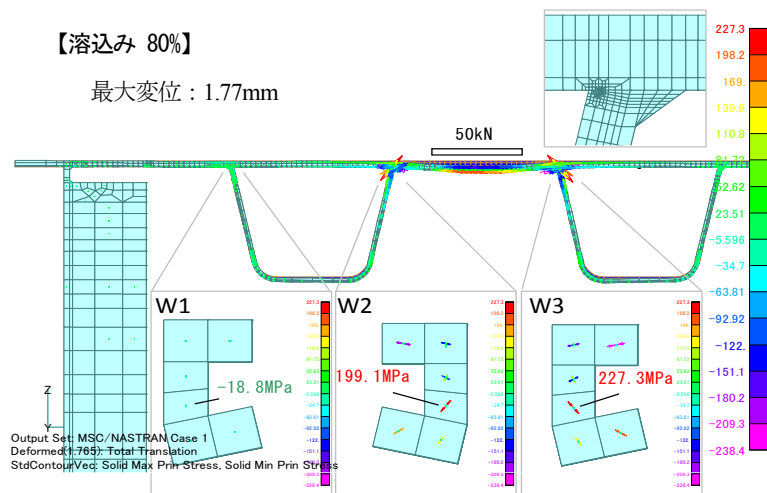


図-2.17 シングルタイヤがUリブ間に载荷された場合のルート部の主応力

表-2.7 各Uリブウェブの溶接ルート部最大主応力の比較（シングルタイヤ，1/2 支間）

Uリブウェブ	W1	W2	W3	W4	W5	W6
最大主応力 (N/mm ²)	182 (0.91)	199 (1.00)	227 (1.14)	234 (1.18)	140 (0.70)	119 (0.60)
载荷状態	S01 Uリブ 縦桁間 载荷	S09 Uリブ間 载荷	S09 Uリブ間 载荷	S17 Uリブ間 载荷	S17 Uリブ間 载荷	S25 Uリブ 縦桁間 载荷
Uリブ厚 (mm)	8		8		6	

注) () 内の数値はW2の最大主応力を1.0としたときの比率を表す。

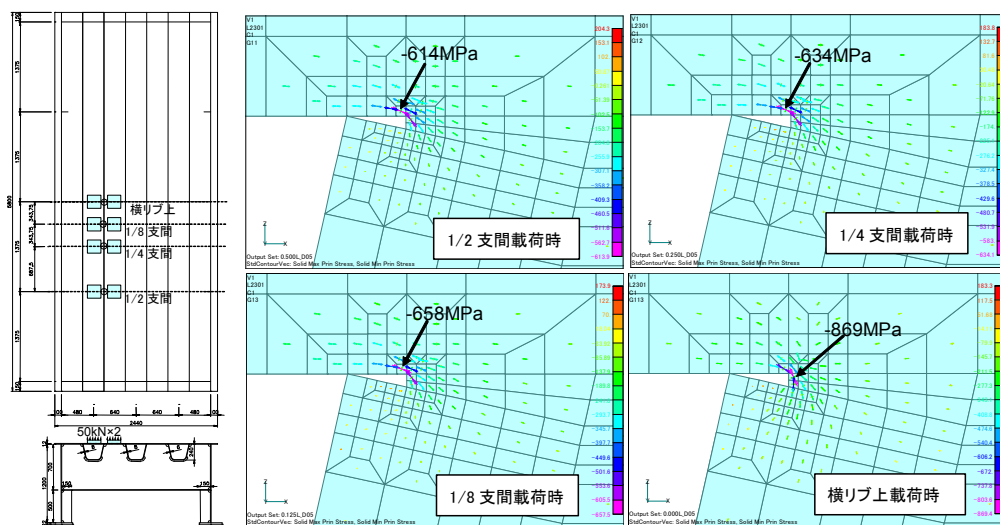
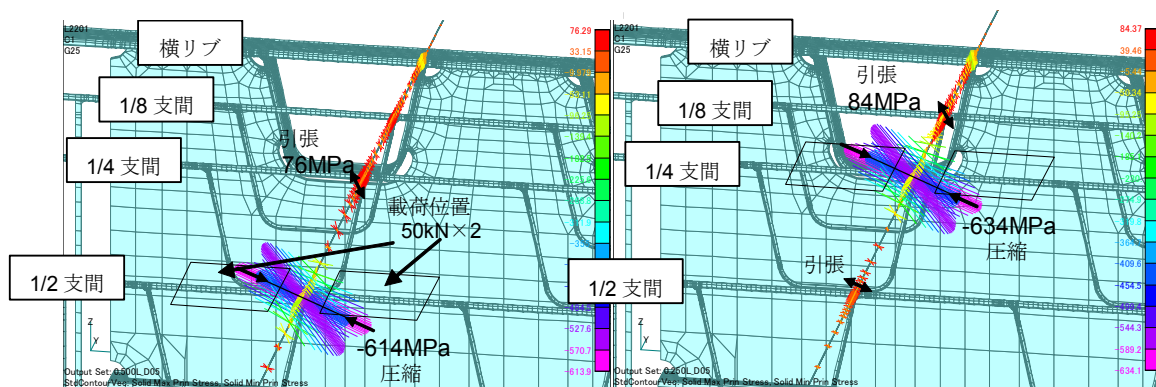


図-2.18 輪荷重直下のW2 溶接ルート付近の主応力（ダブルタイヤ挟み込み载荷時）



(a) 1/2 支間位置に荷重した場合

(b) 1/4 支間位置に荷重した場合

図-2.19 輪荷重による W2 溶接ルート部の橋軸方向の主応力の変化 (ダブルタイヤ挟み込み荷重時)

て、それぞれの荷重位置直下ルート部 (W2) の最小主応力を示す。U リブ支間部荷重時の応力は横リブに近づくに従い微増しているが、応力方向は概ね同じである。一方、横リブ直上荷重時は、横リブウェブで局部変形が拘束されるため U リブ支間部荷重時と比較して応力が高い。

図-2.19 に、橋軸方向荷重位置を 1/2, 1/4 支間位置とした場合の、荷重位置直下及び橋軸方向前後のルート部 (W2) の主応力の変化を示す。着目部の前後では、主応力方向の変化により、値は小さいものの引張が作用している。1/2 支間位置に荷重した場合、荷重中心より 600mm 程度の位置で最大主応力 76N/mm^2 が生じている。

(3) 横リブ間隔の影響

図-2.20 に、輪荷重移動荷重時 (幅員方向荷重位置は表-2.5【横リブ間隔】参照) の 1/2 支間断面のルート部のデッキプレート側最小主応力の変化を示す。荷重位置 x はタンデム軸の中心位置と 1/2 支間位置との距離としている。荷重が着目断面 (1/2 支間) 直上に荷重された場合には、横リブ間隔が 2500mm では -619N/mm^2 , 3500mm では -609N/mm^2 の最小主応力が生じている。一方、直上荷重でない場合には、横リブ間隔が 2500mm では 70N/mm^2 , 3500mm では 79N/mm^2 の最大主応力が生じており、応力範囲は同程度であるが、横リブ間隔が大きい方が直上荷重でない場合の引張応力が若干大きい結果となっている。

(4) 溶接溶込み量の影響

図-2.21 に、U リブ支間中央における、ダブルタイヤの挟み込み荷重に対して溶接の溶け込み量を変えた場合のルート部の主応力を示す。両モデルともに、ルート部の最小要素サイズが 0.25mm 程度になるようにモデルを作成し、U リブ厚に対して溶接サイズは同じとした上で、溶け込み量を 80%, 25% と変化させている。ルート部の形状が異なるので応力比較の信頼性には多少難があるが、ダブルタイヤに挟まれた溶接部 (W2 部) では、溶接溶込み量によらずデッキプレート側の 3 要素の主応力は同程度であり、最小主応力は -600N/mm^2 程度になっている。したがって、デッキ進展き裂の発生に対しては、溶接溶込み量の影響は比較的小さいものと推察される。

一方、左端の溶接部 (W1 部) では溶込みが 80% の場合に、デッキプレート側の 3 要素で -448N/mm^2 ,

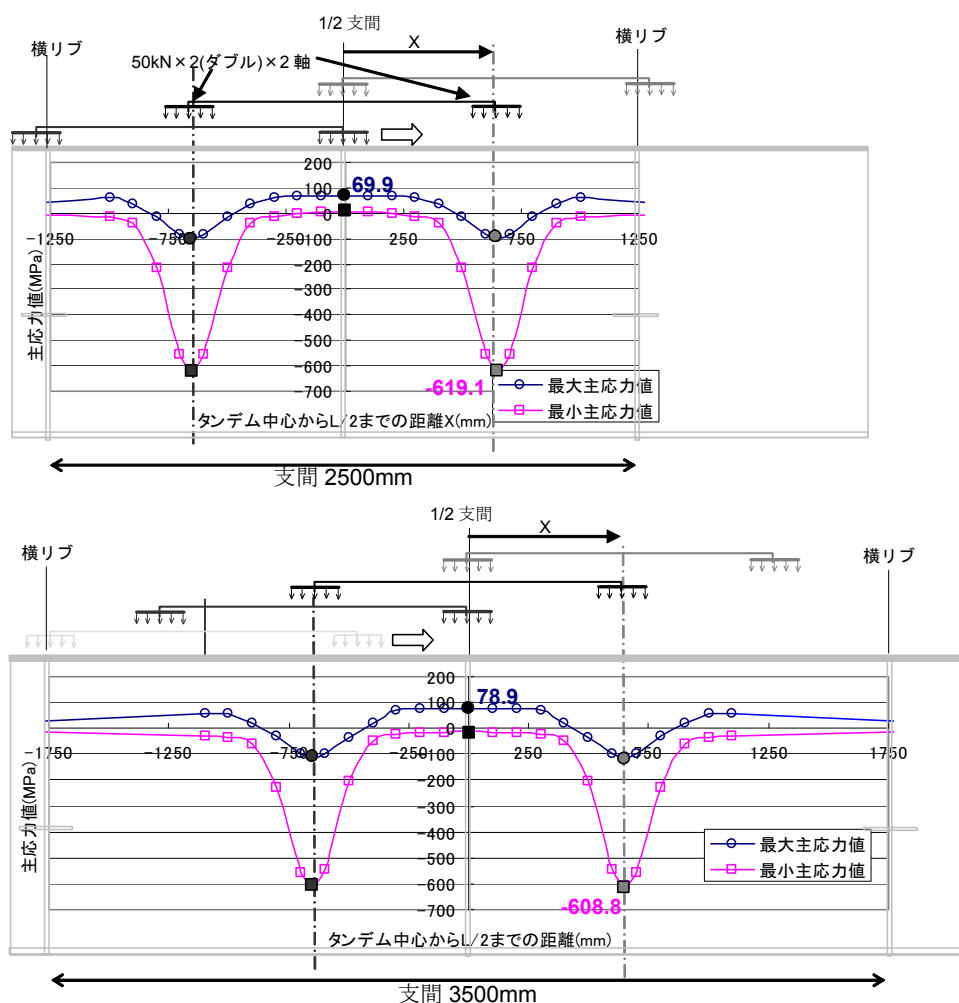
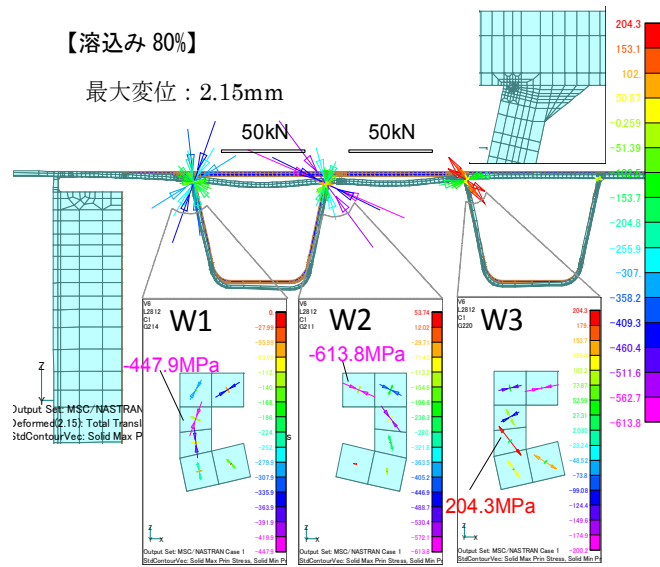


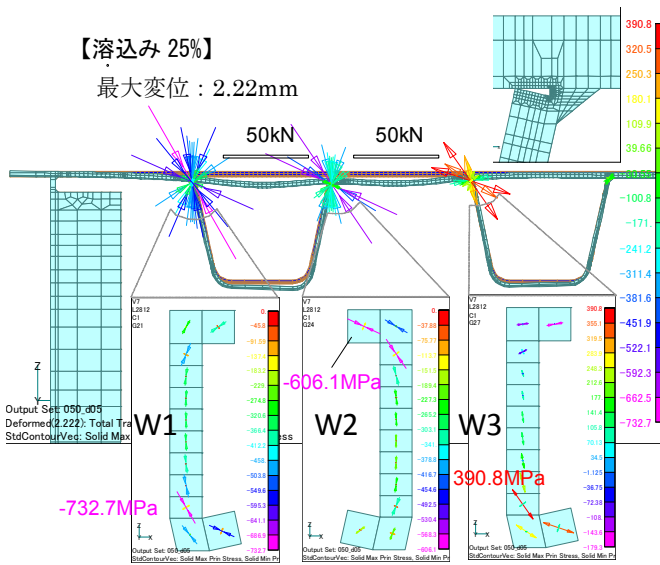
図-2.20 横リブ間隔に着目した 1/2 支間断面ルート部主応力の変化

溶込みが 25% の場合に、ビード側の 3 要素で 733N/mm^2 の最小主応力を生じている。溶込み量が減少し、のど厚が小さくなることで、ビード側の最小主応力の大きさは大幅に増加するとともに、溶込み量 25% ではビード内に進展する方向の最小主応力が厳しくなる傾向にある。また、右端の溶接部 (W3 部) では、溶込みが 80% の場合に 204N/mm^2 、溶込みが 25% の場合に 391N/mm^2 の最大主応力を生じており、溶込みが 25% の場合に 2 倍程度になっている。なお、W1 部と W3 部では応力の正負も異なり、幅員方向の载荷位置により正負交番による複雑な応力性状となることが考えられる。幅員方向の载荷位置と実際のき裂の発生状況との関係付けについてはこれまでも明確にされていないが、これは溶接の溶込み量の違いによるルート部応力への影響が大きいことによるものと考えられる。

道示ではビード進展き裂への対策として溶込み量を 75% と規定しているが、以上の結果を踏まえると、同き裂の抑制に有効な対策と言える。一方、溶込みを確保してもデッキ進展き裂に影響を与えるデッキプレート側の応力性状はほとんど変わらない。このため溶込み (のど厚) を確保した場合には、ビード進展き裂よりもデッキ進展き裂の方が相対的に早めに発生する可能性があるものと推察される。



(a) 溶込み量 80%



(b) 溶込み量 25%

図-2.21 デッキプレートとUリブ溶接ルート部要素の主応力

2.5 まとめ

本章では、デッキ進展き裂の報告事例を基に、損傷の発生傾向を分析した。また、損傷事例を踏まえ、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験を行い、き裂の再現及び進展挙動の分析を行った。さらに、载荷条件、横リブ間隔、Uリブ厚、溶込み量をパラメータとしたFEM解析を行い、構造的な発生要因の分析を行った。以下に、本章で得られた主な結果をまとめる。

- (1) デッキ進展き裂については、供用開始から10～30年程度でデッキ上面まで貫通するき裂が発生して

いること、累積大型車交通量では1200（万台/車線）を超えたあたりから発生していることを示した。また、損傷箇所は輪荷重が常時載荷される位置直下の溶接部であり、概ね大型車のダブルタイヤが跨ぐ位置であった。き裂は、横リブ交差部と一般部の両方の位置に発生しており、損傷箇所のデッキプレート厚のほとんどは12mmであった。

(2) デッキプレートとUリブの溶接部を輪荷重が跨ぐ載荷条件で、輪荷重走行試験を行った結果、デッキプレートの貫通には至らなかったものの、実橋でのき裂と同様の発生形態のき裂が溶接ルート部から発生することを示した。また、鋼床版の表面からのき裂の発生も確認された。

(3) FEM解析より、ダブルタイヤによる挟み込み載荷の場合に、き裂の起点のルート部に高い圧縮応力が作用しており、き裂の発生には載荷位置の影響が大きいことを示した。また、Uリブ厚、横リブ間隔の影響については大きいものではないことを示した。さらに、溶接の溶込み量に関して、デッキ進展き裂の発生に支配的な応力への溶込み量の影響は比較的小さいものの、ビード進展き裂の発生に対しては、相対的に厳しくなる可能性があることを示した。従って、溶接の溶込み量を確保し、のど厚を大きくすることが、ビード進展き裂の発生抑制に有効な対策と言える。

【参考文献（第2章）】

- 1) (社)土木学会：鋼構造シリーズ19 鋼床版の疲労，pp.63～75，2010.12.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(社)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－実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討－，国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書，第471号，pp.1-7-1-24，2008.8.
- 3) 村越潤，梁取直樹，宇井崇：鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.19-37，2007.8.
- 4) 吉川直志，伊東昇，大塚敬三，町田文孝，三木千壽：Uリブを用いた鋼床版の疲労損傷事例，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，I-277，pp.553-554，2002.9.
- 5) 高田佳彦，平野敏彦，坂野昌弘，松井繁之：阪神高速道路における鋼床版の疲労損傷と要因分析の検討，第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，(社)土木学会，pp.253-258，2006.7.
- 6) 平林泰明，牛越裕幸，木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.39-53，2007.8.
- 7) 児玉孝喜，緑川和由，玉越隆史，村越潤，山本洋司，一瀬八洋，大田孝二：大平高架橋の鋼床版におけるSFRC舗装によるひずみ低減効果，第6回道路橋床版シンポジウム論文報告集，(社)土木学会，pp.111-120，2008.6.
- 8) Pierre Mehue：Repair Procedures for Cracks in Steel Orthotropic Deck, Proceedings of the 3rd International Workshop on Bridge Rehabilitation, the Technical University Darmstadt and the University of Michigan, 1992.6.
- 9) 井口進，山田健太郎，川畑篤敬：オランダにおける鋼床版疲労損傷の補修・補強事例の調査，橋梁と基礎，Vol.40，No.6，pp.43-48，2006.6.
- 10) 上坂健一郎，村野益巳，中野博文，斎藤豪：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回年次学術講演会講演概要集，I-172，pp.343-344，2011.9.
- 11) 村越潤，梁取直樹，遠山直樹，宇井崇，石澤俊希，小菅匠：鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート厚板化の効果に関する検討，土木研究所資料，第4224号，2012.3.
- 12) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3.
- 13) 藤原稔，岩崎泰彦，田中良樹：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討，土木研究所資料，第2539号，1988.1.
- 14) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ：鋼床版橋梁の疲労耐久性技術に関する共同研究（その2）報告書－SFRC舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験（分冊2/2）－，共同研究報告書，第398号，2009.10.
- 15) 菅沼久志，三木千壽：鋼床版のデッキプレートとトラフリブ間の縦方向溶接部の疲労に対するEFFECTIVE NOTCH STRESSによる評価，土木学会論文集A，Vol.63，No.1，pp.35-42，2007.1.
- 16) 森猛，嶋原志保，中村宏：溶接溶込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験，土木学会論文集A，Vol.62，No.3，pp.570-581，2006.7.

第3章 鋼床版デッキプレート進展き裂検出のための超音波探傷法の提案と性能評価

3.1 概説

鋼床版デッキプレートとUリブの溶接部を起点とするデッキ進展き裂¹⁾²⁾は、目視点検では発生・進展過程を直接確認できないため、貫通する前にき裂を発見するには、非破壊検査技術を適用する必要がある。き裂の有無を検出でき、その深さを定量的に推定可能な方法としては、現状ではデッキプレート下面側からの超音波探傷法が唯一の方法と考えられる(図-3.1)。

このき裂の検出には、実用性の観点から一探触子パルス反射法を用いた探傷法の適用が検討されており³⁾¹⁰⁾、既に現場に適用されている方法もある。例えば、著者らは、塗膜を除去した鋼材表面の状態では、クリーニング波探触子、70度斜角探触子及びSH表面波探触子においても、ある程度の深さ以上のき裂の検出が可能であること、実橋の場合、探傷条件によっては検出性能の信頼性・客観性や実用性の観点から適用上留意すべき課題があることが確認されている^{1),3),11)}。村野らは集束型の70度斜角探触子と専用治具を用いて、直射法により深さ6mm程度以上のき裂を効率的に探傷する方法を提案し、都市内高速道路のき裂点検に適用している⁴⁾。

一方、初期の段階の浅いき裂を確実に検出する方法として屈折角の大きい探触子の適用が考えられ、屈折角を臨界屈折角に近づけた横波斜角探触子が有効な手段と考えられる。ただし、この場合、探触子を前後走査してもエコーの最大値を得ることはできず、き裂の検出にはき裂からのエコーの高低を利用することが必要となる。エコー高さには、感度補正に用いる基準試験片と塗装された鋼床版デッキプレート(以下、被調査物)の探傷面の状態(表面の凹凸、塗装の状態)の相違や音速の相違の影響が含まれる。これまでの感度補正法(V透過法¹²⁾)の場合、鋼床版下面からの探傷条件下では、これらの感度変化に対して必ずしも信頼性の高い補正ができるとは言い難い。

このような背景の下、鋼床版デッキプレート内に発生した浅いき裂を確実に検出するために、臨界屈折角に近づけた横波斜角探触子を対象として、デッキプレートの探傷面の状態に応じて感度補正が



図-3.1 超音波(手動)探傷によるデッキ進展き裂の調査状況

可能な探傷法（以下、臨界屈折角探傷法）を提案した¹¹⁾。

本章では、まず3.2において超音波探傷法としての要求性能・仕様及び本研究における検討項目を整理するとともに、3.3において対象とした探触子の概要と提案する感度補正方法について説明する。次に3.4、3.5において同探触子による塗装試験片及び模擬き裂試験体を用いた探傷試験結果に基づき、被調査物の探傷面の状態に対する感度補正方法の有効性を検証するとともに、き裂深さとエコー高さの関係を分析することにより、き裂の検出性能を示す。また、3.6においてき裂の発見された実橋鋼床版における探傷試験結果を示し、本探傷法の実橋への適用性を示す。最後に既往の一般的な超音波探傷法とのき裂検出性能の比較を行う。

3.2 超音波探傷法としての要求性能と検討項目

3.2.1 探傷法の要求性能・仕様

臨界屈折角探傷法の検討にあたって、検出性能及び実用性の観点から、探傷法に必要とされる性能・仕様の目標を以下のとおり設定した。

- a) 板厚方向深さ 3mm 程度のごく浅いき裂を直射法により確実に検出可能であること
- b) 上記 a) の前提の下で、以下の要件を満たす客観性・実用性の高い方法であること
 - ・塗膜を除去せずに、塗膜上から探傷可能であること
 - ・デッキプレート下面側から比較的簡易に探傷可能であること

a) に関して、き裂はできる限り進展初期の段階で検出することが望ましいが、浅いき裂の場合には必然的にき裂以外からのエコーによる誤検出の可能性も高くなる。一探触子パルス反射法を前提とした場合、実橋での既往の探傷事例を踏まえると、深さ 1～2mm 程度のごく浅いき裂をルート部等からのエコーと識別するのは困難と判断し、深さ 3mm 程度のき裂を検出することを目標とした。下里ら¹³⁾は、デッキ進展き裂を鋼床版試験体に発生させ、そのき裂（板厚方向高さ 7.5mm、橋軸方向長さ 62mm）を残した状態で SFRC 舗装を施工し、輪荷重走行試験（輪荷重 69kN で 400 万回載荷）を行い内在き裂の進展が見られなかったとしている。対策未実施でのき裂の進展速度に関しては、十分な知見が得られているわけではないが、き裂深さに若干の余裕を考慮しても、その半分以上の 3mm というき裂深さは、発見後の SFRC 舗装による対処の観点からも検出性能として対処可能な概ね妥当な数値と考えられる。

また、同探触子による探傷には、探触子からの入射波を直接き裂に当てる直射法を前提とした。これは、実橋では舗装下のデッキプレート上面には腐食による凹凸や舗装打替時のきず等が存在する場合が多く、平坦とは限らないので、デッキプレート下面からの一回反射法では信頼性が劣る可能性があることを考慮したためである。

b) に関して、現場での作業性を確保しつつ、客観性・信頼性を向上させるためには、エコー高さに含まれる誤差を極力抑えた探傷法とする必要がある。デッキ進展き裂の場合、デッキプレート下面側からの上向き探傷となり、膨大な溶接線長の調査が想定されることから、作業性の点で自動または半自動走査（探触子の走査が手動であり、探触子位置の座標及びエコー高さのデータ収録が自動的に行えるもの）による探傷によることとした。また、入射角の調整を行うことができ、探傷時に接触圧

の影響を受けない客観性・再現性の高い探傷とするために、探傷法としては探触子とデッキプレート下面の間に、接触媒質を介して 0.3mm 程度の一定厚の隙間を設ける方法（ギャップ法）を採用した。後述する感度補正の際に、このギャップを利用することにより屈折角の調整を行うことが主目的であるが、ギャップ法の場合、直接接触法に比べて探触子の走査が容易であり、比較的高速に走査しても安定したエコーが取得できるという利点がある。

3.2.2 き裂の検出性能向上のための課題と検討項目

本研究で対象とする浅いき裂の場合には、探触子を前後走査してエコー高さのピーク位置を捉えることは難しく、き裂深さの推定には主たる情報であるき裂からの反射エコーの高低を利用することが実用的と考えられる。ただし、き裂深さの推定にエコー高さを用いることは、エコー高さに各種の誤差が含まれるため、超音波探傷法としての標準的な適用方法とは言い難い。前述の探傷法の要求性能・仕様を満たすためには、エコー高さに含まれる種々の誤差を極力小さくし、測定精度を向上させる必要がある。ここで、誤差の要因には主に以下の影響が考えられる。

- a) 感度調整用の基準試験片と被調査物の音速の相違
- b) 感度調整用の基準試験片と被調査物の探傷面の状態（表面の凹凸、塗装の状態）の相違
- c) 対象とする個々のき裂の状態（傾き、形状等）の相違

a) について、斜角探傷では、一般に同型式の斜角探触子 2 個を用いた透過法により探傷屈折角と探触子間距離を測定し STB 屈折角（JIS 標準試験片を用いて測定した屈折角）¹²⁾との違いと鋼材音速の違いを補正するか、もしくは横波垂直探触子を用いて板厚方向の鋼材音速の相違を測定し屈折角および鋼材の音速の違いを補正する方法が適用されている¹²⁾。前者の透過法では、ビーム路程が長くなることに伴うビーム幅の広がりによってパルス高さの最大が得られる探触子の間隔調整に誤差が含まれやすい。後者は板厚方向の音速を測定するものであり、測定すべき音速の方向と異なるという課題が挙げられる。音速に誤差が含まれると、Snell の法則で決定される屈折角が異なるため、ビーム中心軸がずれることによりエコー高さが変化するだけでなく、エコーの位置からき裂の位置を幾何学的に推定する際の誤差が生じる。

b) について、表面状態や音響インピーダンス（音速と密度とを乗じて得られる、弾性体における超音波等の弾性波の伝わり難さを表すパラメータ）が被調査物毎に異なるため、超音波の伝達損失の程度が異なる可能性がある。特に塗膜については橋梁毎に種類、厚さ、表面粗さ等が異なり、これらがエコー高さの測定精度に影響を与える。現状では、前述の透過法によって伝達損失の違いを補正する方法が適用されている¹²⁾が、a) と同様の課題が挙げられる。

c) については、上記 a), b) の影響を極力抑えた探傷法の適用を前提とした上で、実際の疲労き裂もしくはそれに近い模擬き裂に対して、エコー高さとき裂深さを定量的に関連付けるのが最も妥当な方法と考えられる。

以上より、上記 a) ～c) の 3 項目の影響を極力排除するために、本研究では以下の 2 項目について検討を行った。

- i) 疑似表面 SV 波を活用することによる、被調査物の探傷面の状態に対するエコー高さ計測の精度向上方法の検討
- ii) き裂深さとエコー高さの相関性の分析による、適切な探傷位置（溶接線からの距離を一定に保

った状態での走査を前提とした場合の探触子位置)，き裂の検出性能，深さ推定精度の検討

3.3 臨界屈折角探傷法の概要

3.3.1 対象とするデッキ進展き裂と探傷イメージ

図-3.2 に，鋼床版デッキ進展き裂の概要と臨界屈折角探傷法による探傷イメージを示す．本研究では，臨界屈折角に近づけた横波斜角探触子と，その傾きを変えられる治具（以下，探触子ホルダ）を組合せることにより，屈折角を臨界屈折角近傍になるように微調整可能とした探触子を用いている．図-3.3 に角度調整機能を有する探触子ホルダの寸法形状と角度調整状況を示す．この探触子を本研究では臨界屈折角探触子と呼ぶこととする．この臨界屈折角探触子は，Snell の法則より算出される屈折角を管理して製作しており，鋼材の音速のばらつきを考慮し，入射角を 45.8 度（ただし，くさび材のポリスチレンの縦波音速 2,339m/s 及び製作誤差 ± 0.3 度を考慮）としている．なお，図-3.2 中では，横波（以下，SV 波）以外に表面波と疑似表面 SV 波（3.3.2 に詳述）が存在するが，これらはき裂の探傷に用いていないため図中には記載していない．

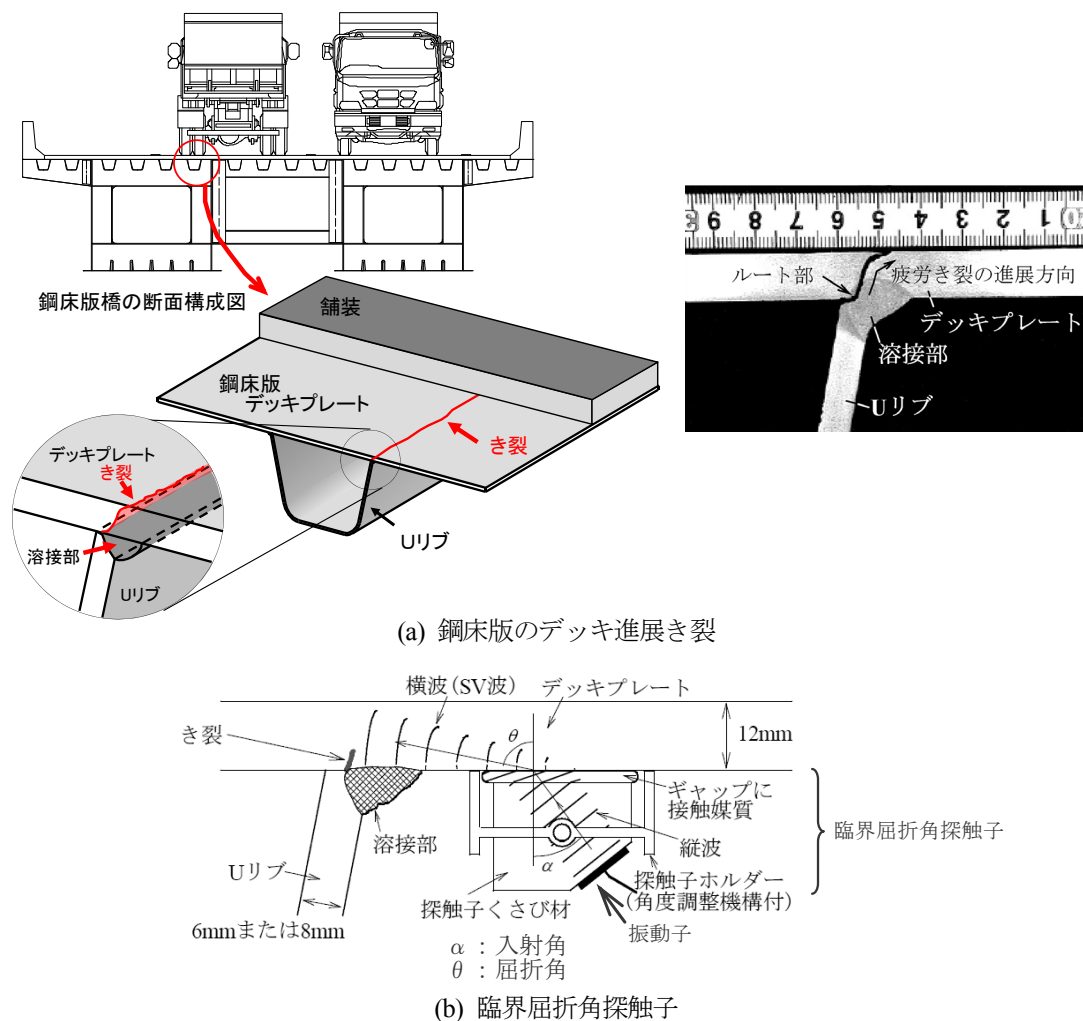
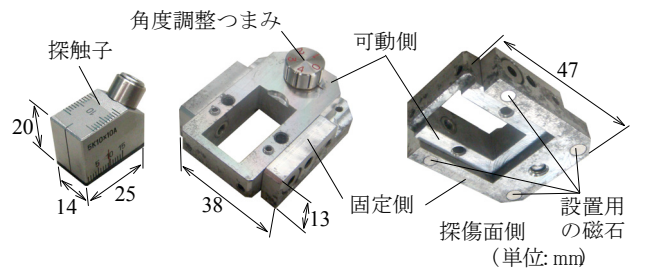
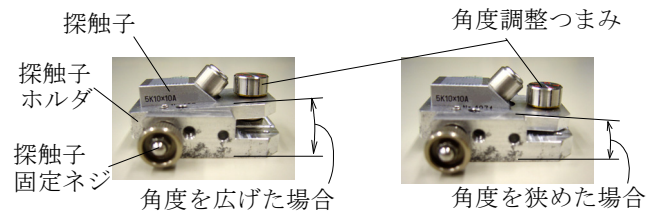


図-3.2 鋼床版デッキ進展き裂の概要と臨界屈折角探傷法による探傷イメージ



(a) 外観と寸法形状



注) わかりやすく示したものであり、実際の角度の調整量とは異なる。

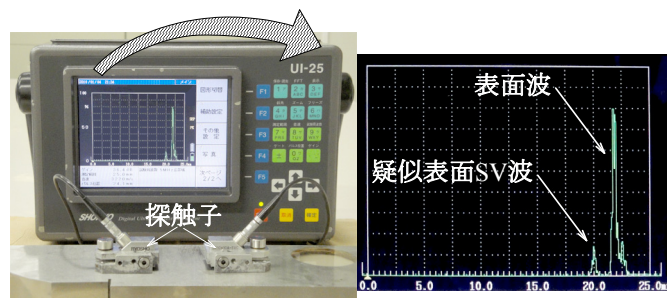
(b) 外観と寸法形状

図-3.3 試作した探触子ホルダの外観と寸法形状及び角度調整の状況

3.3.2 提案する感度補正方法

(1) 疑似表面 SV 波の送受信

SV 波の屈折角を臨界屈折角に近づけた探触子を鋼試験片の上に 2 個対向させて設置した場合、SV 波の伝搬に伴って鋼材表面を伝搬する透過パルスを送受信できることが報告されている¹⁴⁾。この様子を、臨界屈折角探触子を用いて再現した試験状況について、図-3.4 に示す。試験体表面には表面波 (Rayleigh 波) が伝搬する。この時、受信探触子では表面波よりも早く、かつ SV 波の伝搬に伴って音速が等しい信号 (図(b)の表面波の左側の波形) が受信される。SV 波は表面を伝搬しないので、この信号を SV 波と呼ぶのは適当ではなく、また表面波とも異なる。そこで、本研究では、この信号を疑似表面 SV 波と称して説明する。なお、表面波の場合、伝搬メカニズムから、実務的には接触媒質を付けた指などを探触子前面の鋼材表面に付けたり離したりする動作によりエコー高さが増減する。これに対して疑似表面 SV 波の場合、鋼中を伝搬するため、同様な動作を行ってもエコー高さは増減



(a) 臨界屈折角探触子を対向させた状態 (b) A スコープ画像

図-3.4 透過法により疑似表面 SV 波が得られる状況

しない。このように表面波と疑似表面 SV 波は、音速や性質が異なるものであるといえる。

SV 波と同様に、疑似表面 SV 波の振幅は、探触子と接触する被調査物の表面状態に依存する（これについての確認実験は 3.4 で述べる）。例えば探傷面が滑らかな場合には大きくなり、粗い場合には小さくなる。すなわち疑似表面 SV 波の振幅は、探傷面が超音波に及ぼす影響を定量的に表す指標として用いることができ、この特性を利用することにより、探傷面の状態による感度変化を補正する。

(2) 入射角の調整

探傷時の屈折角は被調査物の音速により変化する。この屈折角の変化に対して疑似表面 SV 波の振幅は変化する。すなわち、疑似表面 SV 波の振幅は、被調査物の表面状態だけではなく、被調査物の音速にも依存する。

音速による振幅変化を抑制するには、被調査物の音速に依らず屈折角を一定に保つ必要がある。そこで、図-3.5 に示すように探触子間距離を一定にした状態で入射角を微調整することにより、被調査物の音速に依らずに屈折角を一定に保つ手法を考えた。図中の探触子ホルダーに設けた角度調整機構を用いて、送信および受信探触子の入射角を微調整することにより屈折角を変化させ、疑似表面 SV 波の振幅を最大にする。振幅が最大になる入射角で探触子を固定すれば、被調査物の音速に依らず屈折角は一定となる。その結果、疑似表面 SV 波の振幅は被調査物の表面状態のみに依存することになる。なお、入射角は接触媒質を介した隙間内で、探触子の傾きを変えることにより約 ± 0.8 度の範囲で微調整可能（ネジ式の調整つまみを回転させる機構のため調整間隔は無段階）とした。

(3) 感度補正の手順

臨界屈折角探傷法では、疑似表面 SV 波の振幅を用いて感度補正を行うことで、感度補正用の基準

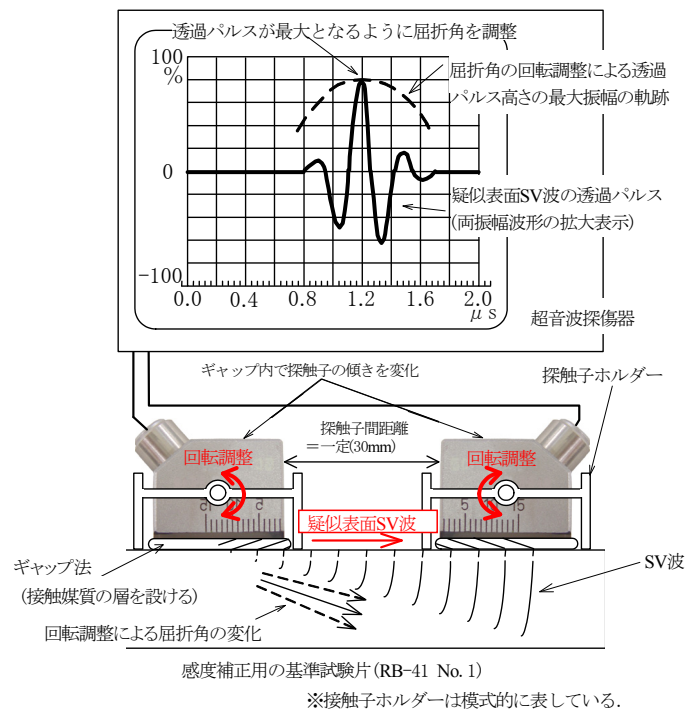


図-3.5 疑似表面 SV 波を用いた屈折角の調整方法

試験片と被調査物間における表面状態の差異（塗装の種類など）や鋼材音速の差異に依存しない探傷結果が得られる。探傷手順を、図-3.6 を参照しながら以下に示す。

Step1: 疑似表面 SV 波による基準試験片での入射角の調整

感度補正用の基準試験片の上に 2 個の探触子を対向させて設置し、探触子ホルダの角度調整機構により疑似表面 SV 波の振幅が最大となるように入射角を調整する（図-3.6(a)）。

Step2: 探傷に用いる SV 波のエコー高さ区分線の作成

超音波探傷器の MA 表示¹⁵⁾ 機能を利用して、感度補正用の基準試験片 RB-41¹³⁾ の標準穴（深さ 5mm の $\phi 3\text{mm}$ の横穴）に対して探触子を前後走査（横穴端から探触子前面までの水平距離が約 5～35mm の範囲を走査）したときに得られる SV 波の MA 表示（A スコープのピークを連ねた表示）を作成し、これを H 線とする。H 線-6dB を M 線，H 線-12 dB を L 線とし、これら L 線，M 線，H 線をエコー高さ区分線とする。

Step3: 疑似表面 SV 波による被調査物での入射角の調整

被調査物のデッキプレートで、Step1 と同様に、疑似表面 SV 波の振幅が最大となるように入射角を調整する（図-3.6(b)）。この際、2 個の探触子間隔は Step1 と同じとする。

Step4: 被調査物の探傷感度の算出

Step1 と Step3 で得られた疑似表面 SV 波の振幅から感度差（鋼材表面の状態の違いによる超音波の伝達効率の違い）を求め、基準試験片での感度に補正値を加え、被調査物の探傷感度として使用する。

Step5: SV 波を用いた被調査物の探傷

一探触子法の設定に変えて、SV 波を用いて被調査物のき裂探傷を行う。この際、角度調整機構により調整した入射角は Step3 での状態で固定した状態で探傷を行う。

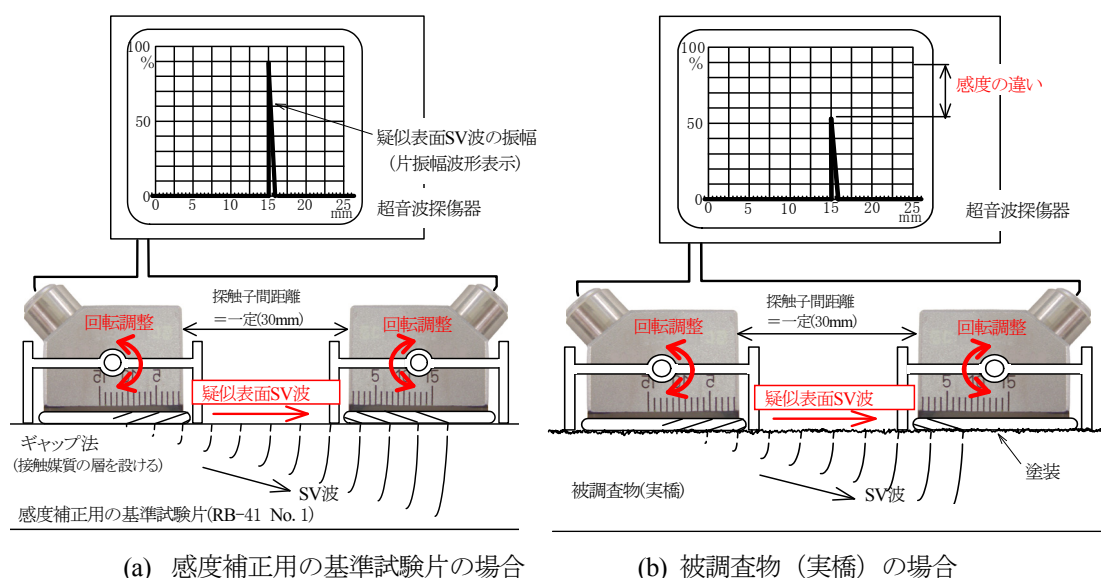


図-3.6 疑似表面 SV 波の振幅の比較

3.4 塗装試験片の探傷試験による感度補正の効果の検討

各種の塗装を施した鋼材試験片を用いた探傷試験により鋼材表面の塗装がエコー高さに及ぼす影響を把握するとともに、疑似表面 SV 波による感度補正方法の効果の検討を行った。

3.4.1 試験片

図-3.7 に塗装試験片の形状寸法（長さ 400mm、幅 45mm、厚さ 10mm）を示し、表-3.1 に塗装仕様を示す。塗装試験片は平面度の確保および黒皮の除去のために、SM490A 材の板厚 12mm の両面をフライス切削装置により 25 μ mRy 以下の精度で板厚 10mm に均等に切削加工後に塗装を施して製作した。塗装仕様は、既設鋼床版に使用されている 6 種類の塗装系^{16),17)}とした。各塗装系の塗膜厚について、実橋での塗膜厚のばらつきを想定し、塗装なし、標準塗膜厚^{16),17)}の 1 倍、2 倍および 3 倍（それぞれ塗膜厚 a, b, c）を目標とした場合の 4 ケースとした。塗装は実橋に適用されるスプレー塗装機により行った。

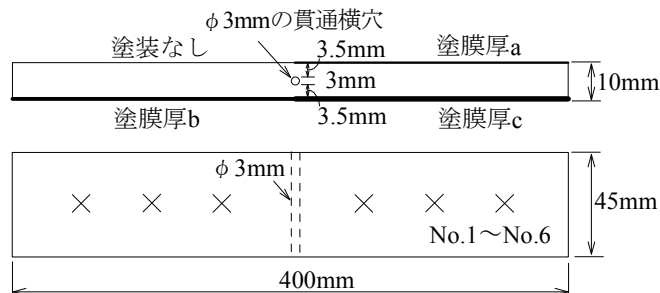
図-3.8 に各塗装系の塗膜厚を電磁膜厚計により計測した結果の平均値（計測位置は図-3.7 参照）を示す。なお、E 系の塗装については、塗装の性質上塗膜厚を増やすことが困難であったので、目標とした膜厚と大きく異なる厚さとなった。各試験片の板厚中央（深さ 5mm 位置）には、基準試験片 RB-41 の標準穴（深さ 5mm 位置に ϕ 3mm の貫通横穴）と同じ仕様の標準穴を設け、この標準穴に対するエコー高さを比較することにより、塗装状態がエコー高さに及ぼす影響を検討した。

表-3.1 塗装試験片の塗装仕様

塗装 試験片	塗装系	前処理	工場塗装					現場塗装		塗膜厚 合計
		プライマー	2次素地調整	下塗り	ミストコート	下塗り	下塗り	中塗り	上塗り	
No.1 ¹⁶⁾	B-1系 (外面)	長ばく形エッチング プライマー 15	動力工具処理	鉛系さび止め ペイント1種 35	—	鉛系さび止め ペイント1種 35	フェノールMIO 塗料 45	塩化ゴム系 塗料 35	塩化ゴム系 塗料 30	180
No.2 ¹⁶⁾	C-1系 (外面)	ジンクリッチ プライマー 15	ブラスト処理	厚膜形ジンクリッチ ペイント 70	ミストコート	塩化ゴム系 塗料 45	塩化ゴム系 塗料 45	塩化ゴム系 塗料 35	塩化ゴム系 塗料 30	225
No.3 ¹⁶⁾	D系 (内面)	無機ジンクリッチ プライマー 15	—	タールエポキシ 樹脂塗料 80	—	タールエポキシ 樹脂塗料 80	タールエポキシ 樹脂塗料 80	—	—	240
No.4 ¹⁷⁾	E系 (内面)	ジンクリッチ プライマー 15	ブラスト処理	厚膜形ジンクリッチ ペイント 70	—	—	—	—	—	70
No.5 ¹⁷⁾	C-4系 (外面)	無機ジンクリッチ プライマー 15	ブラスト処理	無機ジンクリッチ ペイント 75	ミストコート	エポキシ 樹脂塗料 60	エポキシ 樹脂塗料 60	ふっ素樹脂 塗料 30	ふっ素樹脂 塗料 25	250
No.6 ¹⁷⁾	D-4系 (内面)	無機ジンクリッチ プライマー 15	動力工具処理	—	—	—	—	変性エポキシ 樹脂塗料 120	変性エポキシ 樹脂塗料 120	240

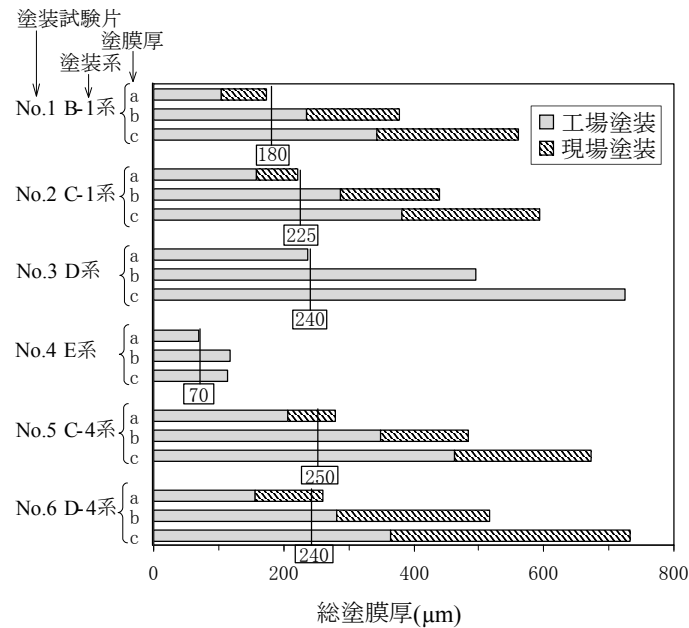
注1) 表中の数値は塗膜厚を表す。単位はmm。乾燥時間は、便覧に示される仕様を満足させた。

注2) プライマー塗布前の処理は、すべてブラスト処理としている。



注) 記号×: 塗膜厚の計測位置(各面で3点)

図-3.7 塗装試験片の形状寸法



注) 図中の四角で囲んだ数値は、標準仕様の塗膜厚

図-3.8 各塗装系の塗膜厚の計測結果

3.4.2 試験方法

探触子には、周波数が5MHzで大きさが10×10mmの広帯域の振動子を有する臨界屈折角探触子を用いた。図-3.9に周波数特性を示す。これは、基準試験片STB-A1¹⁸⁾の100Rを反射源にした場合のエコー波形とその周波数スペクトルである。探触子は、設計仕様で想定した特性をほぼ再現していることを確認した。

まず塗装試験片No.1～No.6の各塗装系の塗装なし、塗膜厚a, b, cに対して、3.3.2に示した感度補正方法を適用し、疑似表面SV波の受信感度を測定した。次に、図-3.10に示すように各試験片の各塗膜厚に対して、探触子の前後走査を行い、試験片の標準穴からのMA表示により探傷結果を記録した。なお、探触子の走査にはスキャナを用い、0.2mmピッチで記録（全波形収録）した。また、感度補正方法を適用しない場合についても同様の測定を行い、感度補正を行った場合の効果を比較し

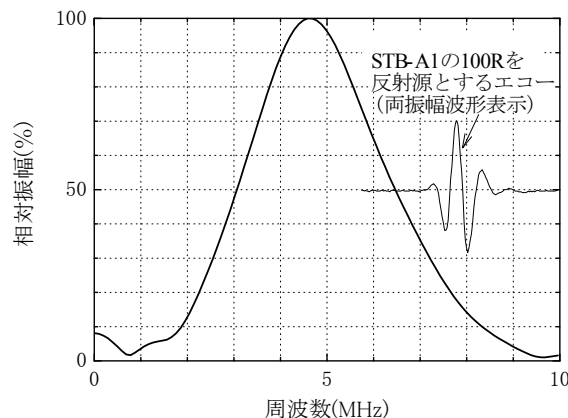


図-3.9 臨界屈折角探触子の周波数特性

た．なお，SV 波音速は，塗装試験片（6 体）では 3,221～3,269m/s，基準試験片 RB-41 では 3,243m/s であった．これらの音速は，図-3.10 に示す探触子間距離（30mm）に対して，疑似表面 SV 波の透過パルスが通過する時間を計測して求めた屈折角 90 度方向の値である．

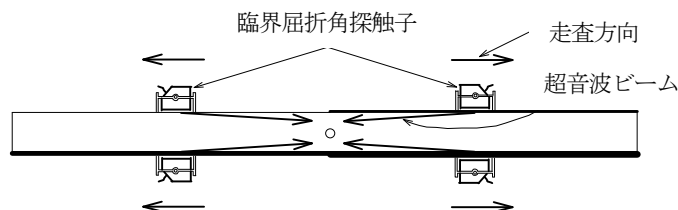


図-3.10 探傷試験の方法

3.4.3 試験結果

表-3.2 に，基準試験片 RB-41 で受信された疑似表面 SV 波を基準とした感度補正值を示す．値が負になっているものは，RB-41 よりも感度が高いものである．

塗装試験片 No.3 を例に，感度補正の効果を以下に示す．図-3.11 に，感度補正しない場合および感度補正した場合の試験片 No.3 における標準穴からの MA 表示を示す．感度補正值は，表-3.2 に示した値を用いた．図中には RB-41 の標準穴からの MA 表示も併せて示している．塗装の影響により試験片毎にエコー高さが大きく変動していること，感度補正によりエコー高さがほぼ同じになる状況がわかる．

表-3.2 各塗装試験片の感度補正值

塗装試験片	塗装系	感度補正值(dB)		
		塗膜厚a	塗膜厚b	塗膜厚c
No.1	B-1系	4.4	2.4	4.6
No.2	C-1系	-1.2	-3.7	-1.3
No.3	D系	2.9	8.6	10.3
No.4	E系	4.1	0.8	-1.9
No.5	C-4系	-3.5	-0.6	1.7
No.6	D-4系	3.5	9.4	11.0

図-3.12 に，各試験片の塗膜厚に対して感度補正の実施・未実施の場合の塗膜厚と，ビーム路程 27mm のエコー高さ比の関係をまとめて示す．感度補正後のエコー高さ比が 0dB に近いほど，RB-41 と塗装試験片との間の感度補正が適切に行われていることを意味する．なお，塗装なし（塗膜厚 0μm）の感度補正後の値についても，エコー高さ比のばらつきがわずかにみられ，実験誤差等の影響と考えられる．

感度補正を行わない場合，エコー高さ比は+3～-12dB 程度の感度のばらつきが見られる．一部のデータでは塗装がある方が大きなエコーとなった結果もあるが，概ね塗膜厚が厚くなるほどエコー高さが減少する傾向が見られる．一方，感度補正を行った場合，+1～-3dB 程度以下にエコーのばらつきが抑えられている．したがって，疑似表面 SV 波を用いることにより感度補正は可能といえる．

なお、塗膜厚に関しては、実橋の場合、管理基準値によって管理されるが、ロットによりある程度のばらつきが生じることが想定される。今後、現場での探傷において各部位の感度補正値を調査しつつ、塗膜厚のばらつきの感度補正への影響を検討することとしたい。

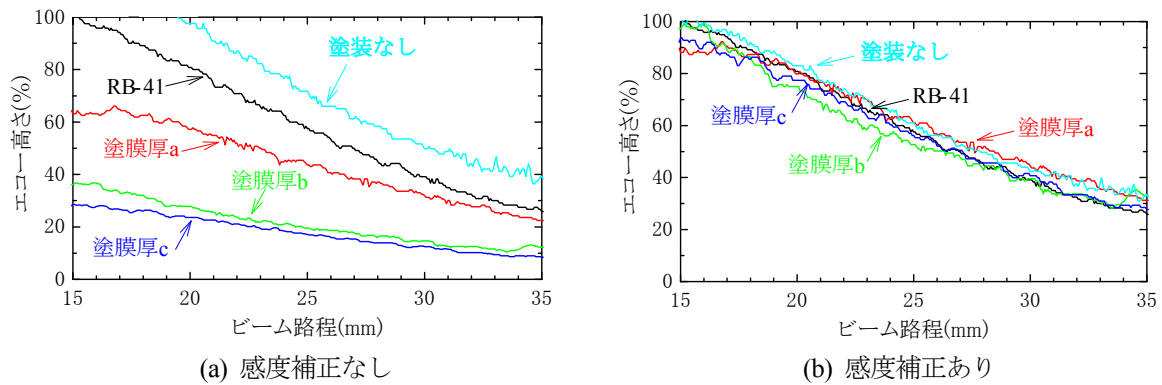
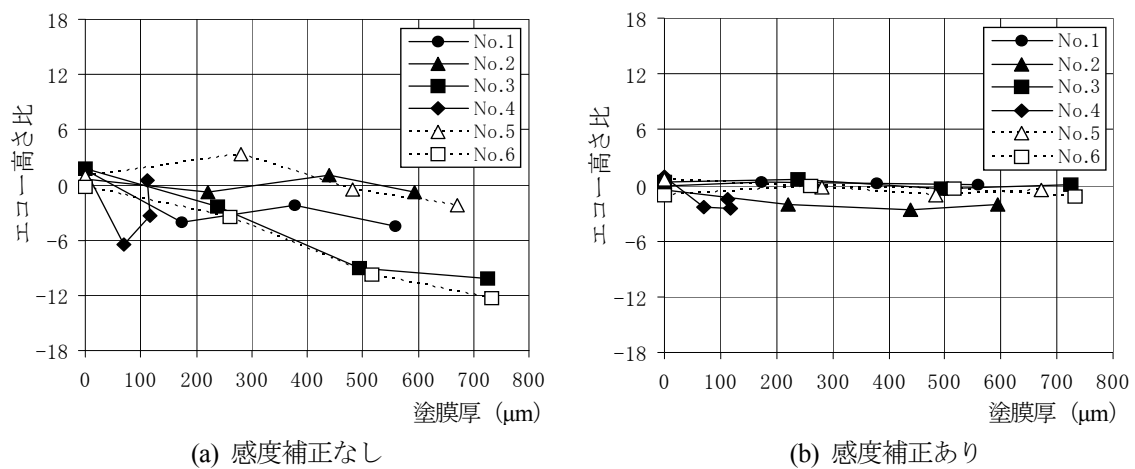


図-3.11 塗装試験片 No.3 の標準穴のビーাম路程



注) エコー高さ比は、基準試験片RB-41の標準穴を探傷した場合の、ビーাম路程27mmのエコーA (%) を基準として、塗装試験片の標準穴を各面から探傷した場合の同ビーাম路程でのエコーB (%) との比をdB値 ($20\log (B/A)$) として示したものである。

図-3.12 塗装上からの探傷試験におけるエコー高さ比と塗膜厚の関係

3.5 模擬き裂試験体の探傷試験によるき裂検出性能の検討

き裂を模擬した試験体を用いて臨界屈折角探触子による超音波探傷試験を行い、き裂深さとエコー高さの関係を分析することにより、き裂検出性能の検討を行った。

3.5.1 模擬き裂試験体

試験体は、Uリブの溶接部を模擬した小型試験体に対して疲労試験を実施し、実き裂に近いき裂を発生させ、それを加工することにより製作した。なお、実橋では、2章で述べたようにき裂は圧縮応力の卓越する条件下で発生しているが、本試験体では引張応力下でき裂を発生させ、ストラットにより、進展方向を実き裂に近づけるように工夫した。図-3.13 に製作した模擬き裂を有する小型試験体の寸法形状と疲労試験の状況を示す。図-3.14 に疲労試験の状況を示す。デッキプレートに相当する鋼材の鋼種はSMA490A、板厚は12mm、Uリブの板厚は8mmとした。デッキプレートとUリブとの溶接は、炭酸ガスアーク溶接により溶込み量75%を目標に施工した。なお、図に示すストラットによる拘束と載荷方法は、実き裂に近い進展方向を模擬するため事前にFEM解析によるルート周辺の応力性状の検討を行い決定した。

ビーチマーク試験の結果を踏まえ、元の試験体の中央部分（幅100mmのうち中心線から ± 20 mm（幅40mm））を切り出して探傷用のき裂を内在させた小型試験体計19体に加工（塗装なし、黒皮の状態）した。き裂深さを破壊試験を実施せずにある程度の精度で推定できる試験片を製作するため、き裂の進展性状の確認を目的として試験片1体についてビーチマーク試験を行い、試験片幅100mmのうち、き裂がデッキプレート面に対してほぼ平行に均等に進展していると考えられる中心線から ± 20 mm（幅40mm）の部分より、試験片を切り出した（図-3.15 参照）。19体のき裂深さは、0mmか

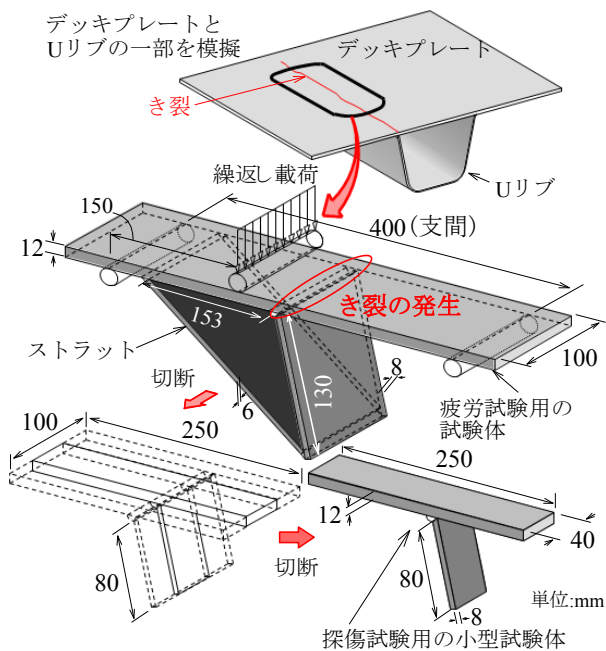


図-3.13 小型試験体の製作方法と寸法形状

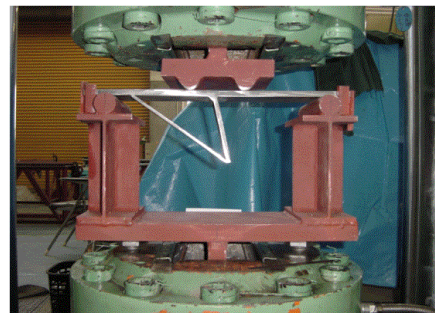
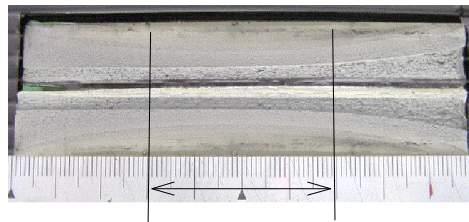


図-3.14 疲労試験状況
※左図のとおり3点曲げ載荷。



小型試験片としての切り出し範囲

図-3.15 ビーチマーク試験によるき裂破面の状況

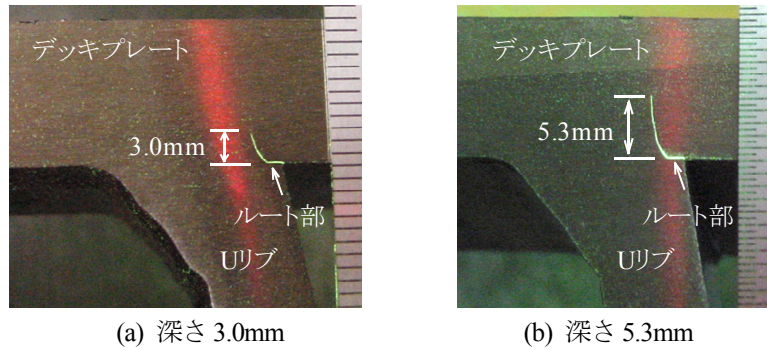
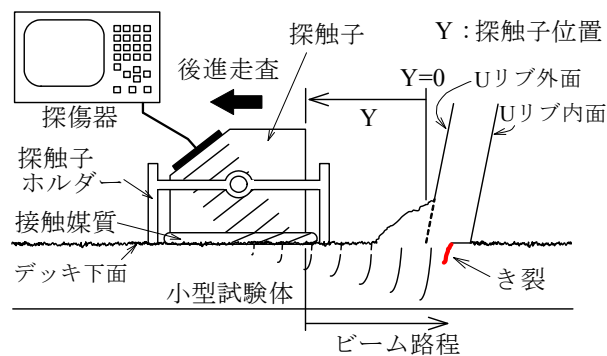


図-3.16 小型試験体に発生させたき裂の例

ら 9.5mm まで様々である。図-3.16 に 19 体の小型試験体のうち、深さが相対的に小さい 3.0mm と 5.3mm の 2 試験体のき裂の例を示す。前述のストラットによる拘束と載荷方法により、図-3.2 に示した実き裂のように、模擬き裂試験体においても斜め上方に進展している状況を確認することができる。

3.5.2 試験方法

探傷試験では、各小型試験体に対して図-3.17 に示すように探触子の前後走査を行い、き裂エコーを計測した。その際、3.3.2 で述べた感度補正方法を適用した。また、探触子の最適な探傷位置を検討するために、U リブ外面とデッキプレート面の交線（図中の破線の下端）を $Y=0\text{mm}$ とし、探触



※探触子前面からの水平距離としてビーム路程を近似的に用いた。

図-3.17 探傷試験の方法

子位置を示す Y 軸の正方向に走査させ、Y を 0.2mm ピッチで記録（全波形収録）した。なお、SV 波音速は 3,233～3,258m/s であった。いずれも 3.4.2 で述べた計測方法によって求めた屈折角 90 度方向の値である。

3.5.3 試験結果と考察

(1) ビーム路程とエコー高さの関係

図-3.18 に、図-3.16 に示したき裂深さが 3.0mm と 5.3mm の 2 試験体に対する、臨界屈折角探触子による探傷試験結果を示す。図中には、前後走査（探触子位置 Y が約 6～25mm の範囲を走査）した時のき裂に対する MA 表示を、感度補正の実施・未実施の場合について示すとともに、探触子位置 Y=19mm の場合のき裂からのエコーを示す。

き裂エコーの距離振幅特性はき裂の深さや形状の影響を受けるため、図中のエコー高さ区分線の傾向と一致していない部分も見られる。ただし、ビーム路程が 20mm 程度以上の領域では、エコー高さ区分線の特性に近づく傾向が見られる。したがって、この領域でのエコー高さを評価することにより、一定深さ以上のき裂検出は可能と考えられる。

図-3.19 にビーム路程を変化させた場合の、19 体の小型試験体におけるエコー高さ比(感度補正実施)とき裂深さの相関係数と一次回帰式の傾きを示す。き裂に対するエコー高さ比とき裂深さの相関は、ビーム路程によらずに全般的に高いが、探触子をき裂から若干離れた場合（ビーム路程が 25～29mm 程度の位置）に高くなる傾向が見られる。また、回帰式の傾きも 27～29mm 程度ではほぼ同じ値を示しており、き裂深さとエコー高さ比の関係（傾き）は比較的安定している。このビーム路程とエコー高さ比の変化傾向の情報をき裂検出に活用することも考えられるが、必ずしも検出性能向上が図れるほどの明確な特徴が見られないことから、本研究では探傷時の探触子位置を相関性の高く、ビーム路程のずれに対しても比較的安定しているビーム路程 27mm となる位置（水平距離）に固定することとした。なお、ここではビーム路程を、探触子前面からき裂までの水平距離に近似できると仮定した。また、実際の探傷ではき裂位置は探傷前には特定できないため、図-3.17 に示すように U リブ外面とデッキ下面の交線を基準とした探触子位置 Y を 21mm(U リブ内面までの距離は、6mm 厚 U リブの場合に 27mm、8mm 厚 U リブの場合に 29mm) とした¹¹⁾。

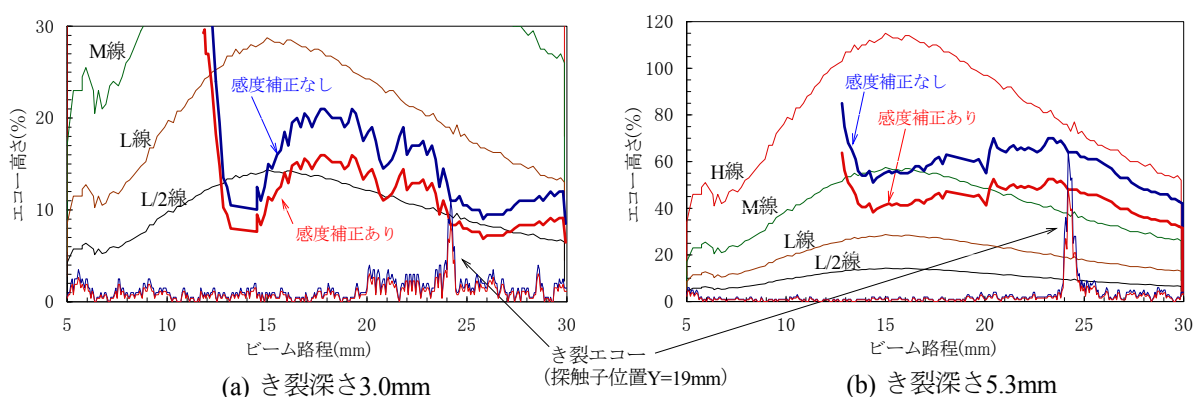
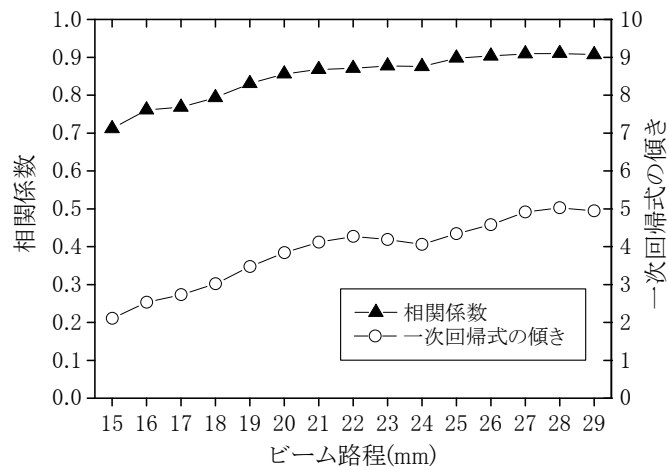


図-3.18 探触子位置 Y を変化させたときの小型試験体のき裂エコー高さの変化の例
(探触子位置 Y=19mm での A スコープを併記)



注) 相関係数と一次回帰式の傾きを算出する際のエコー高さ比は L/2線を基準(0dB)とした。

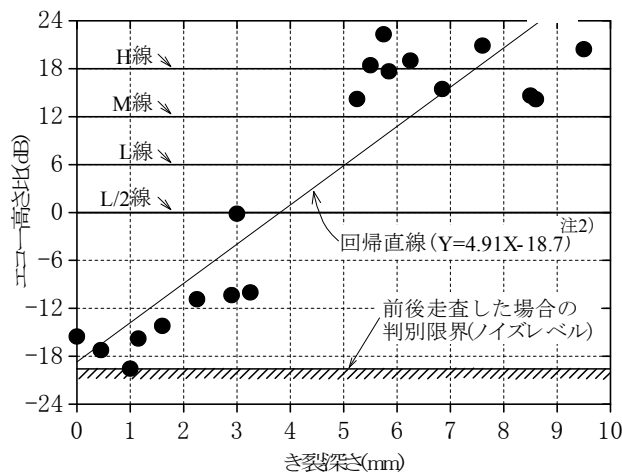
図-3.19 探触子位置 Y を変化させたときのエコー高さ比と
き裂深さの相関係数、および一次回帰式の傾き

(2) き裂深さとエコー高さの関係

図-3.20 に 19 体の小型試験体のき裂深さとエコー高さ比（基準試験片 RB-41 の標準穴を探傷した場合の、ビーム路程 27mm のエコー A (%) を基準として、塗装試験片の標準穴を各面から探傷した場合の同ビーム路程でのエコー B (%) との比を dB 値 ($20\log(B/A)$) として示したもの）の関係を示す。エコー高さは、ビーム路程が 27mm となる探触子位置の場合の値を用いた。6mm 程度までのき裂に対して、き裂深さとエコー高さ比の間には相関性が見られるが、き裂がある程度深くなると、エコー高さ比が増加せずに頭打ちになる傾向が見られる。なお、別途実施したデッキ進展き裂に対する超音波伝搬の数値シミュレーションによると、き裂が浅い場合には、き裂先端での回折エコーを受信するため、き裂の勾配の影響をほとんど受けず、き裂深さの増大とともに回折エコーが大きくなる。一方、き裂深さがある程度大きくなると、回折エコーよりもき裂面からの大きいエコーを受信するため、き裂の勾配の影響を受けやすくなる傾向が見られる。これが、き裂深さの増大とともに必ずしもエコーが大きにならない主な原因のひとつと考えられる。

また、実橋鋼床版で発生したき裂を推定するため、き裂深さとエコー高さ比を関連付ける回帰直線（決定係数 0.83、標準偏差 6.9）を求め、併せて図中に示した。ノイズ等の影響を想定しても、2mm 程度以上のき裂はほぼ検出できるものと考えられる。また、浅いき裂の誤認を防ぐ観点から仮に L/2 線を超えるレベルをき裂検出のしきい値としても、4mm 程度を超える深さのき裂は検出できるものと考えられる。

なお、図-3.20 の結果は、前述したように、前後走査が可能なスキャナを用いた探傷によるものであり、前後走査をしない場合には、判定限界（ノイズレベル）付近でのき裂の検出は難しいと考えられる。実橋への適用を考えた場合、作業効率の点から前後走査を行わずに探傷することが望ましく、実務的にはビーム路程を一定として、L/2 線を超えるレベルをき裂検出のしきい値とするのが妥当と考えられる。



注1) エコー高さはL/2線を基準(0dB)とした。

注2) Y:エコー高さ比(dB), X:き裂深さ(mm)

図-3.20 ビーム路程 27mm のときのき裂エコー高さ比とき裂深さの関係

3.6 実橋鋼床版への適用性の検討

実橋鋼床版（デッキプレート厚 12mm）で発見されたデッキ進展き裂¹⁹⁾に対して、これまで述べてきた臨界屈折角探傷法により探傷を行い、き裂深さの実測値と探傷試験結果から推定したき裂深さを比較することにより適用性の検討を行った。対象とした実橋鋼床版の諸元等を以下に示す。

橋梁形式：ニールセンローゼ橋

支間：254m，幅員：20.25m，車線数：4 車線，

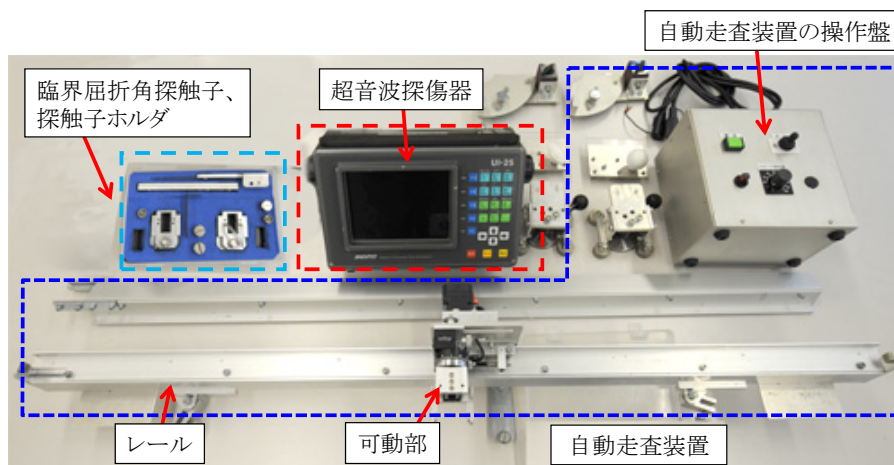
竣工年月：平成 3 年 9 月，供用年月：平成 5 年 11 月

交通量：18,700 台/日・車線(大型車混入率 20.7%)

舗装厚：65mm(表層 35mm，基層 30mm)

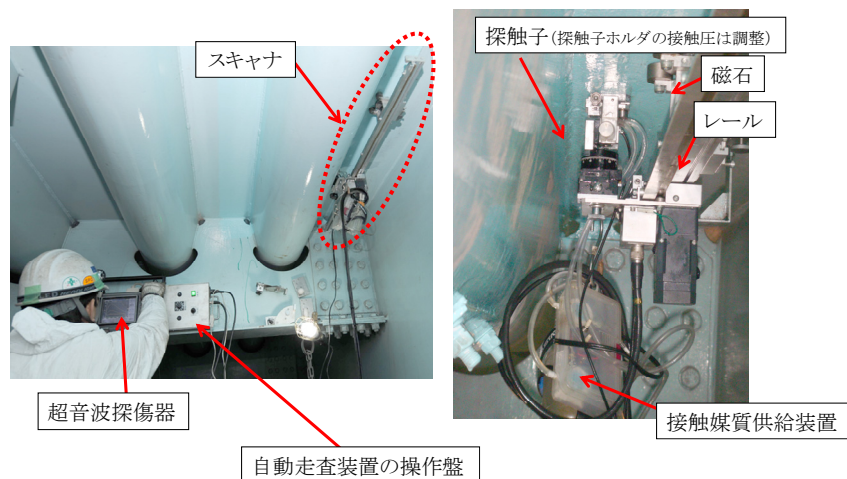
デッキプレート厚：12mm，U リブ厚：6mm，横リブ間隔：3m

き裂の調査対象箇所は、変状が生じた舗装を剥がしたところ目視によりデッキプレート上面にき裂



(a) 装置の構成

図-3.21 超音波探傷装置の構成と探傷時の設置状況



(b) 鋼床版への設置状況

図-3.22 超音波探傷装置の構成と探傷時の設置状況（続き）



図-3.23 実橋鋼床版での探傷の様子

が確認された箇所とした。き裂の探傷試験は、補修補強のためにき裂発生部を切り出す直前に実施した。現場での自動探傷を行うにあたって、Uリブと探触子との距離を一定にするための走査用レール及び一定速度で走査する駆動装置(可動部)を製作した。図-3.21 に超音波探傷装置の構成と探傷時の設置状況を示し、図-3.22 に対象とした実橋鋼床版での適用状況を示す。

図-3.24 に探傷箇所を示す。探傷は横リブをはさんだ両側に 400mm の範囲で実施した。また、本橋での探傷面の状態による感度補正は、当該き裂の近くで複数点において計測を行った結果、いずれも -8.0dB であり、3.3.2 に従って、基準試験片での探傷感度より 8.0dB 感度を下げて探傷を実施した。表-3.2 では、感度補正值は負側の最大値として -3.7dB であったが、本橋では、それ以上に感度が高くなる結果が得られた。このように塗装があるにもかかわらず、塗装のない場合と比べて感度が高くなる原因については今後の課題と考えている。また、SV 波音速は 3.4.2 に述べた方法により計測した結果、3,219m/s であった。

探傷後に探傷箇所を切り出してき裂の破面を観察した。図-3.25 に同き裂の破面を示す。き裂は横リブ交差部をはさんで発生しており中央部では貫通している（貫通部分のデッキ上面側のき裂長さは

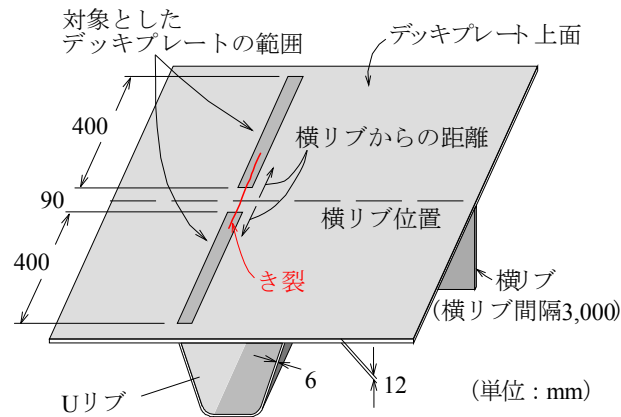


図-3.24 実橋鋼床版の探傷箇所

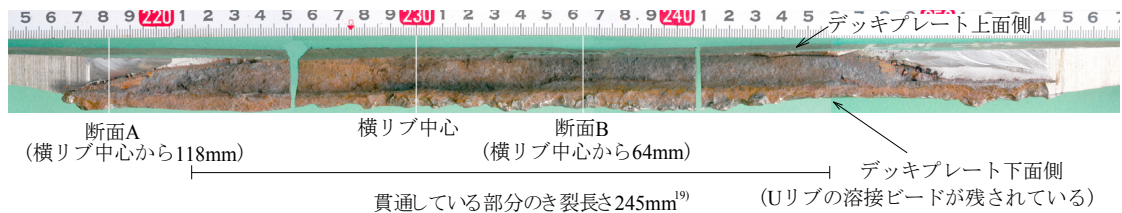
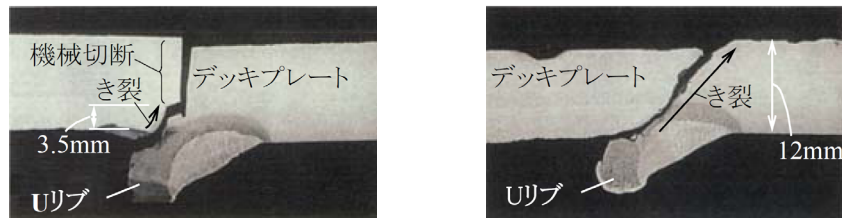


図-3.25 実橋から切り出されたき裂破面写真



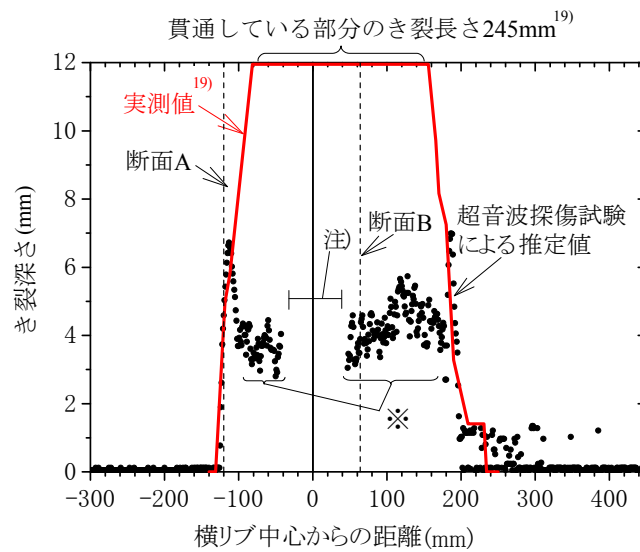
(a) 断面 A（き裂深さ 3.5mm）

(b) 断面 B（き裂深さ 12mm（貫通部））

図-3.26 実橋から切り出されたき裂の断面写真

245mm¹⁹⁾）。き裂の両先端では扁平な半楕円に近い形で進展している様子がうかがえる。図-3.25 中の断面 A, B の位置での断面写真を図-3.26 に示す。断面 A, B に生じているき裂深さの実測値は、それぞれ 3.5mm, 12mm（貫通部）であった。

図-3.27 に破面から求めたき裂深さの実測値¹⁹⁾と、図-3.20 に示す回帰直線による推定値を比較して示す。横リブ位置周辺は探傷不能領域となりエコーが受信できなかったため、き裂深さの推定値は示していない。き裂深さの推定値は、き裂端部（深さ 2～7mm 程度のき裂部位）では実測値と概ね一致し、相関性が高い結果が得られている。一方、き裂が貫通している領域（図-3.27 の※印の領域）ではき裂深さを 3～5mm 程度と推定しており、相関性は低い結果となっている。これは、き裂貫通部でもエコーが複数現れ明瞭なピークエコーが得られず、エコー高さが L/2 線から L 線を超える程度しか得られていないためであり、3.5.3 に述べた原因と同様の原因と考えられる。



注) 探触子ホルダと横リブの緩衝による探傷不能領域 (接近限界)

図-3.27 き裂深さの実測値¹⁹⁾と探傷試験による推定値との比較

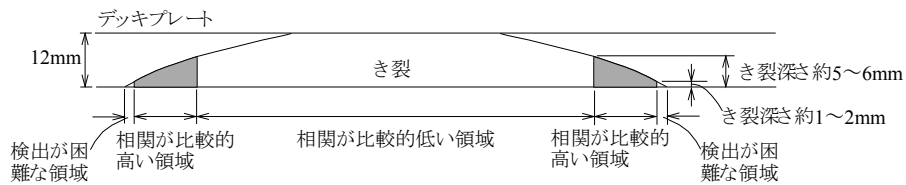
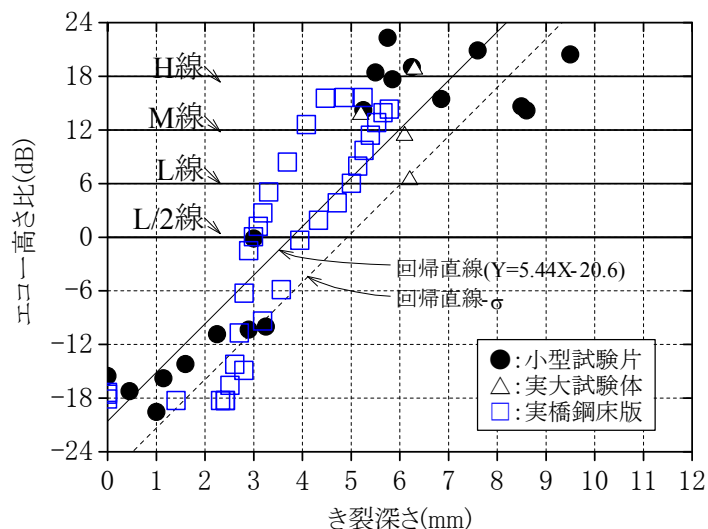


図-3.28 き裂深さとエコー高さ比の相関が比較的高い領域



注) エコー高さ比はL/2線を基準(0dB)とした.
Y: エコー高さ比(dB), X: き裂深さ(mm), σ : 標準偏差.

図-3.29 エコー高さ比とき裂深さの関係

溶接線方向のき裂長さについては、き裂端部（深さ 2～7mm 程度のき裂部位）の各深さ間の長さの推定値が実測値と概ね一致しており、比較的良好な精度で推定できていることを確認した。

以上の実橋鋼床版におけるき裂深さとエコー高さの関係を模式的に図-3.28 にまとめるが、これらの関係は、小型試験片の結果と同様の傾向である。また、図-3.29 にエコーが複数現れ明瞭なピークエコーが得られない部分を除いた、き裂深さの実測値とエコー高さ比の関係を示す。図中の回帰直線は、図中の全プロットに対する一次回帰式である。また、白三角印△は、著者らが別途実施した実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験において発生したデッキ進展き裂（半楕円型のき裂）の探傷結果である¹¹⁾。実橋鋼床版においても小型試験片と同様に、プロットにばらつきは見られるが、貫通き裂を除いた深さ 6mm 程度までの範囲のき裂に対して概ね良好な対応を示している。

このように、臨界屈折角探傷法では、き裂の貫通の有無や深いき裂の存在を直接判別することは難しいと言える。ただし、本研究で適用した自動探傷の場合、き裂の端部から中央部、またはき裂の中央部から端部に向かってき裂深さが徐々に変化する状況を連続的に探傷することになる。このため、エコー高さの連続的な変化により、き裂の両端部（浅いき裂部分）を特定することは十分可能である。したがって、臨界屈折角探傷法では、浅いき裂を検出できるとともに、溶接線方向に進展する半楕円状のき裂の長さも比較的良好な精度で推定できた。また、貫通き裂の場合には、たとえば、汎用性のある屈折角 70 度の横波斜角法において、き裂面からの強いエコーの検出が期待できる。このため、臨界屈折角探傷法を適用した上で、溶接線方向のき裂長さがある程度長く、き裂の貫通が疑わしい部位について屈折角 70 度の横波斜角法等を組み合わせることにより、より実用性の高い効率的な探傷が可能と考えられる。なお、回帰直線によるき裂深さ推定値の信頼性については、今後、実き裂に対する探傷等の知見を積み重ねることでそのばらつきを確認する必要があると考えている。

なお、図-3.29 中には示していないが、実大鋼床版試験体で発生した深さ 4～5mm 内の 2 箇所のき裂については、同部位のコア抜き後の磁粉探傷で発見されたものの検出できなかった。非載荷条件下で、き裂面が閉じて密着していたためと考えられるが、他のクリーピング波探触子、表面 SH 波探触子による探傷を試みたが、いずれの探傷法でもエコー高さが極めて小さく検出困難なき裂であった。

3.7 既往の超音波探傷法におけるき裂検出性能の検討

3.5 に示した、き裂を模擬した試験体に対して、既往の一般的な超音波探傷法（クリーピング波探触子による探傷法、屈折角 70 度の横波斜角探触子）を適用した場合の検出性能について、臨界屈折角探傷法との比較を行った。

3.7.1 既往の主な超音波探傷法の概要

鋼床版デッキプレート下面側からパルス反射方式によりき裂を探傷する方法について、図-3.30 に主な種類と探傷イメージを示す。また、以下に各方法の概要をまとめる。

(1) 屈折角 70 度の横波斜角探触子による探傷

鋼構造物の検査に広く用いられている公称屈折角が 70 度の探触子による探傷法であり、図-3.31 に

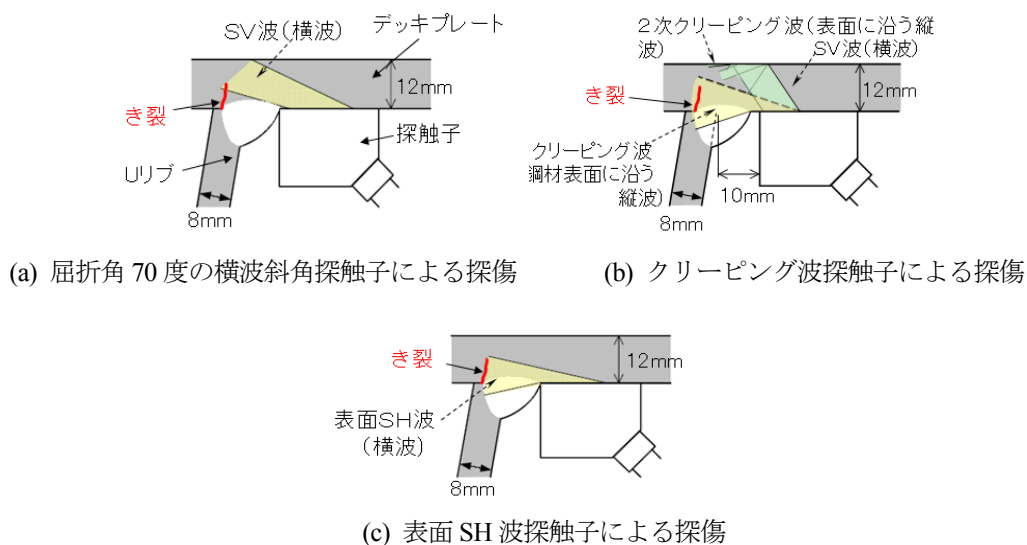


図-3.30 パルス反射方式による主な超音波斜角探傷法の探傷イメージ

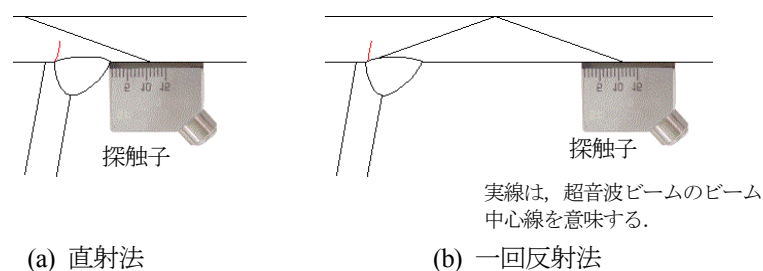


図-3.31 屈折角 70 度の横波斜角探触子を用いた直射法と一回反射法

示すとおり、超音波をき裂に直接当てるように入射する場合（以下、直射法）とデッキプレート上面で超音波を 1 回反射させてき裂に当てるように入射する場合（以下、一回反射法）がある。直射法では、探触子を溶接部に接触するまで接近させても、デッキプレートの一般的な板厚 12mm の半分の 6mm 程度までき裂が進展しないと反射エコー（き裂面に当たって反射されて戻ってくる超音波）の強さが低いことが予想される。一方、一回反射法では、理論上、き裂がごく浅い場合でもき裂検出は可能であるが、デッキプレート上面の腐食による凹凸や舗装打替時のきずからのエコーを検出する可能性や溶接ルート部付近のUリブ側に存在する高さ 2mm 程度の溶込み不良からのエコーを誤検出する可能性がある。また、一回反射法では、直射法と比較して、ビーム路程が長くなるため、検出性能が低くなる可能性がある。

探傷方法としては、このようにき裂面からの反射エコーの強さとそのエコーが得られる範囲によってき裂の大きさを計測する方法の他に、き裂端部から得られる端部エコーの有無や端部エコーの幾何学的な位置からき裂の有無や大きさを計測する探傷法（端部エコー法）がある。図-3.32 に試験体内に存在するデッキプレート内進展き裂に対する端部エコーの受信波形例を示すが、端部エコーに関して

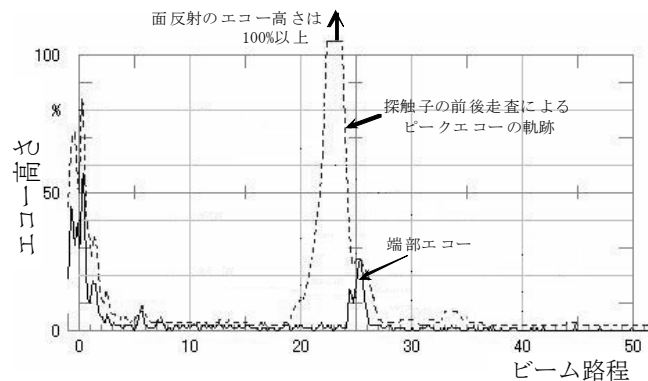


図-3.32 端部エコーの受信波形の例

は明瞭に現れない場合が多いこと等から、判別にはき裂に対する十分な知識と経験が必要と考えられる。また、一箇所の調査に時間を要することから、部位を限定して適用することになるものと考えられる。

(2) クリーピング波探触子による探傷

縦波斜角探触子を屈折角が90度になるように設計すると、実際には縦波の主たる成分は屈折角約75度の方向に放射されるものの、一部の縦波が屈折角90度方向の探傷面に沿って進行する。この探傷面に沿って進行する縦波はクリーピング波と呼ばれる。クリーピング波探触子（屈折角が90度の縦波斜角探触子）では、図-3.30に示されるとおり、鋼材の探傷面に沿って伝搬する屈折角90度の縦波と屈折角約33度の方向に伝搬する横波の2種類の超音波が鋼中に入射されるという特徴を有している。探触子とき裂の距離が離れていると、この横波の影響や、クリーピング波以外の種類の超音波の発生により、き裂とは異なる伝搬経路から得られる疑似エコーが探傷器の表示上で重なり合う可能性があり、疑似エコーとき裂との判別が困難になる場合がある。

(3) 表面SH波探触子による探傷

SH表面波は、探傷面と平行な方向（水平方向）に振動する横波（SH波（horizontally-polarized shear wave））を探傷面に沿って伝搬するように設計された斜角探触子により発生される横波の超音波である。斜角探傷に一般的に用いられる横波(SV波)と比べて、屈折角90度の方向に大きい横波成分が存在し、モード変換が生じ難いという特徴を有している。一方、通常の斜角探傷で用いられている縦波をモード変換させた横波を利用する方法とは異なり、最初から横波を発生させて利用する方法のため、横波を伝搬させることができる特殊な接触媒質(粘性の高い液体)を使用する必要がある。このため、探触子を固定した上でエコーの高さが安定するまで大きな力で探触子を押し当てる必要がある。当該溶接部については、デッキプレート下面が探傷面となるため、上向き探傷となり無理な体勢を強いられることから、溶接線を連続して探傷するなどの長時間の作業は難しく、ピンポイントの使用にのみ有効と考えられる。

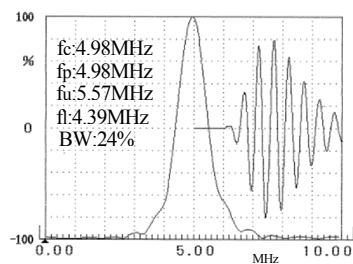
3.7.2 模擬き裂試験体による探傷試験

(1) 試験体及び試験方法

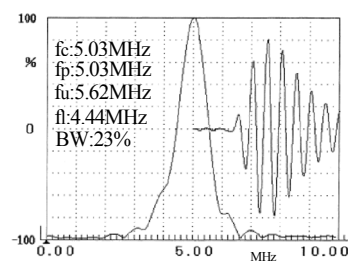
模擬き裂試験体については、3.5と同じ試験体19体である。超音波探傷法（直射法を対象）としては、クリーピング波探触子による探傷法と屈折角70度の横波斜角探触子による探傷法を選定した。これらの探傷法では、接触法による手動探傷にて試験を行った。

図-3.33に探触子の周波数測定結果を示す。クリーピング波探触子による探傷法の感度調整は、標準試験片 STB-A1 のスリット（幅 0.5mm、深さ 2mm）と探触子の前面との距離を 18mm に保ち、エコー高さが 50% になるように実施した。探触子前面を U リブ外面とデッキプレート面の交線（Y=0mm）より 10mm の基準線に配置し対象範囲内（ビーム路程が 10～18mm 以内）のエコー高さを読み取り記録した。

屈折角 70 度の横波斜角探触子による探傷法の感度調整は、対比試験片 RB-41 No.1 の標準穴 φ 3mm からのエコー高さが 80% となるように実施し、エコー高さ区分線を作成してエコー高さを評価した。探触子はエコー高さが最大となる位置または最も溶接部に近づけた位置が最もエコー高さが大きい場合にはその最接近位置においてエコー高さを読み取り記録した。



(a) 70度斜角探触子
(5C10×10A70 A07548)



(b) クリーピング波探触子
(5C10×5LAD90 JC1287)

fc:中心周波数(MHz) $fc=(fu+fl)/2$
fp:ピーク周波数(MHz)
BW:帯域幅(%) $BW=(fu-fl)/fc \times 100$

fu:上限周波数(-6dB上限周波数)(MHz)
fl:下限周波数(-6dB下限周波数)(MHz)
反射源: STB-A1 の 100R

図-3.33 使用探触子の周波数測定結果

(2) 探傷試験結果

図-3.34と図-3.35に屈折角70度の横波斜角探触子による探傷法とクリーピング波探触子による探傷法の場合のエコー高さとき裂深さの関係を示す。なお、これらの探傷法では臨界屈折角の横波斜角探触子による探傷法で用いた感度補正方法は適用できないため、また、V透過法による感度補正方法では、鋼床版下面からの探傷条件下ではこれらの感度変化に対して必ずしも信頼性の高い補正ができるとはいえないため、探傷表面や鋼材音速に対する感度補正は行っておらず、塗膜の影響を補正するためには別途検討が必要と考えられる。なお、臨界屈折角探傷法による探傷結果は、図-3.20のとおりである。主な結果を以下にまとめる。

- ・ 屈折角 70 度の横波斜角探触子による探傷法では、深さ 6mm 程度（デッキプレート板厚の 1/2

程度)のき裂がほぼ検出限界(屈折角が小さいため、き裂からの反射エコーが得られない。)である。深さ6mm程度以上のき裂を確実に検出するには、クリーピング波探触子等の他の探傷法と併用する必要がある。

- ・クリーピング波探触子による探傷法においても相関性は高く、ある程度のき裂深さに達すれば、き裂検出は可能である。ただし、クリーピング波探触子による探傷法に関しては、ルート部の状況によっては、き裂が発生していない状況でもき裂以外の比較的高いエコーを検出する可能性がある。また、デッキプレート上面側の凹凸等のきずの状態(本試験体では平滑面としている)によっては、2次クリーピング波の反射エコーが発生するため、き裂検出の信頼性の点では課題があり、適用に当たって注意が必要である。

デッキプレート板厚の1/2程度以上の深さの目安を把握するのであれば、臨界屈折角の横波斜角探触子による探傷法の他に、屈折角70度の横波斜角探触子による探傷法とクリーピング波探触子による探傷法の併用(クリーピング波探触子による探傷法でき裂の有無を概略確認し、屈折角70度の横波斜角探触子による探傷法で深さを推定)することも考えられる。

以上、限られた模擬き裂試験体19体の比較結果であるが、浅いき裂に検出性能に関しては、精度、信頼性の面で臨界屈折角探傷法が優位にあると考えられる。

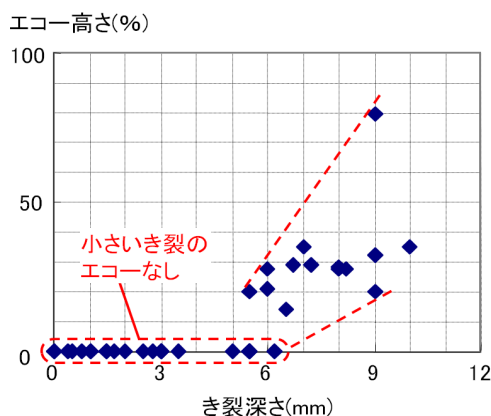


図-3.34 屈折角70度の斜角探触子による探傷法

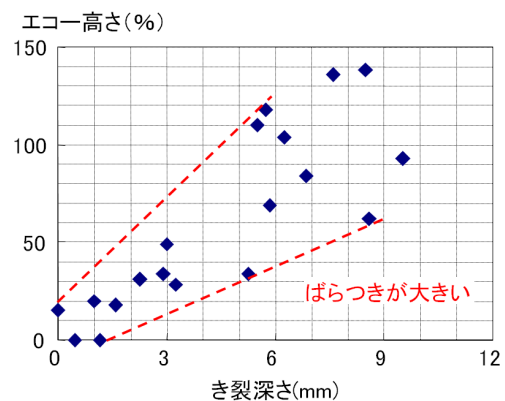


図-3.35 クリーピング波探触子による探傷法

3.8 まとめ

鋼床版デッキプレート内に進展するき裂の検出を目的として、臨界屈折角探触子に着目し、探傷結果の客観性・信頼性の向上を目指した探傷法の検討を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 疑似表面SV波を利用した感度補正方法を提案し、塗装試験片を用いた探傷試験を行い、その適用性を検討した。その結果、感度補正用の基準試験片と被調査物である鋼床版デッキプレートの間で、鋼材の表面状態が異なる場合においても、同補正方法が感度補正に効果的な方法であることを示した。

- (2) 深さの異なるき裂を模擬した小型試験体 19 体による探傷試験において、感度補正後のエコー高さ比とき裂深さの関係を分析した。その結果、エコー高さ比とき裂深さとの相関性を把握するとともに、浅いき裂の誤認を防ぐ観点から仮に $L/2$ 線を超えるレベルをき裂検出のしきい値としても、提案した探傷方法により 4mm 程度以上の深さのき裂についてはほぼ確実に検出できることを示した。
- (3) 実橋の鋼床版に発生したき裂に対する探傷結果と切り出したき裂部分の破面によるき裂深さを照合した。その結果、深さ 2～7mm 程度のき裂を検出でき、溶接線方向に進展するき裂の長さも比較的良好的な精度で推定できた。
- (4) 一般的な超音波探触子（屈折角 70 度の横波斜角探触子，クリーピング波探触子）を使用して、(2)で述べた探傷試験と同一の条件の探傷試験を行い、臨界屈折角探傷法による探傷結果との比較を行った。その結果、本研究で提案した臨界屈折角探傷法が、浅いき裂に対する検出性能の点で優位にあることを示した。

【参考文献（第3章）】

- 1) 村越潤, 梁取直樹, 宇井崇: 鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.19-37, 2007.8.
- 2) 例えば, 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, 第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—, (社)土木学会, pp.1-10, 2007.8.
- 3) 有馬敬育, 村越潤, 藤木修: 鋼床版デッキプレート貫通亀裂の超音波探傷法に関する検討, 土木技術資料, Vol.46, No.11, 2004.11.
- 4) 村野益巳, 木ノ本剛, 齋藤豪: 鋼床版デッキプレート方向き裂の半自動超音波探傷方法, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集, VI-71, pp.141-142, 2008.9.
- 5) 岩田祥史, 田中賢治: 橋梁デッキプレート・Uリブ溶接部から発生するき裂の超音波探傷法, 土木学会第61回年次学術講演会講演概要集, I-328, pp.655-656, 2006.9.
- 6) 天野哲也, 栗原康行: 道路橋鋼床版の診断・補強技術, JFE 技報, No.11, pp.44-49, 2006.4.
- 7) 白旗弘実, 赤坂健, 飯塚貴則: 鋼床版Uリブに発生する疲労き裂検出に関する超音波探傷表面波法の適用性, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, I-314, pp.623-624, 2007.9.
- 8) 渡辺真至, 小野秀一, 村野益巳, 牛越裕幸, 下里哲弘: タイヤ型センサによる鋼床版トラフリブき裂検査装置の開発, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, I-422, pp.839-840, 2007.9.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所, (社)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—実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討—, 国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書, 第471号, 2008.8.
- 10) 高橋実, 村越潤, 有馬敬育, 藤木修, 三木千壽: 鋼床版縦リブ溶接部のルートき裂に対する超音波伝播解析, 土木学会第59回年次学術講演会講演概要集, I-604, pp.1205-1206, 2004.9.
- 11) 村越潤, 木村嘉富, 高橋実: 鋼床版デッキプレート進展き裂の調査のための超音波探傷マニュアル(案), 土木研究所資料, 第4138号, 2009.3.
- 12) (社)日本規格協会: JIS Z 3060, 鋼溶接部の超音波探傷試験方法, 2002.
- 13) 下里哲弘, 若林登, 稲葉尚文, 富田芳男, 小野秀一, 渡辺真至: 疲労損傷を受けた鋼床版における SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, I-22, pp.43-44, 2007.9.
- 14) Kimura, T., Misu, K., Wadaka, S. and Koike, M.: Discussion on Transmission and Reception of Shear Vertical Wave Propagating along Surface of Test Object, The Japan Society of Applied Physics, Japanese Journal of Applied Physics, Vol.36, No.7B, pp.4564-4567, 2007.
- 15) (社)日本規格協会: JIS Z 2300, 非破壊試験用語, 2003.
- 16) (社)日本道路協会: 鋼道路橋塗装便覧, 1979.2.
- 17) (社)日本道路協会: 鋼道路橋塗装便覧, 1990.6.
- 18) (社)日本規格協会: JIS Z 2345, 超音波探傷試験用標準試験片, 2000.

- 19) 杉山裕樹, 崎谷淨, 小林寛, 高村義行, 塚本成昭: 鋼床版デッキプレート貫通き裂の詳細調査および補修設計, (社)日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, Vol.17, pp.345-350, 2009.11.
- 20) 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, 2012.8.

第4章 SFRC 舗装による既設鋼床版の補強工法の耐久性評価

4.1 概説

交通条件の厳しい鋼床版橋において輪荷重直下の溶接各部に疲労損傷が報告¹⁾³⁾されている。図-4.1にUリブを有する鋼床版に発生している主な疲労き裂を示す。このうち、輪荷重直下のUリブとデッキプレートとの片側すみ肉溶接のルート部には、主に板厚方向に進展しデッキ進展き裂と、溶接ビード内に進展しビード進展き裂の2種類のき裂が報告されている。

これらのき裂に対して、既存のアスファルト舗装を、剛性が高くかつ比重のほぼ変わらない鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC: Steel Fiber Reinforced Concrete）舗装に置き換える対策工法が提案され、既に既設鋼床版への適用が進められている⁴⁾⁶⁾。この工法は、SFRCを接着材によりデッキと一体化させることで、デッキプレートの局部変形を抑制し、主にデッキプレートとUリブの溶接部の応力を低減することにより、当該溶接部の疲労き裂の発生を防止し、進展を抑制することを目的としている。なお、海外においても、疲労対策として、鋼繊維等を使用したコンクリート系舗装の施工事例がある（1.4.2 参照）。

一方、当初よりSFRC舗装のひび割れ発生後の応力低減効果の持続性や、ひび割れからの水の浸入の影響も含めた舗装体及び接着材接合面の強度、耐久性に係る懸念が課題として挙げられている。疲労対策としての同工法の適用性については輪荷重走行試験等⁷⁾¹⁴⁾により検討が行われているが、現場における様々な条件に対して、耐久性を有していることを検証するための十分な試験結果が得られているわけではない。実橋での初期の施工事例の中には、供用安全性に支障は生じていないが、主桁上の負曲げ部等をはじめ各所からひび割れが発生しているものも見られる。輪荷重載荷の繰り返し、ひび割れ部からの雨水の浸入や日射による温度変化の影響に伴うSFRC舗装とデッキ間の接着材接合面の耐久性については不明な部分もある。このため、耐久性に関する性能評価試験結果に基づき、技術的知見を蓄積していくことが重要と考えられる。

本章では、4.2及び4.3において、同工法の概要、要求性能及び性能評価にあたって実施した試験項

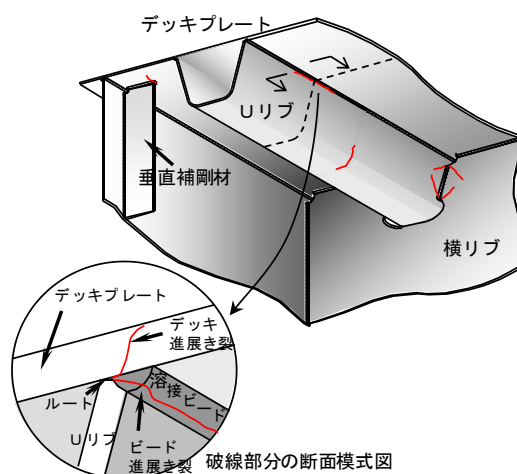


図-4.1 Uリブを有する鋼床版における主な疲労き裂

目について説明する。次に 4.4 及び 4.5 において、耐久性の評価を目的として実施した小型試験体を用いた接合面の強度試験と SFRC 舗装を施工した実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験の結果について考察する。

4.2 SFRC 舗装による補強工法の概要

4.2.1 構造の概要

図-4.2 に SFRC 舗装による鋼床版の補強工法（以下、SFRC 舗装補強工法）の構造概要を示す。デッキ面に高耐久性のエポキシ系接着材を塗布した状態で、フレッシュコンクリート状態の SFRC を打設し、鋼床版と SFRC 舗装の一体化を図り、合成効果により鋼床版溶接部の局部変形・応力³⁾を低減するものである。

図中の主な構成材料の役割と配慮事項は以下のとおりである。構造細目、施工方法の詳細は文献 6) による。

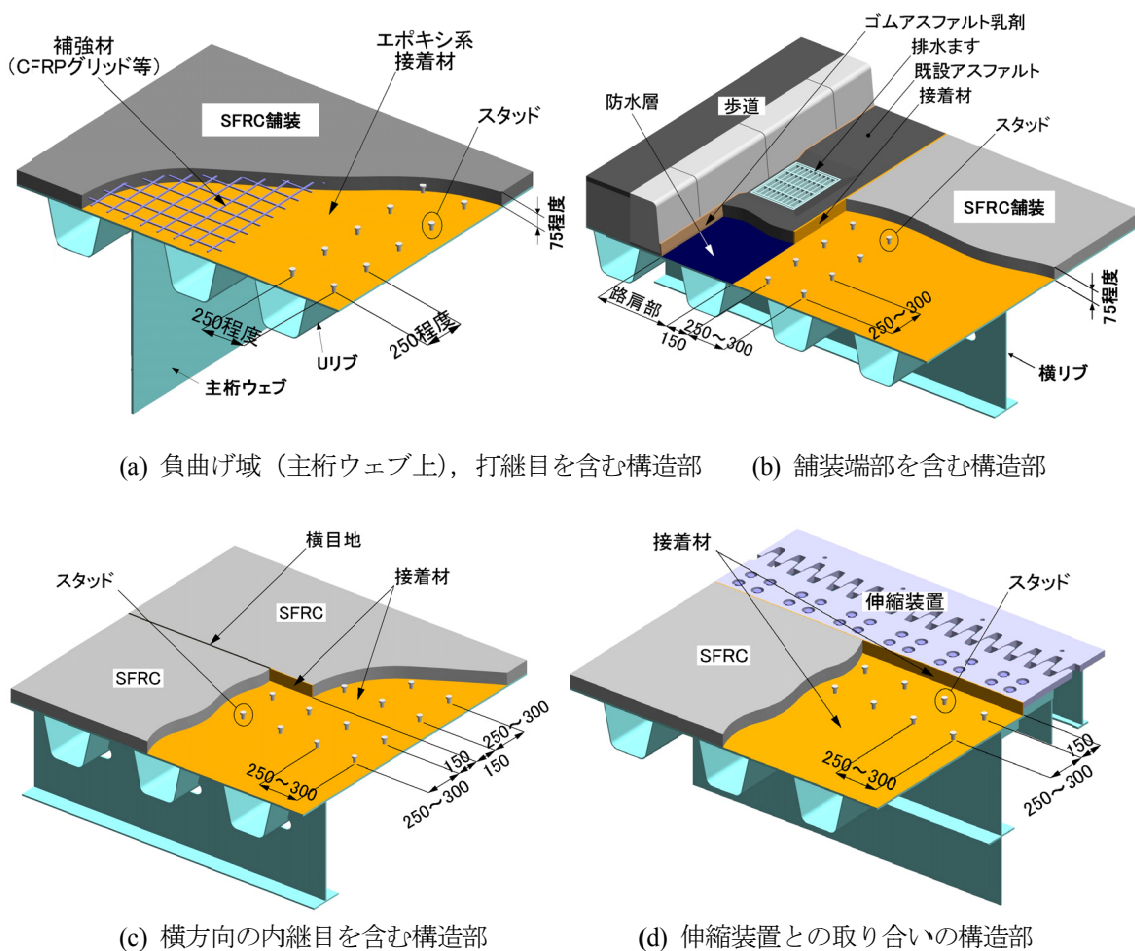


図-4.2 SFRC 舗装による鋼床版の補強工法の構造概要

(1) SFRC

舗装としての役割を担うとともに、デッキプレートとの一体化を図ることにより剛性を付与し、輪荷重載荷位置でのデッキ周辺部の局部変形・応力を低減させるものであり、輪荷重を直接支持する補強部材として所定の強度、耐久性を有する必要がある。なお、本研究では、SFRC 舗装は出来る限り厚くして応力低減を図るとともに、既設アスファルト舗装（一般に厚さ 65～85mm）を置き換えることを想定し 75mm の厚さを基本としている。

(2) 接着材

デッキ表面に塗布し、打込み後のコンクリートの硬化過程において、鋼床版と SFRC の両者を接合するために使用する。接合方法の特殊性を考慮した上で、長期にわたって一体化が図れるように、大型の自動車の走行により繰返し作用する力や、鋼床版上の温度変化や水の影響による経年的な劣化に対して耐久性が損なわれない接着性を有する必要がある。

(3) スタッド

SFRC 舗装の打継目や舗装端部において、境界面への雨水の浸入による接着材の劣化や乾燥収縮等による端部の反り上がりによる接合面の剥離等が懸念されることから、これらの劣化損傷を防ぐために、接着材による接合に加えて打継目および舗装端部の近傍に設置する。頭付きスタッド（全高 40mm、軸径 9mm）の使用を標準とし、かぶりとして最小 30mm 以上を確保できるようにしている。

(4) 補強材

耐食性を有する格子状の補強材であり、車両走行により横断方向に負曲げを受け、ひび割れが発生する可能性の高い主桁ウェブ直上において、ひび割れ発生後の SFRC 舗装の一体化を保持し、耐久性を確保するために舗装内（舗装厚の 1/2 高さの位置）に設置する。防食や施工時のハンドリングを踏まえて CFRP 格子筋（筋材間隔 100mm、矩形断面 6.3×6.3mm、弾性係数 $1.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ）の使用を標準としている。

4.2.2 補強工法の適用上の留意事項

鋼床版の場合、一般にき裂発生が懸念される U リブの溶接線と、輪荷重の移動載荷の方向が一致する。輪荷重直下のある構造部位にデッキ進展き裂もしくはビード進展き裂が発見された場合には、他の同一構造部位にも同種のき裂が存在する可能性があり、また、未だ発生していないとしても、将来の発生の可能性があることを考慮し対策を講じる必要がある。したがって、同工法を適用する場合には、一般には損傷の発見された車線に関しては全長にわたって施工するのが妥当と考えられる。適用の可否や施工の範囲については、既存のアスファルト舗装の損傷状況や補修履歴、ビード進展き裂や非破壊調査により推定されるデッキ進展き裂の発生状況、その他の部位のき裂の発生状況等を踏まえ、他の対策（当て板等による補強）との比較を行いつつ判断する必要がある。

既にデッキ進展き裂がデッキ表面に貫通している場合やビード進展き裂が確認されている場合には、低い応力下でもき裂が進展する可能性があることから、SFRC 舗装と併せて、き裂先端の状態確認およびき裂の進展抑制のための切削による孔（以下、観察孔）加工を施す必要がある¹⁵⁾。また、き裂長

が長い場合には、破断部の力の伝達を確保するために鋼部材による断面補強等の対策の併用の要否を検討する必要がある。

4.3 補強工法の要求性能と試験概要

4.3.1 要求性能

デッキプレートと SFRC 舗装の接合面及び舗装体の強度及び耐久性を確保するには、適切な接着材と舗装材料の選定が重要であり、そのためには所要の性能があることを評価する必要がある。また、鋼床版上の疲労対策としては、舗装厚の範囲内での補強となることから、自ずと構造が限定される一方で、補強部材としての舗装構造やデッキプレートとの接合方法に関しては、今後、所要の性能を満たす、より合理的かつ耐久性の高い材料・構造が開発される可能性がある。これらの他の材料・構造の適用も視野に入れて、補強工法として求められる性能として以下の3項目を考える。

- 1) 大型の自動車による繰返し走行に対して、デッキプレートの局部変形を抑制し、U リブとの溶接部の局部応力が十分に低減されるようにするとともに、疲労耐久性が損なわれないようにする。
- 2) デッキ面上の補強材の打継目部、端部、及びひび割れからの水の浸入やデッキ面の温度変化の影響に対して、デッキプレートと補強材の接合面は、耐久性が損なわれないようにする。
- 3) デッキ面上の補強材は、ひび割れの発生および進展を極力抑制できるよう、耐久性が損なわれないようにする。

4.3.2 性能評価試験

(1) 試験項目

SFRC 舗装及び接合面には輪荷重の移動载荷に伴い、载荷位置に応じて、せん断、圧縮、引張力が作用する^{12), 13), 16)}。特に輪荷重載荷面の直下及び縁端付近において応力状態が厳しく、既往の調査研究^{8), 9)}でも、これらの部位のひび割れの発生が確認されている。外力の作用条件や破壊の進行過程など、実橋と同じ条件を再現して性能評価を行うためには、外力を概ね再現可能な、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験を行うことが必要と考えられる。一方、同試験に対して、環境負荷による接合面の強度低下の影響を同時に考慮した試験を行うことは多大な労力を要することもあり、別途接合面を対象とした環境負荷の影響に着目した試験を組合せて行うのが合理的と考えられる。

以上の点を踏まえつつ、材料（接着材、SFRC）の組合せを考慮して、a) せん断試験（接合面を対象）、b) 引張試験（接合面を対象）、c) 輪荷重走行試験（接合面と SFRC 舗装体を対象）の3種類の試験により、接着材により接合された部分の強度と SFRC 舗装自体の耐久性を確認することとした。

以下、各試験項目について説明する。

a) せん断試験については、SFRC と接着材による接合面を対象として、4.4 に示す製作手順を含めた試験方法により接合面の供用下での環境負荷に対する強度、耐久性を評価するものである。接合面にはせん断力のみならず圧縮・引張力も作用しており、せん断破壊のみが接合面のクリティカルな破壊形態とは限らないが、接着材の付着性能が不十分な場合には、接合面に繰返し作用するせん断力により、接合面の剥離が起こることが輪荷重走行試験において確認されている^{12), 13)}ことを踏まえ、接着

材の付着性能を相対的に評価するための一試験方法としてせん断試験を選定した。

また、本工法は、既設鋼床版上に塗布した接着材の上にフレッシュコンクリートを打設し一体化を図るものであるが、固体同士を接合する接着材の一般的な使用方法からすると特殊な接合方法と言える。児玉らは、接着材の各種成分がセメントモルタルの圧縮強度に影響を与える場合や、コンクリート中の骨材量が付着強度に影響を与える場合があるとしている¹⁶⁾。このことは、使用する接着材とSFRCの配合仕様の組合せにおいて、接合面の性能評価を行うことの重要性を示唆するものである。

b) 引張試験については、せん断試験に対して補足的な試験として位置付けており、基本的には a) せん断試験により性能評価を行うことを考えている。しかしながら、せん断試験で確認した施工条件に対して、現場における施工条件（施工時のデッキプレートの温度、接着材塗布からSFRC打設までの時間間隔等）やSFRCの配合が工事毎に若干異なる場合が想定される。その都度、せん断試験を行うことは必ずしも必要ではないと考えるが、施工品質を左右する重要な要因となる可能性があることを考慮して、接合面の強度評価を行うものである。

c) 輪荷重走行試験については、前述のとおり鋼床版上のSFRC舗装には、輪荷重の移動載荷に伴い、その接合面やSFRCに複雑な応力が作用すると考えられ、活荷重による接合面の破壊性状を適切に評価できる疲労試験として、耐久性の評価を行うものである。ここでは、SFRC舗装を施工した実大の鋼床版試験体を用いて、輪荷重走行試験機による疲労試験により、鋼床版の応力低減効果の持続性、ひび割れの挙動や接合面の引張強度に着目した評価を行う。

(2) 環境負荷条件

各試験項目の詳細は4.4及び4.5に述べるが、ここでは、せん断試験における環境負荷の条件設定の考え方について示す。

1) 温度変化と水による環境負荷の影響

温度変化と水の影響によるせん断強度の低下度合いを検討するために、試験前に環境負荷を与えることとした。接着材の付着性能の低下には、水の存在と温度が影響を与えることから、実橋でのSFRC舗装内部の温度やひび割れからの水の浸入の影響を考慮して、50℃の水中（試験では水道水（pH6.5））を使用した28日間の完全浸漬とし、その後、1日間は気中（20℃）で乾燥させた。試験温度は20℃とした。28日間の環境負荷と実橋の状況の定量的な対応付けには至っていないが、後述の4.5の試験結果より、3種類の接着材の相対的な性能の違いを確認できたことを踏まえて、必要最低限の試験期間として設定したものである。

2) 温度の影響

接着材の強度は使用温度により変動することから、載荷試験時の温度をパラメータとすることとした。試験温度は、標準的な温度（20℃）に、高温側50℃と低温側-10℃を加えた3ケースとした。高温側については、都市内高速道路におけるSFRC舗装内部での温度計測結果を参考に設定した⁹⁾。具体的には、都市内高速道路のデッキ面から10mm上のSFRC舗装内部での1年間の計測結果より、夏季の日照時のSFRC舗装下面のデッキプレートの温度は外気温より10℃程度高くなるものと想定し、国内で観測されている最高気温が40℃程度であることを考慮して、高温側の試験温度は50℃と設定した。低温側では、外気温と同程度になると想定し、道路橋示方書に規定されている鋼構造の温度変化の範囲をもとに、低温側の試験温度を-10℃に設定した。

4.4 小型試験体のせん断試験による接着材接合面のせん断強度の検討

4.4.1 SFRC の配合仕様と使用材料

図-4.3 に接着材接合面のせん断試験に用いる小型試験体の寸法形状を、表-4.1 に SFRC の配合条件を示す。既設橋の場合、交通規制を伴うことから、急速施工を前提として超速硬セメントを使用した。表-4.2 に接着材の性状および硬化樹脂の物性を示す。図に示すように、デッキ表面を模擬した鋼板上面に接着材を塗布し、75mm 厚の SFRC を打設し、接合面を模擬した試験体とした。接着材は十分な強度特性を有するエポキシ樹脂系とし、接着材 A を基本に、接着材 B, C を加えた 3 種類を対象とした。接着材 A, B については、鋼床版上の SFRC 舗装の接合への使用実績がある。接着材 C については、スタッドにより接合するタイプの SFRC 舗装において、床版防水を目的に舗装端部に使用された実績がある。いずれも接着材としては試験条件の 50℃ の温度には耐えられる材料と考えられる。使用した鋼繊維は、 $\phi 0.6\text{mm}$ 、長さ 30mm の両端フック型のファイバーで、混入率は 1.27vol.% (100kg/m³) とした。

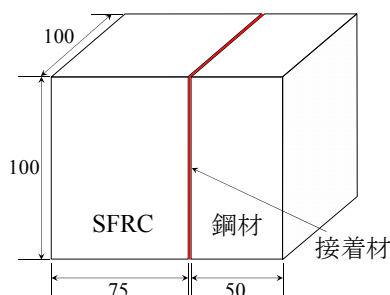


図-4.3 せん断試験に用いる小型試験体の寸法形状

4.4.2 試験体の製作

以下に試験体の製作手順を示す。

- 1) 鋼板の接着面に対して、ブラスト工法による素地調整（ショットブラスト処理、除錆度 Sa2.5 程度を目標、投射密度 150kg/m²）を行う。素地調整後は表面の鉄粉等の汚れを溶剤でふき取る。
- 2) 内寸 100×100×125mm の鋼製の型枠に、素地調整した鋼板（100×100×50mm）を挿入する。
- 3) 所定の割合で主剤と硬化剤を混合した接着材を、ただちに素地調整した鋼板面上に所定量（1.4kg/m²）垂らし、へらで膜厚が均一になるように塗布する。
- 4) 主剤と硬化剤を混合後 30 分で SFRC を打設し、振動台を用いて 10 秒程度振動を与え締め固める。
- 5) 養生シートで覆い、温度 20℃、湿度 60%に保った恒温室内で養生を行う。
- 6) 打設の翌日（24 時間後）に脱型し、側面に養生テープを貼って引き続き恒温室内で条件を変えずに材齢 28 日まで養生する。

手順 1) では、ブラスト用のスチールショット(球状)を使用した。手順 4) の、混合後から SFRC を打設するまでの時間（30 分）については、所要の接着性能を得ることができ、かつ実施工が可能な時間を考慮して設定した。また、締め固めに関して、振動台と平面バイブレータによる強度試験結果の違いが見られなかったことから、振動台によることとした¹⁹⁾。振動時間はコンクリート表面の状態より設定した。実施工では、一般にコンクリートフィニッシャにより、コンクリート表面がムラなく密

表-4.1 SFRC の配合条件

セメントの種類	コンクリート						鋼繊維	
	設計基準 圧縮強度 (3時間)	水セメント 比W/C(%)	細骨材率 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	寸法	使用量 (kg/m ³)
超速硬 セメント	24N/mm ²	40	50.1	5.0±1.5	3.0±1.5	13	φ 0.6×30mm	100

表-4.2 接着材の性状及び硬化後の材料物性

項 目	接着材A		接着材B		接着材C	
	主 剤	硬化剤	主 剤	硬化剤	主剤	硬化剤
主 成 分	エポキシ樹脂	脂肪族ポリアミン	エポキシ樹脂	ポリチオール、 脂肪族ポリアミン	変性エポキシ樹脂	変性脂肪族 ポリアミン
外 観	白色ペースト状	青色液状	乳白色粘稠液	褐色透明液	白緑色粘稠液	黄色液状
混 合 比	主剤:硬化剤=5:1(質量比)		主剤:硬化剤=4:1(質量比)		主剤:硬化剤=5:1(質量比)	
硬 化 物 比 重	1.40±0.20(JIS K 7112)		1.35±0.05(JIS K 7112)		1.65	
圧 縮 強 さ	50 N/mm ² 以上(JIS K 7181)		70 N/mm ² 以上 (JIS K 7208 [※])		107.9 N/mm ² (JIS K 6911)	
圧 縮 弾 性 係 数	1.0x10 ³ N/mm ² 以上(JIS K 7181)		1.5x10 ³ N/mm ² 以上 (JIS K 7208 [※])		不明(非公表)	
曲 げ 強 さ	35 N/mm ² 以上 (JIS K 7171)		40 N/mm ² 以上 (JIS K 7203 [※])		58.8 N/mm ² (JIS K 6911)	
引張せん断接着強さ	10 N/mm ² 以上(JIS K 6850)		10 N/mm ² 以上(JIS K 6850)		不明(非公表)	

注) 各社の技術資料をもとに作成。 ※印は廃止規格を示す。

実となるように締め固めが行われている⁶⁾が、試験体の締め固めは、これと概ね同等の条件と考えている。手順 6) では、コンクリートの材齢による強度増加を考慮し、環境負荷の影響を明確にするため、材齢 28 日まで養生した。なお、試験体は接着材種別ごとに 3 回に分けて製作した。SFRC の圧縮強度(標準養生, 28 日強度)は、70N/mm²(接着材 A)、68N/mm²(接着材 B)、75N/mm²(接着材 C)であった。

4.4.3 試験方法

試験体製作後、4.3 に示す環境負荷及び試験条件の下で、一面せん断試験により接着強度の基本特性を検討した。なお、試験時の温度影響に関する試験では、試験前に恒温室に 1 日間置いている。その際、温度センサーを内部に埋め込んだ同一試験体を余分に製作しておき、所定の試験温度であることを確認している。

図-4.4 にせん断試験の概要を示す。試験体を載荷治具に取り付け、万能試験機を用いて、所定の温度条件で載荷速度 1mm/min で破壊するまで載荷し、その際の最大荷重を計測した。なお、後述の図-4.6 の(a)と(b)では、載荷幅等が異なる載荷治具(寸法 B が(a)では 62mm, (b)では 38mm)によりせん断試験を行っている。せん断面と載荷中心の位置関係等が、せん断強度(載荷荷重を接合面の面積で除して算出した強度)に影響を与える結果となっている。試験に際して、載荷治具のせん断強度への影響に留意する必要があるが、本研究では破壊性状により試験結果の評価を行っており、接着材間の相対的な性能比較には影響しないものと考えている。

破壊性状については、目視により破断面の破壊状況を鋼板側の界面破壊、材質破壊の 2 種類に区分し、材質破壊の面積割合を算出した。材質破壊の面積は、鋼板表面の外観を写真撮影し、格子線を描いて目視にて SFRC が付着している部分より概略求めた。試験は各ケースについて 3 体ずつ実施した。

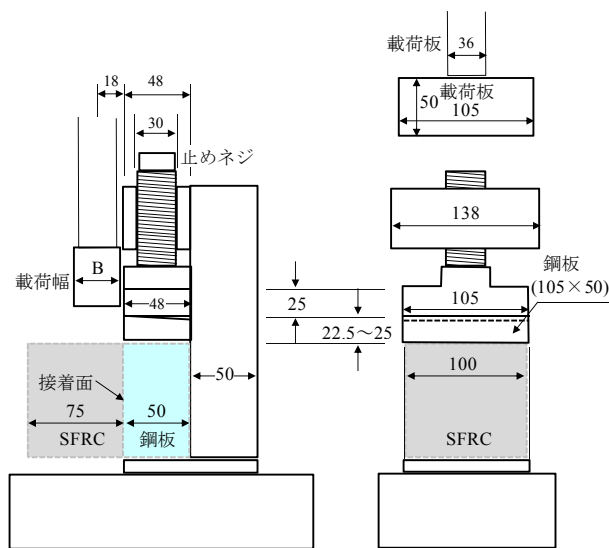


図-4.4 セン断試験の概要

4.4.4 試験結果の評価方法

接着材の破壊性状は、その破壊位置により、一般に界面破壊（接着材と被着体との界面で破壊）、凝集破壊（接着層内で破壊）、材質破壊（被着体内で破壊）の状態に分類され、このうち接着性能の信頼性の観点から最も望ましい破壊性状は材質破壊とされている。また、凝集破壊と界面破壊を比較すると、界面破壊の場合には接着性能のばらつきが大きく信頼性が低下し、接着材の性能としては不十分であるとされている¹⁷⁾。ここでは、4.4 の試験結果を踏まえて、破壊面での材質破壊（接着層に沿った SFRC 内での破壊）の面積割合が 90%以上であることを良好な接着性能を有していることの目安とした。なお、破壊面については、鋼板側に、若干ではあるが、鋼材表面が露出している場合や接着材の付着が見られる場合があり、面積割合の評価の目安を厳密に 100%とするのは難しかったため、面積算出の精度も考慮して 90%以上とした。

一方、せん断強度については、前述のとおり接着材の付着性能を相対的に評価するための一試験方法として選定していること、疲労の影響¹⁹⁾も含めた接合面でのせん断強度の所要値を提示することは難しいこと、疲労強度については輪荷重走行試験により評価が可能と考えられること等から、試験結果の評価の目安値を示していない。ただし、後述の 4.4 及び 4.5 に示す試験結果と同等程度以上の性能（図-4.6(b)中の接着材 A の場合のせん断強度）を有することが望ましいと考えている。なお、疲労耐久性を踏まえた強度所要値については今後の課題としたい。

4.4.5 試験結果と考察

(1) SFRC と接着材の接合面の強度

図-4.5 に接着材 A（環境負荷なし、試験温度 20℃）による接着材接合面の試験体の強度特性を示す。図中には、別途実施した試験による同一配合仕様で製作した、接合面を有しない SFRC 単体の圧縮強度とせん断強度の関係¹⁸⁾を併せて示す。接着材接合面を対象としたせん断試験では、接合面付近の SFRC 内で破壊が生じており、材質破壊（SFRC 内での破壊）と考えられる。接着材接合面のせん断強度は SFRC 単体のせん断強度と比較して低い傾向にある。接合面では、鋼繊維や粗骨材が介在できな

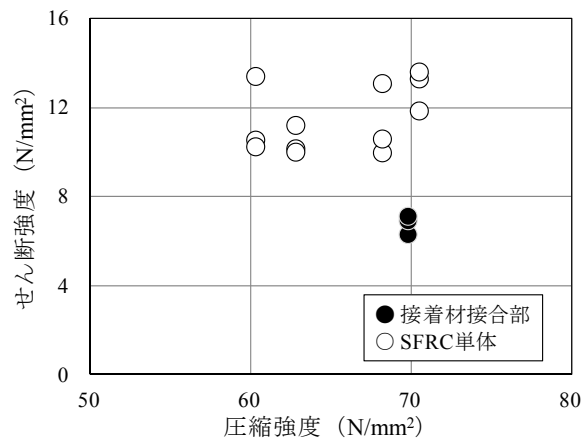
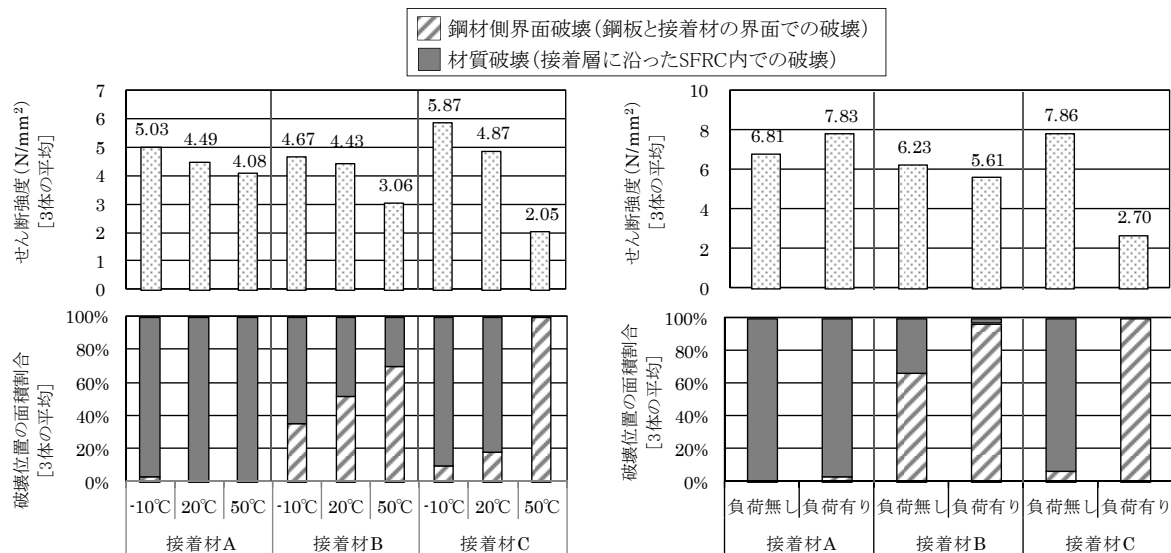


図-4.5 接着材 A（環境負荷なし，試験温度 20°C）のせん断強度特性



(a) 試験時の温度の影響

(b) 温度と水による環境負荷の影響

図-4.6 せん断強度及び破壊位置の面積割合

いため、これらが強度に影響を与えた可能性が考えられる。このように接合面では，接着材とも SFRC とも異なる強度特性を示す結果が得られており，接着材と SFRC の組合せ毎に検証することが重要であると言える。

(2) 載荷試験時の温度の影響

図-4.6(a)に各ケースにおけるせん断強度および破壊位置の面積割合（3 体平均値）を示す。いずれの接着材でも，高温になるにしたがってせん断強度が若干低下する傾向が見られる。例えば，50°C における接着材 A，B，C の強度低下は，20°C の場合に対して，それぞれ 91，69，42%である。ただし，接着材 A は接着材 B，C に比べてその低下度合いが小さく，温度によらず強度が比較的安定している。また，接着材 A では温度によらずほぼ全体が材質破壊であるのに対して，接着材 B と接着材 C では

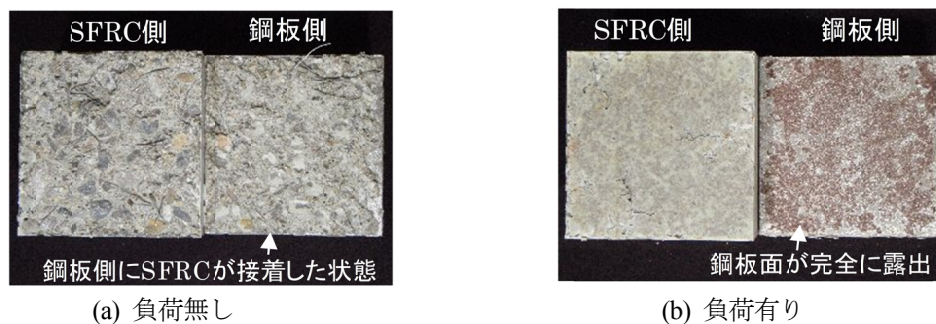


図-4.7 環境負荷前後の破壊面の状況の例（接着材 C）

鋼板側の界面破壊の部分も相当程度あり、特に高温側でその割合が高い傾向が見られる。

(3) 温度と水による環境負荷の影響

図-4.6(b)に各ケースにおけるせん断強度および破壊位置の面積割合（3 体平均値）を示す。図中の負荷無しとは材齢 28 日（20℃養生），負荷有りとは材齢 57 日（養生 28 日間，環境負荷 28 日間（50℃，水中浸漬），気中乾燥 1 日間）での試験結果を意味する。接着材 A では，せん断強度は低下することではなく，破壊面のほぼ全面が材質破壊であった。一方，接着材 B では，環境負荷の有無でせん断強度に顕著な差は見られないが，環境負荷によって鋼板側の界面破壊の面積割合が高くなる傾向が見られる。環境負荷有りではほぼ全面において鋼板側の界面破壊となった。また，接着材 C では，せん断強度が著しく低下するとともに，破壊位置も材質破壊から鋼板側の界面破壊へ顕著に変化している（図-4.7，試験の 3 日後に撮影したため，鋼板表面に錆が生じている。）。

以上のように，接着材の性状および硬化樹脂の物性だけでは，接合面としての性能が確保されるとは限らず，本試験により接着材接合面の強度特性の相違をある程度明らかにできるものと考えられる。なお，図-4.6 の(a)と(b)では，環境負荷を与えない場合（(a)では 20℃，(b)では負荷無しの条件）のせん断強度が若干異なる結果となっている。これは，前述のとおり，主として(a)の試験時に，図-4.4 に示す載荷板の幅を大きくしたこと等により，接合面に作用する曲げに伴う引張応力の影響が主な原因と考えられる。

4.5 実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験による疲労耐久性の検討

4.5.1 試験体

図-4.5 に輪荷重走行試験に使用した実大鋼床版試験体の寸法形状と荷重載荷位置を示す。鋼種は SM490Y である。試験体は中間横リブをはさみ 2 径間であり，端横リブと中間横リブの間隔は，試験設備の制約上それぞれ 2750mm，1375mm としている。デッキ厚は既設鋼床版橋で標準的な 12mm である。試験体は，6mm 厚の U リブを 2 本，8mm 厚の U リブを 3 本（ともに高さ 240mm，幅 320mm）有するが，リブ厚 8mm の U リブ側で載荷試験を行っている。ブラスト工法（ショットブラスト処理（スチールグリット使用），除錆度 Sa2.5 程度を目標，投射密度 150kg/m²）により素地調整を行った

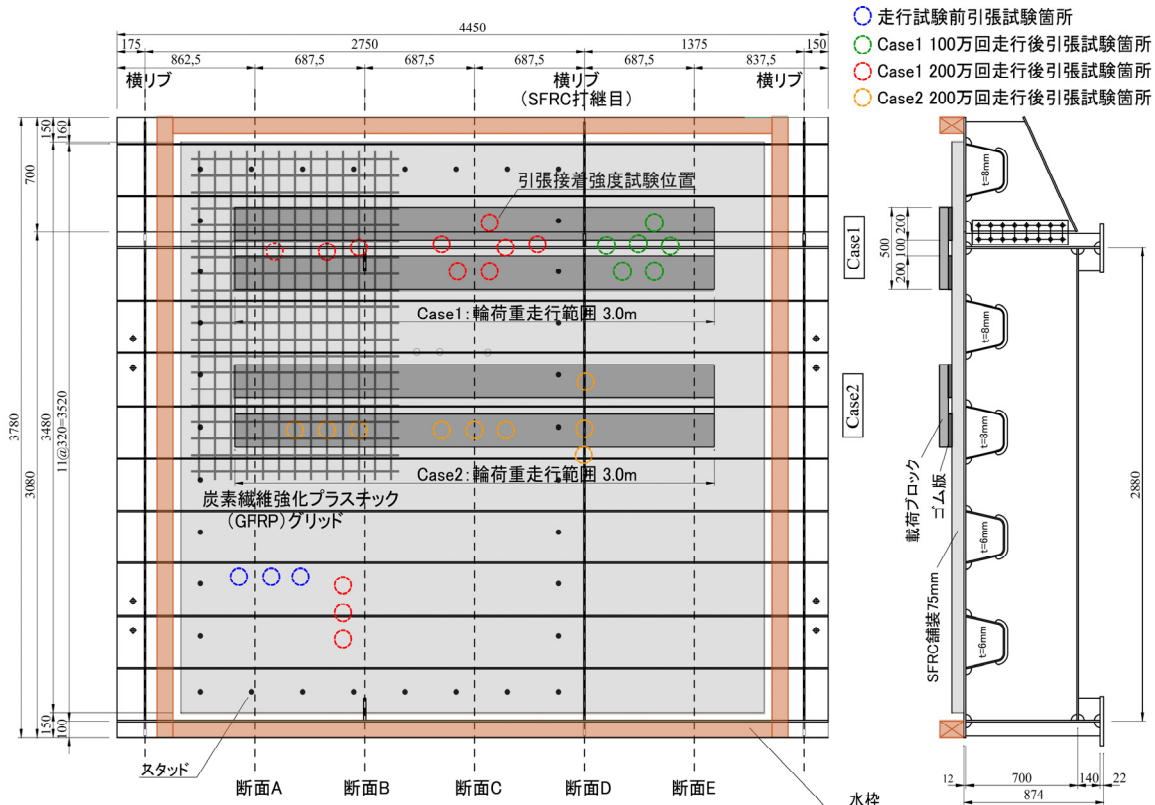


図-4.8 SFRC 舗装された実大鋼床版試験体の寸法形状

後に、表-4.2 中の接着材 A を塗布し、SFRC を試験体のほぼ全面に厚さ 75mm で敷設した。SFRC の配合仕様と使用材料は、粗骨材の最大寸法（15mm）以外は、前述の表-4.1 のとおりである。超速硬セメントを使用して材齢 3 時間で 24N/mm^2 の圧縮強度が得られる SFRC を現場用コンクリートプラントで製造した。SFRC の圧縮強度は、 27N/mm^2 （材齢 3 時間）、 51N/mm^2 （材齢 7 日）であった。

長径間側には、一部 SFRC 舗装内部に間隔 100mm の格子状の補強材（断面積 39.2mm^2 ）を設置した。CFRP グリッドと呼ばれる炭素繊維を樹脂に含浸させながら一体成型した補強材である。また、中間横リブ位置の断面 D には SFRC の打継目を設けており、長径間側と短径間側の SFRC の打設は 2 日に分けて実施した。打継目となるコンクリート面にはデッキプレートと SFRC の接合に使用したものと同一接着材 A を塗布した

4.5.2 試験方法

表-4.3 に荷重条件と主要断面の構造パラメータを示す。試験ケースは、主桁により支持される鋼床版上の SFRC 舗装に負曲げが作用する場合（Case1）と正曲げが作用する場合（Case2）の 2 ケースとした。Case1 は、大型車の後輪ダブルタイヤが主桁を跨ぐ荷重であり、負曲げにより主桁直上に生じるひび割れ近傍に輪荷重が荷重されることから、舗装には相対的に厳しいケースである。Case2 は、デッキプレートと U リブ間の溶接部のき裂発生に対して厳しい荷重条件と考えられるダブルタイヤが U リブウェブを挟み込む荷重を再現したケースである。

ひび割れ導入前後を想定した実大鋼床版試験体の FEM 解析によれば、SFRC 舗装とデッキプレートが接合された状態では、接合面及び SFRC 舗装ともに輪荷重載荷面の直下及び縁端付近において応力

状態が厳しくなっている¹⁹⁾。これを踏まえると、特に、鋼床版上の舗装では、主桁ウェブ上に負曲げに伴うひび割れが発生し接合面に達する可能性が高い。負曲げに伴い開閉口するひび割れに水が浸入しつつ接合面にはデッキプレートの曲げ変形に応じて引張力が作用する。その部分に水が到達する状況で、輪荷重の直上の繰り返し载荷の影響を受けることが SFRC 舗装にとって厳しい条件の一つであると考えた。そこで、Case1 では、輪荷重走行試験に先立ち、断面 A, C, E の位置にそれぞれ荷重（図-4.11 参照）を载荷し、主桁ウェブ上にひび割れを導入した後、100 万回（50 万往復）の輪荷重走行を実施し、さらに試験体上面に水を張り、SFRC 舗装を完全に水没させた状態で 100 万回の载荷を実施した。

表-4.3 载荷条件と主要断面の構造パラメータ

試験 ケース	载荷方法	断面	補強材
Case1 (負曲げ载荷)	輪荷重 150kN 乾燥状態 100 万回 ↓ 輪荷重 150kN 水張り 100 万回	A,B	CFRP グリッド
		C	なし
		D	なし (打継目部)
		E	なし
Case2 (正曲げ载荷)	輪荷重 150kN 水張り 200 万回	A,B	CFRP グリッド
		C	なし
		D	なし (打継目部)
		E	なし

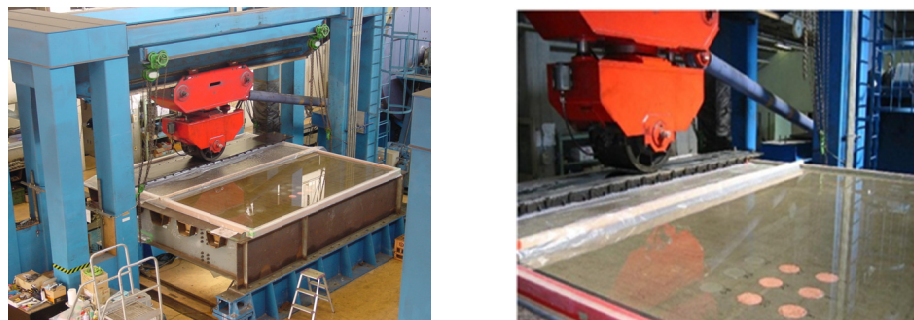


図-4.9 水張り状況下での輪荷重走行試験状況



図-4.10 引張試験载荷装置と試験後の円形コア

Case2 では、最初から水没させた状態で 200 万回の輪荷重走行を実施した。図-4.9 に水張り状態での試験状況を示す。

載荷荷重は既往の活荷重実態調査結果¹⁹⁾において計測された最大軸重 298kN を参考に輪荷重を 150kN とした。大型車の後輪ダブルタイヤによる輪荷重を想定し、厚さ 22mm、幅 200mm のゴム板 2 枚を 100mm 離して橋軸方向に敷き、その上に載荷ブロックを置き載荷した。試験時に、無載荷の部位、輪荷重走行させた部位に着目して接着材接合面の引張試験（図-4.10）を行った。試験位置は、図-4.8 に示すとおりである。SFRC 舗装に、コアカッターを用いて、φ100mm の切り込みをデッキ上面に達するまで入れ、毎秒 0.1N/mm² の載荷速度で荷重を載荷し、デッキプレートと SFRC 舗装の接着接合面が破壊するまで試験を行い、破壊時荷重を計測した。試験は輪荷重走行試験前（0 万回載荷時）、水なし走行後（100 万回載荷時）、水張り走行後（200 万回載荷時）に実施した。

4.5.3 試験結果と考察

(1) 応力低減効果

1.5 の既往の研究で述べたように同工法による舗装がない鋼床版に対するデッキプレートと U リブの溶接部近傍の応力低減効果は、実施工でも明らかにされている⁵⁾。今回の試験でも同等程度の低減効果があったことを確認している。例えば、Case2 におけるデッキプレートに進展するき裂を対象とした参照ひずみ²⁰⁾としてのデッキ下面幅員方向ひずみ（デッキ・U リブ間溶接部のデッキ側止端から 5mm 位置に貼付したゲージ長 1mm のひずみゲージの値）は、断面 C では 150kN 載荷時で 45μ（未舗装時-1100μ）と大幅に低下しており絶対値で 10%以下となっている。さらに、Case1,2 ともに輪荷重直下の U リブ溶接部近傍のデッキ側や U リブ側のひずみは、試験終了時まで大きな変化は見られずデッキプレートと SFRC との一体化は確保されていたと考えられる。なお、本論文では SFRC 舗装後の試験体に対する数値解析は行っていないが、著者が別途実施した諸元の異なる実鋼床版試験体を用いた静的載荷試験^{12),13)}において鋼床版各部のひずみ計測値と解析値の比較を行っている。その結果によれば、載荷初期の段階では SFRC 舗装とデッキ間ではほぼ完全合成であることを確認している。

(2) 静的載荷によるひび割れ導入時（Case1）の挙動

図-4.11 に CFRP を配置した断面 A と、配置していない断面 C, E における荷重とひび割れ幅の関係

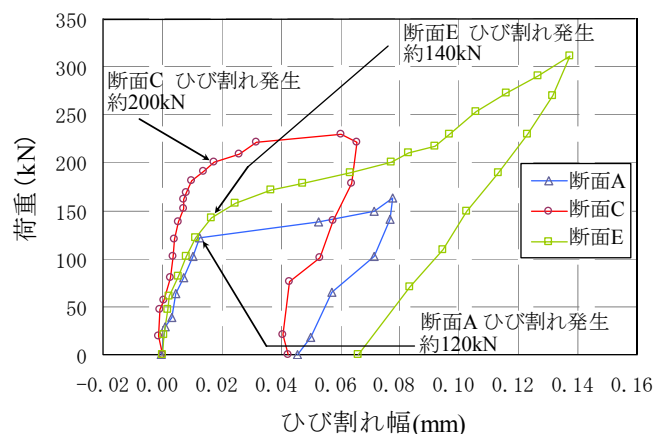
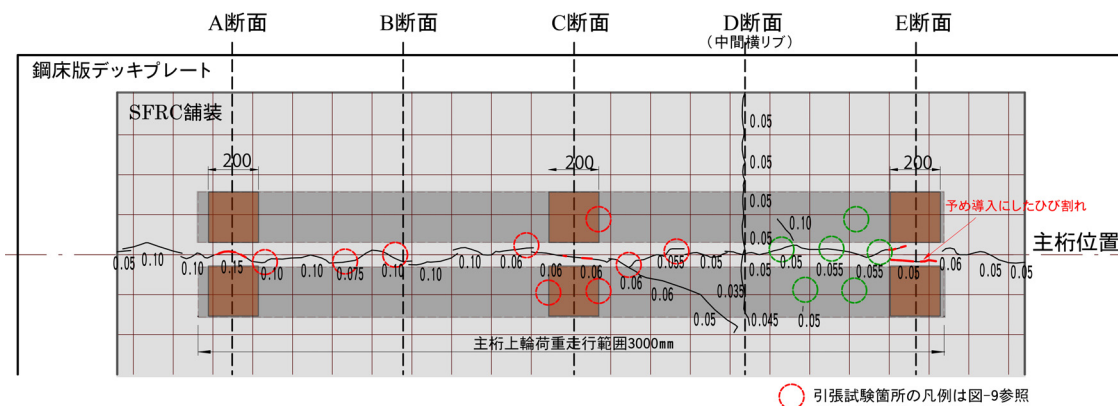


図-4.11 ひび割れ導入載荷における荷重-ひずみ関係



を示す。横軸のひび割れ幅とは主桁ウェブ直上に設置した π 型ゲージにより計測した値である。なお、 π 型ゲージは各断面位置とその前後 80mm 離れた位置の合計 3 箇所を設置し計測を行ったが、3 箇所での計測値に有意な差は認められなかったため、断面位置の値を用いている。断面 A では約 120kN、断面 C では約 200kN、断面 E では約 140kN でひび割れが発生したと推測される。前述のとおり、実橋で計測された軸重から、最大級の輪荷重として 150kN 程度が想定され、主桁直上の SFRC 舗装表面には輪荷重による負曲げの影響のみでひび割れが発生する可能性が大きいと言える。なお、CFRP グリッドで補強した断面 A では低い荷重でひび割れが発生している。また、断面 A のひび割れ幅は断面 C、E と比較して必ずしも小さいわけではない。著者は別途小型試験体を用いて負曲げ部を対象とした静的載荷試験を実施しており²¹⁾、その試験では補強材の有無によるひび割れ性状の相違を調べているが、ひび割れの分散効果やひび割れ幅の抑制効果は必ずしも明確には認められない。これらの結果を併せると、少なくとも負曲げに対する CFRP グリッドのひび割れ発生までの対策効果は小さいものと考えられる。

(3) 輪荷重走行 (Case1,2) 時のひび割れ挙動と破壊性状

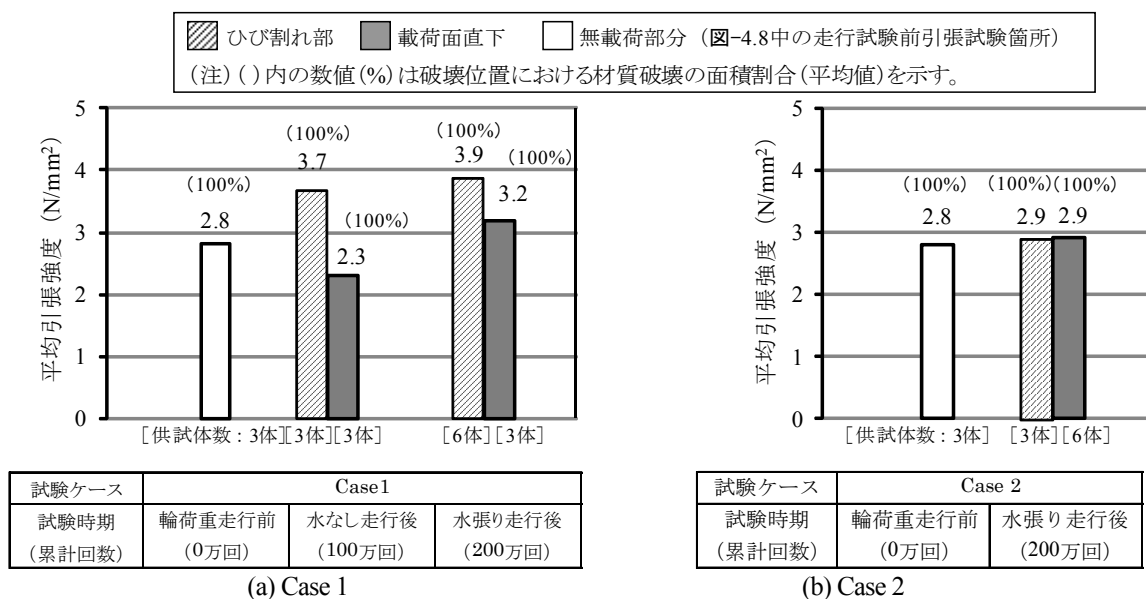


図-4.13 輪荷重走行試験前後におけるデッキプレートと SFRC 舗装間の接合面の引張試験結果

横リブ位置 (断面 D) 付近の輪直下に幅 0.05~0.4mm のひび割れが生じていた。

(4) デッキプレートと SFRC 舗装間の接合面の引張強度

図-4.13 に Case 1, 2 について輪荷重走行試験前後における接合面の引張強度の試験結果 (平均値) を示す。試験は図-4.12 中の丸印の箇所で実施した。輪荷重走行試験前の引張強度 (図-4.8 中の無載荷部分で実施) は 2.8 N/mm^2 であった。すべての試験箇所のコアにおいて SFRC 内で破壊が生じており材質破壊であった。なお、図-4.13(b)のひび割れ部については、図-4.8 に示すとおり、ひび割れ部の試験位置 3 箇所のうち 2 箇所は載荷面直下でもあるが、図では「ひび割れ部」として整理している。

Case 1 では 100 万回走行後 (水なし) の引張強度は、ひび割れ部では 3.7 N/mm^2 、載荷面直下 (図-4.12 中の網掛け内) では 2.3 N/mm^2 であり、水張り状態での荷重走行後 (200 万回時) においても、強度低下は見られなかった。Case 2 でも、200 万回走行後の引張強度は、ひび割れ部及び載荷面直下ともに 2.9 N/mm^2 であり、荷重走行後においても強度の有意な低下は見られなかった。

図-4.14 に、図-4.13 に示す試験結果を、輪荷重走行試験を終了した実大鋼床版試験体を (独)土木研

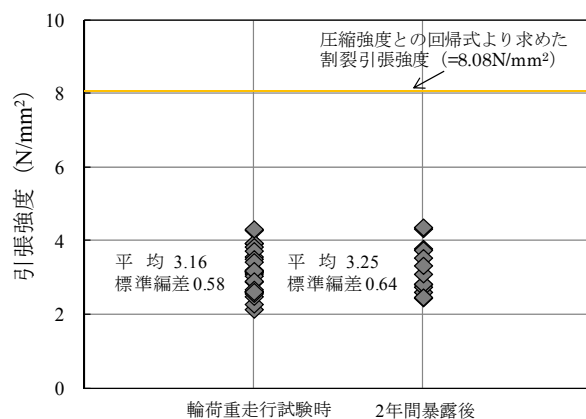


図-4.14 試験時と 2 年間暴露後の接合面の引張強度の比較

究所敷地内に2年間屋外暴露した後に実施した引張試験結果（試験体数：13体、平均値：3.3N/mm²）と比較して示す。暴露後の引張試験は、Case1及びCase2の載荷面直下で実施している。また、図中には、別途実施した試験によるSFRCの割裂引張強度¹⁵⁾を参考に示す。暴露期間後の試験結果もほぼ同程度の強度を有しており、試験終了時と比較して有意な強度低下は見られなかった。なお、試験方法の違いはあるが、引張強度は、SFRC試験体の割裂引張強度と比較して半分程度以下と低い傾向にある。この理由としては前述のせん断試験結果と同様に、主として接合面では鋼繊維や粗骨材が介在できないことによる影響の可能性が考えられる。

以上のように、Case1, 2ともに、輪荷重走行試験後まで、構造的に負曲げを受ける主桁直上及び横リブ直上のひび割れ発生以外には、目立った変状、デッキ下面側のひずみの大幅な変化、接着強度の低下は見られなかった。このため、SFRC舗装の破壊の進行過程や最終的な破壊状況までは確認できなかったが、少なくとも水張り状態で輪荷重150kNの200万回載荷に対して供用安全性に支障を来すような変状は生じないことを確認できた。

4.6 性能評価のための試験項目の整理

4.4, 4.5の試験結果に基づき、SFRC舗装を適用する場合の材料・構造の耐久性に関わる性能評価試験の項目を表-4.4に整理する。舗装体及び舗装体と鋼床版の接合部の性能を定量的に評価するための方法は確立しているわけではないが、試験結果を踏まえると、外力の作用条件や破壊の進行過程などを概ね再現可能な実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験と、接合面を対象とした環境負荷の影響に

表-4.4 SFRC舗装補強工法の性能評価のための試験項目とその概要

項 目		試験概要		
		材料の選定及び施工条件	環境負荷条件	試験方法及び試験結果の評価
強度特性	接合面の強度	以下の材料の組合せを考慮して確認 ・接着材 ・SFRCの配合	【養生】 28日間 【試験温度】(恒温室に1日置く) -10℃, 20℃, 50℃	a)せん試験 SFRCでの破壊の面積割合が90%以上
		材料(接着材, SFRCの配合仕様)の組合せは上記と同一とした上で、工事毎に以下の施工条件を考慮 ・デッキプレートの温度 ・SFRC打設までの時間間隔 ・SFRCの配合	【養生】 28日間 【試験温度】 20℃	b)引張試験 SFRCでの破壊の面積割合が90%以上
耐久性	接合面の温度変化と水に対する耐久性	以下の材料の組合せを考慮 ・接着材 ・SFRCの配合	【養生】 28日間 【環境負荷】 50℃の水中に28日間浸漬した後、1日気中で乾燥 【試験温度】 20℃	a)せん試験 SFRCでの破壊の面積割合が90%以上
	接合面及びSFRC舗装の疲労耐久性	以下の材料の組合せを考慮 ・接着材 ・SFRCの配合	【養生】 28日間 【試験温度】 20℃	c)輪荷重走行試験 (SFRC舗装及び接合面の作用力を適切に反映できる載荷条件を考慮) 供用性, 安全性に支障を来すおそれのある損傷が生じないこと

着目した試験を適切に組合せて行うのが重要と考えられる。なお、現場の施工条件によっては、接着材を塗布する前に予め素地調整後の防錆のため、プライマーを塗布する場合も考えられる。この場合には、プライマーも考慮して接合面の性能評価試験を行う必要がある。

4.7 まとめ

SFRC 舗装による鋼床版の補強工法の概要、要求性能を示すとともに、耐久性評価のための、小型試験体を用いた接合面の強度試験と実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験の結果について分析を行った。得られた主な結果を以下にまとめる。

- (1) 3 種類のエポキシ系接着材のフレッシュなコンクリートと鋼材表面間の接着性能に関して、接着材接合面を模擬した小型試験体を用いたせん断試験を行い、水と温度の同時作用による環境負荷の強度低下や破壊性状（破壊面の位置）に与える影響を明らかにした。また、せん断試験により接着材の性能の相対的な違いを明らかにすることができ、同試験が、接着材の施工条件への適用性を評価する引張試験と構造体としての耐久性を評価する輪荷重走行試験と併せて、重要な試験項目であることを示した。
- (2) 水張り状況下での輪荷重走行試験では、負曲げ作用を受ける主桁ウェブ上、横リブ上にコンクリートのひび割れが発生し、主桁ウェブ上ではデッキ表面までひび割れが貫通した。しかしながら、ひび割れの顕著な進行等の変状、輪荷重直下のデッキ下面側のひずみの大幅な変化、接合面の接着強度の低下は見られず、少なくとも水張り状態で輪荷重 150kN の 200 万回載荷に対して供用安全性に支障を来す変状は生じないことを明らかにした。
- (3) (1),(2)の検討結果を踏まえ、耐久性評価のための試験項目・方法を整理した。補強工法としての性能を満たすためには、デッキプレートと舗装の接合面及び舗装体の耐久性を確保するための適切な接着材と舗装材料の選定が重要となる。特にデッキプレート、接着材及び SFRC 舗装で構成される接合面に関して、舗装と鋼床版の一体化が図れるように、大型の自動車の繰返し走行、温度変化及び水の影響に伴う経年的な劣化に対して耐久性を有することを試験により確認する必要があることを示した。

【参考文献（第4章）】

- 1) (社)土木学会：鋼構造シリーズ19 鋼床版の疲労，pp.63-75，2010.12.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，社団法人日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究－実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討－，国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書，第471号，2008.8.
- 3) 村越潤，有馬敬育：鋼床版における最近の疲労損傷事例と対策に関する検討－デッキプレート内進展き裂を対象として－，第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，(社)土木学会，pp.13-24，2006.7.
- 4) 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，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.1-10，2007.8.
- 5) 児玉孝喜，緑川和由，玉越隆史，村越潤，山本洋司，一瀬八洋，大田孝二：大平高架橋の鋼床版における SFRC 舗装によるひずみ低減効果，第6回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.111-120，2008.6.
- 6) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2・3・4）報告書－SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）－，共同研究報告書，第395号，p.59，2009.10.
- 7) 小野秀一，下里哲弘，増井隆，町田文孝，三木千壽：既設鋼床版の疲労耐久性向上を目的とした補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.213-226，2005.10.
- 8) 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.335-347，2009.4.
- 9) 小野秀一，牛越裕幸，下里哲也，稲葉尚文，富田芳男：鋼繊維補強コンクリートを敷設した鋼床版の水浸輪荷重疲労試験，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，CS2-18，pp.57-58，2007.9.
- 10) 下里哲弘，若林登，稲葉尚文，富田芳男，小野秀一，渡辺真至：疲労損傷を受けた鋼床版における SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，I-22，pp.43-44，2007.9.
- 11) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷺見高典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集 A，Vol.66，No.1，pp.79-91，2010.2.
- 12) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2）報告書－SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験（分冊 1/2）－，共同研究報告書，第392号，2010.1.
- 13) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その2）報告書－SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験（分冊 2/2）－，共同研究報告書，第398号，2010.4.
- 14) 小野秀一，渡辺真至：鋼床版の疲労予防策として適用された SFRC 舗装の現状と耐久性，土木学会第65回年次学術講演概要集，I-92，pp.191-192，2010.9.

- 15) 村越潤, 小菅匠, 石井博典, 春日井俊博, 遠山直樹, 石澤俊希: ビード進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装の対策効果に関する検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.722-736, 2012.12.
- 16) 児玉孝喜, 西元央, 鎌田修, 福手勤: フレッシュコンクリートの接着接合における接着剤成分が耐久性に及ぼす影響に関する研究, セメント・コンクリート論文集, No.63, pp.546-553, 2009.12.
- 17) 例えば, 原賀康介: 信頼性の高い接着設計のための基本条件と耐久性評価法, 日本接着学会誌, Vol.43, No.8, pp.20-25, 2007.8.
- 18) (独)土木研究所, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その 4) 報告書-SFRC の基本物性と接着材接合部における強度特性に関する検討-, 共同研究報告書, 第 413 号, 2011.2.
- 19) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良樹: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料, 第 2539 号, 1988.1.
- 20) 井口進, 内田大介, 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法に関する検討, 土木学会論文集 A, Vol. 67, No.3, pp.464-476, 2011.9.
- 21) 宇井崇, 梁取直樹, 村越潤, 石井博典, 西野崇史, 春日井俊博, 石垣勉: 鋼床版上 SFRC 舗装の負曲げモーメント発生部を対象とした実験(その 1), 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, I-24, pp.45-46, 2007.9.

第5章 鋼床版ビード進展き裂に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果の評価

5.1 概説

1章及び2章に述べたようにUリブを用いた鋼床版では、輪荷重直下のUリブとデッキプレートとの間の片側すみ肉溶接のルート部において、主にデッキプレート板厚方向に進展しデッキ表面に至るデッキ進展き裂と、溶接ビード内に進展しビードを貫通するビード進展き裂（図-5.1）の2種類のき裂が報告されている¹⁾⁷⁾。いずれのき裂についても、き裂発見部位のみならず、輪荷重位置直下では橋全長にわたる将来のき裂発生の可能性を考慮して、4章に述べた SFRC 舗装^{8)・12)}等の適切な対策を講じていく必要がある。

既にき裂がデッキプレートを貫通している部位やビード進展き裂が発生している部位については、SFRC 舗装と併せて、き裂先端の除去と除去部分からのき裂再発抑制を目的として、き裂先端部に切削による孔（以下、観察孔）¹³⁾加工を施すことや、き裂の状況によっては破断部の応力伝達の確保を目的として、さらに当て板による断面補強を行う必要がある。ビード進展き裂については、SFRC 舗装による補強効果が十分発揮されるのであれば、出来るかぎり観察孔の施工のみの対策とするのが合理的と考えられる。しかしながら、SFRC 舗装と観察孔を施工した上での断面補強の可否については、ビード進展き裂の進展性状に対して定量的な判断材料がない状況である。特に観察孔の施工に伴い、溶接ルート部が表面に露出し、孔周辺が輪荷重載荷の影響を受けることから、その部分からの新たなき裂の発生が懸念される。

1.5 に述べたように、これまでに両者のき裂が残存している状態での SFRC 舗装の対策効果は確認されてきている^{14)・16)}が、き裂の長さが異なる場合や、そのき裂先端位置が溶接ビードの長手方向で異なる場合の影響については、明らかにされていない。特に数多くの損傷が報告されているビード進展き裂に対しては、定量的な判断基準を提示することが求められている。

このような背景の下、本章では、ビード進展き裂の長さや先端位置が変化した場合を対象として、SFRC 舗装と観察孔の併用によるき裂の進展抑制効果について、実大鋼床版試験体を用いた静的載荷



図-5.1 鋼床版のUリブ溶接部に沿って発生したビード進展き裂

試験，定点疲労試験及びFEM解析により検討を行った．まず，静的載荷試験とFEM解析により，輪荷重下でのき裂長さとお察孔部分の応力性状の関係を把握した．次に定点疲労試験を行い，観察孔部分の疲労性状を把握するとともに，疲労試験結果とFEM解析を踏まえて，ビード進展き裂の長さ・位置，溶接の溶込み量，鋼床版の構造諸元などのパラメータが観察孔部分の疲労耐久性に与える影響を明らかにした．

5.2 試験体及び解析モデル

5.2.1 試験体

(1) 寸法形状および使用材料

図-5.2に，SFRC舗装を施工した実大鋼床版試験体（以下，試験体）の寸法形状と載荷試験時の荷重載荷位置（試験方法は後述）を示す．鋼種はSM490Yである．試験体は中間横リブをはさみ2径間で

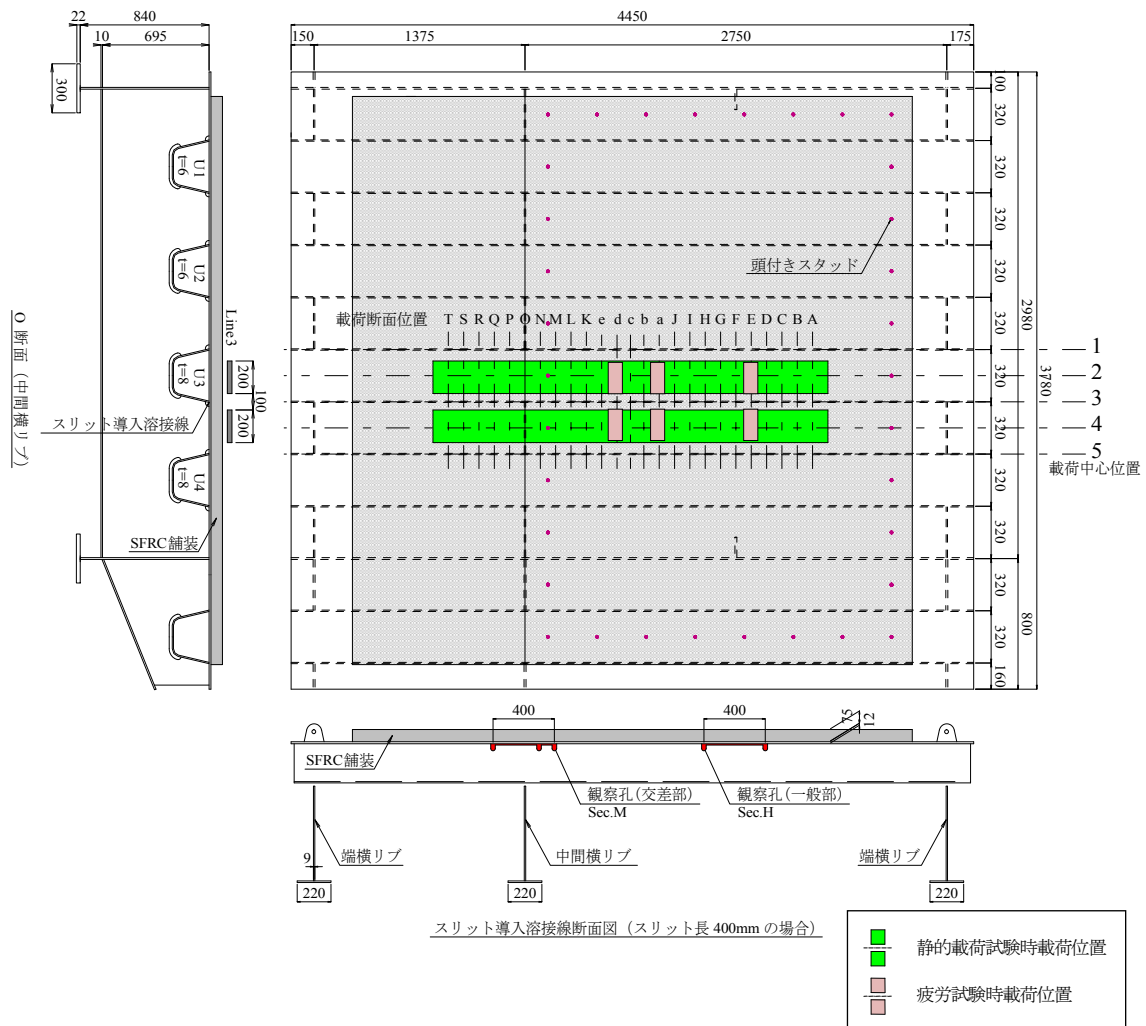


図-5.2 SFRC 舗装を施工した実大鋼床版試験体の寸法形状と載荷試験時の荷重載荷位置

表-5.1 エポキシ系接着剤（硬化樹脂）の物性

項 目	硬化樹脂の物性
硬 化 物 比 重	1.40±0.20 (JIS K 7112)
圧 縮 強 さ	50 N/mm ² 以上 (JIS K 7181)
圧 縮 弾 性 係 数	1.0×10 ³ N/mm ² 以上 (JIS K 7181)
曲 げ 強 さ	35 N/mm ² 以上 (JIS K 7171)
引張せん断接着強さ	10 N/mm ² 以上 (JIS K 6850)

注1) メーカーの技術資料等をもとに作成したものである。

注2) 表中のJISは試験方法を示す。

あり、端横リブと中間横リブの間隔は、試験設備の制約上それぞれ2750mm、1375mmとしている。デッキ厚は標準的な12mmである。試験体は本章での検討以外の使用目的も含めて製作されたもので、6mm厚と8mm厚のUリブを2本ずつ有する。実橋では、Uリブ厚8mmと6mmのいずれにも損傷事例が報告されており、ここではリブ厚8mmのU3リブ（高さ240mm、幅320mm）に着目して載荷試験を実施した。なお、リブ厚6mmとした場合の応力性状への影響については小さいことをFEM解析により確認している（本章末の補足に詳細を示す.）。

また、SFRC舗装（超速硬コンクリート（材令3時間設計基準強度24N/mm²）、鋼繊維混入量1.27vol.%）を試験体のほぼ全面に厚さ75mmで敷設し、高耐久性のエポキシ系接着材（4章の表-4.2の接着材A）を介して接合した。表-5.1に接着材（硬化樹脂）の物性を示す。SFRCの圧縮強度は、27N/mm²（材齢3日）、51N/mm²（材齢7日）であった。構造細目、施工方法の詳細は文献8）による。なお、75mmという舗装厚は、出来る限り厚くして剛性を確保し応力軽減を図るために、既設アスファルト舗装（一般に厚さ65～85mm）を置き換えることを想定したものである。

(2) スリットと観察孔の施工

試験ではU3リブのU4リブ側の溶接ビードに着目し、同溶接部にビード進展き裂による破断を模擬したスリット（以下、スリット）を施工するとともに、その両端にき裂先端処理を兼ねた観察孔を施工した。

図-5.3に横リブ交差部をまたぐ位置（以下、交差部）と縦リブ支間中央の位置（以下、支間部）に導入したスリットと観察孔を示す。スリットは、ディスクグラインダにより、Uリブウェブ側の溶接止端付近から溶接ビードに沿ってウェブ面に垂直に切り込み（幅5mm程度）を設けることにより施工した（図-5.4参照）。スリットについては、スリット長と観察孔部分の応力性状の関係を把握するために、スリット長を100mmから600mmまで100mmずつ増加させながら、各スリット長に対して、静的載荷試験を行った。なお、スリット長400mmの時点で、観察孔H、Mを対象として疲労試験を実施し、観察孔こば面ルート部から疲労き裂を発生させた。その後、スリット長600mmの時点での疲労試験の都合上、着目観察孔を交差部ではL、支間部ではCに変えた。

図-5.5に観察孔の寸法形状と溶接ビードの加工形状と溶接部の開先形状を示す。観察孔の寸法形状は、φ24mmのコアドリルによる実際の施工例を参考に設定した。自動CO₂ガスシールドアーク溶接とし、溶接の溶込み量はUリブ厚に対して75%以上¹⁷⁾としている。ビード進展き裂の発生には溶込み量が影響を与える¹⁷⁾ことから、き裂を発生しやすくするため、溶接ビードの余盛を切削することに

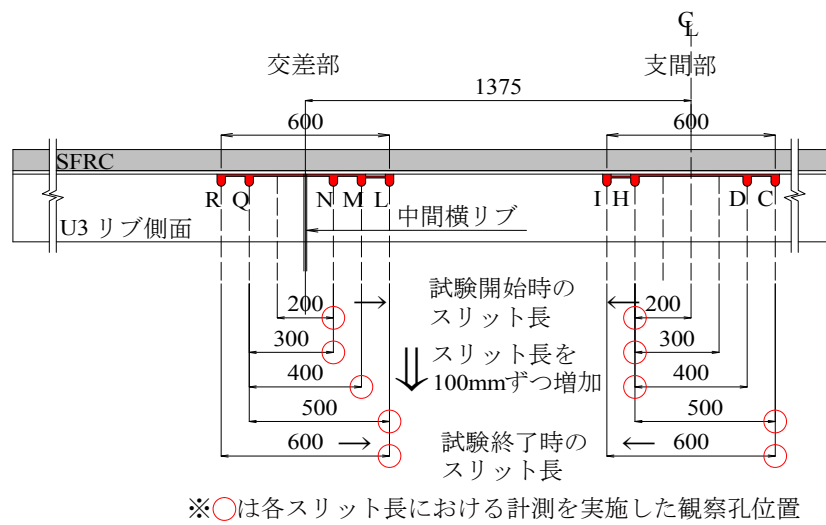
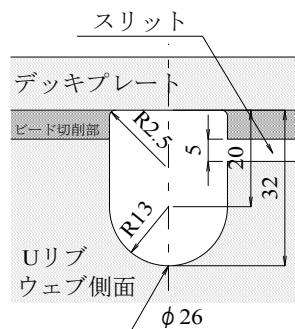


図-5.3 スリット（交差部及び支間部）と観察孔

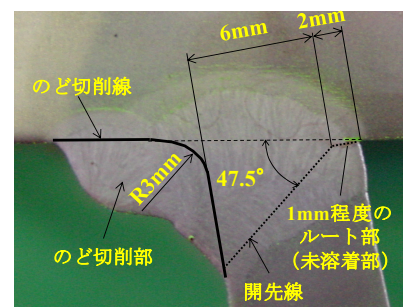


(a) ディスクグラインダーによる切込みの施工 (b) スリットと観察孔の施工状況

図-5.4 スリットの導入状況と加工状況



(a) 観察孔



(b) Uリブ溶接部

図-5.5 観察孔の寸法形状と溶接ビードの加工形状及び開先形状

より、溶込み量とのと厚不足による局部応力への影響を模擬した。なお、脚長分のビード切削による孔内の応力性状に与える影響に関しては、本章末の補足に詳細を示すが、FEM解析の結果、試験体の溶接形状（溶込み量 75%、のと厚 0mm）と、実橋の溶接形状（溶込み量 50%、脚長 6mm）では、概ね近い応力性状を示すことを確認している。

観察孔の施工方法は次のとおりである。まず、 $\phi 24\text{mm}$ のコアドリルを用いて、デッキ下面から 20mm の位置を中心に削孔した。削孔完了後、デッキ下面にうすく残存している U リブウェブ及び溶接ビードから新たな疲労き裂の発生を防止するため、棒グラインダにより観察孔こば面がデッキ下面にほぼ垂直になるように加工するとともに、角部には半径 2.5mm の R 加工を施した。なお、棒グラインダにより観察孔のエッジ部のバリ取りを行ったため、孔径は $\phi 26\text{mm}$ に拡大している。スリットは、観察孔施工後にディスクグラインダを用いて、溶接ビードの U リブウェブ側の止端付近に設けた。

5.2.2 解析モデル

試験体の観察孔部分の応力性状を把握するために、FEM解析を行った。図-5.6に試験体の解析モデルの全体図を、図-5.7に溶接部形状と観察孔部分の解析モデルを示す。溶接部の形状は、ビード切削後の試験体の溶接形状と同じとした（以下、このモデルを試験体モデルという）。スリットについては、デッキ下面と U リブウェブ上面の節点を共有させないことでモデル化した。スリットの位置は試験体とは異なるが、鉛直荷重が U リブウェブに直接伝達しない点で、その影響は一致しており整合がとれている。着目観察孔の最小要素寸法は、 $0.5\text{mm} \times 0.5\text{mm} \times 0.5\text{mm}$ 程度とした。SFRC舗装及び鋼部材の弾性係数 E とポアソン比 ν は、それぞれ $E=40,000\text{N/mm}^2$ ($\nu=0.167$)、 $E=200,000\text{N/mm}^2$ ($\nu=0.3$)とした。SFRC舗装の厚さは、試験体と同様に 75mm である。SFRC舗装の弾性係数 E とポアソン比 ν は、試験体製作時に計測していないため、弾性係数は別途実施した同一配合に対する材料試験¹⁸⁾の結果 ($E=39400\text{N/mm}^2$ (材齢 7 日)) を参考に、ポアソン比は「道路橋示方書」¹⁹⁾に基づいて設定した。SFRC舗装とデッキプレート間の接合は完全合成と仮定した。荷重は、後述の 5.3 に述べる静的載荷試験の載荷条件と同じとし、輪荷重 (150kN) を模擬して載荷した。なお、本解析モデルの節点数は、117,200 節点、要素数は 113,200 要素である。解析には汎用有限要素法解析プログラム COSMOS/M ver.2.9 を使用した。

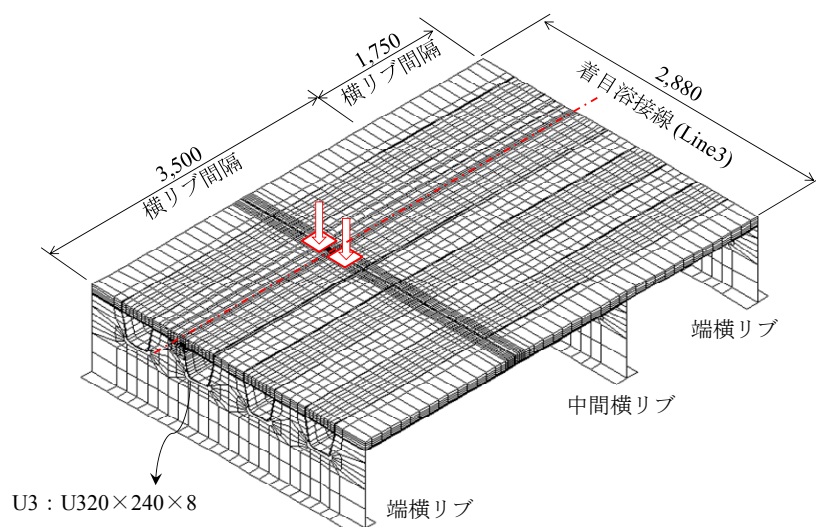


図-5.6 試験体の解析モデル全体図

また、5.3 で述べる試験体の載荷試験結果との比較により精度の確認された解析モデルを用いて、5.5 では実鋼床版に SFRC 舗装と観察孔を施工した場合を対象としたモデル（以下、実橋モデル）で FEM 解析を行い、スリットや各種構造パラメータが疲労耐久性に与える影響について検討を行った。実橋モデルでは、溶接部の形状以外は図-5.6 に示した試験体モデルを基本として、溶接部形状および観察孔は図-5.8 に示すように溶込み 50%，脚長 6mm の溶接部を再現した。このように実橋モデルについては、試験体モデルと溶接部の形状が異なり、また、表-5.3 に示すように縦リブ支間等の鋼床版諸元もパラメータとして変化させている。基本ケースの溶込み量と脚長は、き裂の発生している既設鋼床版橋では溶込み量 75% を満たしていない事例が多いことを踏まえ設定した。その上で、溶込み量の影響については後述の FEM 解析で確認することとした。解析結果については、輪荷重の移動載荷により、着目部位に発生する応力範囲として整理を行った。なお、実橋モデルの解析では、スリット長、スリット位置、溶接溶込み量、溶接脚長、舗装剛性、縦リブ支間をパラメータとした。

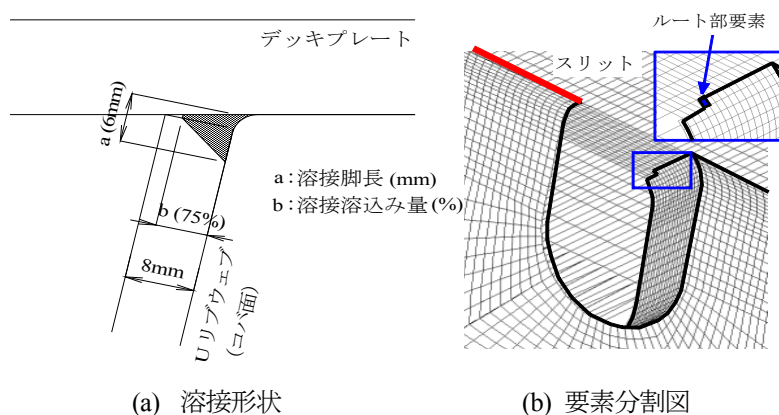


図-5.7 試験体モデルの溶接形状と観察孔部分の解析モデル

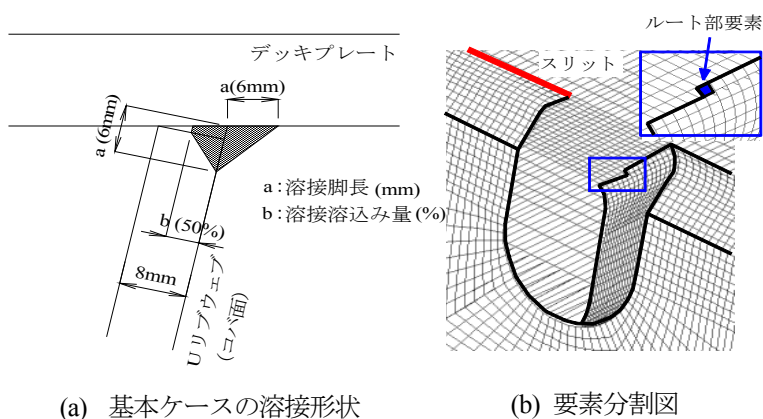


図-5.8 実橋モデルの溶接形状と観察孔部分の解析モデル

5.3 実大鋼床版試験体の静的載荷試験による応力性状の把握

5.3.1 試験方法

本試験では、スリットを導入する着目溶接線に対し、SFRC 舗装後に観察孔からのき裂発生に厳しい載荷状態と考えられるダブルタイヤが挟み込む載荷状態を着目載荷位置（載荷位置中心：Line3）とした。着目部における橋軸方向の応力変動が得られるように、断面 A～断面 T（100mm ピッチを基本、ただし断面 b～断面 d は 87.5mm ピッチ）の各点において静的載荷した。また、主要な断面（橋軸方向影響線の最大・最小応力位置）では、橋軸直角方向載荷による影響を確認するため、Line3 から $\pm 160\text{mm}$ 、 $\pm 320\text{mm}$ にずらした位置にも静的載荷した。荷重は、大型車の後輪ダブルタイヤによる輪荷重を想定し、厚さ 22mm、幅 200mm、長さ 200mm のゴム板 2 枚を 100mm 離して載荷した。荷重の大きさは既往の活荷重実態調査結果²⁰⁾において計測された最大軸重 298kN を参考に輪荷重 150kN とした。

図-5.9 に主な計測箇所として、観察孔部分のひずみゲージの貼付位置を示す。ゲージ長は全て 2mm とし、ひずみゲージ G1～G3 には局部の応力分布を計測するため 5 連ゲージを用いた。以下、5 連ゲージは溶接部近傍から順番に添番をつけて示す（中心を“-3”）。また、ひずみゲージ G4 には、観察孔近傍の U リブ側面の主応力を計測するため 3 軸ゲージを用いた。

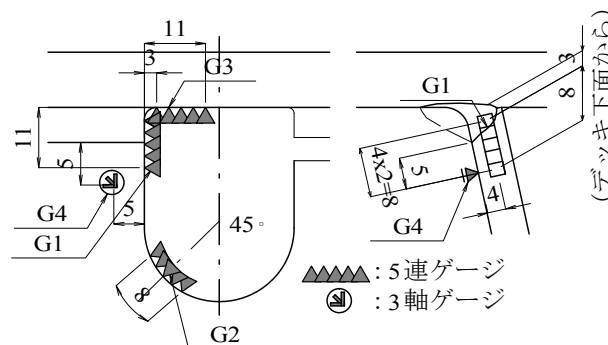


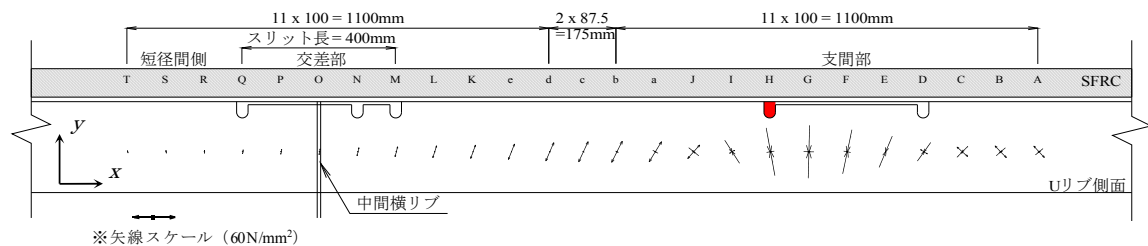
図-5.9 観察孔部分のひずみゲージの貼付位置

5.3.2 試験結果と考察

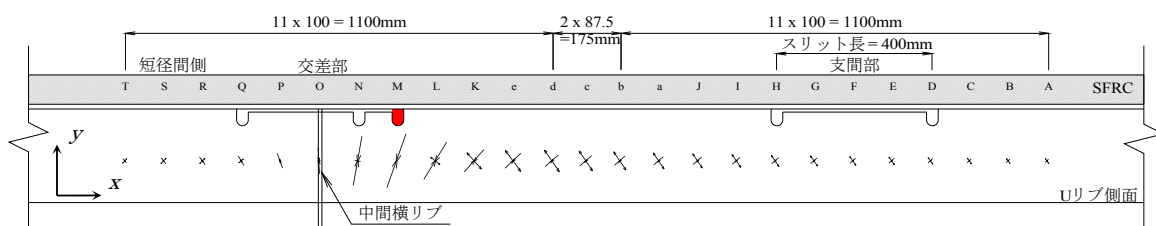
(1) Uリブ側面の主応力

図-5.10に観察孔部分（スリット長400mm）のUリブウェブ側面位置（ひずみゲージG4）における主応力図を、図-5.11にひずみゲージG4における載荷位置と主応力（絶対値の最大値）及び主応力方向の関係を示す。主応力方向は、図-5.10中の x軸を 0度として反時計回りを正とした場合の最大主応力の角度を指している。

図-5.11より、交差部と支間部のひずみゲージG4の主応力の変化の傾向を比較すると、着目観察孔（図中のそれぞれ断面H、M）を中心に左右を逆にした同様の形状を示しており、観察孔近傍において正負交番している。また、最小主応力の最小値、最大主応力の最大値ともに交差部と支間部では同程度の値を示している。Uリブ側面の最大主応力の最大値は、交差部、支間部ともに、観察孔からスリットのない側へ300mm程度離れた位置に載荷した時に生じており、その方向はUリブに作用するせん断

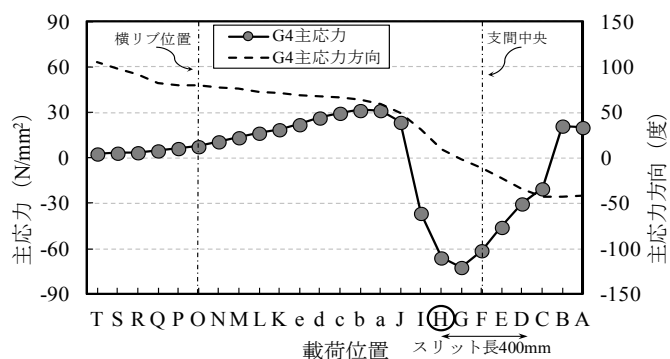


(a) 支間部 (着眼観察孔 H)

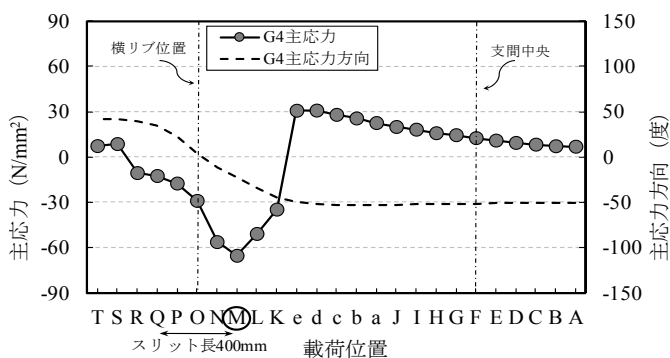


(b) 交差部 (着眼観察孔 M)

図-5.10 観察孔部分のUリブウェブ側面位置 (ひずみゲージG4) における主応力図



(a) 支間部 (着眼観察孔 H)



(b) 交差部 (着眼観察孔 M)

図-5.11 Uリブウェブ側面位置 (ひずみゲージG4) における荷重位置と主応力及び主応力方向の関係

力の影響を受けて約 ± 50 度となっている。一方、最小主応力の最小値は、スリット上に載荷した時に生じており、その方向は輪荷重の直上載荷による影響を受けてほぼ鉛直方向となっている。以上より、支間部及び交差部ともに、移動載荷時の応力の変化傾向は同じであるため、以下、主に支間部に着目して結果を示す。

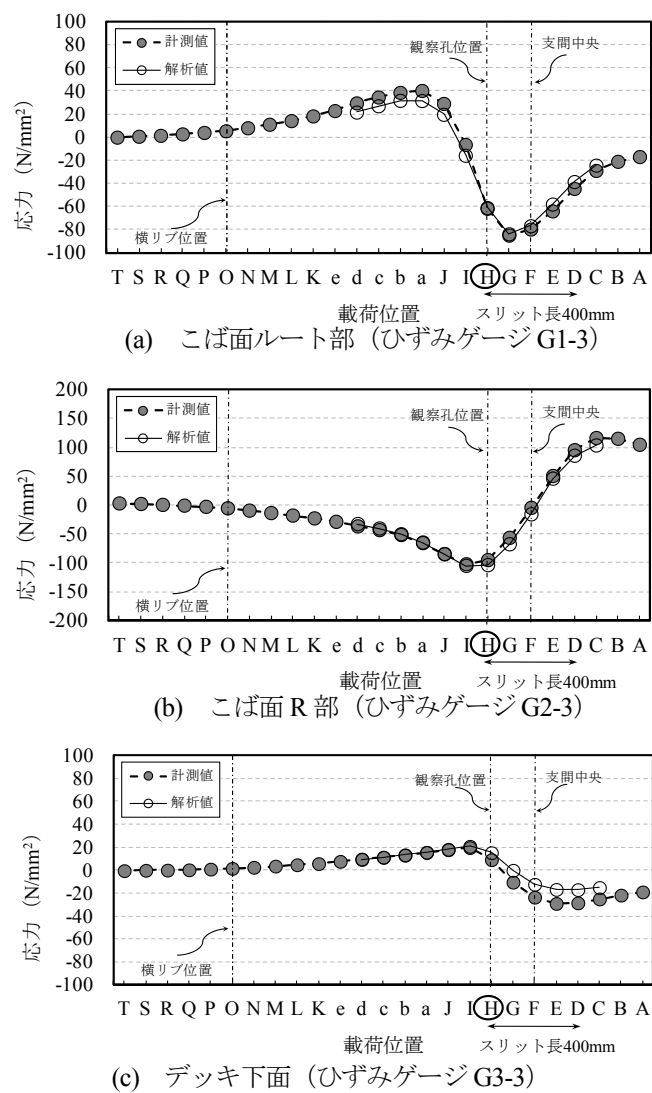
(2) 橋軸方向載荷時の観察孔の応力性状

図-5.12に橋軸方向に載荷位置に対する、支間部の観察孔H（スリット長400mm）における応力変動を示す。着目する計測位置は観察孔こば面ルート部近傍（ひずみゲージG1-3）、観察孔のこば面R部（ひずみゲージG2-3）及びデッキ下面（ひずみゲージG3-3）である。解析値は同位置の要素の節点応力から算出した。以下、これらの各着目位置をこば面ルート部近傍、こば面R部、デッキ下面と呼ぶ。また、図-5.13にスリット長400mmの場合の、最大・最小応力発生載荷位置（断面a, G）における、こば面ルート部近傍の鉛直方向応力分布を示す。いずれの部位においても、計測値と解析値は良く一致しており、解析モデルは妥当と考えられる。

3部位の中ではこば面R部の応力が最も大きく、次いでこば面ルート部近傍の応力が大きい。最大、最小応力の発生する載荷位置は3部位で若干異なるものの、観察孔前後で応力の正負交番が見られており、前述のUリブ側面の応力の変動とほぼ同様の变化傾向を示している。

こば面ルート部近傍の応力に着目すると、図-5.12より、引張側では観察孔近く（スリットの無い側に300mmの位置（断面a））で最大となり、スリットから離れるにつれて漸減し、横リブ上ではほぼ 0N/mm^2 となっている。図-5.10に示したように、Uリブに作用するせん断力の影響を受けて、こば面ルート部近傍の応力の変動はUリブを連続梁と見立てた場合のせん断力の変動に近い形状を示している。一方、圧縮側では、スリット上（スリットのある側に100mmの位置（断面G））に荷重を載荷した場合に最大となっており、せん断力の影響に加えて、観察孔をスリット部の支点部と見立てた場合の支点反力の影響を受けた応力性状を示している。このような最大・最小応力が生じる応力性状であることは、スリットの位置が支間方向に変化しても、観察孔周辺の応力範囲は大きく変わらない可能性があることを示している。この点については、5.5において解析結果を踏まえて考察する。

これら3部位について、応力の最も大きいのはこば面R部であり、こば面ルート部近傍と比較して応力範囲が約75%大きい。ただし、こば面R部では母材相当の疲労強度を有していること、こば面ルート部近傍ではルートが露出しており疲労強度が低いことを考慮すると、き裂発生が懸念される部位はこば面ルート部と考えられる。このため、以下、こば面ルート部近傍の応力性状に着目して検討を行う。



注) 解析値は断面C~Dについて図示

図-5.12 支間部の観察孔Hにおける橋軸方向の応力変動

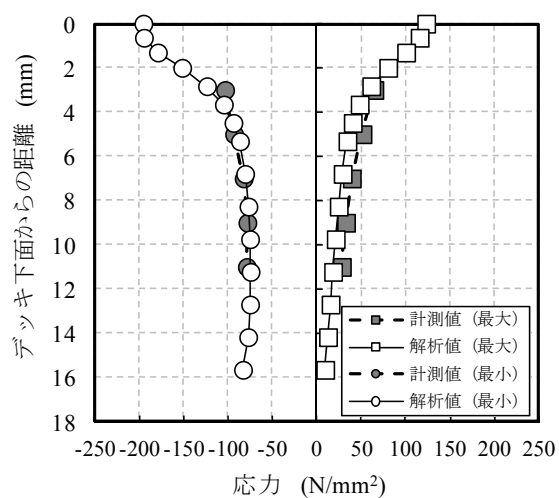


図-5.13 支間部のこば面ルート部 (ひずみゲージ G1) における鉛直方向応力分布

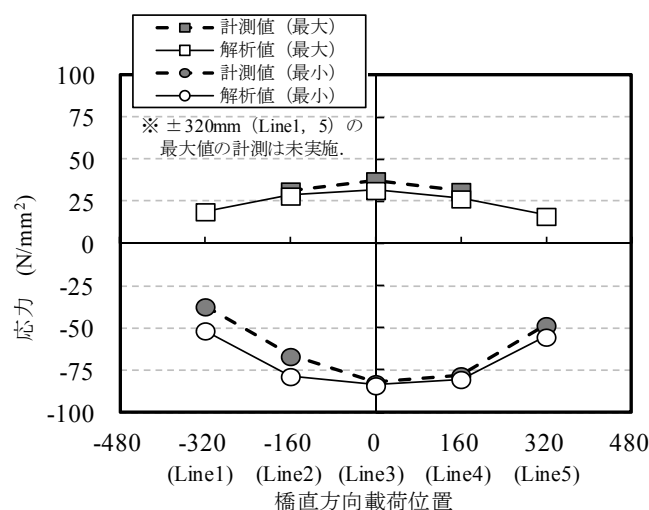


図-5.14 支間部のこば面ルート部（ひずみゲージ G1-3）の橋軸直角方向の応力変動

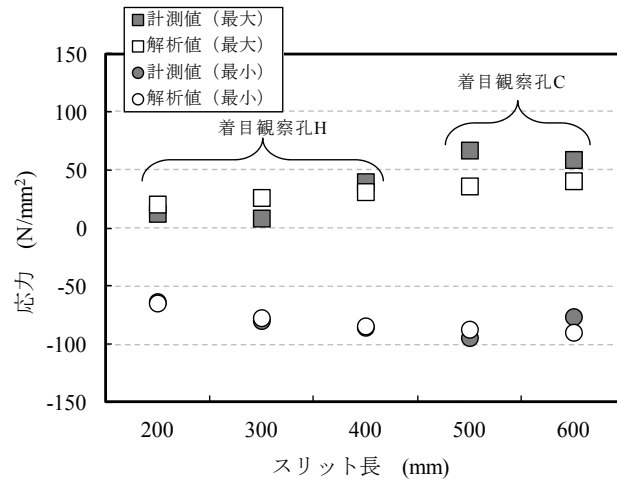
(3) 橋軸直角方向荷重時のこば面ルート部近傍の応力性状

図-5.14 に支間部の観察孔部分（スリット長 400mm）におけるこば面ルート部近傍（ひずみゲージ G1-3）の橋軸直角方向の応力変動を示す．荷重位置は，Line3 上の橋軸方向の移動荷重時において最大・最小応力が発生した位置（断面 a, G）を対象としている．Line3 上荷重時の場合，最も応力が大きい．また，荷重位置のずれに対する応力の変化は小さく，剛性の高い SFRC 舗装と鋼床版との一体化による版としての荷重分配（膜応力）の影響によるものと考えられる．交差部においても絶対値は異なるものの応力の変化傾向は同様であった．なお，FEM 解析により，夏季のアスファルト舗装のように剛性の小さい場合には幅員方向の荷重位置によって U リブウェブが面外曲げの影響を受けて，ルート部に引張応力が生じるが，SFRC 舗装の場合にはデッキプレートと一体となり版として挙動するため，そのような引張応力は発生しないことを確認している．

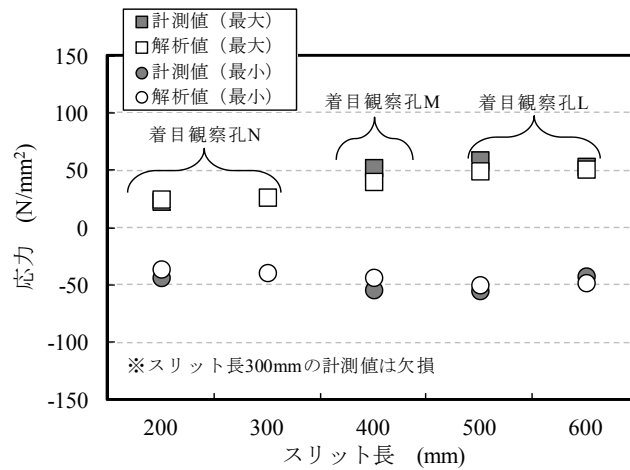
(4) こば面ルート部近傍の応力へのスリット長の影響

図-5.15 にスリット長を変化させた場合の観察孔のこば面ルート部近傍（ひずみゲージ G1-3）の応力の最大・最小値とスリット長の関係を示す．また，図-5.16 に支間中央（スリット上の，図-5.10 中の断面 F）に荷重を荷重した時の SFRC 舗装下面の最大引張応力の解析値を示す．この解析値は，着目溶接線（Line3 位置）上の SFRC 舗装側の要素の応力の最大値であり，橋軸方向応力は支間中央位置，橋軸直角方向応力は観察孔位置での応力（当該位置で最大となる）を指している．舗装内のため計測値は得られていないが，図-5.13～図-5.15 の計測値と解析値の比較結果より解析モデルは妥当と考えられ，解析値のみによる考察に問題はないと考える．支間部，交差部ともに，スリット長の増加によりこば面ルート部近傍および SFRC 舗装下面の引張応力は漸増している．また，本文には示していないが，隣接する U4 リブの U リブ下面の中心における橋軸方向応力は，スリットが長くなると若干増加する傾向にあった．これらの挙動は，SFRC 舗装と鋼床版の合成効果により，スリットを導入した U リブの荷重分担が小さくなり，合成版としての荷重分担が増加したためと考えられる．SFRC の割裂引張試験による引張強度は圧縮強度の約 1/10（圧縮強度 51N/mm² に対して約 5N/mm²）である

ことから、荷重 150kN の繰返し载荷に対してひび割れの発生が懸念される応力レベルと考えられる。疲労試験後のコア抜き調査（Line3 位置）ではひび割れは確認されなかったが、き裂長が大きくなるとひび割れ発生の可能性が高くなることに注意する必要がある。



(a) 支間部



(b) 交差部

図-5.15 スリット長と最大,最小応力の関係

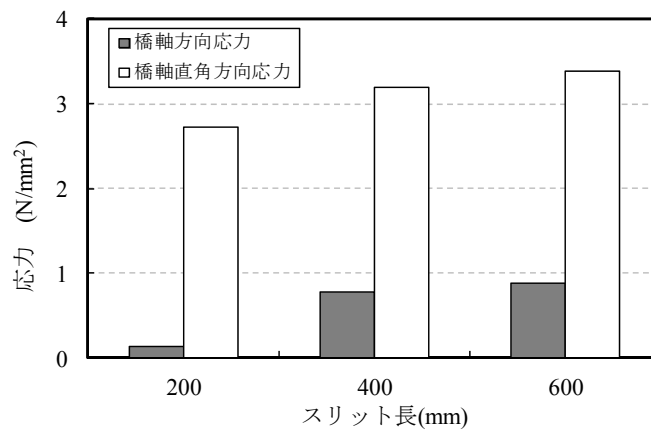


図-5.16 SFRC 舗装下面の最大引張応力解析値

5.4 実大鋼床版試験体の定点疲労試験による疲労性状の把握

5.4.1 試験方法

静的載荷試験の結果、i) 観察孔ではルート部からのき裂発生の可能性が高いこと、ii) 橋軸直角方向では直上載荷の Line3 が最も発生応力が高いこと、iii) 観察孔には輪荷重の橋軸方向の移動に伴い交番応力が発生することが確認された。この結果から、定点疲労試験の試験条件を表-5.2 に示す通りとした。

表-5.2 定点疲労試験の試験ケースと載荷条件

試験 ケース	スリット 長 (mm)	着目 観察孔	載荷 断面	最大 荷重 (kN)	最小 荷重 (kN)	荷重 範囲 (kN)	載荷 回数 (万回)
ケース1	400	交差部 M 支間部 H	a	380	10	370	400
ケース2	600	交差部 L	d	240	10	230	200
ケース3		支間部 C	E	310	10	300	200

定点疲労試験の場合、着目部に対して移動荷重に伴う正負交番の応力変動を与えることは出来ない。そこで、図-5.2中の静的載荷試験時の載荷位置の範囲内で載荷位置を決めた上で、観察孔こば面ルート部近傍のひずみゲージG1-1の応力範囲が、荷重150kNの橋軸方向の移動載荷によるひずみ範囲（観察孔H, M, C, Lに対して、それぞれ843, 591, 780, 832 μ ）と同値となるように載荷荷重を決定した。5.6.1に詳述するが、疲労耐久性評価時には、ひずみゲージG1-1とG1-3ともに参照応力とならないため、これらの値を用いずにFEM解析によるルート部要素の応力の解析値を用いている。このため、疲労試験時にはルート部要素の応力に近い近傍のひずみゲージに基づき載荷荷重を決定するのが適切と考えた。載荷回数については、き裂がデッキプレート内にある程度進展するのが確認された400万回（ケース1）、200万回（ケース2）とした。また、ケース3では、き裂が発生しなかったため、載荷回数200万回で終了した。以下に、各載荷ケース（載荷位置は図-5.2を参照）の概要を示す。なお、直上載荷ではないため、載荷荷重としては大きい値となっている。

a) ケース1

観察孔H, Mに着目したケースである。一点の載荷で同時に2箇所の観察孔の疲労試験を実施するため、橋軸方向載荷位置は、影響線載荷より得られた観察孔Hと観察孔Mについて、それぞれのひずみ範囲と疲労試験のひずみ範囲（ただし、引張）の比率が概ね同等になる断面aとした。載荷荷重は、静的載荷試験時の載荷荷重150kNの約2.47倍（荷重範囲370kN）とした。

b) ケース2

観察孔Lに着目したケースである。載荷位置は、影響線載荷における最大値（引張）の発生位置である断面dとした。橋軸方向載荷荷重は、静的載荷試験時の載荷荷重150kNの1.53倍（荷重範囲230kN）とした。

c) ケース3

観察孔Cに着目したケースである。載荷位置は、ひずみ影響線における最小値（圧縮）の発生

位置である断面Eとした。橋軸方向載荷荷重は、静的載荷試験時の載荷荷重150kNの約2.00倍（荷重範囲300kN）とした。

5.4.2 試験結果と考察

試験ケース1, 2では、観察孔H, M, Lにおいてこば面ルート部からき裂が発生した。図-5.17に観察孔Lの表面き裂の発生状況（200万回載荷後）を、図-5.18に各観察孔での表面き裂長さと繰返し載荷回数関係を示す。ここで表面き裂長さとは、図中に示すこば面（溶接ビードの部分）とデッキ下面のき裂長の総和を指す。

表面き裂は、スリット長、部位（交差部、支間部）によらず、いずれも露出したルート部から発生し、Uリブウェブの板厚方向に進展し溶接ビードを破断させた後、デッキ下面側からデッキ内部に進展していった。このき裂は、実鋼床版におけるビード進展き裂に対して施工された観察孔から発生したき裂¹⁴⁾と同様の位置に発生しており、いずれもUリブせん断力に伴う引張応力の影響を受けてデッキ内に進展しているものと考えられる。試験終了後の破面観察によれば、表面き裂の進展とともに、内部ではデッキ内に向かって進展していく様子（図-5.17参照）が確認された。

デッキ内でのき裂の進展方向は、観察孔近傍のUリブ側面（ひずみゲージG4）に発生する最大主応力方向（引張応力）の概ね法線方向と一致していた。試験ケース1, 2の試験終了時のルート部からデッキ面に進展した3部位のき裂長さはそれぞれ、表面で13～20mm（うちデッキ面で5～8mm）、深さで板厚方向に対して2～7mm程度であった。図より、き裂は比較的早い載荷回数で発生するが、SFRC舗装と一体化が図られ応力の抑えられているデッキ内への進展挙動は緩やかであることがわかる。

試験ケース3では、き裂は発生しなかった。試験ケース3は片振り圧縮載荷であり、こば面ルート部に引張応力が作用していないことが影響しているものと考えられる。輪荷重載荷時には正負交番であり疲労試験1, 2の片振り載荷で得られた結果よりも進展挙動は幾分遅くなるものと推測される。

なお、試験終了後に、Line3に沿ってSFRC舗装とデッキプレートの付着状況を引張接着試験²¹⁾（直径100mmのコアの引張接着強度）により確認したが、引張接着強度が喪失している部位は見られず、また、舗装表面やコア側面にひび割れは確認されておらず、SFRC舗装自体は健全な状態であった。

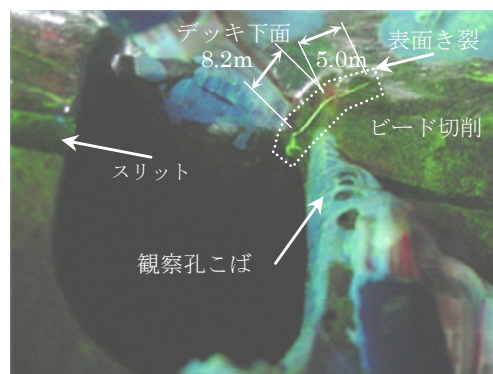


図-5.17 観察孔Lの表面き裂の進展状況（200万回載荷後）

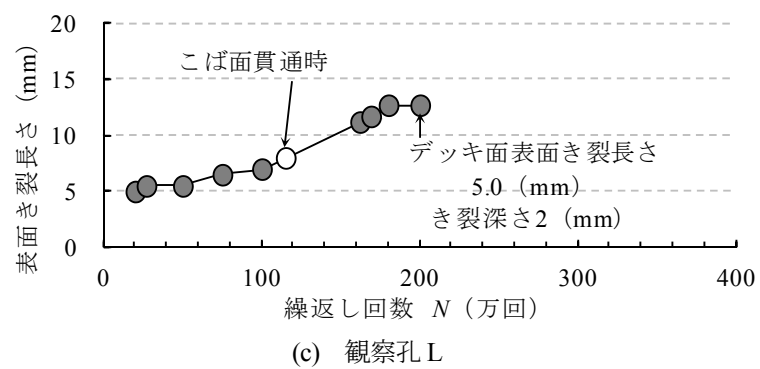
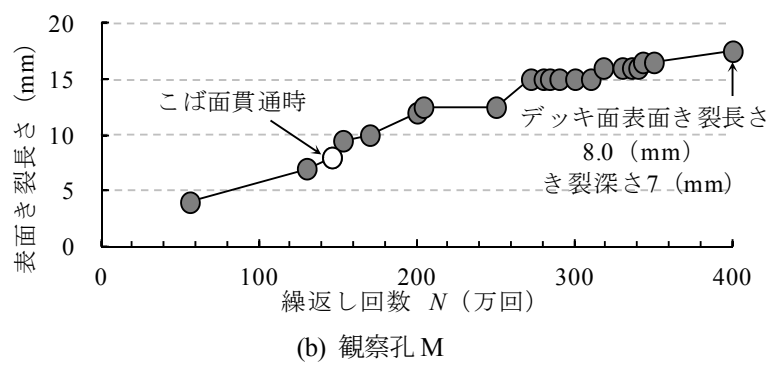
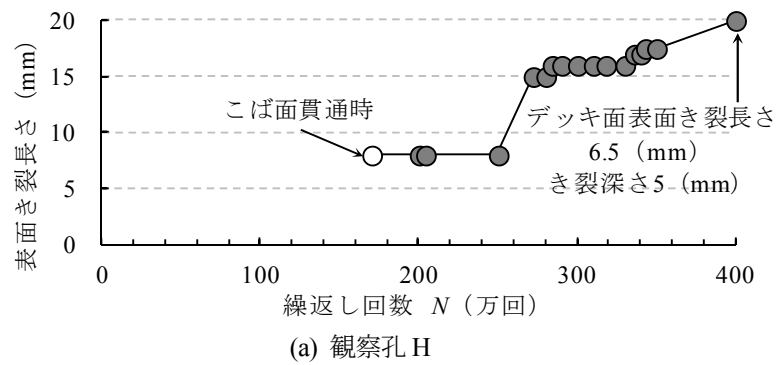


図-5.18 各観察孔での表面き裂長さとの繰返し回数の関係

5.5 き裂長さ及び鋼床版の構造諸元の影響に関する感度解析

5.5.1 解析方法

5.3において、図-5.6、図-5.7に示した解析モデルにより、観察孔周りの応力挙動が良く再現できることが確認された。そこで、本節ではき裂の起点である解析モデルのルート部の要素（以下、ルート部要素、図-5.7(b)参照）の主応力を用いて、実橋で想定される溶接条件、き裂状態及び構造諸元の影響について検討を行うこととした。ここで、図-5.7及び図-5.9に示したように前節に示した計測値としてのこば面ルート部近傍の応力（ひずみゲージ G1-3）では、ルート部要素の応力と着目位置が異なることを付記する。また、次節では試験体モデルにおける観察孔のルート部要素応力と、実橋モデルの同部位の応力との関係を用いて、実橋モデル（5.2.2 参照）の疲労耐久性評価を試みた。なお、ルート部要素応力については、要素寸法の影響を受けるが、解析値の相対比較^{22),23)}は可能と考えられる。

5.5.2 解析パラメータと解析ケース

表-5.3 に検討した解析パラメータと解析ケースを、図-5.19 にスリット長 400mm の場合の支間部、

表-5.3 実橋モデルの解析パラメータと解析ケース

解析パラメータ	解析ケース	
	基本ケース	変化ケース
スリット長(mm)	400	200, 300, 500, 600
スリット位置	交差部, 支間部	1/4支間部
溶接溶込み量(%)	50	0, 25, 75
溶接脚長(mm)	6	4
縦リブ支間(mm)	2750	2000, 3500, 4000

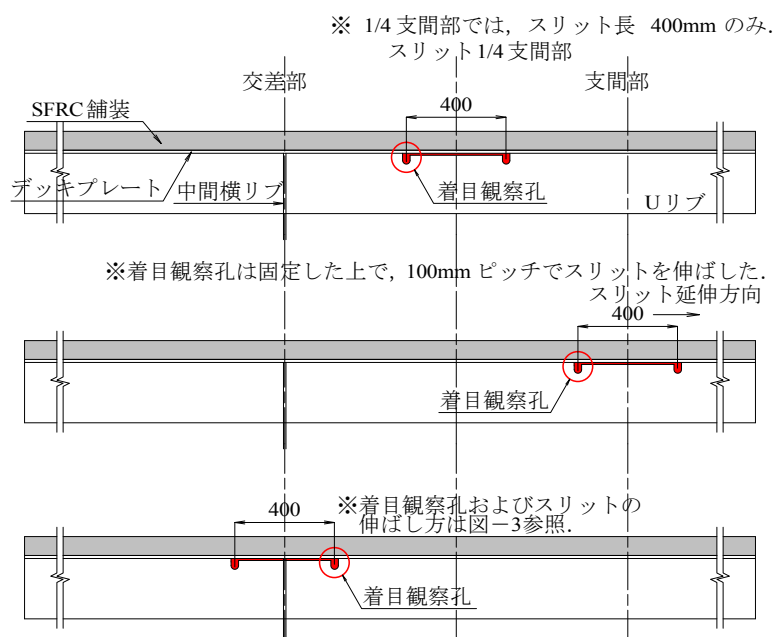


図-5.19 支間部、交差部および 1/4 支間部の解析モデル（スリット長 400mm の場合）

交差部及び1/4支間部の解析モデルを示す。スリット位置の影響を検討するため、支間部、1/4支間部にスリットを設け、それぞれ支間中央、1/4支間を中心に片側200mm（全長400mm）のスリット長とした。スリット長をパラメータとした解析の支間部モデルについては、着目する観察孔に対して、スリット長を100mmずつ、中間横リブとは反対方向に伸ばしていった。また、交差部モデルについては、図-5.3に示したスリットの伸ばし方と同様である。基本ケースでは、スリット長を400mmとし、実橋で想定される溶接条件として、すみ肉溶接脚長を6mm、溶込み量を板厚の50%、その他諸元は試験体モデルと同じとした。また、表中のケースとは別に、SFRC舗装による応力軽減効果を把握するために、基本ケースに対してアスファルト舗装を適用した場合の解析ケースも比較した。解析モデルとしては舗装厚を75mm、舗装の弾性係数 E とポアソン比 ν を、既往の文献(24)～(26)を参考に、夏季を対象として $E=1,000\text{N/mm}^2$ ($\nu=0.35$)と仮定した。载荷荷重は、静的载荷試験と同様に輪荷重150kNのダブルタイヤの载荷（図-5.3に示すようにUリブウェーブ（Line3）を挟み込むように载荷）としている。

5.5.3 解析結果と考察

(1) 観察孔こば面ルート部の応力性状

図-5.20に、スリット位置を変化させた場合のこば面ルート部要素の応力変化を示す。横軸は、観察孔位置を原点としている。支間部と1/4支間部における観察孔のルート部要素（図-5.7参照）の主応力について、最大・最小値は異なるが、応力範囲はそれぞれ 505N/mm^2 、 491N/mm^2 （比率1.03）と同程度の値である。スリット長が同じ場合には観察孔の位置にほとんど依存しない応力性状を示しており、図-5.11に示したようにせん断力の影響を受けた応力性状を示している。表-5.4に支間部と交差部における観察孔ルート部要素の最大・最小主応力発生時の観察孔周辺の変形挙動の解析結果を示す。最大主応力が発生する载荷位置では、観察孔はせん断変形の影響を受けている。一方、最小主応力が発生する载荷位置（スリット上に荷重が载荷）では、こば面が鉛直方向に潰されるように変形してい

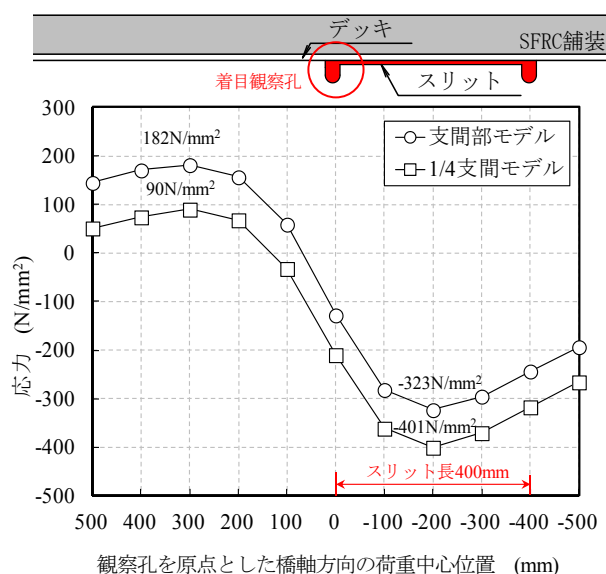


図-5.20 スリット位置を変化させた場合のルート部要素応力（スリット長400mmの場合）

表-5.4 観察孔ルート部に最大・最小主応力が発生する荷重位置における観察孔の変形挙動解析値

		支間部モデル	交差部モデル
最大主応力(引張)発生時	U3リブ全体変形図		
	観察孔変形図		
最小主応力(圧縮)発生時	U3リブ全体変形図		
	観察孔変形図		

注1) 変形図の変形倍率は300倍とした。

注2) スリット上に荷重した場合に、デッキ面とUリブは接触しないと仮定。また、観察孔変形図はUリブウェブ部分のみを抜粋。

る。なお、5.2.2 に述べたように、き裂に相当するスリット部はデッキプレートとUリブウェブ間で鉛直力を伝達しないようにモデル化している（鉛直力を伝達させない場合では、接触させて伝達させる場合と比較してスリット上荷重時に最小主応力は小さくなり、安全側の仮定となっている）。

図-5.21 に、支間部、交差部及び 1/4 支間部の各着目観察孔ルート部要素の応力変動を示す。また、図中にはせん断力による影響分の包絡線を示す。包絡線については、ルート部近傍の応力が、5.3.2 に述べたとおりUリブを連続梁と見立てた場合のせん断力の影響線形状に近いことを踏まえて表したものである。観察孔のルート部には荷重の移動に伴い、せん断力による引張応力が作用する。これに加えて、荷重がスリット上に荷重された場合に観察孔位置は、スリット部の SFRC 舗装とデッキプレートを両端固定梁と仮定した場合の支点部にあたり、ルート部には支点反力に相当する圧縮応力が作用すると思われる。すなわち、き裂長が同じであれば観察孔の位置によらずルート部要素応力範囲は概ね同じ値になるものと推測される。なお、交差部の横リブ位置では、横リブが輪荷重を直接支持するため、支間部と比較して、支点反力に相当する圧縮応力が減少する。また、せん断力の影響から応力範囲に占める引張応力の割合が大きくなる傾向にある。

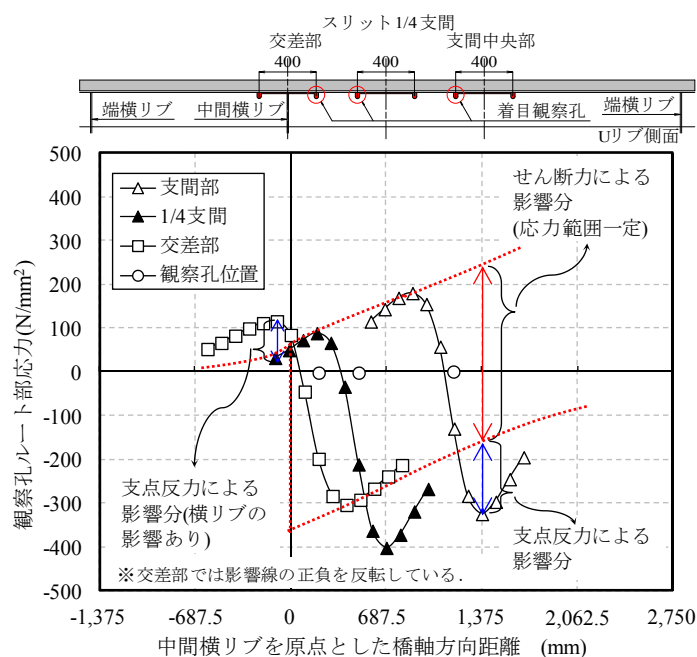


図-5.21 支間部、交差部および1/4支間部の着目観察孔のルート部要素の応力変動

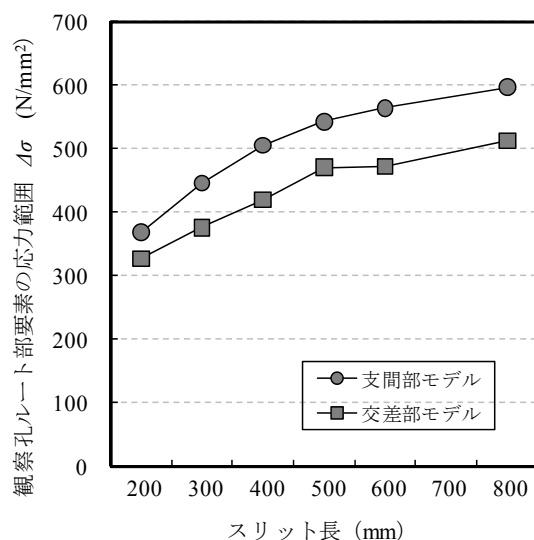


図-5.22 スリット長と観察孔ルート部要素の応力の関係

(2) スリット長の影響

図-5.22 に、基本ケースに対してスリット長のみを変化させた場合の観察孔におけるルート部要素の応力範囲を示す。なお、ここで応力範囲については、本来、き裂の進展に寄与する応力成分とすべきであるが、その成分を厳密に評価することは難しいことから、ここでは移動載荷時の主応力の最大値と最小値の差として整理した。交差部と比較して支間部の方がスリット長によらず、応力範囲が大きい。支間部、交差部ともに、スリットが長くなると応力範囲の増加割合が減少する傾向が見られるが、応力範囲は増加することがわかる。一方、図-5.16 に示したように SFRC 舗装と鋼床版が合成された版としての荷重負担は大きくなると考えられ、舗装の引張応力は増加するものと考えられる。

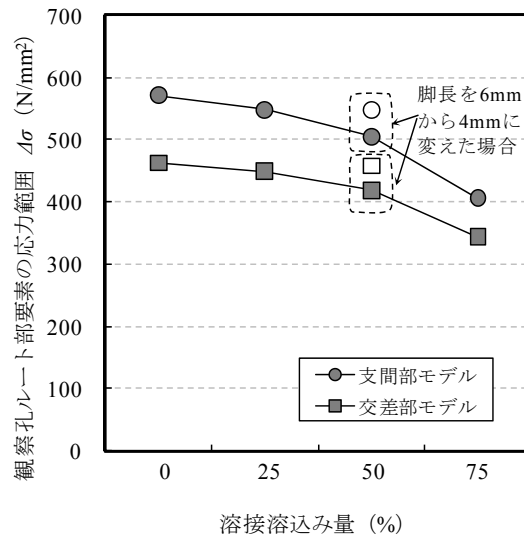


図-5.23 溶接溶込み量と観察孔ルート部要素の応力の関係

(3) 縦リブ支間長の影響

基本ケースに対して、縦リブ支間長を 2,000～4,000mm に変化させた場合、応力範囲の違いは交差部で 0.99～1.01 倍、支間部で 0.96～1.03 倍であり、ほとんど差は見られなかった。これは前述の通り、観察孔におけるルート部要素の応力性状として、観察孔近傍に荷重が载荷された時の影響が支配的であり、直上载荷時の支点反力に相当する圧縮力と、U リブに作用するせん断力の影響が大きいため、縦リブ支間の変化がルート部の応力範囲に与える影響は小さいためと考えられる。

(4) 溶接溶込み量と溶接脚長の影響

図-5.23 に、基本ケースに対して溶接溶込み量のみを変化させた時の観察孔ルート部要素の応力範囲を示す。図中にはさらに溶接脚長を変化させた場合の結果を示す。同一の溶接脚長 6mm の場合には、溶込み量が多いほど、応力範囲が小さくなり、基本ケース（50%）に対し、溶込み量 25,75%では応力範囲で、それぞれ約 1.08, 0.81 倍に変化する。また、溶込み量を同一（50%）として溶接脚長を 4mm とした場合には、基本ケースに対して応力範囲が約 1.09 倍に大きくなる傾向にある。

(5) 舗装剛性の影響

SFRC 舗装施工前に観察孔を設置し、き裂先端処理を先行して実施した場合を想定し、観察孔におけるルート部要素の応力範囲を求めた。その結果、SFRC 舗装の基本ケースに対して、アスファルト舗装の場合のルート部要素の応力範囲は、支間部で約 4.7 倍、交差部で約 3.7 倍となっており厳しい応力状態であった。この値は、5.5.2 に述べたようにアスファルト舗装の剛性の温度依存性を踏まえ、夏季の高温下での剛性低下 ($E=1,000\text{N/mm}^2$) を想定したものであり、年間を通じて常にこのような厳しい応力状態になっているわけではないが、観察孔ルート部からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要があることを示唆している。

5.6 ビード進展き裂を対象とした疲労耐久性の評価

本節では、5.4の実大鋼床版試験体の定点疲労試験結果と5.5の実橋モデルを対象としたFEM解析結果を基に、実橋モデルの疲労耐久性の評価を行った。

5.6.1 評価方法

実橋モデルの疲労耐久性評価は、疲労試験においてルート部に発生した表面き裂が溶接ビードを破断させるまでのルート部要素の累積疲労損傷度と、実際の交通荷重を想定した場合において、表-5.3 実橋モデルのルート部要素の累積疲労損傷度が等価となる年数（以下、等価年数）を求めることにより行った。なお、ルート部要素の応力はいずれも FEM 解析から求めているが、評価には応力の絶対値ではなく、あくまでも試験体モデルと実橋モデルの応力の比率を用いている。耐久性評価にルート部要素応力の解析値を用いた理由としては、溶込み量や脚長を変えた場合に、同一の計測位置（例えば、図-5.9 中のひずみゲージ G1-1～5 中のいずれか）であっても、疲労耐久性に直接影響するルート部要素応力が異なることがあり、計測値については挙動を評価する際には有用であるものの耐久性評価の際の参照応力とならないことを考慮したためである。すなわち、疲労試験時に载荷荷重を設定する際に用いたひずみゲージ G1-1 や静的载荷試験結果を整理する際に用いたひずみゲージ G1-3 の値は直接用いずに、試験体でのルート部要素の応力と疲労試験結果を関係付けることにより、実橋モデルのルート部に対する耐久性評価を行ったものである。

表-5.5 に、定点疲労試験の各試験ケースについてルート部要素の応力範囲解析値と累積疲労損傷度（べき乗数： $m=3$ ）を示す。損傷度が最も小さいケース 1 を基本に実橋の疲労評価を行った。交通供用下の輪荷重データには、昭和 59 年に土木研究所が国道 357 号線の有明地点で実施した車両実態調査結果²⁰⁾を用いた。この車両データは、重車両交通路線での調査データの中でも厳しいデータの 1 つとして、鋼道路橋の疲労設計指針¹⁷⁾において参照されているデータである。

算出にあたっては、図-5.24 に示す試験体モデル（ケース 1、着目観察孔 M）と実橋モデルの観察孔ルート部要素の応力範囲の比率 β （支間部 0.91，交差部 1.09）を考慮した。図中の 3 ケースのルート部要素の応力範囲の違いについては、5.5.3 に述べた通りである。

等価年数 Y_{eq} は以下の式(5.1)で表される。

$$Y_{eq} = \frac{(\beta \cdot P_t)^m \cdot N}{(\alpha \cdot P_{eq})^m \cdot 365 \cdot N_{ave} \cdot ADTT} \quad (5.1)$$

ここで、

P_t ：定点疲労試験時の輪荷重（ $P_t = 150\text{kN}$ ）

N ：ケース 1（M）で表面き裂が溶接ビードを破断させるまでの繰返し回数（回）

（ $N = 146$ 万回）

N_{ave} ：平均軸数（軸／台）（ $N_{ave} = 2.62$ 軸，式（2.1）による）

表-5.5 ルート部要素の応力範囲に対する累積疲労損傷度

試験ケース	観察孔	ルート部要素 応力範囲 $\Delta\sigma_0$ (N/mm ²)	繰返し 回数 N (万回)	累積疲労 損傷度 $\Delta\sigma_0^3 \times N$	累積疲労 損傷度 比率
ケース 1	H	527	170	2.49×10^{14}	1.79
	M	457	146	1.39×10^{14}	1.00
ケース 2	L	501	115	1.45×10^{14}	1.04

注) 繰返し回数：観察孔のルート部に発生した表面き裂が溶接ビードを破断させるまでの回数

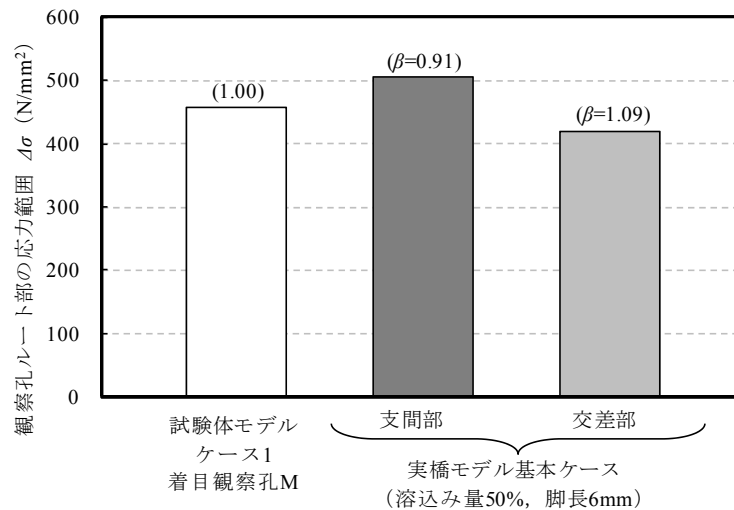


図-5.24 試験体モデル（ケース 1（M））と実橋モデルの応力範囲の比率
（スリット長 400mm の場合）

P_{eq} ：等価換算輪重（kN）（ $P_{eq}=31.8$ kN，式（2.2）による）

m ：疲労設計曲線の傾きを表すべき乗数（ $m=3$ ）

$ADTT$ ：日大型車交通量（台/日/車線）

α ：横断方向に対する輪荷重載荷位置のばらつきの補正係数（ $\alpha=0.9$ ）

β ：試験体モデルに対する実橋モデルの観察孔ルート部要素の応力範囲の比率

（実橋モデルでは，スリット長，溶接溶込み量，溶接形状の影響を考慮）

なお，補正係数 α については，次式を用いて Line3 位置を中心としたルート部の橋軸直角方向の応力変動解析値（図-5.14）と，大型車の橋軸直角方向輪荷重走行位置分布調査²⁷⁾による分布を重ね合わせることににより算出した。 α の値は，スリット長（200～600mm）とスリット位置（支間部，交差部）によらず，約 0.9 であった。これは式（2.3）で使用した α （=0.8）よりも大きい，SFRC 舗装の荷重分配効果によるものと考えられる。

$$\alpha = \frac{\left[\sum (\sigma_{Li}^m \cdot n_{Li}) \right]^{1/m}}{\sigma_{L0}} \quad (5.2)$$

ここで，

σ_{Li} ：輪荷重の横断方向位置が Li の場合のこば面ルート部応力範囲（kN）

n_{Li} ：輪荷重の横断方向位置が Li となる相対頻度（ $\sum n \cdot Li = 1.0$ ）

σ_{L0} : 輪荷重の横断方向位置が着目溶接線直上の場合の応力範囲 (kN)

5.6.2 試算結果

図-5.25 に、支間部、交差部のうち、ルート部要素応力範囲の大きい支間部における大型車交通量と等価年数の関係を示す。スリット長以外のその他の解析条件は 5.5 の実橋モデルの基本ケースと同様（溶込み量 50%，脚長 6mm，縦リブ支間 2750mm）である。き裂長が長くなるにつれて、また大型車交通量に比例して等価年数が短くなる結果となる。例えば、大型車交通量 5,000 台/車線/日では、400mm のき裂を残置させた場合、等価年数は約 32 年となる。この年数は、疲労試験においてき裂を発生させた条件（载荷荷重 150kN で 146 万回载荷）を、ルート部要素の応力範囲の比率により、比較的厳しい実交通荷重に換算して表現したものである。ただし、ルート部の応力への影響の大きい溶込み量や脚長を小さくした場合には、図-5.23 に示したようにルート部要素の応力は若干厳しくなり、等価年数は相対的に短くなることに注意する必要がある。耐久性評価における種々の不確実要因を踏まえると、仮にある程度進展したビード進展き裂を残存させた場合、観察孔からき裂が発生する可能性は高いと考えるべきである。

一方、今回の定点疲労試験結果では、表面き裂が溶接ビードを破断させる時点の载荷回数を等価年数として評価したものであり、前述の通り、デッキプレートと SFRC 舗装の一体化が図られていることから、鋼床版の性能にすぐに影響を与えるものではない。しかし、長いビード進展き裂を残置させることは、ルート部からのき裂の発生や、SFRC 舗装にひび割れを誘発し、SFRC 舗装の耐久性を損なうおそれがある。そのため、長いビード進展き裂を残存させるべきではないが、SFRC 舗装後のルート部からのき裂の進展が遅いことやき裂の切削除去による対処が可能であることを踏まえると、溶接条件や荷重条件が試算条件と比較して厳しいものでなければ、SFRC 舗装を施工した上で、ある程度の長さのき裂は残存させ、観察孔からのき裂の発生を追跡（定期点検）していくことも対応の選択肢になり得る。

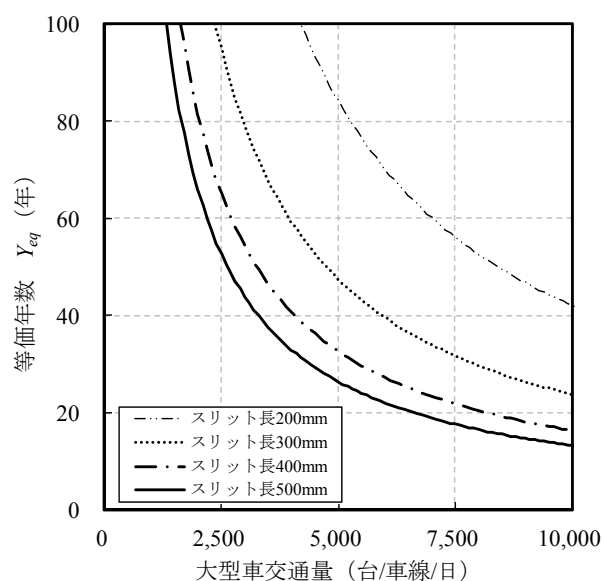


図-5.25 大型車交通量と等価年数の関係（支間部におけるスリットを対象）

と考えられる。具体的には、400mm 程度のき裂長さであれば、日大型車交通量の上限に近い 10000 台/車線/日でも、等価年数は 20 年程度であり、5 年毎の定期点検でも進行性の経過を確認・対処可能と考えられる。また、下里ら⁴⁸⁾も観察孔を両端に設けた長さ 400mm のスリットに対して、輪荷重走行試験後に観察孔からのき裂の進展がなかったことを確認している。比較的短いき裂が発見される事例も多いことを踏まえると、400mm 程度のき裂長さは、概ね対処（当て板による補強）の可否の判断根拠を有する現実的なき裂長であると考えられる。

5.7 まとめ

SFRC 舗装を施した実大鋼床版試験体に、ビード進展き裂を模擬したスリットと観察孔を施工した上で、静的載荷試験及び定点疲労試験を行い、観察孔の応力性状と FEM 解析結果を比較分析するとともに、輪荷重と応力性状の関係及びき裂の進展性状を調査した。また、実鋼床版を対象として、スリット長、スリット位置、鋼床版諸元及び溶接形状をパラメータとした FEM 解析を行い、観察孔の局部応力に与える影響について分析するとともに疲労耐久性の評価を行った。本章で得られた主な結果を以下にまとめる。なお、観察孔からのき裂の、移動輪荷重載荷時の進展性状については、今後輪荷重走行試験による検証が望まれる。

- (1) 観察孔周りの 3 部位（こば面ルート部近傍、デッキ下面、こば面 R 部）では、こば面ルート部近傍が疲労耐久性の観点から厳しい部位であることを示すとともに、輪荷重移動に伴って観察孔に比較的近い載荷位置で同部位に応力の最大値（引張応力）と最小値（圧縮応力）が発生する応力性状を明らかにした。また、こば面ルート部近傍では、せん断力の影響により主応力の最大値（引張応力）が発生し、スリット上に載荷した場合には圧縮力の影響も加わり主応力の最小値（圧縮応力）が発生すること、スリット長が同じ場合には観察孔の橋軸方向位置にほとんど依存せずに、概ね同程度の応力範囲が発生することを明らかにした。
- (2) スリット長が長くなるにつれて観察孔ルート部要素の主応力の最大値、最小値及び応力範囲は増加した。また、観察孔部分のデッキプレート上面の引張応力も増加し SFRC 舗装への影響も懸念されるため、長いき裂を残存させるべきではない。
- (3) 150kN 輪荷重走行に対する定点疲労試験の結果、観察孔ルート部から、疲労き裂が比較的早い回数で発生し、デッキプレート下面側に進展した。ただし、400 万回載荷時点でもき裂は最大で表面長さ 8mm、深さ 7mm 程度であり、SFRC 舗装と一体化が図られているデッキプレート内では、き裂の急速な進展は見られなかった。
- (4) 疲労耐久性評価により、基本ケース（溶込み量 50%、脚長 6mm、縦リブ支間 2750mm）に対して観察孔ルート部からのき裂の進展に係る等価年数を試算した。その結果、大型車交通量 5,000 台/車線/日で応力が最も厳しい載荷条件の場合、スリット長 400mm に対して、等価年数は 30 年程度の値

であった。

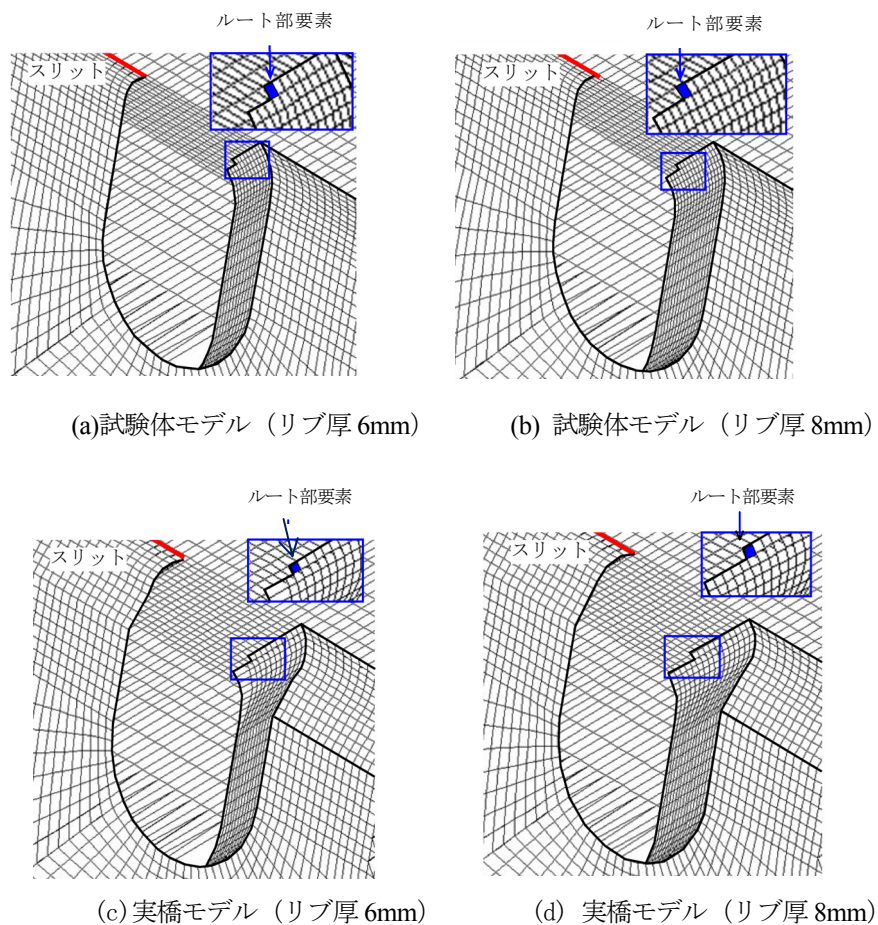
- (5) SFRC 舗装に対して、アスファルト舗装の場合の観察孔ルート部要素の応力範囲は、支間部で約 4.7 倍、交差部で約 3.7 倍と厳しい状態であった。観察孔ルート部からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要があると考えられる。

【補足：U リブの板厚と溶接ビード形状が応力性状に与える影響】

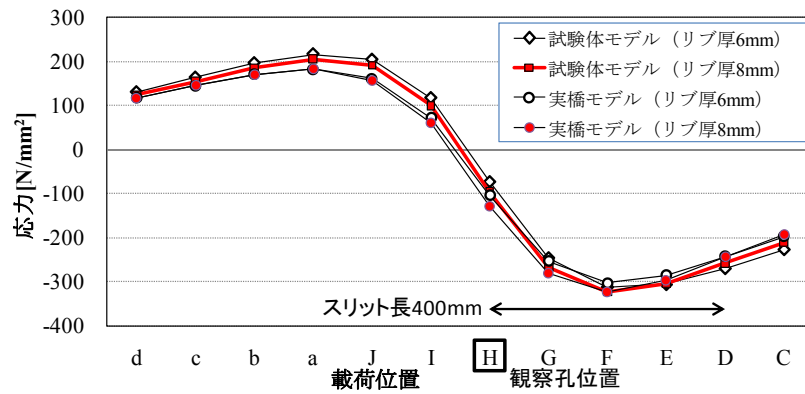
本章の試験では、ビード進展き裂が発生している実橋の溶接状態を再現するために、試験体の溶接ビードの余盛を削除している。また、U リブについては、ビード進展き裂の報告事例を踏まえて、板厚 8mm を対象に検討しているが、実橋鋼床版において採用事例の多い板厚 6mm については本章では扱っていない。ここでは、本章を補足する観点から、溶接ビード形状および U リブ板厚が、ビード進展き裂の評価応力とした観察孔のルート部要素の応力性状に与える影響について FEM 解析により検討した。

解析には図-5.5 に示した解析モデルを用いた。き裂が支間部にある場合を検討対象とし、き裂長は 400mm、着目位置は H の観察孔とした（図-5.2 参照）。付図-5.1 に観察孔の溶接ビード形状と板厚をパラメータとした解析モデルを示す。U リブ板厚は 6mm と 8mm、溶接ビード形状は試験体を再現したもの（余盛削除、溶込み 75%）、および実橋を再現したもの（脚長 6mm、溶込み 50%）の 2 通りとした（計 4 モデル）。スリット長は 400mm、橋軸直角方向の荷重位置は着目 U リブウェブをダブルタイヤが挟み込む Line3 とし、荷重荷重は疲労試験と同じ 150kN とした。

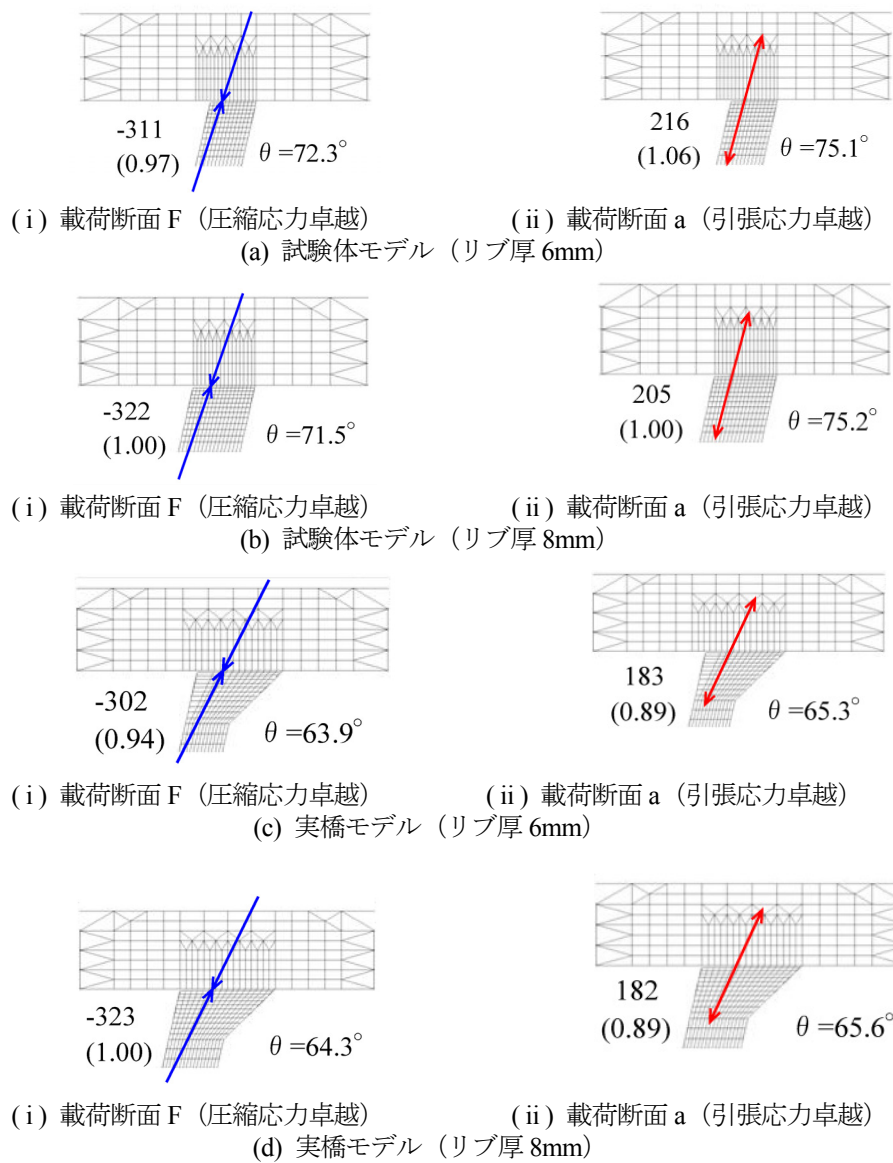
付図-5.2 にルート部要素応力の橋軸方向影響線を示す。影響線の形状は 4 モデルともほぼ一致しており、応力値の差も荷重位置によらず小さいことがわかる。付図-5.3 に圧縮応力が卓越する荷重断面 F、引張応力が卓越する荷重断面 a におけるルート部要素応力の主応力図を示す。両断面ともに、ルー



付図-5.1 U リブ板厚と溶接ビード形状をパラメータとした解析モデル



付図-5.2 ルート部要素応力（主応力）の橋軸方向影響線



※数字は応力値(N/mm²), (試験体との比率). θ は水平面との角度.

付図-5.3 ルート部要素応力の主応力

ト部からのき裂の進展に寄与すると考えられる主応力の値を示している。なお、もう一方の主応力は、載荷断面 F では 1/20 以下、載荷断面 a では 1/10 以下と小さい。U リブ板厚の違いによるルート部要素の主応力値の差は最大で 6%であり、溶接ビード形状の違いによるルート部要素応力の差は最大で 11%であった。大きな影響はないと考えられるが、ビード形状の影響は本研究においては本章式(5.1)中の β により考慮されている。主応力方向については、板厚の違いの影響はないものの、溶接ビード形状の違いにより、実橋モデルでは試験体モデルと比較して 10°程度水平方向に傾いている。試験体で発生した疲労き裂は、ほぼデッキ面に平行方向にこば面（溶接ビード部分）を進展したが、実橋では若干傾く可能性も考えられる。

以上より、実橋のビード形状、U リブ厚が本研究で用いた試験体の U リブ板厚、ビード形状と異なる場合、き裂の発生回数や進展方向が若干異なる可能性はあるものの、基本的には本疲労試験で得られた結果は、実橋で一般的に用いられている U リブ鋼床版に観察孔を施工した場合の疲労挙動を概ね再現出来ているものと考えられる。

【参考文献（第5章）】

- 1) (社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労，pp.63-75，2010.12.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(社)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—実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討—，国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書，第 471 号，pp.1-7-1-24，2008.8.
- 3) 村越潤，梁取直樹，宇井崇：鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討，第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—，(社)土木学会，pp.19-37，2007.8.
- 4) 吉川直志，伊東昇，大塚敬三，町田文孝，三木千壽：U リブを用いた鋼床版の疲労損傷事例，土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，I-277，pp.553-554，2002.9.
- 5) 高田佳彦，平野敏彦，坂野昌弘，松井繁之：阪神高速道路における鋼床版の疲労損傷と要因分析の検討，第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集，(社)土木学会，pp.253-258，2006.7.
- 6) 平林泰明，牛越裕幸，木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—，(社)土木学会，pp.39-53，2007.8.
- 7) 児玉孝喜，緑川和由，玉越隆史，村越潤，山本洋司，一瀬八洋，大田孝二：大平高架橋の鋼床版における SFRC 舗装によるひずみ低減効果，第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，(社)土木学会，pp.111-120，2008.6.
- 8) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その 2・3・4）報告書—SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）—，共同研究報告書，第 395 号，p.59，2009.10.
- 9) 小野秀一，下里哲弘，増井隆，町田文孝，三木千壽：既設鋼床版の疲労耐久性向上を目的とした補強検討，土木学会論文集，No.801/I-73，pp.213-226，2005.10.
- 10) 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，第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集—鋼床版の疲労損傷とその対策—，(社)土木学会，pp.1-10，2007.8.
- 11) 下里哲弘，神木剛，稲葉尚文，富田芳男，小野秀一，鈴木健之：鋼繊維補強コンクリート敷設により補強された鋼床版の輪荷重疲労試験，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集，I-560，pp.1117-1118，2006.9.
- 12) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益己，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.335-347，2009.4.
- 13) 牛越裕幸，下里哲弘，木下琢雄，弓削太郎：鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部に発生した亀裂の進展性状と応急対策状況，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集，I-544，pp.1087-1088，2006.9.
- 14) 清川昇悟，牛越裕幸，下里哲弘，弓削太郎：鋼床版デッキトラフリブ溶接部に対する損傷対策と応力性状，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，I-15，pp.29-30，2007.9.
- 15) 弓削太郎，牛越裕幸，仲野孝洋，下里哲弘：実橋鋼床版き裂補修部における SFRC 補強前後の応力計測結果，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，I-21，pp.41-42，2007.9.

- 16) 下里哲弘, 若林登, 稲葉尚文, 富田芳男, 小野秀一, 渡辺真至: 疲労損傷を受けた鋼床版における SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, I-22, pp.43-44, 2007.9.
- 17) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3.
- 18) (独)土木研究所, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その4) 報告書—SFRC の基本物性と接着材接合部における強度特性に関する検討—, 共同研究報告書, 第 413 号, p.14, 2011.2.
- 19) (社)日本道路協会: 道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説, 2012.3.
- 20) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良樹: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料, 第 2539 号, 1988.1.
- 21) (社)日本道路協会: 道路橋床版防水便覧, pp.128-131, 2007.3.
- 22) 井口進, 内田大介, 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法に関する検討, 土木学会論文集 A, Vol. 67, No.3, pp.464-476, 2011.9.
- 23) 森猛, 鴨原志保, 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・トラフリブ溶接部の疲労試験, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No.3, pp.570-581, 2006.7.
- 24) (社)土木学会: 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, pp.360-363, 2008.6.
- 25) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬, 玉越隆史: アスファルト舗装が鋼床版の局部応力性状に与える影響, 鋼構造論文集, Vol.15, No.59, pp.75-86, 2008.9.
- 26) 久利良夫, 鎌田修, 丹波寛夫, 佐藤彰紀: アスファルト混合物の材料特性と鋼床版に与える影響, 舗装, Vol.45, No.3, pp.6-12, 2010.3.
- 27) (社)日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, p.136, 1993.4.

第6章 鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート増厚の耐久性向上効果の評価

6.1 概説

鋼床版に関しては、平成14年に「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会）¹⁾（以下、疲労指針）が発刊されてから、同指針に従い疲労に配慮した構造詳細が適用されてきた。一方、これまで述べてきたように、既設鋼床版では、大型車交通量の多い路線を中心に、デッキプレートとUリブ（閉断面リブ）の溶接ルート部からデッキ板厚方向に進展する疲労き裂（以下、デッキ進展き裂）が報告されている^{2)~7)}。このき裂は進展するとデッキプレートの破断につながり、舗装の損傷や路面の陥没を引き起こし車両の走行に支障を来すおそれがあり、これまでに損傷原因や対策方法に関する調査研究が行われてきた^{2)~7)}。

一方、疲労指針で設計された鋼床版ではデッキ進展き裂はまだ報告されていないが、構造詳細は類似しており、将来き裂が発生する懸念があり、耐久性向上策について検討していく必要がある。このため、既往の損傷事例の調査・分析、実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験、FEM解析等により、損傷原因の解明や耐久性に配慮した構造詳細の改良に関する検討を行ってきた⁸⁾。

本章では、Uリブを使用した鋼床版におけるデッキ進展き裂に対して、デッキプレート厚板化による疲労耐久性の向上効果を確認することを目的として、輪荷重走行疲労試験及びFEM解析により検討した結果を述べる。輪荷重走行試験では、デッキ厚を16、19mmと厚くした、中間横リブを有する実大鋼床版試験体を製作し、Uリブ厚との組合せ条件下でのき裂の進展挙動を確認した。また、1.5で述べた既往の輪荷重走行試験結果^{9)~13)}との比較を行い、厚板化によるデッキ進展き裂の挙動への影響について検討した。FEM解析では、試験結果との比較によりモデルの妥当性を検証した上で、デッキ厚を変化させた解析を行い、デッキ厚板化による溶接ルート部での応力低減効果の評価を行った。なお、以下では、試験対象のデッキプレートとUリブの厚さ（mm）について、それぞれD₀、U₀あるいはその組合せとしてD₀U₀と略して表す。

6.2 試験体及び試験方法

6.2.1 試験体

図-6.1に試験体の寸法形状を示す。Uリブ支間2500mmの2径間とし、片側径間のデッキ厚を16mmとし、もう一方を19mm（中間横リブ交差部を含む）として同時に輪荷重走行試験ができるようにした。16mmと19mmのデッキ間は、下面側を合わせて完全溶込み突合せ溶接としている。また、Uリブ厚の影響を確認できるように、8mm厚と6mm厚のUリブを2本ずつ計4本配置した。使用鋼材はSM490Yである。構造詳細は疲労指針に従っており、中間横リブ交差部（以下、交差部）では上側スカラップを埋戻し、デッキプレートとUリブの溶接部ではUリブ厚の75%以上の溶込み量を確保している。6mm厚のUリブでは自然開先により1パスの自走式のCO₂ガスシールドアーク溶接とし、8mm厚Uリブでは

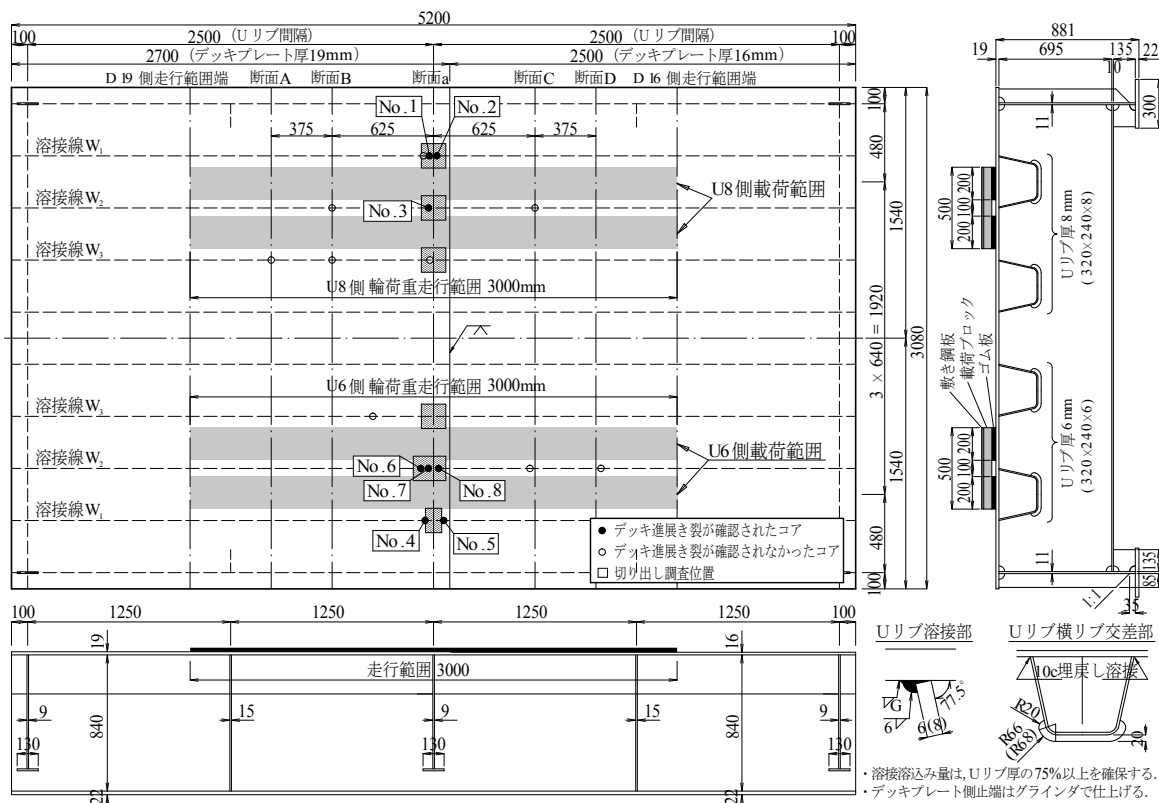


図-6.1 実大鋼床版試験体の寸法形状

こば面を2mm残し、35°の開先を設けて2パスで同様のCO₂ガスシールドアーク溶接とした。なお、同一の溶接条件で実施した溶接施工試験において、溶込み量がUリブ厚の75%以上であることを確認している。D16とD19の接合部はデッキ上面側で板厚を変化させており、試験時には板厚差3mmのベニヤ板により段差を生じさせないように配慮した。

6.2.2 荷重方法

試験体のU6側とU8側とで、それぞれ400万回の輪荷重走行試験を実施した。試験機には(独)土木研究所所有の輪荷重走行試験機を使用した。

輪荷重は、鋼床版の設計活荷重 140kN (T 荷重に衝撃を考慮) 等を参考に 150kN とした。橋軸方向の荷重範囲は 3m とし、荷重速度は約 15rpm で繰返し荷重した。荷重ブロック等の荷重治具は、図-2.10(a)と同じである。幅 500mm×長さ 200mm の鋼製の荷重ブロックを橋軸方向に並べ、その上に幅 560mm、厚さ 16mm の鋼板を敷き、2 章で述べた輪荷重走行試験と同様に鉄輪を走行させた。実橋ではデッキ面にアスファルト舗装が敷設されるが、夏季の高温下では剛性低下が著しく、鋼床版の局部応力への影響が大きいとされている¹⁴⁾。本研究では最も厳しい状況を再現するために舗装を設置せずに疲労試験を実施した。なお、荷重ブロックの下には、ダブルタイヤがUリブ溶接線直上をはさみこむ状態を模擬して、厚さ 22mm、幅 200mm のゴム板 2 枚を 100mm 離して輪荷重の走行方向に敷いている。また、図中のベニヤ板 (5mm) 及びデッキ表面の段差抑制のためのベニヤ板 (3mm) については荷重治具と比較して剛性は非常に小さいため、応力性状への影響はほとんどないと考えられる。

6.2.3 計測及び調査内容

(1) 計測位置

図-6.2に着目溶接部近傍の主要なひずみゲージの貼付位置を示す。図-6.1に示す断面A, B, C, Dでは、溶接ビードの止端から5mmの位置にゲージ長1mmの一軸ゲージG1, G2, G3を横断方向に貼付した。断面aはUリブと横リブとの交差部であるため、デッキプレートと横リブの溶接止端から、それぞれD19側, D16側に5mm位置の断面（それぞれ、断面a1, a2）において、ゲージG1, G3を横断方向に貼付した。

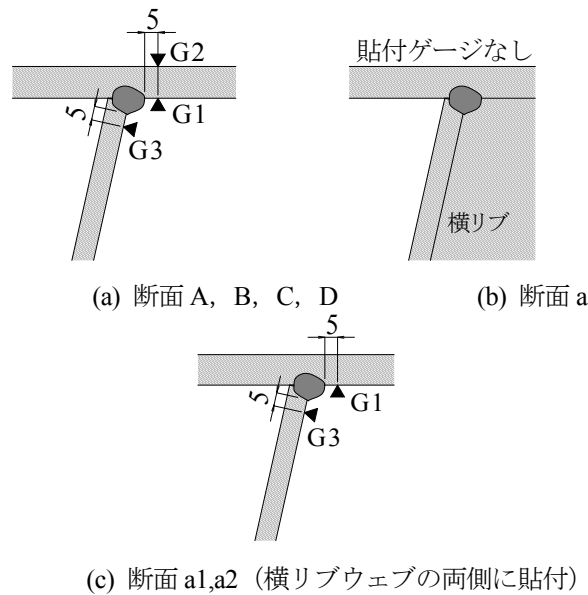


図-6.2 主要なひずみゲージの貼付位置（単位：mm）

(2) 試験前の計測

輪荷重走行試験では、鉄輪、敷き鋼板、载荷ブロックおよびゴム板を介して荷重を载荷しているが、大型車のタイヤ载荷とは試験体の応力性状が異なるものと考えられる。そこで、载荷方法の違いが着目溶接部近傍の応力性状に及ぼす影響を調査するため、断面A, DのU6側において载荷方法を変化させた定点静的载荷試験を実施した。比較した载荷方法は次の3ケースである。

ケースa：鉄輪＋敷き鋼板＋载荷ブロック＋ゴム板（1枚、厚さ22mm）（図-2.10(a) 参照）

ケースb：鉄輪＋载荷ブロック＋ゴム板（1枚、厚さ22mm）

ケースc：ゴムタイヤ（ダブルタイヤ）

ケースaは輪荷重走行試験と同じ载荷条件であり、ケースbはケースaに対して敷き鋼板を取り除いた状態である。ケースa, bでは輪荷重走行試験と同様に150kNまで载荷したが、ケースcのゴムタイヤ载荷では荷重の制約により50kNまで载荷した。

(3) 試験中の計測

輪荷重走行試験中のき裂の発生・進展を把握するため、静的計測（载荷治具は変えずに鉄輪を所定位置に移動させて静的载荷）と動的計測の2方法により、溶接部近傍のひずみ挙動の変化を計測した。

また、静的計測時に、図-6.1に示す輪荷重直下の溶接線W₂、主桁側の溶接線W₁、試験体中心側の溶接線W₃を対象として、クリーピング波と表面SH波による超音波探傷試験（以下、UT）をデッキ下面側から行った。

(4) 試験後の調査

輪荷重走行試験後にき裂の発生・進展状況を直接確認するため、ひずみが大きく変化した箇所やUTにより高いエコーが検出された箇所等を対象に、径40mmのドリルを用いて先行してコアを採取し、磁粉探傷試験（以下、MT）によりコア側面のき裂深さの確認と破面の観察を行った。また、デッキ進展き裂が確認された交差部では、コア以外の周辺部を切り出して破面の観察を行った。

6.3 輪荷重走行試験結果と考察

6.3.1 載荷方法が局部応力に与える影響

表-6.1に、載荷方法が局部応力に与える影響を比較するために、ケース別の断面A、DにおけるゲージG1のひずみの計測結果を示す。ここでは、デッキ進展き裂の起点であるルート部応力性状を捉えるための参照ひずみとして、計測可能な部位で適切と考えられるゲージG1の値を用いた¹³⁾。なお、横リブ交差部（断面a）は、ルート部応力性状を捉えるための参照ひずみであるUリブ内面側のデッキ下面のひずみの計測が試験体製作の制約上難しかったことから比較対象としていない。断面A、Dともにケースaでのひずみが最も小さく、ケースb、cのひずみは同程度であった。

ケースaとケースb、cの違いは敷き鋼板の有無であり、ケースaでは、敷き鋼板により橋軸方向の荷重分散が生じていると考えられる。ケースcは50kNまでの載荷であるが、ケースbとほぼ同じ値である。そこで、ゲージG1のひずみについて、ケースa、bの結果を用いて敷き鋼板による荷重分散の影響を比較すると、本試験の載荷方法によるひずみは、ゴムタイヤ載荷のひずみの約0.74倍（平均値）となっている。この値については、6.3.3において載荷方法の補正に用いることにする。

なお、ケースa、bにおいて、載荷荷重50kNと150kNでは、対象断面A、Dともにひずみの線形関係が成立していないが、敷き鋼板や載荷ブロック等の試験治具の不陸等による影響と考えられる。ひずみ比は、断面Aの50kNで0.402、150kNで0.715、断面Dの50kNで0.709、150kNで0.768であり、断面Aの50kNの場合を除けば、ひずみ比は概ね一定の値となっている。荷重が小さい50kNでは、不陸等の影

表-6.1 載荷ケース毎のデッキプレート下面ひずみ計測結果

対象断面	断面構成	荷重(kN)	ひずみ (×10 ⁻⁶)			ひずみ比 a / b
			ケースa	ケースb	ケースc	
A	D19U6	50kN	-53	-132	-139	-
		150kN	-392	-548	-	0.715
D	D16U6	50kN	-134	-189	-211	-
		150kN	-597	-777	-	0.768

響によりばらつきが大きいと考えられ、150kNでのひずみ比（平均値）を用いることとした。文献 13) においても載荷方法によるひずみ範囲の比較を行っている。載荷ブロックは若干異なるが、載荷ブロック1組の場合に対して、載荷ブロックと16mmの敷き鋼板の場合には、ひずみ範囲の比率は0.69であり今回の結果と概ね近い値を示している。

6.3.2 き裂の発生状況

図-6.1 中にコア採取及び切り出しによる破面調査位置を示す。図中の黒丸はデッキ進展き裂が確認されたコアであり、白丸は確認されなかったコアである。試験中に実施した UT により、デッキ進展き裂は、U6 側、U8 側ともに溶接線 W_1 、 W_2 の交差部のみで検出され、溶接線 W_3 では検出されなかった。図-6.3 に交差部のき裂形状を整理した結果を示す。図中の○印は、コア側面において捉えたき裂の位置である。図-6.4 に、U6 側のコア No.4 及び U8 側のコア No.1 のき裂の進展状況と U6 側の

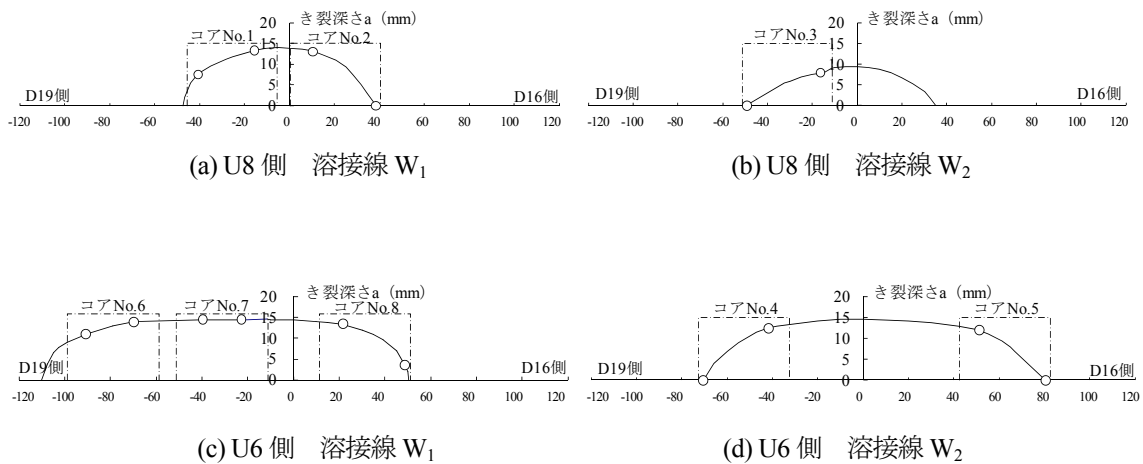


図-6.3 横リブ交差部に発生したデッキ進展き裂の形状（板厚方向投影長さ）

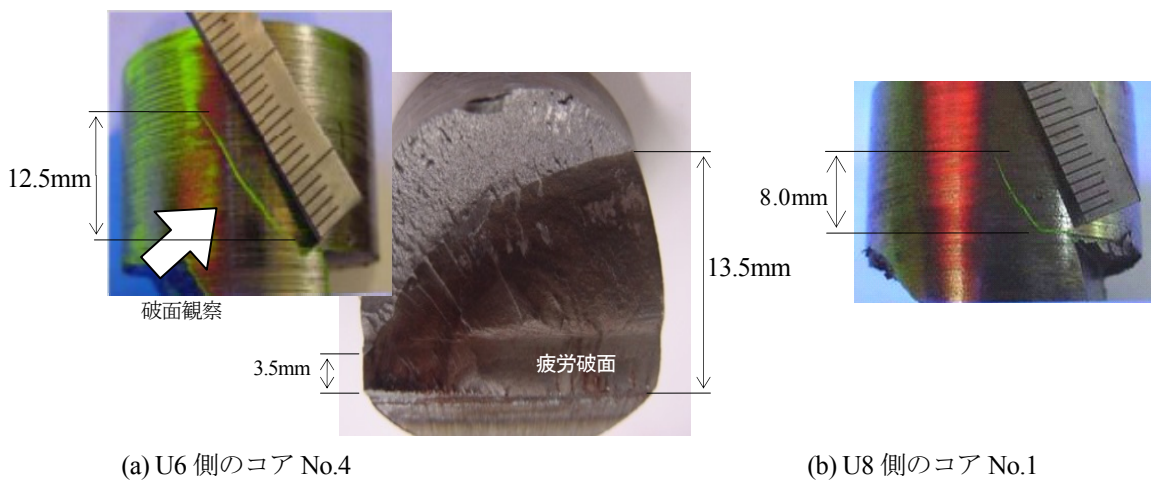


図-6.4 き裂の進展状況

コアをき裂面に沿って割った破面を示す。き裂は溶接ルート部を起点に発生し、デッキプレートに対してUリブ外側に向かって斜め約50°の方向に進展しており、実鋼床版で確認されている損傷事例と概ね同様の進展挙動²⁾を再現している。き裂は、横リブ交差部の位置から発生し、半楕円状に進展していることがわかる。以上より、交差部ではD19としてもき裂は発生する可能性があること、交差部と一般部を比較した場合、本載荷条件（挟み込み載荷）下では交差部の方が一般部と比較して疲労上厳しい条件にあるものと推察される。なお、デッキプレートの板厚が変化する継手位置は、横リブ交差部から100mm離しており、継手位置の交差部の応力への影響はないものと考えている。溶接ルート部の応力性状への構造諸元の影響については、FEM解析により検討しており6.4.3で考察する。

6.3.3 既往の輪荷重走行試験結果との比較

表-6.2に、本章および2章に述べた輪荷重走行試験について試験内容と結果をまとめる。いずれの試験も、デッキ進展き裂に着目しており、Uリブウェブをダブルタイヤがはさみこむ載荷方法としている。表中のダブルタイヤ換算荷重とは、鉄輪での載荷荷重をゴムタイヤでの載荷荷重に換算したものであり、鉄輪載荷時の敷き鋼板による橋軸方向の荷重分散効果を考慮したものである。本検討では、6.3.1に示した鉄輪載荷とゴムタイヤ載荷によるデッキ側止端5mm位置のひずみ比（=0.74）を、鉄輪での載荷荷重に乗じてダブルタイヤ換算荷重を算出した。100kN換算した試験終了時載荷回数とは、各試験の載荷荷重を100kNに換算した場合の試験終了時の載荷回数であり、線形累積被害則（べき乗指数 $m=3$ ）が成立するとして算出した（表中の注記2）参照）。試験は、一部を除き、き裂がデッキプレートを貫通する前に終了していることから、ここでは試験終了時の載荷回数と終了後に確認されたき裂深さの関係を調べることにした。

表-6.2 実大鋼床版試験体の輪荷重走行試験の概要

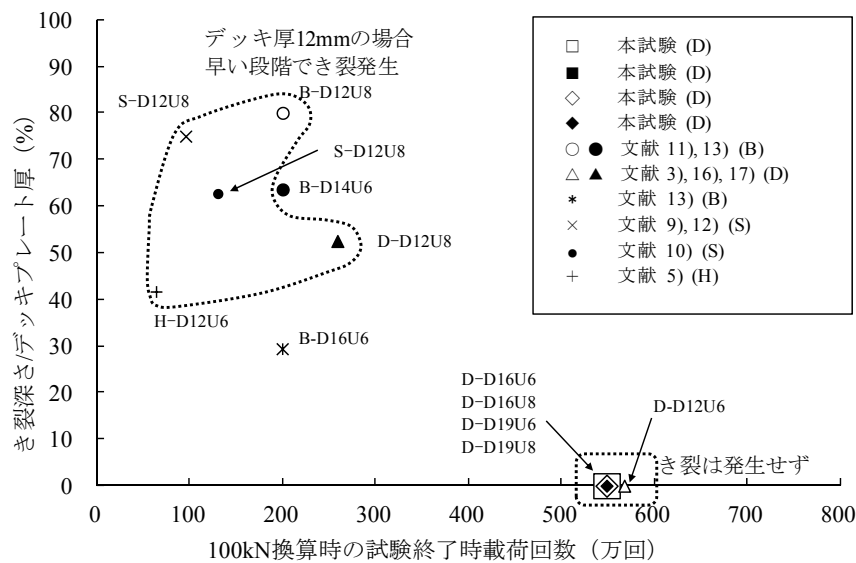
項 目		本章の試験						2章の試験	
対象部位		一般部	一般部	交差部 スラップ [※] 無	一般部	一般部	交差部 スラップ [※] 無	一般部	一般部
試験体	デッキ厚/Uリブ厚	D16U6	D19U6	D19U6	D16U8	D19U8	D19U8	D12U6	D12U8
	Uリブ寸法 (mm)	320×240						320×240	
	Uリブ間隔 (mm)	640						640	
	横リブ間隔 (mm)	2,500						2,750	
載荷方法	載荷荷重 (kN/輪)	150						150 ^{※3}	
	載荷輪	鉄輪						鉄輪	
	載荷幅 (mm)	2×200 間隔100 (ダブルタイヤ模擬)						2×200 間隔100 ^{※3} (ダブルタイヤ模擬)	
デッキプレートとUリブの溶接の溶込み量		75%							
試験終了時載荷回数 (万回)		400						414	189
試験終了後の き裂の確認状況	き裂深さ (mm)	未発生	未発生	14.7(W ₁) 14.6(W ₂)	未発生	未発生	14.0(W ₁) 9.6(W ₂)	未発生	6.3
	き裂長さ (mm)			136(W ₁) 160.5(W ₂)			82.5(W ₁) 70.0(W ₂)		120
ダブルタイヤ換算載荷荷重 (kN) ^{※1}		111						111	
100kN換算した試験終了時載荷回数 (万回) ^{※2}		549						568	259
参考文献		8)						3), 14), 15)	

※1) ダブルタイヤ換算載荷荷重では、鉄輪での載荷荷重に対して0.74の補正係数を考慮した（載荷方法の比較試験結果より）。

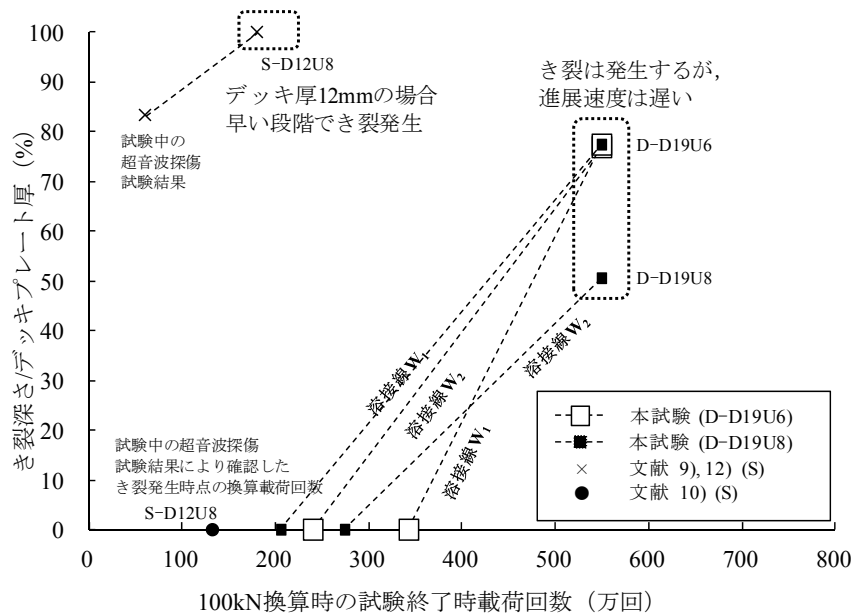
※2) 100kN換算した試験終了回数 = (ダブルタイヤ換算載荷荷重³ / 100³) × 試験終了時載荷回数。

※3) D12U8側では、ダブルタイヤとシングルタイヤの両方の載荷を実施しており、ルート部応力を基に、ダブルタイヤ載荷に換算した載荷回数を記載。

図-6.5 に、デッキ厚に対するき裂深さと 100kN 換算時の試験終了時载荷回数との関係を示す。交差部については、試験中の UT より推察されるき裂の進展状況も示す。一般部、交差部ともにばらつきが大きいものの、デッキ厚 12mm の場合に対して、デッキが厚くなるにつれて深さ方向の進展が相対的に遅くなる傾向がみられる。交差部に関して UT 結果によれば、き裂は D19U6 側では約 240 万回、D19U8 側では約 200 万回程度で発生したものと推察される。なお、各試験体におけるき裂の発生・進展性状のばらつきの要因としては、構造寸法、溶接方法、あるいは载荷方法等の影響が考えられるが、本研究では特定できておらず今後の課題としたい。



(a) 一般部



(b) 交差部

図-6.5 き裂深さと試験終了時回数の関係

6.4 構造諸元の影響に関する感度解析

6.4.1 解析方法

(1) 解析モデル

実大試験体を対象とし、き裂起点の溶接ルート部の応力性状に着目したFEM解析を実施した。図-6.6に解析モデルを示す。デッキプレートとUリブの片側すみ肉溶接部の溶接脚長は6mm、溶接溶込み量は板厚の75%（U8では6mm、U6では4.5mm）とした。なお、溶接溶込みの状況や溶接形状等により応力性状そのものも変わる可能性があるが、ここでは疲労指針に従って適切に溶接施工された片側すみ肉溶接を想定した。

解析には汎用有限要素法解析プログラム MSC. Nastran を使用した。使用した要素については、デッキプレート、Uリブ及び中間横リブでは8節点ソリッド要素（CHEXA）を基本とし、それ以外の部位（端部横リブ、主桁ウェブ/フランジ、垂直補剛材）では4節点シェル要素（CQUAD4）とした。解析モデルの節点数は595,050節点、要素数は536,912要素である。ソリッド要素とシェル要素の結合については、ソリッド要素の板厚中心に面が同一となるシェル要素を埋込み、4節点を共有することにより行った。なお、結合部は解析での着目部から離れており、解析値への影響はないものと判断した。

また、着目した溶接ルート部については、図中に示すようにUリブウェブ先端部が75%溶込んでい

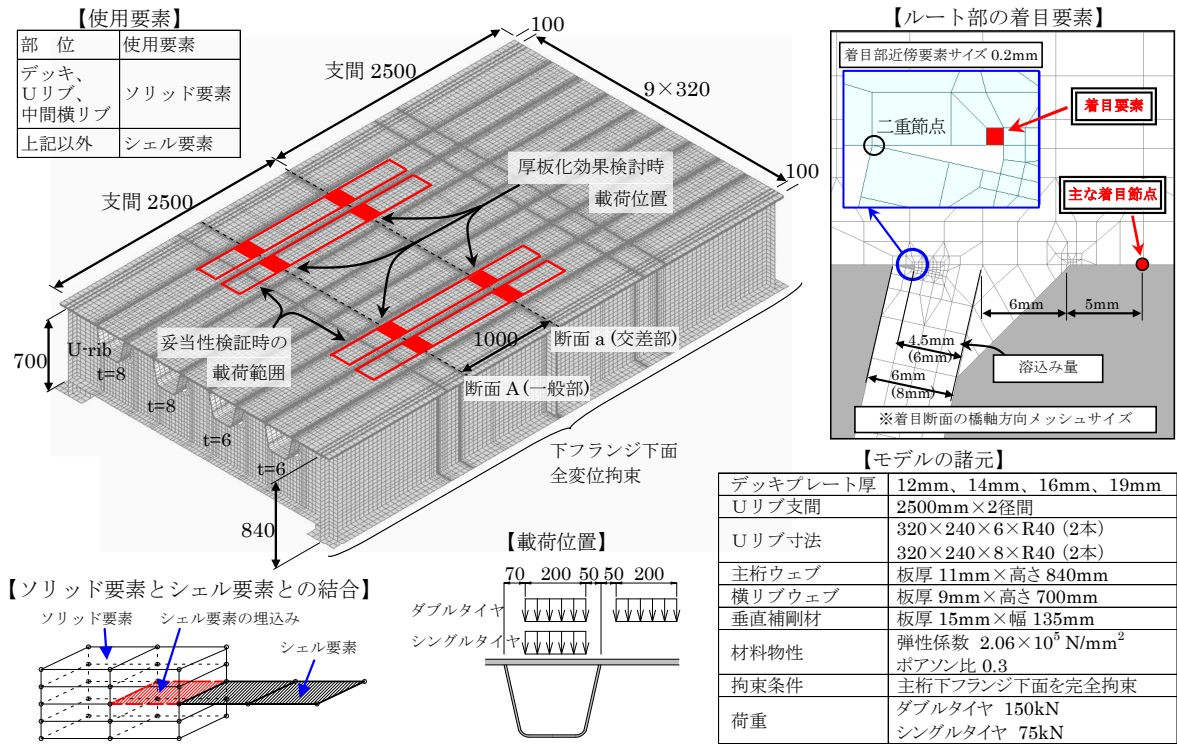


図-6.6 解析モデルの概要

るとすると、幾何学的には未溶着部の長さが 1.5mm (6mm 厚 U リブの場合) となり、ルート部の幅 (1.5mm を半径とする角度 $\tan^{-1}(1/4.5)$ とする扇形の周) は 0.33mm 程度となる。この部分からのき裂の発生を踏まえ、デッキ側、ビード側の要素の応力の大きさ、方向の評価が概略可能なように、ルート部を囲むように 6 要素 (幅方向に 2 要素) に分割し、最小要素寸法を 0.2mm×0.2mm×0.5mm (デッキ側着目要素) とした。なお、8mm 厚 U リブの場合のルート部の幅は 0.4mm 程度であり、幅方向に 3 要素で分割している。

ルート部応力の解析値については、要素寸法の影響を受けるため絶対値の評価は難しいが、応力解析値の相対比較は可能と考えられる。なお、ルート部の要素寸法を変えると局部応力は変化する。しかし、同じルート部の要素寸法の場合には、デッキ厚、U リブ厚等の異なる構造諸元に対する応力解析値の比率はほとんど変わらないことを確認している。応力解析に用いた鋼部材の弾性係数 E とポアソン比 ν は、 $E=206,000\text{N/mm}^2$ ($\nu=0.3$) とした。ルート部におけるデッキプレートと U リブの接点は、二重節点として接触を考慮せずにモデル化した。

なお、ルート部の形状は個々の溶接により千差万別であるため精緻なモデル化を行っても、応力の絶対値に関しては、必ずしも汎用性のある結果が得られるわけではない。一方、ここで着目している応力の相対値と方向については、多少のルート部の形状の相違によっても大きく変わらないと考えた。その上で、2 章及び本章における解析では試験結果との比較や他の解析との比較により相対評価の妥当性は確認しているところである。ただし、2 章の解析については検討初期に異なる解析モデルにより実施したものであり、本章の解析モデルと比較して、デッキプレート等の着目部位周辺の要素分割に配慮の余地があったと考えている。

(2) 解析ケース

荷重ケースは、ダブルタイヤ荷重とシングルタイヤ荷重の 2 ケースとした。ダブルタイヤ荷重の荷重は、輪荷重走行試験と同様に 150kN とし、1 タイヤ分の荷重 75kN を 200mm×200mm の載荷面に等分布で作用させた。また、シングルタイヤ荷重での荷重は、輪荷重 75kN とし、200mm×200mm の載荷面に等分布で作用させた。載荷位置は、断面 A (一般部) および断面 a (交差部) の U6 側と U8 側の計 4 箇所であり、ダブルタイヤ荷重では輪荷重走行試験と同様に U リブウェブを跨ぐ位置とし、シングルタイヤ荷重ではダブルタイヤの U リブ内側の載荷位置と一致させた。

6.4.2 解析モデルの検証

輪荷重走行試験前にひずみ計測した結果と解析結果の比較を行った。以下、比較結果の一部を示す。図-6.7 に、D19U6 側の断面 A におけるデッキ側止端 5mm 位置のひずみの影響線を示す。試験結果は輪荷重を低速で走行させた場合のものである。また、図-6.8 に、D19U6 側の断面 A 上に静的載荷した場合のデッキ下面の横断方向のひずみ分布を示す。解析結果と試験結果は、載荷点直下では若干差は見られるが概ね一致しており、本モデルによる応力の評価は妥当と考えられる。両者の相違は、表-6.2 に示したように輪荷重走行試験における載荷方法の相違や、溶接止端付近の形状の相違等によるものと推察される。

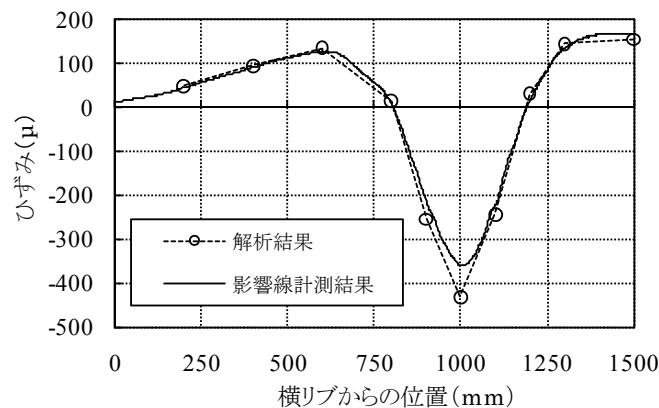


図-6.7 D19U6 側の断面 A におけるデッキ側止端 5mm 位置のひずみの影響線

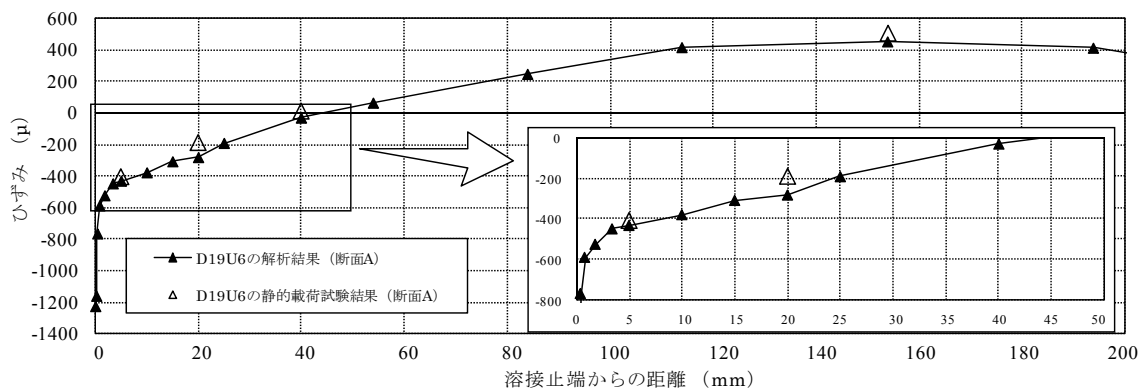


図-6.8 D19U6 側の断面 A に载荷した時のデッキ下面のひずみ分布

6.4.3 構造諸元と载荷条件の影響

図-6.9 に、D12U6 および D19U6 を対象に断面 A および断面 a に直上载荷した場合の変形図と主応力ベクトル図を示す。デッキプレートの厚板化により、変形が小さくなり、主応力も小さくなることを確認できる。また、着目要素では、水平方向に対して若干傾いて圧縮の主応力が生じており、き裂の進展方向はそれと概ね直角方向と対応している。絶対値としては最大主応力よりも最小主応力の方が大きい。一般部における全体の変形モードは、シングルタイヤ载荷で U リブが潰れる形状に、ダブルタイヤ载荷で U リブがねじれて潰れる形状になっている。

一方、交差部では横リブの存在によりデッキプレートと U リブ接合部での局所的な曲げ変形が大きくなる傾向が見られる。これらの変形とともに着目要素部には高い圧縮応力が生じている。また、デッキ厚が異なっても一般部、交差部ともに同様の変形モードと応力性状であるが、D12 に対して D19 の方がデッキ及び U リブの変形、応力が抑えられていることが確認できる。

図-6.10 に、デッキ厚ごとに溶接ルート部の着目要素における最小主応力を整理した結果を示す。

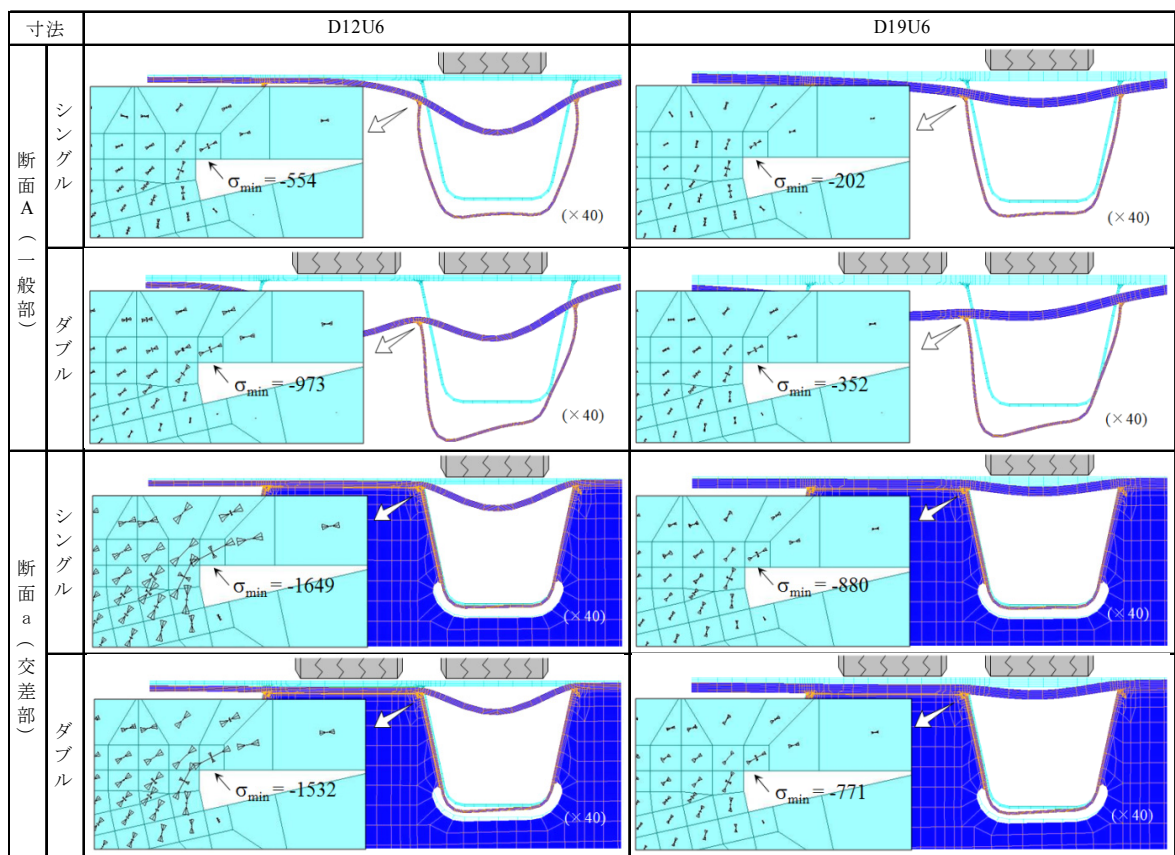


図-6.9 D12U6 および D19U6 における変形図と主応力図

図中には、D12 の発生応力に対する比率を括弧内に示した。疲労耐久性の評価には、着目部の応力範囲により整理するのが適当と考えられるが、同部位の応力としては直上載荷時の圧縮応力が支配的であることから、図-6.9 に示す直上載荷時の最小主応力を基本にデッキ厚の影響を同応力の相対比較により評価した。ここで、文献 15) では横リブ交差部の部分試験体を用いた定点疲労試験において、試験中に溶接部近傍のひずみ計測を実施している。U リブウェブ内面とデッキ下面の交点から 5mm 位置での横断方向ひずみの計測結果によれば、き裂進展に伴い圧縮応力が発生している。応力値は試験体毎に異なるが、最大で 1500 μ 程度の値であり、溶接ルート部は高い引張残留応力場にあるものと推察され、最小主応力の全振幅がき裂の進展に寄与すると考えるのが妥当と判断した。図より、デッキプレートを厚板化することで、最小主応力が大きく低減することが確認できる。また、最小主応力は、一般部と比べて交差部の方が大きく、一般部ではダブルタイヤ載荷、交差部ではシングルタイヤ載荷の場合に厳しくなっている。D19 の交差部の最小主応力は、D16, D19 の一般部の最小主応力よりも絶対値が大きく、6.3 の試験結果と矛盾しない結果となっている。U リブ厚の影響に関しては、交差部では U リブが横リブにより支持されているためにほとんど見られず、一般部では剛性の高い U8 の方がデッキプレートの曲げ変形を拘束するため最小主応力の絶対値が大きくなる傾向にある。

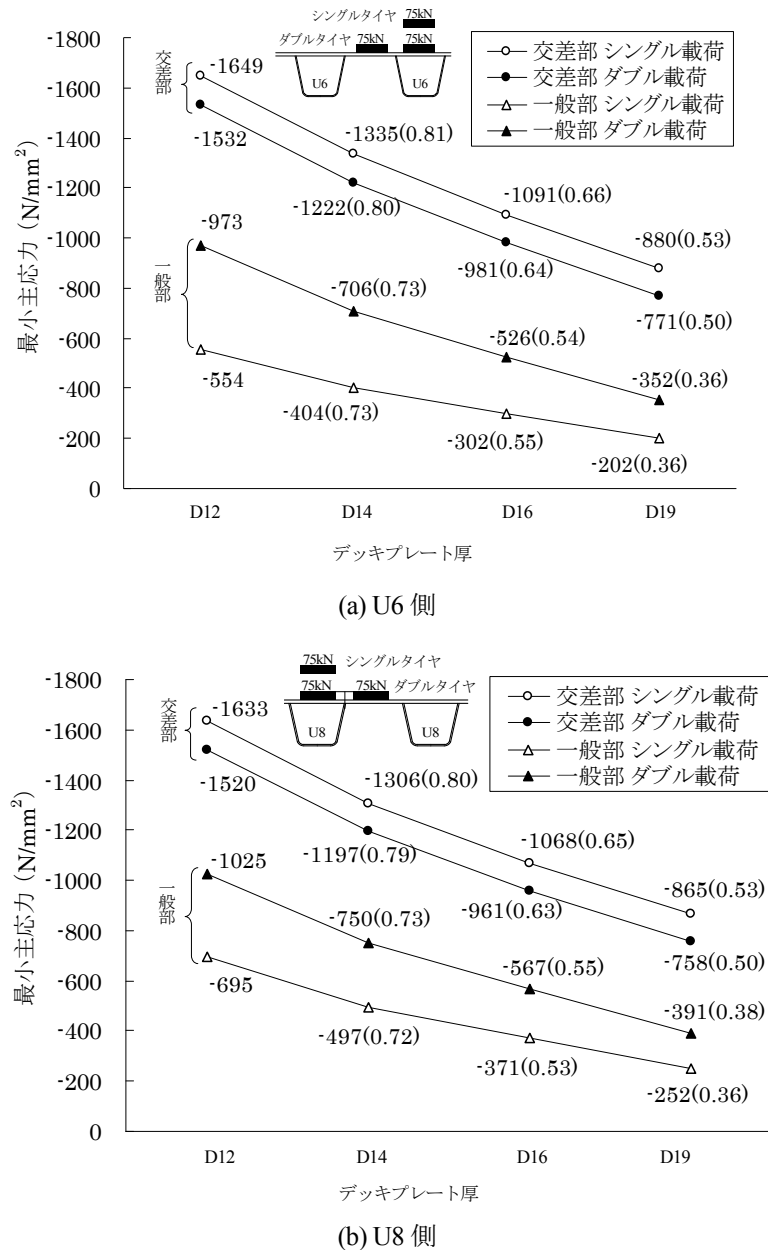


図-6.10 デッキプレート厚と最小主応力の関係

図-6.11 にルート部応力に対して線形累積被害則（べき乗指数 $m=3$ ）が成り立つとした場合の、D12 に対する疲労損傷度の逆数（以下、耐久性という。）の相対比較を行った結果を示す。D12 に対する耐久性は、U リブ厚や载荷方法にかかわらず、一般部では D14 で約 2.5 倍、D16 で約 6 倍、D19 で約 20 倍に、交差部では D14 で約 2 倍、D16 で約 4 倍、D19 で約 8 倍である。なお、これまでの損傷事例の調査によれば、デッキプレートを貫通するき裂が報告されている鋼床版（デッキ厚は 12mm）のき裂発見までの供用年数は 10～30 年程度であり、いずれも重交通路線に位置している^{4),11)}。疲労損傷度については、き裂がデッキプレート貫通に至るまでの時間と直接対応付けられるものではないが、き裂の進展速度は応力拡大係数範囲のべき乗数に比例するとされていることを踏まえると、厚板化により確実にき裂の進展を遅くすることができると考えられる。

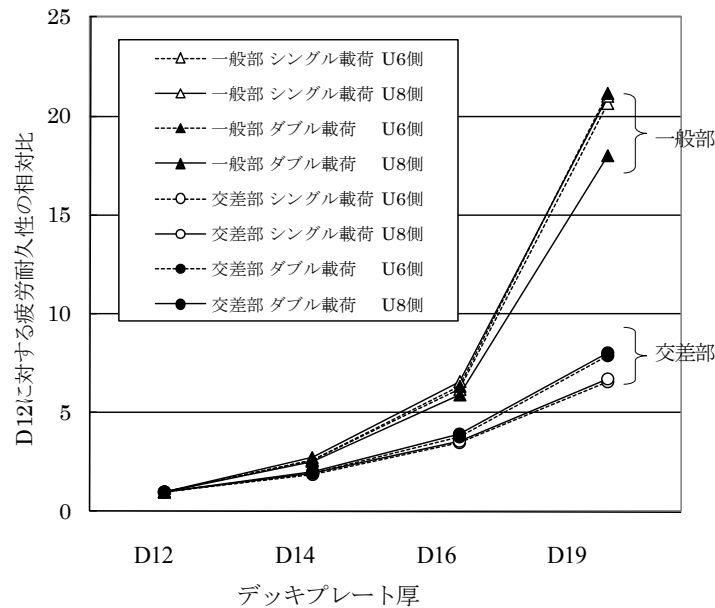
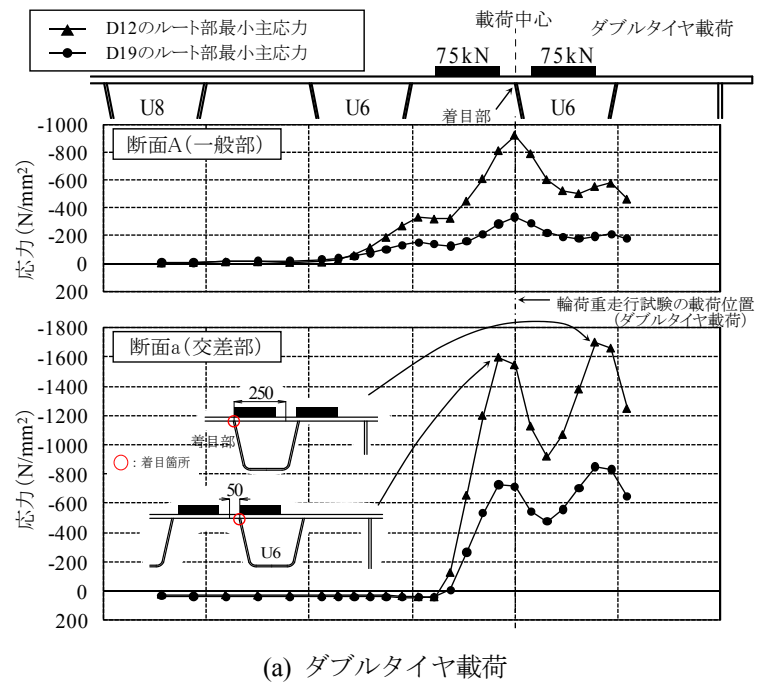


図-6.11 D12 に対する各デッキ厚の損傷度の比較

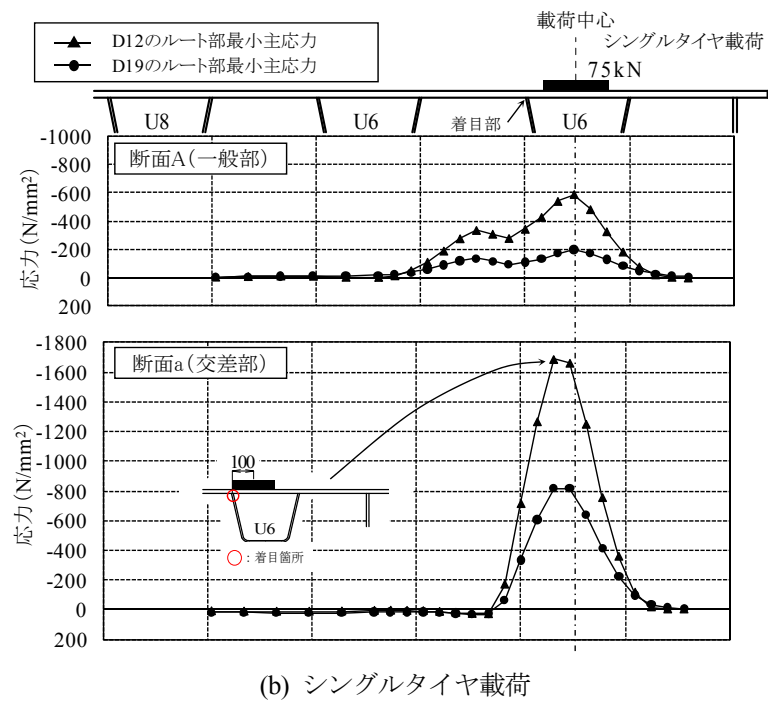
6.4.4 横断方向载荷位置の影響

図-6.12にD12U6およびD19U6の一般部（断面A）と交差部（断面a）を対象として、横断方向に载荷した場合の溶接ルート部の最小主応力を示す。デッキ厚の影響に関してD12U6とD19U6では影響線の極大値・極大値の発生位置は変わらないが、増厚によって応力が小さくなっていることがわかる。

タイヤの種類の影響に関して、ダブルタイヤ载荷において最小主応力の絶対値が最大となる位置は、一般部では輪荷重走行試験の载荷位置（载荷中心が着目Uリブのウェブとなる位置）である。交差部では着目部の反対側のUリブウェブを跨ぎ、Uリブ内側の荷重の縁が着目部のUリブウェブと概ね一致する载荷位置であり、一般部の場合とは若干異なる。ただし、輪荷重走行試験の载荷位置の場合にもほぼ同様に厳しい応力状態となっている。すなわち、輪荷重走行試験の载荷状態は、一般部と交差部の両断面において、溶接ルート部に厳しい载荷条件と言える。シングルタイヤ载荷においてもダブルタイヤ载荷の場合と同様に、最小主応力が大きくなる载荷位置は、一般部ではUリブウェブのほぼ中央であり、交差部では中央より着目部側に若干ずれた载荷位置となっている。また、交差部では、図-6.9に示したようにダブルタイヤ载荷よりも若干応力の絶対値が大きくなっている。



(a) ダブルタイヤ载荷



(b) シングルタイヤ载荷

図-6.12 横断方向のタイヤ载荷位置とルート部の最小主応力の関係

6.5 まとめ

デッキプレート厚16, 19mmとUリブ厚6, 8mmを組み合わせた実大鋼床版試験体を用いて輪荷重走行試験（輪荷重：150kN，載荷回数：400万回）を行うとともに，FEM解析による構造詳細の影響の感度分析を行い，鋼床版のデッキプレートの厚板化によるデッキ進展き裂に対する耐久性向上効果について検討を行った．以下に，本章で得られた主な結果をまとめる．

- (1) 輪荷重走行試験の結果，デッキ進展き裂はU6側，U8側ともに，D16, D19の一般部には発生しなかった．一方，交差部では，厚板化してもU6側，U8側ともにD19の中間横リブ交差部において発生しており，ダブルタイヤの直上載荷の場合において，交差部の方が相対的にき裂が進展しやすい傾向にあることを示した．
- (2) 本試験及び他機関による既往の輪荷重走行試験の結果との比較により，デッキ進展き裂の挙動にばらつきがあるものの，デッキプレートの厚板化によりき裂の進展が遅くなる傾向にあることを明らかにした．
- (3) FEM解析により，デッキ厚板化による溶接ルート部の直上載荷時の応力低減効果を明らかにした．直上載荷時の溶接ルート部の最小主応力を基に，線形累積被害則（ $m=3$ ）が成り立つとした場合，D12に対する疲労耐久性は，一般部ではD14で約2.5倍，D16で約6倍，D19で約20倍に，交差部ではD14で約2倍，D16で約4倍，D19で約8倍であった．Uリブ板厚の影響については，交差部ではUリブが横リブで支持されているためにほとんど見られず，一般部では剛性の高いU8の方がデッキプレートへの曲げ変形を拘束するため最小主応力の絶対値が大きくなる傾向にあることを示した．

【参考文献（第6章）】

- 1) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3.
- 2) (社)土木学会：鋼構造シリーズ19 鋼床版の疲労，pp.63-75，2010.12.
- 3) 村越潤，梁取直樹，宇井崇：鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.19-37，2007.8.
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(社)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－実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討－，国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書，第471号，2008.8.
- 5) 高田佳彦，平野敏彦，坂野昌弘，松井繁之：阪神高速道路における鋼床版の疲労損傷と要因分析の検討，第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，(社)土木学会，pp.253-258，2006.7.
- 6) 平林泰明，牛越裕幸，木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.39-53，2007.8.
- 7) 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，第10回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集－鋼床版の疲労損傷とその対策－，(社)土木学会，pp.1-10，2007.8.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(独)土木研究所，(社)日本橋梁建設協会：損傷状況を考慮した鋼床版の構造形式見直しに関する研究，国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書，第608号，2010.9.
- 9) 下里哲弘，神木剛，稲葉尚文，富田芳男，小野秀一：鋼床版の移動輪荷重疲労試験，土木学会第60回年次学術講演会講演概要集，I-399，pp.795-796，2005.9.
- 10) 下里哲弘，若林登，稲葉尚文，富田芳男，小野秀一，渡辺真至：疲労損傷を受けた鋼床版におけるSFRC 補強後の疲労耐久性検証試験，土木学会第62回年次学術講演会講演概要集，I-22，pp.43-44，2007.9.
- 11) 川畑篤敬，井口進，廣中修，鈴木統，斉藤史朗：鋼床版のデッキプレートと縦リブ溶接部を対象とした移動輪荷重試験，第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，(社)土木学会，pp.247-272，2007.7.
- 12) 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.335-347，2009.4.
- 13) 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法に関する検討，土木学会論文集 A，Vol. 67，No.3，pp.464-476，2011.9.
- 14) 井口進，石井博典，石垣勉，前野裕文，鷲見高典，山田健太郎：舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価，土木学会論文集 A，Vol. 66，No.1，pp.79-91，2010.2.
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所：鋼床版の板厚構成と疲労耐久性の関係に関する研究－トラフリブとデッキプレートの板厚とデッキプレート貫通型疲労き裂の関係－，国土技術政策総合研究所資料，第558号，pp.62-116，2008.8.
- 16) 有馬敬育，村越潤：輪荷重走行試験による鋼床版デッキプレート進展き裂の再現，土木学会第61

回年次学術講演会講演概要集, I-543, pp.1083-1084, 2006.9.

- 17) (独)土木研究所：鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート厚板化の効果に関する検討，土木研究所資料，第 4224 号，2012.3.

第7章 結論

本研究では、Uリブを使用した鋼床版において、Uリブとデッキプレートとの溶接部に発生する2種類のき裂（デッキ進展き裂、ビード進展き裂）を対象として、1) き裂の発生原因と疲労耐久性向上のための構造詳細の検討、2) デッキ進展き裂の発生が疑わしい鋼床版橋における進展初期のき裂を検出可能な超音波探傷法の検討、3) き裂の発生した鋼床版におけるき裂の進展を抑制・防止対策としてのSFRC 舗装による補強工法の適用性の検討を行った。以下に、各章で得られた主な知見をまとめて本研究の結論とする。

第1章では、研究の背景・目的、鋼床版縦リブ構造の変遷、技術基準の概要、損傷事例及び研究動向についてまとめ、本研究の位置付けを明確にした。

第2章では、国内でのデッキ進展き裂の報告事例を基に、損傷の発生傾向を分析した。また、損傷事例を踏まえ、実大鋼床版試験体による輪荷重走行試験を行い、き裂の再現及び進展挙動の分析を行った。さらに、載荷条件、横リブ間隔、Uリブ厚をパラメータとしたFEM解析を行い、構造的な発生要因の分析を行った。

- (1) 12mmのデッキプレート厚の鋼床版において、供用開始から10～30年程度でデッキを貫通するき裂が発生しており、累積大型車交通量では1200（万台/車線）を超えたあたりから発生していた。損傷箇所は輪荷重が常時載荷される位置直下の溶接部であり、概ね大型車のダブルタイヤが跨ぐ溶接部であった。
- (2) デッキプレートとUリブの溶接部を輪荷重が跨ぐ載荷条件で、輪荷重走行試験を行った結果、デッキプレートの貫通には至らなかったものの、実橋でのき裂と同様の発生形態のき裂が溶接ルート部から発生することを示した。
- (3) FEM解析より、ダブルタイヤによる挟み込み載荷の場合に、き裂の起点のルート部に高い圧縮応力が作用しており、き裂の発生には載荷位置の影響が大きいことを明らかにした。また、Uリブ厚、横リブ間隔については、局部応力に影響を与えるものの、その影響は大きいものではないことを示した。さらに、溶接の溶込み量の影響に関して、デッキ進展き裂の発生に支配的な応力への溶込み量の影響は比較的小さいものの、ビード進展き裂の発生に対しては、相対的に厳しくなる可能性があることを示した。従って、溶接の溶込み量を確保しのど厚を大きくすることが、ビード進展き裂の発生抑制に有効な対策と言える。

第3章では、鋼床版デッキプレート内に進展するき裂の検出を目的として、臨界屈折角探触子に着目し、探傷結果の客観性・信頼性の向上を目指した探傷法の検討を行った。

- (1) 疑似表面SV波を利用した感度補正方法を提案し、塗装試験片を用いた探傷試験により、その適用性を検討した。その結果、感度補正用の基準試験片と被調査物である鋼床版デッキプレートの間で、鋼材の表面状態が異なる場合においても、提案した補正方法が感度補正に効果的な方法であることを示した。

- (2) 深さの異なるき裂を模擬した小型試験体による探傷試験において、感度補正後のエコー高さ比とき裂深さの関係を分析した。その結果、エコー高さ比とき裂深さとの相関性を把握するとともに、提案した探傷方法により 4mm 程度以上の深さのき裂についてはほぼ確実に検出できることを示した。
- (3) 実橋の鋼床版に発生したき裂に対する探傷結果と切り出したき裂部分の破面によるき裂深さを照合した。その結果、深さ 2～7mm 程度のき裂を検出でき、溶接線方向に進展するき裂の長さも比較的良好な精度で推定できた。

第 4 章では、SFRC 舗装による鋼床版の補強工法の概要、要求性能を示すとともに、小型試験体を用いた接合面のせん断強度試験と実大鋼床版試験体を用いた輪荷重走行試験の結果の分析を行った。

- (1) 3 種類のエポキシ系接着材のフレッシュなコンクリートと鋼材表面間の接着性能に関して、接着材接合面を模擬した小型試験体を用いたせん断試験を行い、水と温度の同時作用による環境負荷の強度低下や破壊性状（破壊面の位置）に与える影響を明らかにした。せん断試験により接着材の性能の相対的な違いを明らかにすることができ、同試験が、構造体としての耐久性を評価する輪荷重走行試験と併せて、重要な試験項目であることを示した。
- (2) 水張り状況下での輪荷重走行試験では、負曲げ作用を受ける主桁ウェブ上、横リブ上にコンクリートのひび割れが発生し、主桁ウェブ上ではデッキ面までひび割れが貫通した。しかしながら、ひび割れの顕著な進行等の変状、輪荷重直下のデッキ下面側のひずみの大幅な変化、接合面の接着強度の低下はみられず、少なくとも水張り状態で輪荷重 150kN の 200 万回載荷に対して供用安全性に支障を来す変状は生じないことを明らかにした。
- (3) (1)、(2)の検討結果等を踏まえ、耐久性評価のための試験項目・方法を整理した。補強工法としての性能を満たすためには、デッキと舗装の接合面及び舗装体の耐久性を確保するための適切な接着材と舗装材料の選定が重要となる。特にデッキプレート、接着材及び SFRC 舗装で構成される接合面に関して、舗装と鋼床版の一体化が図れるように、大型の自動車の繰返し走行、温度変化及び水の影響に伴う経年的な劣化に対して耐久性を有することを試験により確認する必要があることを示した。

第 5 章では、SFRC 舗装を施した実大鋼床版試験体に、ビード進展き裂を模擬したスリットと観察孔を施工した上で、静的載荷試験及び定点疲労試験を行い、観察孔の応力性状と FEM 解析結果を比較分析するとともに、輪荷重と応力性状の関係及びき裂の進展性状を調査した。また、実鋼床版を対象として、き裂の位置・長さ、スリット位置、鋼床版諸元及び溶接形状をパラメータとした FEM 解析を行い、観察孔の疲労耐久性に与える影響について分析するとともに疲労耐久性の評価を行った。

- (1) 観察孔周りの 3 部位（こば面ルート部近傍、デッキ下面、こば面 R 部）では、こば面ルート部近傍が疲労耐久性の観点から厳しい部位であることを示すとともに、輪荷重移動に伴って観察孔に比較的近い載荷位置で、同部位に応力の最大値（引張応力）と最小値（圧縮応力）が発生する応力性状を明らかにした。
- (2) スリット長が長くなるにつれてき裂進展に関係する観察孔ルート部要素の主応力の最大値、最小値は増加していく。また、観察孔部分のデッキプレート上面の引張応力も増加し SFRC 舗装への

影響も懸念されるため、長いき裂を残存させるべきではないことを明らかにした。

- (3) 150kN 輪荷重走行に対する定点疲労試験の結果、観察孔ルート部から、疲労き裂が比較的早い回数で発生し、デッキ下面側に進展した。ただし、400 万回載荷時点でもデッキ面のき裂は最大で表面長さ 8mm、深さ 7mm 程度であり、SFRC 舗装と一体化が図られているデッキプレート内では、き裂の急速な進展は見られなかった。
- (4) 疲労耐久性評価により、基本ケース（溶込み量 50%、脚長 6mm、縦リブ支間 2750mm）に対して観察孔ルート部からのき裂の進展に係る等価年数を試算した。その結果、大型車交通量 5,000 台/車線/日で応力が最も厳しい載荷条件の場合、スリット長 400mm に対して、等価年数は 30 年程度の値であった。
- (5) SFRC 舗装に対して、アスファルト舗装の場合の観察孔ルート部要素の応力範囲は、支間部で約 4.7 倍、交差部で約 3.7 倍と厳しい状態であった。観察孔ルート部からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要があると考えられる。

第6章では、デッキプレート厚16, 19mmとUリブ厚6, 8mmを組み合わせた実大鋼床版試験体を用いて輪荷重走行試験（輪荷重：150kN，載荷回数：400万回）を行うとともに、FEM解析による構造詳細の影響の感度分析を行い、鋼床版のデッキ厚板化によるデッキ進展き裂に対する耐久性向上効果について検討を行った。

- (1) 輪荷重走行試験の結果、デッキ進展き裂はU6側、U8側ともに、D16、D19の一般部には発生しなかった。一方、交差部では、U6側、U8側ともに厚板化してもD19の中間横リブ交差部において発生しており、ダブルタイヤの直上載荷の場合、交差部の方が相対的にき裂が進展しやすい傾向にあることを示した。
- (2) 本研究及び他機関による既往の輪荷重走行試験結果との比較により、デッキ進展き裂の挙動にばらつきが見られるものの、デッキの厚板化によりき裂の進展が遅くなる傾向にあることを明らかにした。
- (3) FEM解析により、デッキ厚板化による溶接ルート部の直上載荷時の応力低減効果を明らかにした。直上載荷時の溶接ルート部の最小主応力を基に、線形累積被害則（ $m=3$ ）が成り立つとした場合、D12に対する疲労耐久性は、一般部ではD14で約2.5倍、D16で約6倍、D19で約20倍に、交差部ではD14で約2倍、D16で約4倍、D19で約8倍であった。

最後に、鋼床版の疲労損傷への対応に関する今後の研究課題をまとめる。

(1) 非破壊調査・診断技術

- ・デッキ進展き裂に関しては、非破壊調査技術により、き裂の発生状況や進展の経時変化の現場データを収集・分析し、実橋におけるき裂の性状に係る知見を蓄積することが重要である。また、他の非破壊調査技術との併用も視野に、デッキ深さ計測の精度向上やき裂の状態の効率的な調査手法を検討するとともに、探傷データ等の情報に基づく診断手法に反映していく必要がある。
- ・SFRC 舗装による補強工法の対策効果を確実なものとしていくためには、対策実施前にビード進展き裂の内在状況についても把握しておくことが重要と考えられる。このため、外観目視では

ビードの貫通に至っていないがビード表面の近傍まで進展している内在き裂を，簡易かつ確実に検出可能な実務的な非破壊調査法の提案が必要と考えられる．

- ・本論文では，き裂発生要因に関して，主に構造詳細による構造要因に着目しているが，具体の損傷事例を基に製作要因等を含めた損傷要因の分析を進め，損傷要因と損傷発生傾向の関係，SFRC 舗装等による対策に至るまでの手順や対策の効果の合理性等を踏まえて，適切な維持管理手法を提示していくことが重要と考えられる．

(2) 補修補強技術

- ・SFRC 舗装については，実橋におけるひび割れ後の性状について不明な点も残されており，ひび割れ発生後の破壊過程を探るためのさらなる輪荷重走行試験や，実橋施工事例の点検・調査を踏まえて，その耐久性を検証していくことが必要と考えられる．
- ・また，SFRC 舗装に関しては，舗装構成，スタッドの配置，補強材の有無等の構造詳細の異なる構造が提案され適用されているが，必ずしも各種構造間での性能比較が明らかにされているわけではない．今後，補強を必要とする鋼床版の増加の可能性を踏まえると，耐荷性，耐久性，施工性，維持管理性，経済性等の観点から，他の補修補強技術を含めた性能評価や対策メニューの充実が必要と考えられる．

(3) 構造詳細の耐久性向上

- ・鋼床版の構造詳細に関して，横リブと縦リブの交差するスリット部 や垂直補剛材の上端部等については，デッキプレート厚を厚くしたことによる応力軽減効果は相対的に小さく，当該部のき裂の発生メカニズムを踏まえた疲労耐久性の高い構造詳細の提示が必要と考えられる．また，長期的には，疲労の影響を受けにくい高耐久性の鋼床版構造の開発が望まれる．

関連公表論文・報告書

1. 主な研究論文

(1) 審査付き論文

- 1) 藤原稔, 村越潤, 田中良樹: 鋼床版横リブのスリット周辺部の疲労強度, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1151-1162, 1991.3.
- 2) 大橋治一, 藤井裕司, 三木千壽, 小野秀一, 村越潤: 鋼床版の現場継手近傍の局部応力と変形挙動, 土木学会論文集, No.556/I-38, pp.65-76, 1997.1.
- 3) 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, 2012.8.
- 4) 村越潤, 梁取直樹, 石澤俊希, 遠山直樹, 小菅匠: 鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート増厚の効果に関する検討, 鋼構造論文集, Vol.19, No.75, pp.55-65, 2012.9.
- 5) 村越潤, 小菅匠, 石井博典, 春日井俊博, 遠山直樹, 石澤俊希: ビード進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装の対策効果に関する検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.722-737, 2012.12.
- 6) 石井博典, 井口進, 春日井俊博, 村越潤, 梁取直樹: 既設鋼床版の SFRC 舗装による応力低減効果と破壊性状に関する検討, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.1138-1149, 2013.3.
- 7) 村越潤, 木ノ本剛, 春日井俊博, 児玉孝喜, 辻井豪: 既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法の構造と耐久性評価に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.3, pp.416-428, 2013.9.

(2) その他論文

- 8) 村越潤, 有馬敬育: 鋼床版における最近の疲労損傷事例と対策に関する検討ーデッキプレート内進展き裂を対象としてー, 第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集 (基調講演), (社)土木学会, pp.13-24, 2006.7.
- 9) 村越潤, 梁取直樹, 宇井崇: 鋼床版の疲労損傷と補修・補強技術に関する検討, 第 10 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集ー鋼床版の疲労損傷とその対策ー, (社)土木学会, pp.19-37, 2007.8.
- 10) 木村友則, 小池光裕, 和高修三, 高橋実, 村越潤: 鋼床版亀裂の超音波探傷における入射角調整に関する検討, (社)電子情報通信学会, 信学技報, Vol.111, No.401, US2011-101, pp.93-96, 2012.1.

(3) 国際会議, 海外雑誌

- 11) Nishikawa, K., Murakoshi, J. and Matsuki, T. : Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan, Construction and Building Materials, Elsevier Science Ltd, pp.138-141, 1998.11.
- 12) Cheng, X. H., Murakoshi, J. and Moriyama, A. : Full-Scale Fatigue Test of Orthotropic Steel Deck under

- Running Wheel Loading, Proceedings of 2004 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.689-704, 2004.8.
- 13) Cheng, X. H., Murakoshi, J. and Ohashi, H. : Local Stresses and Fatigue Durability of Asphalt Paved Orthotropic Steel Decks, Proceedings of 2004 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.543-555, 2004.8.
 - 14) Murakoshi, J. and Arima, N. : Recent Studies on Fatigue of Orthotropic Steel Deck at PWRI, Proceedings of the 20th U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, Univ. of Nevada Reno, pp.255-262, 2004.10.
 - 15) Murakoshi, J., Yanadori, N. and Ishii, H. : Research on Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement for Orthotropic Steel Deck as a Countermeasure for Fatigue, Proceedings of the 23rd U.S.-Japan Bridge Engineering Workshop, PWRI Technical Report, No.4089, pp.359-372, 2007.11.
 - 16) Cheng, X. H., and Murakoshi, J. : Orthotropic Deck Design and Fabrication for Fatigue Recommendations from Research, Proceedings of 2008 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.206-223, 2008.8.
 - 17) Ishio, M., Tamakoshi, T., Murakoshi, J., Kawabata, A., Inokuchi, S. : Experimental Study on Durability of Orthotropic Steel Decks and Deckplate Thickness, Proceedings of 2008 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.321-344, 2008.8.
 - 18) Murakoshi, J., Yanadori, N., Ui, T., Inokuchi, S., Ishigaki, T., Kodama, T. and Oguri, N. : Research on Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement on Orthotropic Steel Deck, Proceedings of 2008 International Orthotropic Bridge Conference, ASCE, pp.359-371, 2008.8.

(4) 国内雑誌

- 19) 村越潤, 有馬敬育, 藤木修: 鋼床版の疲労亀裂に対する超音波探傷法の適用性に関する基礎検討, 土木技術資料, Vol.46, No.11, pp.34-39, 2004.11.
- 20) 村越潤: 鋼床版の疲労設計—デッキプレートと U リブの溶接部を対象として—, 橋梁と基礎, Vol.40, No.6, pp.74-77, 2006.8.
- 21) 村越潤: 橋梁の維持管理に関する研究・技術開発—鋼橋を例にして—, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.32-35, 2008.7.
- 22) 高橋実, 村越潤, 木村嘉富: 鋼橋溶接部への超音波探傷法の適用に関する検討, 第11回新素材及びその製品の非破壊評価シンポジウム論文集, 日本非破壊検査協会, pp.84-89, 2009.3.
- 23) 村越潤, 木村嘉富, 高橋実, 木ノ本剛: 鋼床版の疲労損傷に対する非破壊調査技術の現場への適用, 土木技術資料, Vol.54, No.5, pp.38-41, 2012.5.
- 24) 村越潤: 維持管理における非破壊検査技術の活用と研究開発—鋼道路橋を例に—, JSSC 会誌, 連載 今日の非破壊検査—鋼構造物の安全管理 (第 7 回) —, No.12, pp.38-41, 2013.1.

2. 主な研究報告書

- 1) 村越潤, 木村嘉富, 高橋実: 鋼床版デッキプレート進展き裂の調査のための超音波探傷マニュアル (案), 土木研究所資料, 第 4138 号, 2009.3.
- 2) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2・3・4) 報告書—SFRC 舗装による既設鋼床版

の補強に関する設計・施工マニュアル（案）一，共同研究報告書，第 395 号，2009.10.

- 3) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ: 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2) 報告書—SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験 (分冊 1/2) —, 共同研究報告書, 第 392 号, 2010.1.
- 4) (独)土木研究所, 川田工業(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 5) 報告書—U リブ・横リブ交差部を対象とした疲労耐久性向上技術に関する検討—, 共同研究報告書, 第 405 号, 2010.3.
- 5) (独)土木研究所, 川田工業(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 5) 報告書—U リブ突合せ溶接部の疲労き裂を対象とした対策技術に関する検討—, 共同研究報告書, 第 406 号, 2010.3.
- 6) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ: 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2) 報告書—SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験 (分冊 2/2) —, 共同研究報告書, 第 398 号, 2010.4.
- 7) (独)土木研究所, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 4) 報告書—SFRC 舗装の基本物性と接着材接合部における強度特性に関する検討—, 共同研究報告書, 第 413 号, 2011.2.
- 8) 村越潤, 梁取直樹, 遠山直樹, 宇井崇, 石澤俊希, 小菅匠: 鋼床版デッキプレート進展き裂に対するデッキプレート厚板化の効果に関する検討, 土木研究所資料, 第 4224 号, 2012.3.
- 9) (独)土木研究所, 菱電湘南エレクトロニクス(株), 三菱電機(株) 情報技術総合研究所: 鋼床版デッキプレート進展き裂の調査のための超音波探傷法に関する共同研究報告書, 共同研究報告書, 第 452 号, 2013.3.

謝辞

本論文をまとめるにあたっては、多くの方々からのご指導、ご助力をいただきました。

論文審査の主査の労をとっていただいた名古屋大学大学院 館石和雄教授には、ご多忙の中、懇切なご指導をいただくとともに、審査に際してご助力をいただきました。また、名古屋大学大学院 伊藤義人教授、判治剛准教授、名古屋工業大学大学院 小畑誠教授、法政大学 森猛教授には、論文の審査において貴重な時間を割いていただき、不備な点についてご助言をいただきました。

本論文で取り上げた研究成果は、独立行政法人土木研究所の構造物研究グループ（橋梁）、構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）時に携わってきた、鋼床版の疲労損傷の調査、診断、対策技術に関する研究のうち、デッキプレートとUリブの溶接部の疲労損傷に関わる部分の一部をまとめたものです。

本論文のうち、3章から6章までの各章の一部については、関係機関との共同研究として行われたものです。3章では、超音波探傷法の開発・実用化にあたって、菱電湘南エレクトロニクス（株）小池光裕氏（現 土木研究所）、三菱電機（株）情報技術総合研究所 木村友則氏より全面的な協力を頂きました。4、5章では、SFRC 舗装の各種の性能評価のための実験、解析に関して、（株）横河ブリッジ 春日井俊博氏、石井博典氏、鹿島道路（株）児玉 孝喜氏、大成ロテック（株）辻井豪氏に、貴重なご助言と多大なご助力を頂きました。6章では、鋼床版厚板の効果検証のための実験、解析に関して、国土交通省国土技術政策総合研究所道路構造物管理研究室室長玉越隆史氏、日本橋梁建設協会 川畑篤敬氏、井口進氏、内田大介氏には貴重なご助言と多大なご助力を頂きました。

著者の所属する土木研究所においては、一緒に研究に携わってきた、主任研究員の高橋実氏、有馬敬育氏（現 本州四国連絡高速道路（株））、梁取直樹氏（現 本州四国連絡高速道路（株））、遠山直樹氏（現 本州四国連絡高速道路（株））、木ノ本剛氏（現 首都高速道路（株））には、鋼床版の疲労損傷に関わる各種の調査、実験、結果のとりまとめに多大なご協力をいただきました。研究時の交流研究員の新日本技研（株）石澤俊希氏、小菅匠氏には、同様に解析や結果のとりまとめに多大なご協力をいただきました。専門研究員の原田英明には、論文執筆にあたってご協力をいただきました。

ここに記しまして深く感謝の意を表します。

また、大学院時にご指導いただき、卒業後も長年にわたり、鋼道路橋の疲労研究に関してご指導いただき、かつ論文執筆にお気遣いいただきました現 東京都市大学 三木千寿副学長に厚く御礼申し上げます。

最後に、本論文をまとめるにあたって、著者を支えて協力してくれた家族に感謝致します。