

鋼床版分科会報告

鋼床版に関する調査研究報告書

目 次

序	273
第 I 編 わが国における鋼床版への取り組み	275
第 1 章 はじめに	277
第 2 章 国内における鋼床版の施工事例	278
2.1 調査事例 1 (昭和 63 年度)	278
2.2 調査事例 2 (平成 17 年度)	279
第 3 章 最近の各種鋼床版構造	281
3.1 日本四公団での合理化鋼床版に関する取り組み	281
3.2 旧日本道路公団において採用された合理化鋼床版	281
3.3 東京港臨海大橋において検討された縦リブ	282
3.4 日本鋼構造協会規格鋼床版用 U 形鋼	282
3.5 その他の研究	283
第 II 編 鋼床版構造の検討	285
第 1 章 はじめに	287
第 2 章 鋼床版の構造事例	288
2.1 ヨーロッパの鋼床版構造	288
2.2 アメリカの鋼床版構造	288
第 3 章 鋼床版の損傷事例	290
3.1 オランダの事例	290
3.2 イギリスの事例	291
3.3 ブラジルの事例	292
第 4 章 鋼床版の疲労に関する検討事例	293
4.1 イギリスの事例	293
4.2 オランダでの検討	297
4.3 アメリカでの検討	298
4.4 ブラジルの事例	299
第 5 章 鋼床版の応力計測事例	301
5.1 オランダでの計測	301
5.2 ブラジルでの計測	301
5.3 日本国内での計測	302

第 6 章 鋼床版の検査事例	303
6.1 オランダでの事例	303
6.2 日本国内での事例	305
第 7 章 まとめ	307
第 III 編 鋼床版の疲労損傷の発生要因と対策	309
第 1 章 はじめに	311
第 2 章 疲労損傷事例	311
2.1 疲労損傷事例	311
2.2 実橋における疲労損傷の実態（阪神高速道路）	313
第 3 章 疲労損傷の発生要因に関する検討	321
3.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部	321
3.2 閉断面リブの突合せ溶接部	323
3.3 デッキプレートと主げた垂直補剛材の溶接部	325
3.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部	325
3.5 閉断面リブの高カボルト継手部	328
第 4 章 疲労損傷の発生要因に関する検討	332
4.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部	332
4.2 閉断面リブの突合せ溶接部	333
4.3 デッキプレートと主げた垂直補剛材の溶接部	334
4.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部	336
4.5 閉断面リブの高カボルト継手部	338
4.6 デッキプレートの橋軸方向継手部の横リブ・横げたスカラップ部	338
第 5 章 まとめ	341
第 IV 編 鋼床版の舗装	343
第 1 章 はじめに	345
第 2 章 鋼床版の舗装	346
2.1 鋼床版舗装の概論	346
2.2 鋼床版舗装の要求性能	346
2.3 鋼床版舗装の構造	348
2.4 デッキプレートの素地調整	350
2.5 鋼床版舗装の施工	351
2.6 海外の鋼床版舗装の事例	353
2.7 鋼床版舗装の維持管理	355

2.8	鋼床版舗装の損傷事例	357
2.9	鋼床版舗装の凍結抑制方法の事例	358
第 3 章	鋼床版舗装と鋼床版の疲労	360
3.1	鋼床版舗装の材料特性	360
3.2	舗装のひびわれを考慮した鋼床版構造	363
3.3	鋼床版デッキプレート近傍の疲労損傷と鋼床版舗装	368
3.4	鋼床版舗装が鋼床版の応力性状に与える影響	369
第 4 章	特殊な鋼床版舗装	377
4.1	アスファルト系舗装	377
4.2	セメントコンクリート系舗装	380
4.3	その他の特殊な鋼床版舗装	384
第 5 章	まとめ	389
付 録		391
付録 1	ドイツにおける鋼床版の施工事例	393
付録 2	国内における鋼床版に関する出願特許事例	401

序

鋼床版は、デッキプレートをリブで縦横に補剛した床版である。鋼板を組み合わせた構造であるため、鋼床版は非常に軽量の床版である。また、終局時にはデッキプレートの膜力が期待できるため非常に大きな耐力を得ることができる床版である。鋼床版は、第二次大戦後のドイツで、戦災の復旧橋梁に多く用いられることで床版構造として発達しただけでなく、その軽さにより長大橋梁の発展にも寄与したといえる。わが国においても、戦後多くの橋梁に適用されており、特に下部構造の大きさが制約される箇所や軟弱地盤部に建設された都市内の高架橋や長大橋梁に多くの実績がある。

鋼床版は比較的薄い鋼板を溶接により組み立てた構造であるため、各部に生じる応力が複雑である。また、英国の Severn 橋や Wye 橋などでは疲労損傷が報告されている。このため、過去の道路橋示方書において、一般の道路橋では疲労の影響を考慮しなくてよいとされていた時代においても、疲労に対する許容応力度が規定されていた。また、鋼床版と疲労に関しては、土木学会においても早くから研究が行われており、1990 年には、鋼床版の疲労に関する知見が「鋼床版の疲労」に取りまとめられている。しかしながら、この時代における国内の鋼床版の損傷事例は非常に限られたものであった。

鋼床版が建設されて、20 年から 30 年が経過した現在では、重交通路線の橋梁において、以前国内では見られなかった鋼床版の疲労損傷が報告されてきている。2002 年の「鋼道路橋の疲労設計指針」（日本道路協会）によれば、現在の鋼床版の疲労設計は、桁の疲労設計のような、応力範囲と継手等級による疲労設計ではなく、疲労強度の大きな構造詳細を採用することで疲労強度を確保するという構造詳細による疲労設計が行われている。この成否は、今後建設される鋼床版の 20 年、30 年後に検証する必要があるが、設計実務者がより鋼床版の疲労現象を知り、規定された構造詳細の意図するところを理解することが重要であると考えられる。そこで、土木学会鋼構造委員会道路橋床版の合理化検討小委員会の鋼床版分科会では、鋼床版に関する調査研究を行い、本報告書を取りまとめた。

本報告書の構性は、第Ⅰ編において、鋼床版の具体の構造諸元を調査するとともに、鋼床版の構造合理化を目指した検討の概要を紹介している。第Ⅱ編においては、主に海外における鋼床版構造の検討状況を紹介している。欧米で採用されている鋼床版構造の紹介、海外における最近の鋼床版の損傷事例、各種損傷に対する検討の概要を示すとともに、鋼床版の点検調査方法についてオランダでの事例と国内における国土交通省と（社）日本橋梁建設協会の検討事例を紹介している。第Ⅲ編においては、近年報告されている鋼床版の損傷事例と補修補強事例を紹介するとともに、主な損傷の発生要因に関する検討の概要、疲労損傷に対する対策の事例を紹介している。ここで紹介している事例は、最近考案されたものも含まれるため、かならずしも実橋において、対策後の効果が完全に検証されたものとは限っていないため、参考とする場合には留意が必要である。第Ⅳ編は鋼床版の舗装についての調査研究をまとめている。舗装は鋼床版とは密接な関係があり、鋼床版の剛性が確保されることにより舗装の耐久性が確保され、舗装の剛性が確保されることにより、鋼床版の疲労損傷を低減することが可能である。本編では、鋼床版の舗装の概要を紹介するとともに、鋼床版の疲労との関係を調査している。また、最近採用されている特殊な鋼床版舗装についても概要を紹介している。

本報告は、分科会委員の精力的な調査研究による成果であり、今後、鋼床版耐久性を考慮した構造検討に際して、貴重な資料を提供できたものと考えている。本報告が、鋼床版に係る技術者の技術力の向上の一助となれば幸いである。

(社)土木学会 鋼構造委員会
道路橋床版の合理化検討小委員会
鋼床版分科会
主査 川畑 篤敬

第 I 編 わが国における鋼床版への取り組み

- 第 1 章 はじめに
- 第 2 章 国内における鋼床版の施工事例
 - 2. 1 調査事例 1 (昭和 63 年度)
 - 2. 2 調査事例 2 (平成 17 年度)
- 第 3 章 最近の各種鋼床版構造
 - 3. 1 旧日本四公団での合理化鋼床版に関する取り組み
 - 3. 2 旧日本道路公団において採用された合理化鋼床版
 - 3. 3 東京港臨海大橋において検討された縦リブ
 - 3. 4 日本鋼構造協会規格鋼床版用 U 形鋼
 - 3. 5 その他の研究

第1章 はじめに

鋼床版は、図-1.1に示されるように、デッキプレート
を橋軸方向に配置した縦リブ、および橋軸直角方向に配置
した横リブ、横げたによって補剛した床版である。縦方向
の縦リブの形式には、図-1.2に示すように、開断面リブ
とねじり剛性の大きい閉断面リブがある¹⁻¹⁾。

この鋼床版は第二次世界大戦後、旧西ドイツにおいて急
速に発展した床版であるが、日本においても昭和29年に
初めて東京都の田端～駒込間の中里跨線橋（支間17.2m、
下路式プレートガーダー橋）に採用され、その後昭和30
年東京都、昭和31年尼崎市、昭和32年京都市等で種々の
鋼床版橋梁が完成し、現在に至っている。

鋼床版の特徴として、自重が軽い、主桁構造の一部を担
う、大きな耐力を有する等の特徴があげられ、橋梁として
適用範囲が広く、桁高を押さえた都市内道路や長大支間の
橋梁に採用されている。床版としては、縦方向の剛性と横
方向の剛性が異なるため直交異方性板として挙動する。

鋼床版の耐荷機構は、面外荷重が作用すると、鋼床版の
縦リブが降伏し、その後、デッキプレートが膜材として抵
抗する。このため、鋼床版としての終局耐荷力は縦リブで
決まる許容荷重の20倍以上になる。

ここでは、これらの鋼床版の国内での採用事例並びに最
近の各種鋼床版構造などを紹介する。

参考文献

1-1) 小西一郎：鋼橋 設計編I，丸善，1975.3.

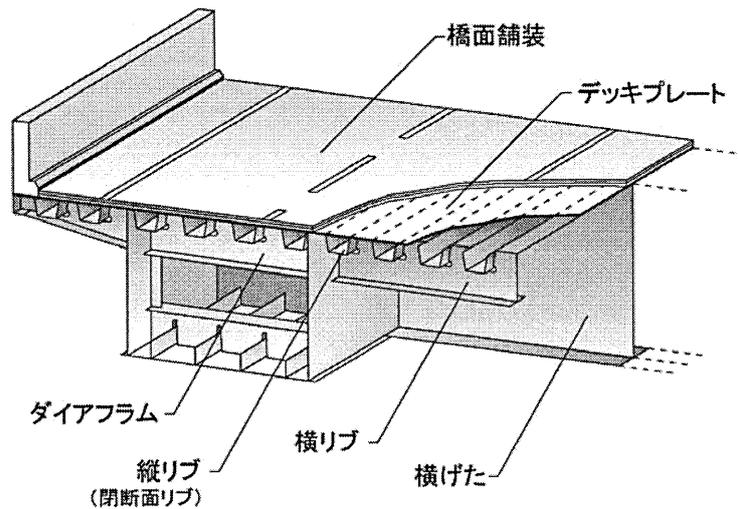
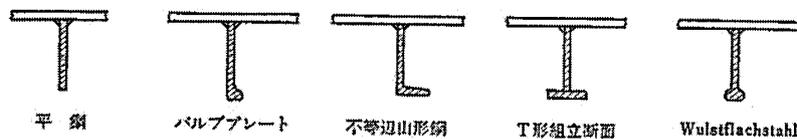
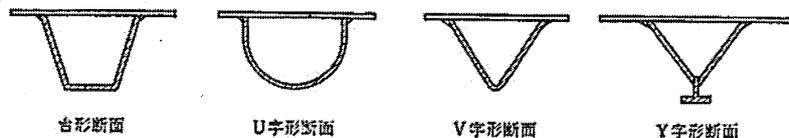


図-1.1 鋼床版の構造



(a) 開断面リブ



(b) 閉断面リブ

図-1.2 縦リブの種類¹⁻¹⁾

第2章 国内における鋼床版の施工事例

鋼床版橋における縦リブ施工事例に関して、ここでは、アンケート方式で大阪市立大学にて実施された使用実績調査結果（調査事例1）および、社）日本橋梁建設協会・鋼床版検討特別委員会（以下、橋建協という）により疲労損傷の発生メカニズム解明を目的として行われた現地調査データ（調査事例2）を基に整理した。

2.1 調査事例1（昭和63年度）

文献[2-1]、文献[2-2]において報告されている鋼床版用閉断面リブ使用実績調査結果の抜粋を以下に示す。

【調査の実施時期】

昭和63年度、過去20年間に建設された閉断面リブを有する鋼床版の実績調査を実施した。

【調査方法】

実績調査には、橋建協を通じて、アンケート表を橋梁製作会社に送付し、既設、あるいは架設予定の実橋の中から、調査の対象に該当する橋梁について必要事項を記入してもらい、それを回収するアンケート方式を用いた。

【回答データ数】

製作会社42社から、合計346橋のデータの回答があった。このうち重複している114橋を除き、合計232橋分の資料を用いて閉断面リブに用いられる断面形状の傾向を分析した。

閉断面リブの断面は、図-2.1、図-2.2、表-2.1に示すように44種類の形状があった。B320×H240×t6(30R)のものが、全体の4割近くの約90橋と最も多かった。次に、B320×H260×t6(30R)が2割弱の40橋、B300×H220×t6(30R)が1割強の約30橋の順であった。

閉断面リブのコーナー部曲率半径は、R=30mmのものが95%を占め、40mmのものは10例とわずかであった。

表-2.1 閉断面リブ断面形状別の橋数

No.	トラリブ'断面形状	U _{min}	U _{max}
1	280×220×8	1	1
2	300×200×6	2	2
3	300×220×6	32	28
4	300×220×8	4	7
5	300×224.6×7.9	1	1
6	300×240×6	1	1
7	300×250×8	2	2
8	300×270×6	1	1
9	300×280×8	1	0
10	300×280×12	0	1
11	304.1×222×8	0	1
12	310×250×6	1	1
13	310×250×8	1	1
14	318×258×8	1	1
15	320×200×6	7	7
16	320×200×8	1	1
17	320×230×8	1	0
18	320×240×6	96	84
19	320×240×8	7	15
20	320×250×6	3	3
21	320×250×8	2	3
22	320×260×6	37	34

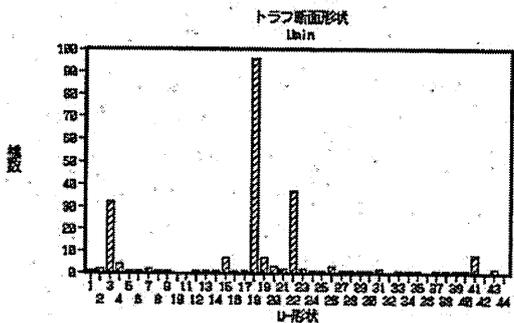


図-2.1 閉断面リブ断面形状 U_{min}
(横軸の数字は表-2.1のNo.に対応している)

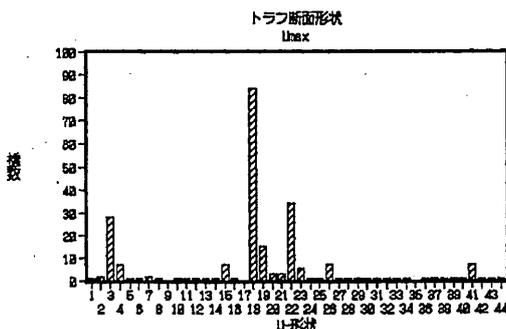


図-2.2 閉断面リブ断面形状 U_{max}
(横軸の数字は表-2.1のNo.に対応している)

No.	トラリブ'断面形状	U _{min}	U _{max}
23	320×260×8	2	5
24	320×270×6	1	1
25	320×300×8	1	1
26	324.1×242×8	3	7
27	324.1×242×15	1	1
28	324.1×262×8	1	1
29	325×250×8	1	1
30	327.2×274×8	1	1
31	330×250×8	2	1
32	330×250×14	0	1
33	330×263×6	1	1
34	330×280×8	1	1
35	330×288×8	1	0
36	330×288×10	0	1
37	340×200×9	1	1
38	340×250×8	1	1
39	340×280×8	1	1
40	370×250×8	1	1
41	320×240×6(40R)	8	7
42	320×240×8(40R)	0	1
43	320×240×6(40R)	2	1
44	320×260×8(40R)	0	1

2.2 調査事例2 (平成17年度)

橋建協において実施された鋼床版橋梁の疲労損傷に関する現地調査データを基に整理した一覧表を表-2.2 および表-2.3 に示す。

なお、現地調査データは供用年数20年程度の疲労損傷の恐れがある重交通路線橋梁を中心に整理されているため、近年の鋼床版橋梁は含まれていない。

これらの表を基に縦リブ断面形状および縦リブ支間と採用橋数との関係に着目して整理する。

① 閉断面リブ形状について

鋼床版に用いる閉断面リブの形状としては、写真-2.1、写真-2.2 に示すようなタイプが用いられた例もあるが、その数は非常に少なく、写真-2.3 に示すような台形断面が、最も広く標準的に用いられている。

そこで、図-2.3 に示すように台形断面について年代別に使用断面形状を整理した。これより近年、幅320mmのU形鋼の使用が増加していると考えられる。

② 縦リブ支間について

図-2.4 (縦リブ板厚 $t=6\text{mm}$)、図-2.5 (縦リブ板厚 $t=8\text{mm}$) に示すように閉断面リブについて年代別に縦リブ支間実績数を整理した。

これらより、縦リブ支間を3m以下に設定しているケースが多いと言える。また、縦リブ厚に着目した場合、 $t=8\text{mm}$ 使用時は $t=6\text{mm}$ に比べて縦リブ支間を3m~4m程度と、比較的長く設定している事例が多いとも言える。

閉断面リブ使用時の縦リブ支間に関しては、表-2.3 に示すように、1.2~2m程度となっている。

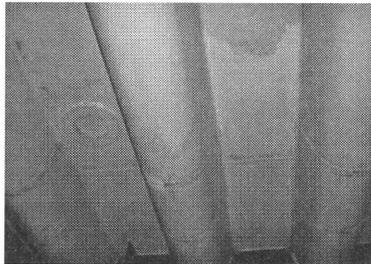


写真-2.1 U字形断面 (1980年完成)



写真-2.2 V字形断面 (1964年完成)

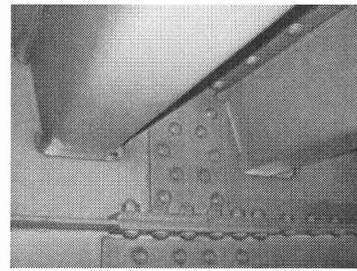


写真-2.3 台形断面 (1984年完成)

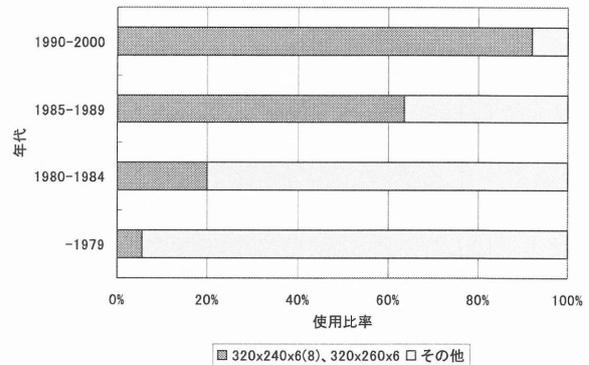


図-2.3 年代別閉断面リブ使用断面形状

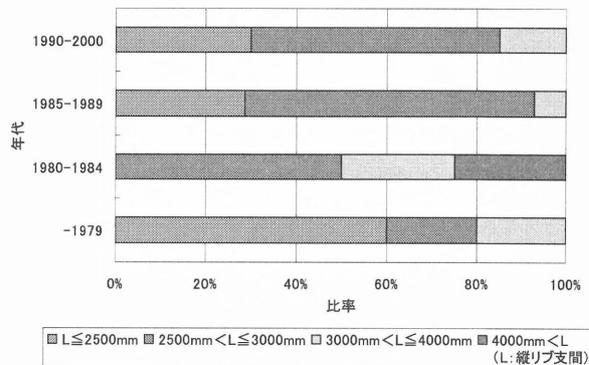


図-2.4 年代別閉断面リブ支間 (縦リブ板厚 $t=6\text{mm}$)

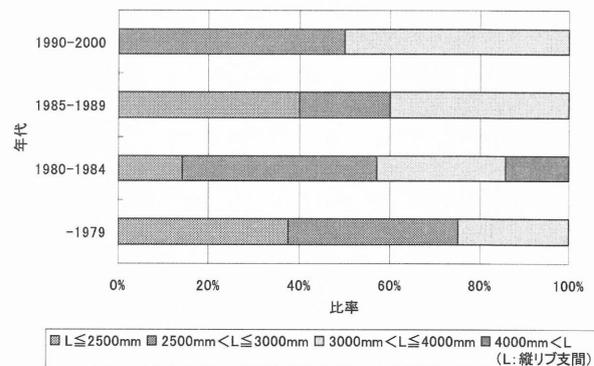


図-2.5 年代別閉断面リブ支間 (縦リブ板厚 $t=8\text{mm}$)

表-2.2 事前調査実施橋梁（閉断面リブ）

橋梁名	完成年	構造詳細					
		デッキ PL厚 (mm)	縦リブ 形状 (mm)	横リブ 間隔 (mm)			
				形状 (mm)	厚さ (mm)		
1	1964	12	V	300	300	8	2,500
2	1965	12	U	300	220	6	2,283
3	1972	12	U	320	250	12	3,000
4	1972	12	U	320	200	6	1,480
5	1973	—	U	310	250	6	—
6	1974	12	U	337	270	8	3,000
7	1974	12	U	300	200	6	—
8	1974	12	U	320	250	6	—
9	1975	12	U	330	250	6	3,875
10	1975	12	U	300	280	8	2,333
11	1975	12	U	320	240	6	2,850
12	1976	12	U	340	250	8	—
13	1976	12	U	320	220	8	2,875
14	1977	12	U	315	240	8	1,500
15	1978	12	U	310	246	8	3,720
16	1978	12	U	310	274	8	2,500
17	1978	12	U	348	280	8	2,950
18	1979	12	U	310	250	8	3,563
19	1979	12	U	330	263	6	2,464
20	1980	12	U	340	284	8	3,000
21	1980	12	U	310	250	8	3,000
22	1980	12	U	300	200	6	—
23	1980	12	U	300	250	8	—
24	1981	12	U	320	240	8	3,125
25	1981	12	U	320	270	6	3,840
26	1982	12	U	320	200	8	2,800
27	1983	12	U	320	240	6	3,000
28	1983	12	U	320	230	8	4,450
29	1983	16	U	310	220	8	1,120
30	1983	12	U	320	240	6	5,960
31	1983	12	U	340	260	6	2,600
32	1984	12	U	300	220	6	—
33	1984	12	U	320	250	8	3,650
34	1984	12	U	300	220	6	—
35	1985	12	U	280	220	8	2,500
36	1985	12	U	300	220	6	3,000
37	1986	12	U	320	260	6	—
38	1986	12, 13 ~20	U	320	250	8	2,750
39	1986	12	U	320	240	8	3,450
40	1987	12	U	320	240	6	2,800
41	1987	12	U	320	240	8	3,450
42	1987	12	U	320	260	6	3,000
43	1987	12	U	320	200	6	1,480
44	1987	12	U	320	260	6	2,580
45	1988	12	U	320	240	6	3,400
46	1988	12	U	320	240	6	2,929
47	1988	12	U	300	220	6	2,950
48	1988	12	U	320	240	6	2,940
49	1988	12	U	320	240	6	—
50	1988	12	U	320	240	6	2,681

橋梁名	完成年	構造詳細					
		デッキ PL厚 (mm)	縦リブ 形状 (mm)	横リブ 間隔 (mm)			
				形状 (mm)	厚さ (mm)		
51	1988	—	U	300	250	8	—
52	1988	11	U	300	220	6	1,732
53	1989	12	U	320	260	6	2,550
54	1989	12	U	320	240	6	2,000
55	1989	12	U	320	260	6	2,500
56	1989	12	U	330	280	8	2,450
57	1990	12	U	320	240	6(8)	—
58	1990	12	U	320	240	6	—
59	1990	12	U	320	240	6	2,850
60	1990	12	U	300	220	6	3,000
61	1990	12	U	320	240	8	2,900
62	1991	12	U	320	260	6	3,100
63	1991	12	U	320	260	6	2,453
64	1991	12	U	320	240	6	2,500
65	1992	12	U	320	260	6	2,000
66	1992	12	U	320	240	6	2,800
67	1992	12	U	320	240	6	2,763
68	1992	12	U	320	240	6	3,000
69	1992	12	U	320	240	6	2,720
70	1993	12	U	320	240	6(8)	3,100
71	1993	12	U	320	240	6	3,060
72	1993	12	U	320	240	6	—
73	1993	12	U	320	240	6	3,000
74	1994	12	U	324	242	6	—
75	1994	12	U	320	260	6	2,500
76	1994	12	U	320	240	6	2,855
77	1994	12	U	320	240	6	2,930
78	1994	12	U	320	240	6	3,000
79	1995	12	U	320	240	6	2,000
80	1996	12	U	320	240	6	2,536.7
81	1997	12	U	320	240	6	1,955.5

表-2.3 事前調査実施橋梁（開断面リブ）

橋梁名	完成年	構造詳細				
		デッキ PL厚 (mm)	縦リブ 形状 (mm)	横リブ 間隔 (mm)		
				形状 (mm)	厚さ (mm)	
1	1966	12	BP	230	9.5	1,600
2	1973	14	BP	230	11	1,250
3	1975	12	BP	180	9.5	1,620
4	1975	12	BP	180	9.5	2,000
5	1978	12	BP	230	11	1,833
6	1979	12	BP	180	9.5	1,675
7	1980	12	BP	230	11	2,000
8	1982	12	BP	230	11	1,646
9	1983	12	BP	200	10	1,755
10	1984	12	BP	180	9.5	1,350
11	1984	12	BP	200	10	1,475
12	1985	12	板	180	16	1,415
13	1985	12	BP	180	9.5	1,263
14	1986	12	BP	180	9.5	1,550
15	1988	12	BP	200	10	1,320
16	1988	12	板	170	16	1,500

参考文献

- 2-1) 大阪市立大学・工学部・橋梁工学研究室, 阪神高速道路公団・工務部設計課: トラフリブを有する鋼床版の実績調査報告, 昭和63年度報告書, 1989. 3.
- 2-2) 中井, 北田, 鈴木, 古田: トラフリブを有する鋼床版の実績調査, 橋梁と基礎, 1990. 10.

第3章 最近の各種鋼床版構造

3.1 旧日本四公団での合理化床版に関する取り組み³⁻¹⁾

長大吊橋の補剛箱桁は、鋼重の増加を抑えつつ部材を大型化・厚板化することによって構造を簡素化する検討が行われ、デッキプレート厚の増大、閉断面リブの大型化により床版の剛性を高め、ダイヤフラム間隔を大きくしその枚数を減らすことができるので、製作工数を低減できる。しかし、このような構造は部材長が大きくなり、部材の変形・たわみ角を増大させることになり、結果として断面設計上考慮されない局部での応力が大きくなってしまいうことも考えられた。また、横リブ間隔を広げた構造では、閉断面リブたわみが大きくなり、トラフスリット端部の応力集中、面外曲げを大きくする恐れがあることから、これらの挙動の変化について立体FEM解析が行われ、更に実物大の鋼床版試験体の実トラック載荷実験が実施された。

試験体は、閉断面リブ形状について図-3.2に示す6案を検討した結果、幅320mmより大型の台形リブ2種類を採用し、図-3.1に示す橋軸方向14.0m、橋軸直角方向9.78mの2径間で、縦リブと横リブとの交差部ではダイヤフラム、スリットの有無による違いも検討項目とされた。

この合理化鋼床版試験体による載荷試験により、閉断面リブの大型化は縦リブ直上載荷時に継手スカラップ部での圧縮応力を大きくすることがわかった。大型閉断面リブの適用にあたっては横桁のせん断抵抗面積を確保する十分な桁高が必要であることがわかった。また、縦リブ・横リブ交差部ではトラフスリット部において応力集中が見られ、この応力集中に対しては閉断面リブ内ダイヤフラム設置、スリットの廃止などで低減できることが判明した。縦リブ支間を延長した場合は、一本の横リブが支える範囲が広がることから、面内力に対して応力集中が軽減されるように検討する必要性が残った。

3.2 旧日本道路公団において採用された合理化鋼床版

経済的で耐久性に優れた合理的な鋼床版構造（以下、合理化鋼床版構造という）として、部材片数を少なくした構造であること、鋼溶接部の疲労上の弱点が少ない構造であること、舗装の耐久性が向上した構造であること、などが考えられる。旧日本道路公団では、新東名・名神高速道路において合理化鋼床版構造を採用している（写真-3.1）³⁻²⁾。鋼床版構造の合理化にあたっては、デッキプレートの増厚や閉断面リブの大断面化、横リブの廃止と横桁間隔の拡大などが検討された。

新名神高速道路「揖斐川・木曾川橋（トゥインクル橋、2001年完成）」は、世界初の鋼・コンクリート複合エクストラード橋であり、この鋼床版部分に合理化鋼床版が採用された。本橋では、デッキプレートの板厚を従来の12mmから1.5倍の18mm厚としており、閉断面リブ（トラフリブ）を従来のU形鋼（U-320×240×6mm）から1.5倍以上の断面（U-440×330×8mm）へ大型化した。なお、横

桁（ダイヤフラム）間隔は、PC部のダイヤフラム間隔と合致させるために2.5mとなっている。

一方、新東名高速道路の国道23号重複部（豊明IC～名古屋南IC、2003年完成）において採用された合理化鋼床版は、細幅箱桁の2主げた橋とし、デッキプレート厚を揖斐川・木曾川橋と同様に18mm、縦リブのさらなる大型化（U-450×330×9mm）が図られた。また、横リブを廃し、4.0m間隔の横桁のみの構造とした（図-3.3）。また、閉断面リブと横げた交差部における応力の低減させるために、閉断面リブ下面と横げたウェブとを結合する構造が採用されているのが特徴である（図-3.4）。

これらの合理化鋼床版の採用に際しては、鋼床版構造の合理化が鋼床版の局部応力に与える影響の確認³⁻³⁾や詳細構造の疲労照査を行うために実大模型実験による荷重車載荷試験やFEM解析を行っている³⁻⁴⁾。

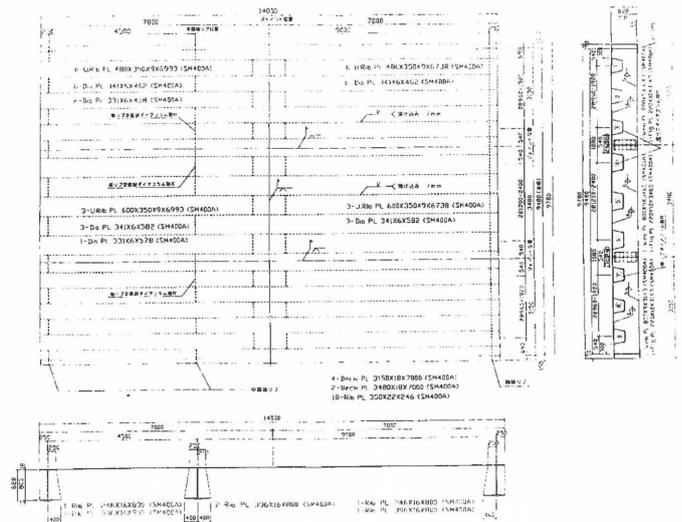


図-3.1 試験体概要

リブ形状 (mm)	台形 (細桁) 320 × 240, 260 × 6, 8	台形 (中型) 480 × 350 × 9	台形 (大型) 600 × 350 × 9	丸形	三角形	四角型
概念図						
採用	○	○	○	×	×	×

図-3.2 検討された閉断面リブ形状



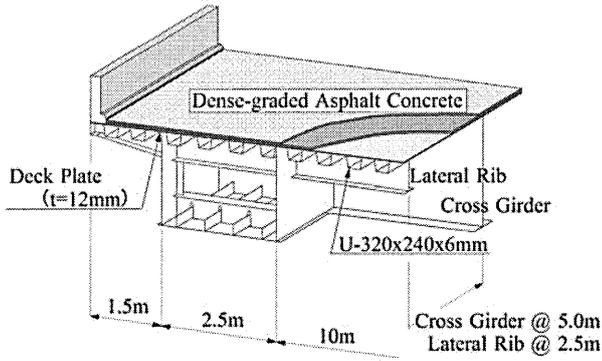
写真-3.1 合理化鋼床版構造（第二東名高速道路）

3.4 日本鋼構造協会規格鋼床版用U形鋼³⁻⁶⁾

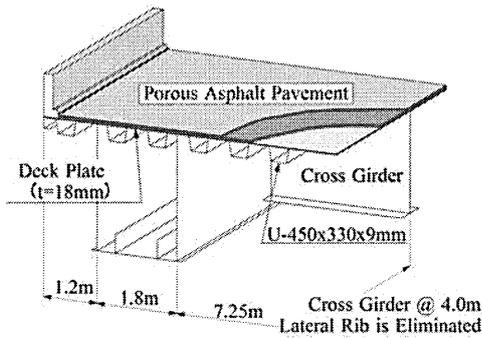
橋梁の鋼床版などに使用するU形鋼については、昭和55年1月に「JSS 14-1980 日本鋼構造協会鋼床版用U形鋼規格」として制定され各方面でこの規格の形鋼が使用されるようになった。その後、板厚8mmのものが使われるようになったことから見直しが必要となり、昭和58年3月に「JSS II 08-1983 日本鋼構造協会規格鋼床版用U形鋼」（以下前規格と称す）が制定され、現在に至っている。前規格が制定されて以来、20年以上が経過していること、近年、主桁間隔の増大や部材の大型化が図られていること、板厚が9mmより大型のU形鋼を採用した鋼床版橋梁も建設されていることなどもあり、規格化して欲しいという声があったので、再度、見直しを行うことになったものである。

上述の理由によって JSS II 08-1983 を見直すことが、平成16年5月の技術・標準委員会です承された。その後、9回の審議を経て作成された改訂案は、平成18年10月の技術・標準委員会です承を得て、同日付けで JSS II 08-1983 は、JSS II 08-2006 鋼床版用U形鋼として改訂されるに至った。

「JSS II 08-2006 鋼床版用U形鋼」では、大型U形鋼が規格化されており、規格および解説の抜粋を図-3.6に示す。



(a) 従来型の鋼床版構造



(b) 合理化鋼床版構造

図-3.3 従来鋼床版構造と合理化鋼床版構造³⁻⁴⁾

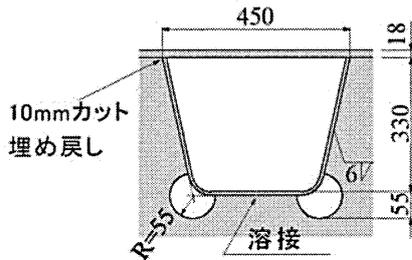


図-3.4 閉断面リブと横げた交差部の構造

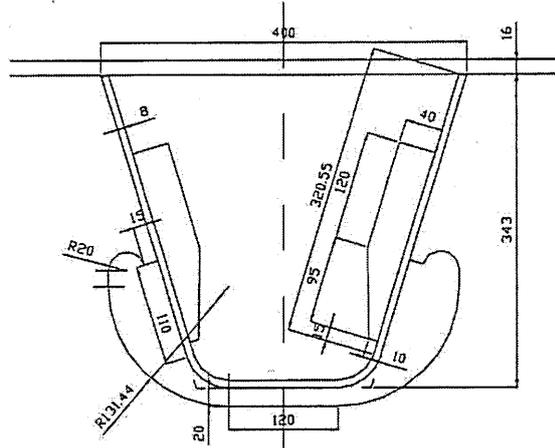


図-3.5 閉断面リブと横リブ交差部の構造

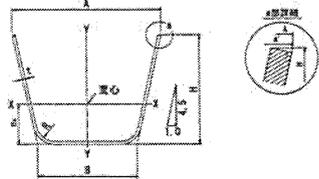
3.3 東京港臨海大橋において検討された縦リブ³⁻⁵⁾

図-3.5 に示すように閉断面リブと横リブ交差部において閉断面リブ内側にリブを入れている構造（内リブと呼ぶ）を採用している。

内リブは、閉断面リブの横断方向の変形を左右独自に抑制し、スリットの止端と、内リブの止端へ応力を分散させることを目的とする部材である。

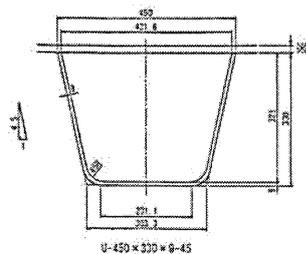
内リブ形状は、スリット止端の裏側では高剛性であることが望ましく、内リブ止端先端に近づくほど低剛性とするのが望ましい。

内リブ設置によるスリット回し溶接部トラフリブ側止端の応力低減効果は、FEM解析にて算出したホットスポット応力を用いて検証している。なお、ホットスポット応力の評価方法には0.4t・1.0t法を用いている。



球 び 名	寸 法 mm						断面積 mm ²	単位長さ 当たりの 質量 kg/m	断 面 性 能 *	
	A	A'	B	H	t	R			重心位置 からの 距離 mm	断面二次モーメント cm ⁴ × 10 ⁴
320×240×6-40 (rib1)	320	319.4	213.3	240	6	40	4026	31.6	88.0	2160
320×240×8-40 (rib2)	320	319.4	213.3	240	6	40	4219	33.1	93.1	3021
320×240×9-40 (rib3)	324.1	323.3	216.5	242	8	40	5390	42.3	88.9	3315
320×260×8-40 (rib4)	324.1	323.3	217.7	262	8	40	5647	44.3	100.3	4055
**450×330×9-45 (rib5)	450.0	449.1	303.3	330	9	45	8424	66.1	120.1	9736

注 *A' 及び断面性能は参考値を示す。
 ** 使用にあたっては、関連する諸基準を確認すること。



※組み合わされる鋼床版の板厚は、使用条件などに応じて関連諸基準に基づいて決定する

図-3.6 鋼床版用U形鋼

3.5 その他の研究

合理化鋼床版構造については、デッキプレート厚の厚板化と縦リブ形状をパラメータとする様々な解析・実験が行われている。実橋において、縦リブの突合せ溶接部、デッキプレートと縦リブあるいは横リブとのすみ肉溶接部、縦リブと横リブとの交差部などに疲労き裂が発生する損傷事例が数多く報告され、疲労強度の高い構造を確立するため解析的、実験的な検討がなされてきた。

疲労損傷防止の観点から、三木ら³⁻⁷⁾、鈴木ら³⁻⁸⁾、藤原ら³⁻⁹⁾は、U形鋼を縦リブとした鋼床版の横リブウェブに設けられたスリット部の疲労挙動に関する研究を行い、輪荷重直下に位置するスリット部には横リブウェブの面外曲げに伴い、それ以外の位置にあるスリット部には横リブのせん断変形に伴って応力集中が発生し、疲労損傷が発生する可能性が高いことを指摘している。

中村ら³⁻¹⁰⁾は、鋼床版の構造パラメータのうち、デッキプレート厚、縦リブサイズの組合せ(表-3.1)の違いが縦リブ・横リブ交差部に作用する応力の影響に着目して、シェル要素を用いた有限要素解析を行い、デッキプレート厚と縦リブとの相関を見だし、スリットの曲線部において最大応力が発生すると指摘している。

縦リブ・横リブ交差部に関する実験並びに有限要素解析も多く行われ、閉断面リブと交差する横桁・横リブスカラップ形状の提案等がなされている。又、山川ら³⁻¹¹⁾は、面外荷重を受ける鋼床版の挙動について有限要素解析を行って、従来型に比べ合理化鋼床版の優位性、大型閉断面リブ採用による自由度の高い鋼床版設計の可能性を指摘している。

表-3.1 構造パラメータの組合せ

縦リブサイズ	デッキ厚 (mm)	主桁間隔 (mm)	鋼重 (kg/m ²)	下フランジ中央応力 (MPa)	
				Type I	Type II
320×240×6-40 (rib1)	12	3296	103.8	30.9	30.9
	16	3728	134.1	38.3	36.7
	19	4052	144.1	38.1	34.2
320×240×8-40 (rib2)	12	3316.5	107	26.4	29.5
	16	3748.5	136.9	32.8	31.2
	19	4072.5	159.5	36.9	32.5
320×260×6-40 (rib3)	12	3296	104.2	26.6	30.1
	16	3728	134.5	33.4	31.9
	19	4052	144.5	37.8	33.4
320×260×8-40 (rib4)	12	3316.5	107.6	25.3	28.7
	16	3748.5	137.4	31.6	30.4
	19	4072.5	160	35.6	31.7

参考文献

- 3-1) 大橋治一, 梁取直樹: 鋼床版実物大試験体の載荷試験結果, 本四技報 Vol. 23. No89, pp. 26-38, 1999. 1.
- 3-2) 日本道路公団 名古屋建設局: 合理化鋼床版設計施工指針(案), 平成12年5月
- 3-3) 水口和之, 中須誠, 古川正巳, 永田考, 井口進: 大型Uリブを用いた鋼床版の局部応力に及ぼすリブ支間および細部形状の影響, 土木学会構造工学論文集 Vol. 46A, pp. 1225-1232, 2000. 3
- 3-4) Kazuyuki Mizuguchi, Kentaro Yamada, Masanori Iwasaki and Susumu Inokuchi: RATIONALIZED STEEL DECK STRUCTURE AND LARGE MODEL TEST FOR DEVELOPING A NEW TYPE OF STRUCTURE, OBC, pp. 44-56, 2004. 8.
- 3-5) 宮田正史, 千葉照男, 菅沼久忠: 鋼床版交差部スリットに発生する応力の内リブによる低減効果, 土木学会第62回年次学術講演会, I-004, pp. 7-8, 平成19年9月
- 3-6) 社団法人 日本鋼構造協会: 鋼床版 U 型鋼 JSS II 08-2006, 平成18年10月
- 3-7) 三木千壽, 館石和雄, 高木千太郎: 鋼床版縦リブ・横リブ交差部の応力測定とその分析, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 1163-1168, 1991
- 3-8) 鈴木巖, 加賀山泰一, 尾下里治, 岩崎雅紀, 堀川浩甫: 鋼床版横リブの設計手法と疲労試験, 鋼構造論文集, Vol. 137A, pp. 1169-1179, 1991
- 3-9) 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, 鋼構造論文集, Vol. 137A, pp. 1151-1162, 1991
- 3-10) 中村聖三, 松尾裕樹, 高橋和雄, 呉慶雄: デッキ厚と縦リブの組合せによる鋼床版の局部応力の変化, 鋼構造シンポジウム, 2002
- 3-11) 山川善人, 村上茂人: 面外荷重載荷時挙動に着目した合理化鋼床版構造に関する検討, 第61回年次学術講演会, I-566, 2006

第Ⅱ編 鋼床版構造の検討

- 第1章 はじめに
- 第2章 鋼床版の構造事例
 - 2.1 ヨーロッパの鋼床版構造
 - 2.2 アメリカの鋼床版構造
- 第3章 鋼床版の損傷事例
 - 3.1 オランダの事例
 - 3.1.1 デッキプレートを貫通するき裂
 - 3.1.2 閉断面リブとデッキプレート溶接部のき裂
 - 3.1.3 閉断面リブの突き合わせ溶接部の損傷
 - 3.1.4 閉断面リブと横リブ交差部のき裂
 - 3.2 イギリスの事例
 - 3.3 ブラジルの事例
- 第4章 鋼床版の疲労に関する検討事例
 - 4.1 イギリスでの検討
 - 4.1.1 Severn 橋に対する検討
 - 4.1.2 曲げを受ける溶接継ぎ手の疲労
 - 4.1.3 デッキプレートと閉断面リブの接合部の疲労特性
 - 4.2 オランダでの検討
 - 4.3 アメリカでの検討
 - 4.4 ブラジルでの検討
- 第5章 鋼床版の応力計測事例
 - 5.1 オランダでの計測
 - 5.2 ブラジルでの計測
 - 5.3 日本国内での計測
 - 5.3.1 垂直補剛材とデッキプレートの溶接部の応力
 - 5.3.2 閉断面リブとデッキプレートの溶接部の応力
 - 5.3.3 閉断面リブと横リブ交差部の応力
- 第6章 鋼床版の検査事例
 - 6.1 オランダでの事例
 - 6.1.1 目視検査
 - 6.1.2 TOFD
 - 6.1.3 超音波検査
 - 6.1.4 SLOFEC
 - 6.1.5 Crack PEC
 - 6.1.6 まとめ
 - 6.2 日本国内での事例
- 第7章 まとめ

第1章 はじめに

鋼床版は軽量という特徴を有するため、長支間橋梁や地盤の良くない地域で使用されている。また、コンクリート床版と比較して版厚が薄くなるためけた高さに制限がある場合など、構造上の制約が厳しい条件下でも適用され、非常に適用範囲が広い橋梁構造である。しかしながら、近年、都市部の重交通路線橋梁の一部において、いくつかの損傷事例が報告されている¹⁻¹⁾。

鋼床版は輪荷重を直接受けるため、用いられる構造詳細によっては局部的に大きな繰返し応力が発生する場合があります、損傷の要因となると考えられる。特に、縦リブに閉断面リブを使用した場合のデッキプレートと溶接部付近の損傷、垂直補剛材上端部とデッキプレートの溶接部付近の損傷、縦リブと横リブ交差部付近の損傷などの事例が確認されている。これらの損傷のうち、閉断面リブとデッキプレートの溶接部の損傷、および垂直補剛材上端部とデッキプレート溶接部の損傷は、デッキプレート板厚を貫通する比較的長いき裂となる場合があります、舗装の早期劣化や橋面の陥没など、安全性に影響を与える場合がある。

道路橋示方書¹⁻²⁾に規定されるコンクリート床版の設計では、床版支間により最小版厚や、設計曲げモーメントが与えられる。これらの規定は、過去に多く発生したコンクリート床版の損傷を回避するため、道路橋示方書の改訂毎に見直しが行われてきている¹⁻³⁾。したがって、現行の規定を満足するコンクリート床版は、疲労耐久性が比較的高いものと考えられる。これに対して、道路橋示方書に規定される鋼床版は、車道部の最小デッキプレート厚を12mmとするなど、構造細目の規定はあるものの、その多くは舗装の耐久性確保という面から規定されたものであり、鋼床版の疲労損傷の防止という観点からは十分とは言えない可能性がある。

そこで、海外での事例を含めた鋼床版の疲労損傷に着目し、2004年にアメリカのサクラメントで行われた Orthotropic Bridge Conference (OBC) や 2005年にドイツのミュンヘンで行われた第6回日独橋梁シンポジウムで報告された内容などをもとに、国内外における鋼床版構造の検討状況について報告する。

参考文献

- 1-1) 日月俊昭：首都高速道路の疲労損傷と対応状況，(財)首都高速道路技術センター技術講習会「鋼道路橋と疲労損傷」，pp. 9-22, 2004. 2
- 1-2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002. 3

- 1-3) 玉越隆史，川畑篤敬：鋼道路橋床版の設計と留意点—道路橋示方書改訂について—，第三回道路橋シンポジウム講演論文集，pp. 1-8, 2003. 6

第2章 鋼床版の構造事例

2.1 ヨーロッパの鋼床版構造²⁻¹⁾

ユーロコードによる鋼床版の疲労設計は、数値的な疲労評価に替えて、各部位の構造詳細を規定する方法²⁻²⁾が採用されている。すなわち、①舗装の厚さによるデッキプレート厚の規定、②縦リブ最小剛性の規定、③デッキプレートと閉断面リブの溶接詳細や閉断面リブの突き合わせ溶接部詳細の規定、④閉断面リブと横リブが交差する箇所の横リブ腹板貫通孔形状および最小横リブ腹板高さの規定などが記されている。

具体的な各項目の規定内容の例を以下に示す。

- ①車道部のデッキプレート厚 t は舗装厚さにより最小値を規定している。舗装厚が 70mm 以上の場合 t は 14mm 以上、舗装厚が 40~70mm の場合 t は 16mm としている。また、デッキプレートの支持間隔 e は 300mm 以下が推奨され、かつ e/t を 25 以下とすることが規定されている。
- ②縦リブ間の相対変形を小さくすることで舗装やデッキプレートの疲労損傷を防止することを目的として図-2.1 に示すような縦リブの最小剛性が規定されている。重交通車線部で主げたや縦げたからの距離が 1.2m 以内にある縦リブを対象に、横リブ間隔に対して、デッキプレートを含めた縦リブの最小剛性 B (横リブ間隔 3.5m で約 6000m^4 、横リブ間隔 4m で約 11000m^4) を規定している。その他部分の縦リブに対しても、上記から 25%程度小さい最小剛性 A が規定されている。
- ③デッキプレートと閉断面リブの溶接部は、溶け込み残しを 2mm 以下とし、デッキプレートと閉断面リブ板角とのギャップを 2mm 以下に管理する。また、閉断面リブ相互の突き合わせ溶接に裏当て材を使用する場合には、図-2.2 に示すように、裏当て材の組み立て溶接を開先内で行うとともに、溶着断面が十分確保されるように、開先の幅を 6mm 以上確保するものとしている。
- ④閉断面リブと交差する横リブは、高さを 700mm 以上確保することとし、閉断面リブ貫通部の横リブ切り欠き形状について、製作誤差、切り欠かれた残りの腹板の強度、塗り替え時の塗装作業性、局部応力の低減などを考慮した図-2.3 に示す形状とすることが規定されている。

2.2 アメリカの鋼床版構造

AASHTO²⁻³⁾では、①デッキプレートの変形をデッキプレート支間の $1/300$ 以下とすること、②縦リブの変形を縦リブ支間の $1/1000$ 以下とすること、③リブ間の相対変位が 2.5mm 以下となることなど

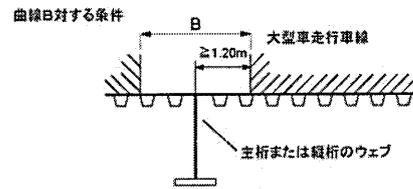
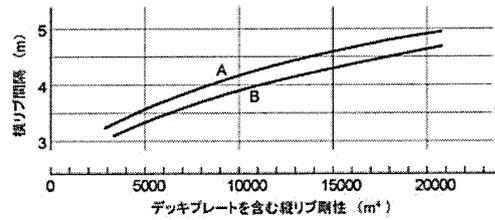


図-2.1 縦リブの最小剛性

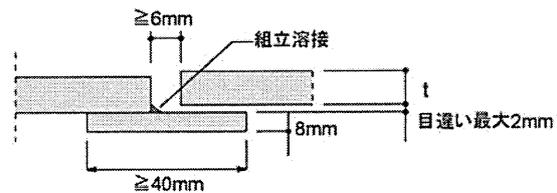


図-2.2 トラフリブ突き合わせ溶接部

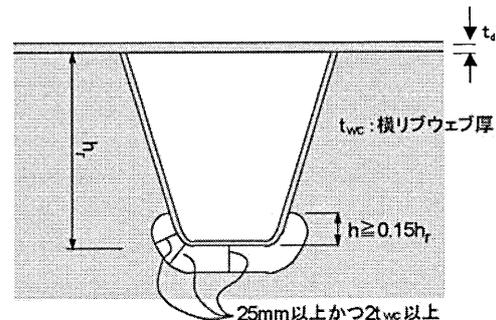


図-2.3 横リブ切欠き形状

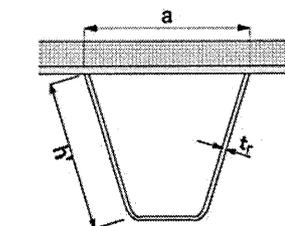


図-2.4 式(1)、(2)中のパラメータ

が規定されている。また、疲労設計として、④閉断面リブとデッキプレートの局部変形により発生するき裂に関して、舗装剛性を考慮したデッキプレートの剛性に対するリブ腹板の剛性をフレキシブルにすることで、き裂の発生を回避する以下の経験式が規定されている (図-2.4 参照)。

$$t_r \cdot a^3 / (t_{d,eff}^3 \cdot h') \leq 400 \quad (2.1)$$

$$t_d \geq 0.04 a \quad \& \quad 14\text{mm} \quad (2.2)$$

構造詳細については、幾度かの改良が加えられてきており、その構造事例を表-2.1に示す。アメリカでは、従来より横げた交差部の閉断面リップ内にバルクヘッドが設けられていたが、近年疲労強度の大きい構造詳細として表-2.1^{2-4)~2-8)}に示す Bronx Whitestone 橋の取替え床版などで、バルクヘッドを設けない構造が提案されている。

参考文献

- 2-1) G. Sedlacek, C. Muller : Unified European Rules for the Design of Bridges with Steel Orthotropic Decks, OBC, pp. 1-33, 2004. 8
- 2-2) Recommendations for the structural detailing of steel bridge decks : Eurocode 3 EN 1993-2:2003 Annex C, pp70-90, 2003. 2
- 2-3) D. Khazem and K. Serzan : Orthotropic Deck Design Innovation Veirfied by Laboratory and Field Testing for Williamsburg Bridge Deck Replacement, OBC, pp647-660, 2004. 8
- 2-4) K. Serzan, J. Clenace and J. Lu : The New Tacoma Narrows Suspension bridge -orthotropic superstructure-, OBC, pp. 163-176, 2004. 8
- 2-5) K. Serzan and D. Khazem : Steel Orthotropic Box Girder on the New Alfred Zampa Suspension Bridge Across the Carquinez Straitm First in the US, OBC, pp177-188, 2004. 8
- 2-6) S. Camo and Q. Ye : Design & Testing for the Orthotropic Deck of the Bronx Whitestone Bridge, OBC, pp. 616-624, 2004. 8
- 2-7) G. Baker, M. Nader and S. Camo : New Sanfrancisco Okland Bay Bridge Self-Anchored Sususpension Bridge -Orthotropic Deck Design-, OBC, pp762-772, 2004. 8
- 2-8) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, 2 Ed. 2000

表-2.1 構造事例

橋名	Williamsburg ^{2-3),2-6)}	
年代	1998~2002年 (床版取り替え)	
デッキプレート厚(mm)	16	
トラフリップの溶接	80%の溶込み確保	
橋名	New Alfred Zampa (Carquinez) ²⁻⁵⁾	New Tacoma ²⁻⁴⁾
年代	2003年	2008年 (予定)
デッキプレート厚(mm)	16	
トラフリップの溶接	80%の溶込み確保	
橋名	Bronx whitestone ²⁻⁶⁾	
年代	~2006年 (床版取り替え)	
デッキプレート厚(mm)	16	
トラフリップの溶接	80%の溶込み確保	
橋名	New Sanfrancisco Orkland Bay ²⁻⁷⁾	
年代	~2012年 (予定)	
デッキプレート厚(mm)	14	
トラフリップの溶接	80%の溶込み確保	
単位(mm)		

第3章 鋼床版の損傷事例

海外の鋼床版損傷事例について、オランダ、イギリス、ブラジルでの事例を以下に紹介する。

3.1 オランダの事例³⁻¹⁾

3.1.1 デッキプレートを通るき裂

デッキプレートを通るき裂には、図-3.1に示すように、横リブと閉断面リブが交差する部分に発生するものと横リブ間の閉断面リブ支間部に発生するものがある。横リブと閉断面リブ交差部に発生するき裂は、ルート部から発生したき裂が、半だ円形状となって鉛直方向に進展し、デッキプレートを通った後に、橋軸方向に進展する。橋軸方向に進展したき裂のデッキプレート下面側のき裂長はデッキプレート上面側のき裂長にデッキプレート板厚の4倍程度を加えた長さとなる。一般部に発生するき裂も、ほぼ同様に進展するが、鉛直方向と水平方向の進展が同時に生じるため、デッキプレートを通って発見されたときには、非常に長いき裂に伸展している場合がある。

このタイプの損傷はき裂がデッキプレートを通るまで、非破壊検査でしか確認することができない。デッキプレートを通った後は、活荷重によりデッキプレート面が変形することによって、舗装に蜘蛛の巣状の損傷が生じる。ただし、舗装の劣化は他の要因でも発生する場合があり、舗装全体が劣化している場合には、目視観察だけで損傷の有無を判断することは困難である。

3.1.2 閉断面リブとデッキプレート溶接部のき裂

閉断面リブ支間部の溶接ルート部から発生したき裂が、溶接のど厚方向に伸展を始め、溶接部を破断させた後に、橋軸方向に伸展する(図-3.2)。このき裂の発生要因は、閉断面リブで支持されたデッキプレートが輪荷重により面外に変形し、閉断面リブがその変形を拘束することにより溶接部に作用する曲げモーメントである。疲労強度を支配する要因としては、閉断面リブのコバ面とデッキプレート下面とのギャップ量、および溶接サイズが影響する。このき裂は、以前よりよく知られており、また数多くの橋梁で確認されている。

3.1.3 閉断面リブの突き合わせ溶接部の損傷

閉断面リブの現場溶接継ぎ手では、短い閉断面リブをはめこむ構造が採用されている。損傷は、閉断面リブ下面の溶接ルート側から発生する場合、および裏あて材の組立溶接部から発生する場合がある

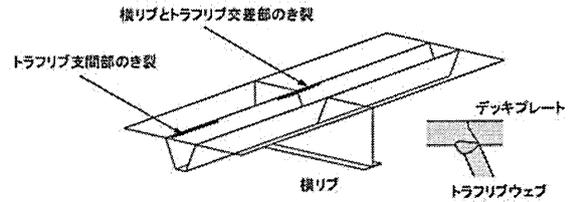


図-3.1 デッキプレート貫通き裂

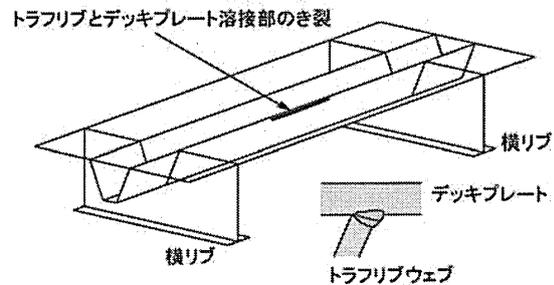


図-3.2 トラフリブ溶接部貫通き裂

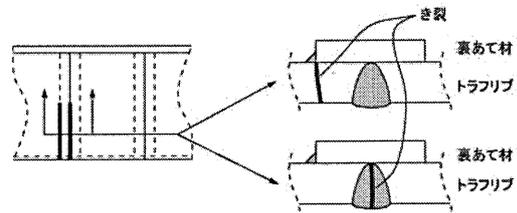


図-3.3 トラフリブ突き合わせ溶接部

(図-3.3)。この損傷も、以前より多くの橋で確認されている。損傷の発生が一様ではないことから、損傷要因の一つとして劣悪な溶接品質が指摘されている。

3.1.4 閉断面リブと横リブ交差部のき裂

オランダにおける閉断面リブと横リブ交差部の構造は閉断面リブが横リブを貫通している場合や、両者が溶接されている場合など様々である。閉断面リブと横リブとの施工性から、図-3.4に示すように閉断面リブの下側にスリットが設けられる場合が多いが、この部分の疲労強度を改善した形状として、HaibachとPlasil³⁻²⁾は、閉断面リブ下側では大きな半径で、溶接部に近い部分で小さい径をした改良型のスリット形状(図-3.5)を提案している。改良型のスリットにしても、まわし溶接部近傍の応力状態はそれほど改善効果がないとの指摘もある

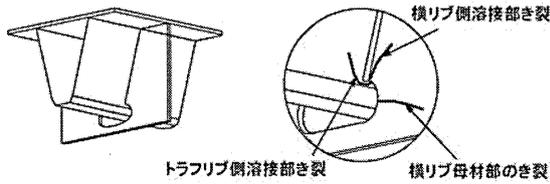


図-3.4 トラフリブと横リブ交差部形状とき裂

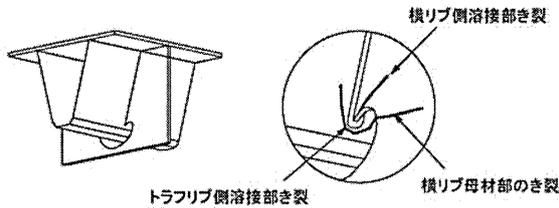


図-3.5 改良型スリット形状とき裂

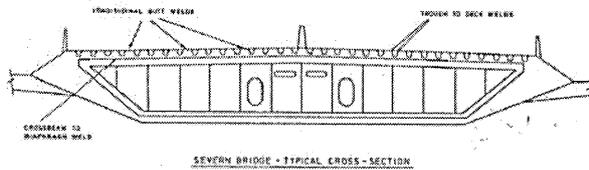


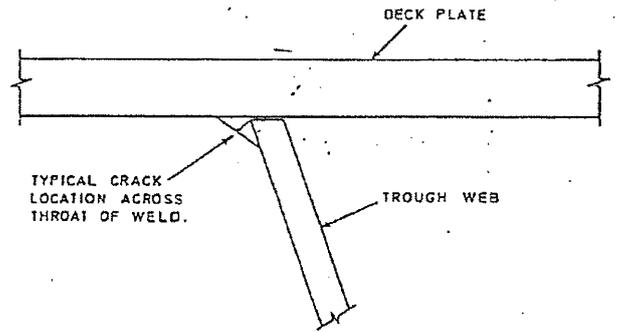
図-3.6 Severn 橋の標準断面

が、今のところ疲労損傷は発生していない。

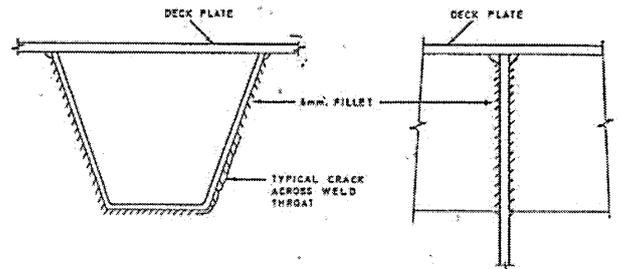
閉断面リブと横リブ交差部の損傷については、鋼床版の閉断面リブを横リブに弾性支持された梁と見なした鋼床版パネル剛度と損傷の関係の検討が行われている³⁻³⁾。この検討によると、横リブのけた高さが増加すると、横リブの剛性が増加し、横リブ面内力が大きくなる。横リブのけた高が小さく横リブ剛性が小さいと、横リブの面外変形が大きくなることが指摘されている。すなわち、横リブ高さが高い場合や、主げたによって変形が拘束される主げたに隣接する閉断面リブと横リブの交差部では、横リブ面内力による損傷が発生しやすく、横リブ高さが低い場合や、主げたから離れた閉断面リブと横リブの交差部には、横リブの面外変形による損傷が発生しやすくなるとしている。

3.2 イギリスの事例³⁻⁴⁾

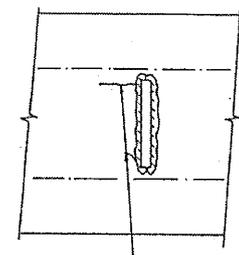
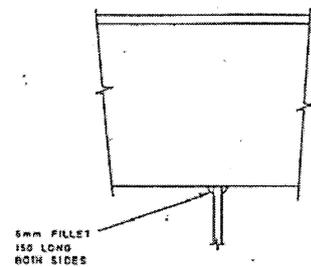
イギリスの Severn 橋では、ハンガーケーブルの定着部の損傷に加えて、鋼床版の疲労損傷が報告されている。図-3.6 に Severn 橋の標準断面を、図-3.7 に、3種類の損傷事例を示している。図-3.7 (a) は、デッキプレートと閉断面リブ溶接部を貫通



(a) デッキプレートとトラフリブ溶接部の損傷



(b) 横リブとトラフリブ交差溶接部の損傷



Cracks start from ends of weld

(c) フローテングダイアフラムとトラフリブ溶接部の損傷

図-3.7 Severn 橋の疲労損傷事例

するような損傷であり、全橋で 68 箇所確認された。図-3.7 (b) は、横リブと閉断面リブ交差溶接部の横リブ側の溶接止端部に発生した損傷であり、全橋で 66 箇所確認された。図-3.7 (c) は、架設時の断面形状確保のためにブロック両端に設けられ、完成後も残置されたフローテング・ダイアフラムと言われる架設時の剛性を確保するために設けられた部材

の損傷である。このダイアフラムは、閉断面リブに吊り下げた隔壁構造であり、閉断面リブ下面の溶接部から損傷が発生し、全橋で 1283 箇所確認された。

3.3 ブラジルの事例

ブラジルの Rio-Niterói 橋においても多数の疲労き裂が生じている。けたの断面および構造詳細を 図-3.8 に示す。Rio-Niterói 橋には、 図-3.9(a) に示すような、デッキプレートと閉断面リブのすみ肉溶接の疲労き裂、 図-3.9(b) に示すような閉断面リブ継手のスプライスプレートのすみ肉溶接部、 図-3.9(c) に示されるような横げた腹板の閉断面リブ貫通部のスカラップの疲労き裂および 図-3.9(d) に示される閉断面リブ間に設けられた台形のプレートと床げた腹板プレートの接合部の疲労き裂の発生事例が報告されている^{3-5), 3-6)}。

Rio-Niterói 橋の補修として、2000 年から 2001 年にかけて、鋼床版の上にコンクリートスラブが設けられている。デッキプレートとコンクリートスラブとは頭付きスタッドジベルにより結合されている。台形のプレートには 図-3.10 に示されるようにスカラップが設けられた。

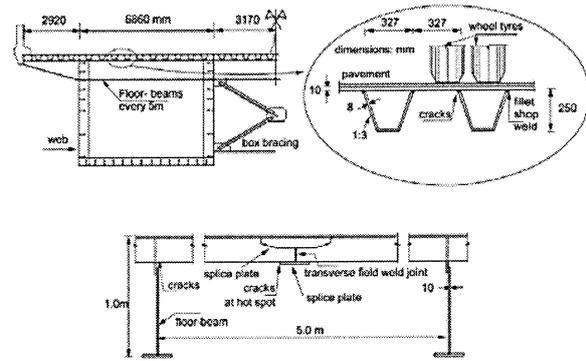


図-3.8 Rio-Niterói 橋の断面図と構造詳細

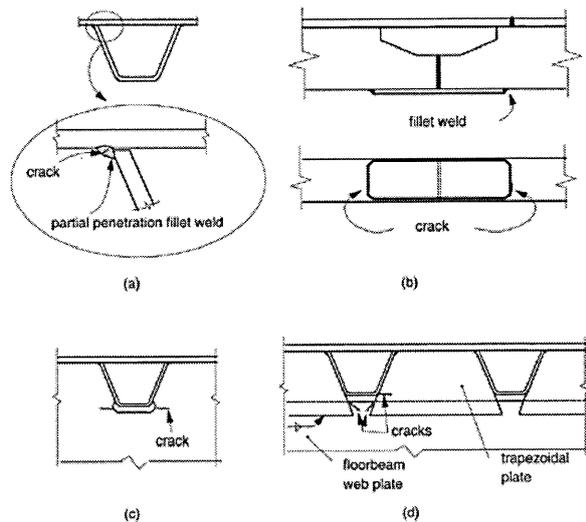


図-3.9 Rio-Niterói 橋の鋼床版に生じた疲労き裂

参考文献

- 3-1) F. B. P. de Jomg : Overview Fatigue Phenomenon in Orthotropic Bridge Decks in the Netherlands, OBC, pp.489-512, 2004.8
- 3-2) E. Haibach, I. Plasil : Untersuchungen zur Betriebsfestigkeit von Stahlleichtfahrbrücken mit Trapezhohlsteifen in Eisenbrückenbau, Der Stahlbau, 1983
- 3-3) J. S. Leendertz : Continuous Trough to Crossbeam Connections in Orthotropic Steel Decks Influence of Crossbeam Stiffness on Fatigue inducing Load Effects, 6th Japanese German Bridge Symposium, 2005
- 3-4) Flint & Neill Partnership : M4 Severn Crossing Structural Feasibility Study Final Report, Volume1, 1983.5
- 3-5) R. C. Battista, M. S. Pfeil and E. M. L. Carvalho : Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck, Journal of Constructional Steel Research 64, pp.134-143, 2008.
- 3-6) M. S. Pfeil, R. C. Battista and A. J. R. Mergulhão : Stress concentration in steel bridge orthotropic decks, Journal of Constructional Steel Research 61, pp.1172-1183, 2005.

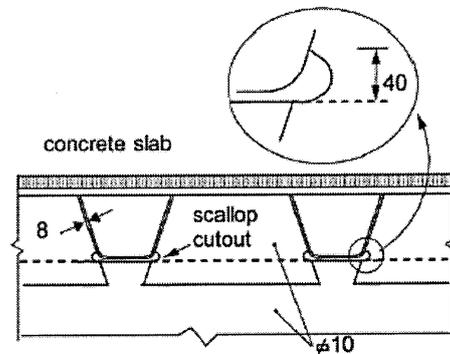


図-3.10 Rio-Niterói 橋の補修

第4章 鋼床版の疲労に関する検討事例

4.1 イギリスでの検討

本節では、TRRL (Transport and Road Research Laboratory) で検討された、Severn 橋の損傷に対する検討、および「曲げを受ける溶接継手の疲労」⁴⁻¹⁾、「鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの接合部の疲労特性」⁴⁻²⁾の成果報告の概要を述べる。

4.1.1 Severn 橋に対する検討⁴⁻³⁾

Severn 橋では、1966 年に開通した後、1971 年にフローティング・ダイアフラムの溶接部に損傷が確認され、1977 年には、閉断面リブと横リブの交差部、閉断面リブとデッキプレートの溶接部に損傷が確認された。

これらの損傷は、溶接品質によるものではなく設計上の問題であり、かつ板の軸方向応力による疲労を対象とした BS5400 のスコープ外の軸方向力と曲げの複合現象であった。このため、閉断面リブとデッキプレートの 13 種類の溶接形状に対して 51 の試験を行って補強方法が考案され、同様に、閉断面リブと横リブの交差部の補強に対して、15 の溶接形状に対して 56 の試験が行われた。

試験の状況写真を写真-4.1 に示す。また、得られた各部の疲労強度を BS5400 に示される等級で分類したものを表-4.1 に示す。表より、閉断面リブとデッキプレートの溶接サイズを 6mm から 9mm に大きくすること、あるいは溶け込みを大きくしてのど厚を 7mm とすることで疲労強度が 1 等級上がることが示されている。また、横リブ優先型の縦リブとの交差部の疲労強度等級が低いことが示されている。

4.1.2 曲げを受ける溶接継手の疲労

TRRL では、鋼床版のデッキプレートと縦リブの接合部および縦リブと横リブの接合部を図-4.1 に示されるようにモデル化した疲労試験が行われた。

疲労試験体を図-4.2 に示す。図-4.2(a)のタイプ 1A は、デッキプレートが曲げを受ける場合の溶接継手である。図-4.2(b), (c)のタイプ 2B, 3B および 4C は、縦リブの曲げにより溶接止端が圧縮あるいは引張りを受ける溶接継手である。タイプ 4C は比較のためのすみ肉溶接された試験体である。図-4.2(d)のタイプ 5D, 6D および 7D は、縦リブを介してデッキプレートに曲げを与え、溶接部のせん断応力とデッキプレートの曲げ応力の相互の作用

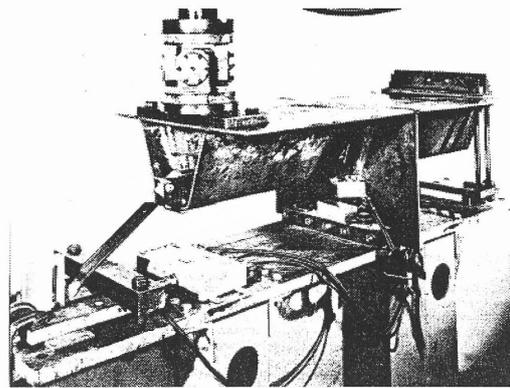


写真-4.1 鋼床版の疲労試験状況 (TRRL)

表-4.1 鋼床版各部の疲労強度

Joint (for stress at right angles to weld, 15 mm from weld root)	BS500 pt 10 class	
	Used in Initial assessment	Prate test data
Trough to deck (for stress in trough web)		
(a) 6 mm fillet weld	F	F
(b) 9 mm fillet weld	-	D
(c) 7 mm throat penetration	-	D
Trough to cross-beam (stress on trough C/L)	G	G
Cross-beam to deck	F	D
Longitudinal web to deck	F	D
Web stiffener	E	-
Deck plate butt welds	F	(1)

(1) Test results above class D, but too few results to draw conclusions.

を受ける両側溶接継手である。図-4.2(e)のタイプ 8E, 9E および 10E は、縦リブを介してデッキプレートに曲げを与え、溶接部のせん断応力とデッキプレートの曲げ応力の相互の作用を受ける片側溶接継手であり、デッキプレートと縦リブとの間のギャップの有無、せん断応力に対するデッキプレートの曲げ応力の比が疲労強度に与える影響が確認される。

① 溶接ルートからのデッキプレート破断

溶接ルートから発生したき裂によってデッキプレートが破断したタイプ 1A と 10E および、同様なモードで疲労破壊した Navrotskii⁴⁻⁴⁾、Wintergerst⁴⁻⁵⁾の試験結果を図-4.3 に示す。タイプ 1A と 10E は若干他の試験体よりも疲労強度が高いが、応力比の影響か、荷重の荷重の違いによるものであると考えられる。

② 溶接止端からのデッキプレート破断

溶接止端から発生したき裂によってデッキプレートが破断したタイプ 1A, 6D, 7D, 10E の試験結果を図-4.4 に示す。デッキプレートの溶接止端の応力範囲が縦軸に示されている。Senior ら⁴⁻⁶⁾は、

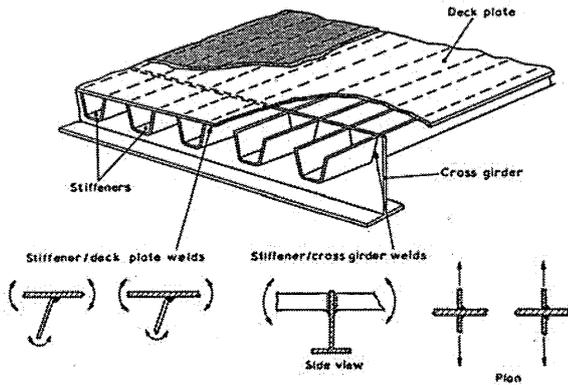


図-4.1 鋼床版の溶接継手のモデル化

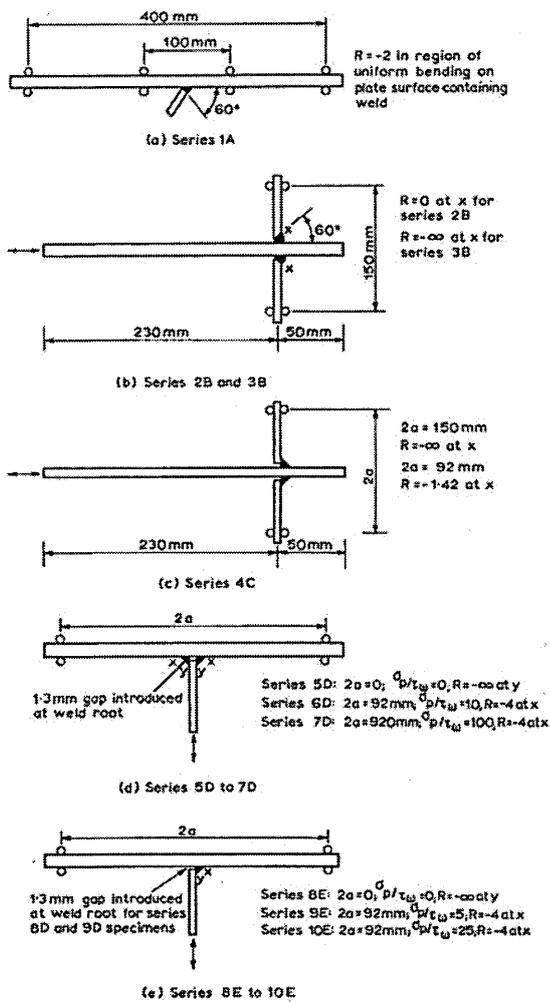


図-4.2 疲労試験体

タイプ 6D, 7D と同様な形状の試験体を用いて疲労試験を行っている。大内田⁴⁻⁷⁾らも、同様に疲労試験を行っているが、縦リブへ曲げ荷重を与えている。

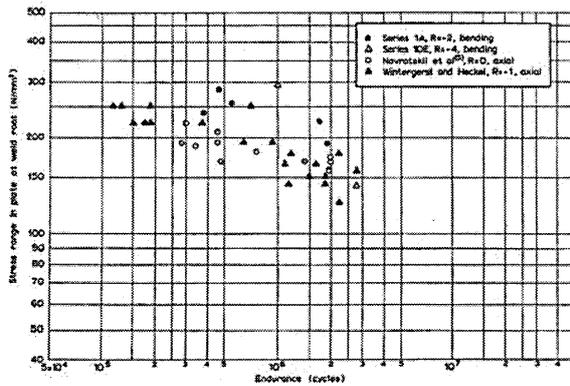


図-4.3 溶接ルートからのデッキプレート破断

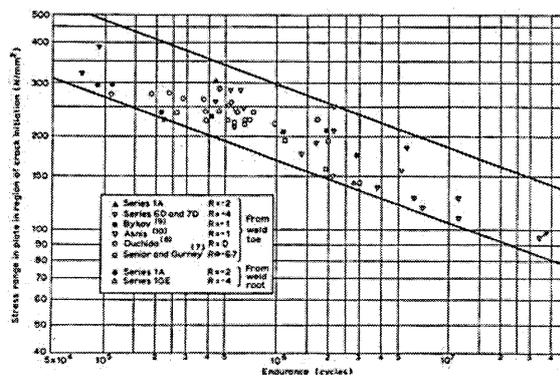


図-4.4 溶接止端からのデッキプレート破断

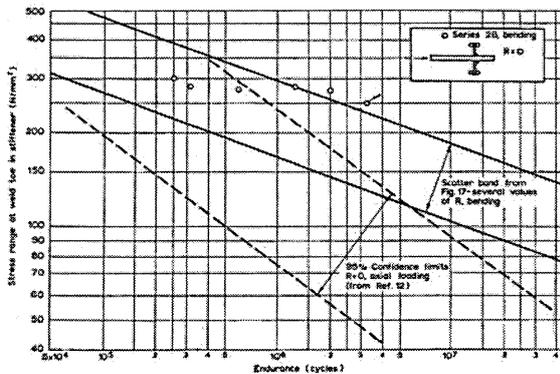


図-4.5 タイプ 2B の疲労試験結果

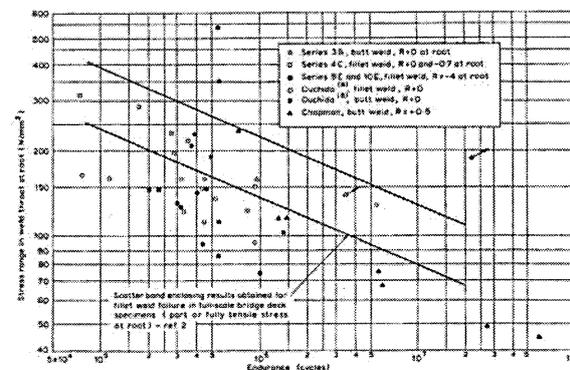


図-4.6 溶接切断による疲労破壊

Bikov⁴⁻⁸⁾, Asnis ら⁴⁻⁹⁾は、横げた補剛材を有する板の疲労試験を行っている。板には溶接止端の応力比 $R = -1$ となるように曲げを導入している。 $R = 0$

～6.7 と応力比に大きな違いがあるが、図-4.4から試験結果のばらつきは小さいことが分かる。

③ 縦リブの破断

縦リブの溶接止端の応力範囲に対して、縦リブが破断したタイプ 2B の試験結果は、図-4.5 から分かるように、同様な形状の引張り試験の結果よりも高く、図-4.4 で与えられる疲労寿命のばらつきの上限の領域であった。これは主に応力勾配の違いに依存し、薄い板で高い応力勾配の場合、疲労強度が高くなる傾向にある。

④ 溶接切断

溶接を切断したタイプ 3B, 4C, 9E および 10E について、溶接ののど厚の曲げ応力範囲で整理した結果を図-4.6 に示す。大内田らの試験結果が非常に低い疲労強度を示しているが、これらは、計算上の応力範囲が異なった可能性がある。

⑤ 溶接部の表面き裂

溶接部のルートに主に曲げ引張を作用させたタイプ 8E では、溶接部の表面から疲労き裂が発生し、ルート部へき裂が進展し破断したが、ルート部からのき裂の進展による溶接切断よりもかなり高い疲労強度を示した。

⑥ 溶接部のせん断応力の影響

溶接に直角にせん断力が作用されたタイプ 5D の疲労強度は非常に高かった。

⑦ 片側溶接された縦リブを有するデッキプレート

縦リブに直接荷重を与えてデッキプレートに曲げを作用させた試験体 8E～10E に対して、疲労破壊はデッキプレートと縦リブの間のギャップに依存する。ギャップがある場合、破壊は溶接のルートから生じ、ギャップが存在しない場合、溶接部のルートからのデッキプレートの破壊である。

⑧ ルートき裂による溶接切断への応力比の影響

ルートから発生したき裂の進展による溶接切断の疲労強度は、溶接の応力範囲に強く依存し、応力比の影響はほとんどない。

4.1.3 鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの接合部の疲労特性

TRRL ではさらに、鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの接合部の疲労特性を明らかにするために、板厚 11mm のデッキプレートへ、板厚 6.35mm の閉断面リブが溶接された試験体の疲労試験が行われている。試験体に用いられた鋼種は BS4360 の 50B である。デッキプレートの幅、閉断面リブおよび荷重の位置をそれぞれ変化させて疲労試験が行われている。

① 閉断面リブへの荷重の載荷

輪荷重下でのデッキプレートの板曲げに対する疲労に着目して、図-4.7 に示されるように、閉断面リブの中心線に沿って繰り返し荷重が載荷されて

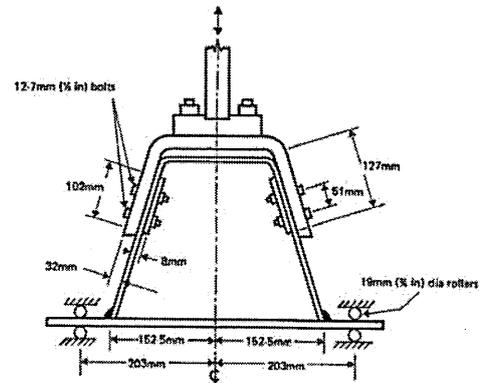


図-4.7 閉リブへの荷重の載荷

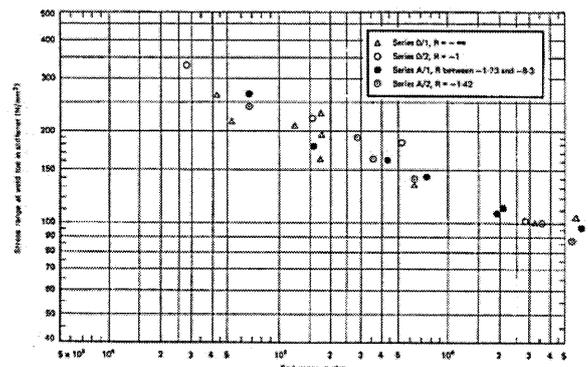


図-4.8 試験体 0, A シリーズの S-N 関係

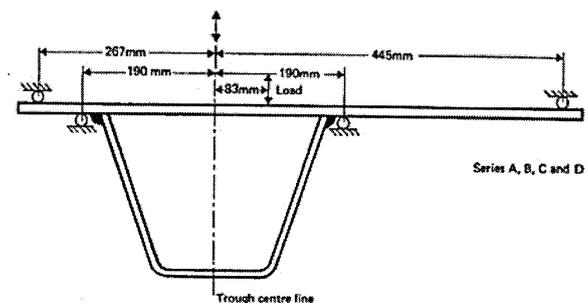


図-4.9 デッキプレートへの荷重の載荷

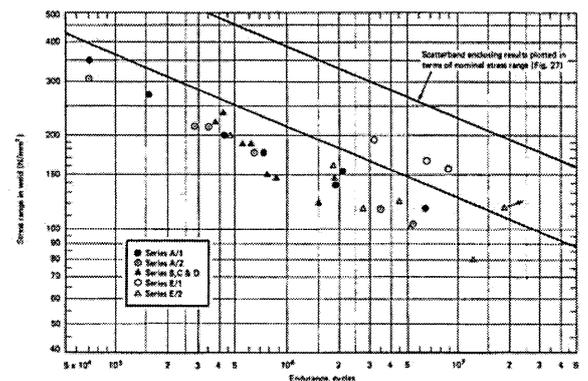


図-4.10 のど厚に生じる曲げ応力による S-N 関係

いる。デッキプレートの溶接止端において応力比を $R=-\infty$ (タイプ 01) および $R=-1$ (タイプ 02) としている。全ての試験体において、疲労き裂は溶接のルートから発生し、のど厚を進展して溶接を切断している。閉断面リブの溶接止端の位置の応力範囲に対する S-N 関係が図-4.8 に示されている。

② デッキプレートへの荷重の載荷

輪荷重によってデッキプレートおよび閉断面リブに生じる応力範囲と応力比を再現するために、図-4.9 に示されるように支持されたデッキプレートへ繰返し荷重が載荷されている。デッキプレートおよび閉断面リブに生じる応力比を同時に再現することが困難であるので、デッキプレートの応力比が固定された疲労試験(タイプ A1)および閉断面リブの応力比が固定された試験(タイプ A2)の両方が行われた。

全ての試験体において、閉断面リブへの荷重の載荷の場合と同様に、疲労き裂は溶接のルートから発生し、のど厚を進展して溶接を切断した。閉断面リブの溶接止端の位置の応力範囲に対する S-N 関係が図-4.8 に示されており、デッキプレートへの荷重の載荷あるいは閉断面リブへの荷重の載荷、さらに応力比に関わらず、全ての試験結果は小さなばらつきで線形に分布していることが分かる。

③ スポットヒーティングによる残留応力の影響の確認

デッキプレートと閉断面リブの溶接部に対して、ルート部(タイプ B)、溶接表面(タイプ C)およびその両方(タイプ D)へホットヒーティングを行うことにより、溶接されたままの試験体よりも高い残留応力を導入された試験体の疲労試験が行われている。疲労試験では、デッキプレートへ荷重が載荷されている。

スポットヒーティングにより残留応力を導入した試験体の結果は、閉断面リブへの荷重の載荷およびデッキプレートへの載荷の溶接されたままの試験体の結果と同等かそれよりも若干高い疲労強度を示した。これは、溶接に対して直角方向の断面に生じる残留応力の値がそれほど高くなく、応力比による影響が無いと考えられる。

④ 溶接のルートの位置の応力比の影響

溶接のルートの位置の応力比が、圧縮($R=-\infty$, タイプ E1)あるいは引張り($R=0$, タイプ E2)の片振りになるように疲労試験が行われた。 $R=-\infty$ の場合、いくつかの試験体において、溶接のルートからではなく、引張応力の繰返しを受ける閉断面リブの溶接止端からき裂が発生したが、溶接のルートから発生したき裂に対する疲労寿命は、これまでに述べた疲労寿命のばらつきの上限あたりとなった。 $R=0$ に対する疲労試験の結果は、そのばらつきが非常に小さくなった。

このように、溶接のルートの位置に対する、 $R=-$

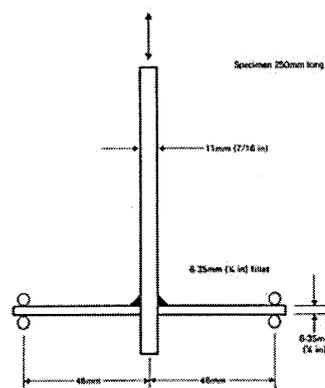


図-4.11 試験体 F

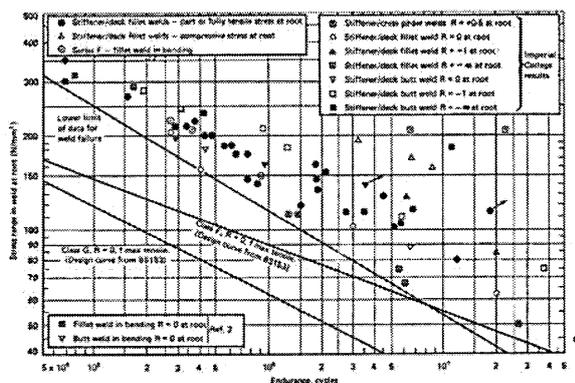


図-4.12 試験体 F の試験結果

∞ と $R=0$ の疲労試験の結果の差程度の応力比 R の影響がある。

⑤ のど厚に生じる曲げ応力による疲労強度の評価

タイプ A, E に対して、閉断面リブの溶接ルートから 32, 57mm 離れた位置の応力を外挿して、のど厚に生じる曲げ応力が算出されている。タイプ 0 ののど厚に生じる曲げ応力は、上述の位置のひずみが計測されていなかったため、閉断面リブの溶接止端近傍のひずみの値と、タイプ A, E の外挿応力と溶接止端近傍の応力の比を用いて算出されている。

タイプ 0 ののど厚に生じる応力は、タイプ A, E のその半分であった。したがって、0 シリーズに対して、図-4.8 の試験体の閉断面リブの溶接止端による評価は充分ではない。

タイプ 0 を除いて、実測されたのど厚を用いて計算されるのど厚に生じる曲げ応力による S-N 関係を図-4.10 に示す。図には公称のど厚を用いて算出され S-N 関係のばらつきの範囲も参考までに示されている。

⑥ 小型試験体とのデータ比較

図-4.11 に示される小型のタイプ F の疲労試験を行って、のど厚に生じる曲げ応力による評価の妥当性が確認されている。図-4.12 から、タイプ F の試験結果は、タイプ A, E のばらつきの範囲内となっている。

4.2 オランダでの検討⁴⁻¹⁰⁾

オランダでは、Kolstein らが、閉断面リブとデッキプレートの溶接に自動溶接を用いる場合のギャップの影響に着目した疲労試験を行った。その試験方法の概要を図-4.13 に示す。その結果、2mm 程度のギャップがある場合とない場合の疲労強度には、有意な差が生じないことが確認された。また、自動サブマージド溶接では、大きな溶け込み溶接が得られ、のど厚も大きくなるため、手溶接に比較して大きな疲労強度が得られた。

計算されたき裂の進展カーブを図-4.14 に示すが、板厚中心付近まで進展したき裂の進展速度が遅くなる現象が示されている。

デッキプレートのき裂に関して、F.B.Peter de Jong が、疲労試験を行っている。試験は、図-4.15 に示す大きさの異なる2つの試験体で行われた。荷重は、幅270mm×長さ320mmのシングルタイヤで与えられた。作用させた荷重の大きさを表-4.2 に示す。デッキプレート上面で目視により、き裂が確認された時と試験終了時の繰返回数と長さを表-4.3 に示す。載荷荷重は、約64kNであるが、図-4.16 より、デッキプレート表面のき裂は、長さが200mm以下の範囲で、進展速度が安定していることがわかる。

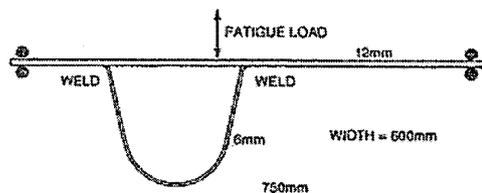


図-4.13 試験方法の概要

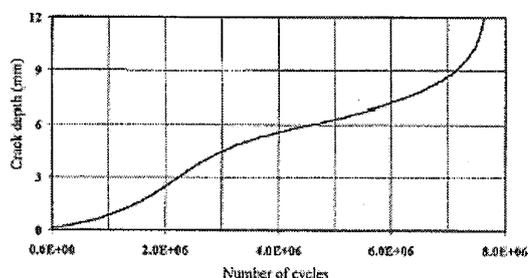


図-4.14 板厚方向き裂成長曲線(解析値)

表-4.3 き裂長ささと載荷荷重

panel A				
Test No.	First Visual Crack		End fatigue test	
	N	Length (mm)	N	Length (mm)
trough 3 A	1310910	36	3055450	165
trough 1 B	1141172	34	3055450	208
trough 1 C	1561051	26	3055450	201
trough 3 D	1650740	23	3055450	136
trough 2 E	1140603	22	3205000	150
trough 2 F	1472260	23	3205000	155

panel B				
Test No.	First Visual Crack		End fatigue test	
	N	Length (mm)	N	Length (mm)
br202 A	875431	5	1036042	40
br202 B	479221	10	1036042	120
br203 A	679663	12	1119456	92
br203 B	1119456	73	1119456	73
br204 A	477622	10	779815	85
br204 B	477622	10	779815	74
br-08 A	166209	25	280345	50
br-08 B	280345	15	280345	15
br-09 A	539944	30	901153	90
br-09 B	869925	8	901153	15
br-10 A	667255	10	1010108	75
br-10 B	771073	40	1010108	95

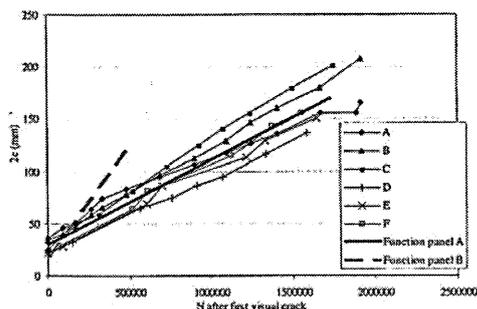
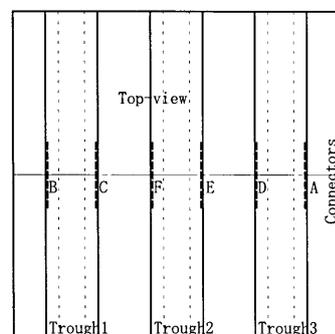
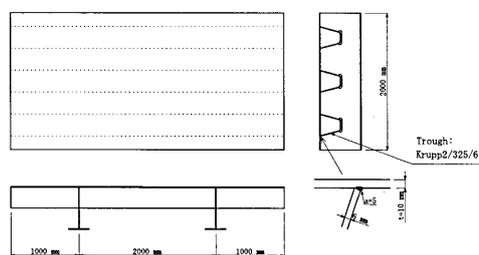


図-4.16 き裂長ささと載荷回数



試験体 A



試験体 B

図-4.15 試験体形状

表-4.2 載荷荷重

Test no.	Description	F_{min} (kN)	F_{max} (kN)	Range (kN)	R-ratio
C & B	Panel A trough 1	5	68.78	63.78	0.073
E & F	Panel A trough 2	5	69.30	64.30	0.072
A & D	Panel A trough 3	5	69.01	64.01	0.072
br202	Panel B crossbeam 1 trough 1	5	80.27	75.27	0.062
br203	Panel B crossbeam 1 trough 2	5	80.15	75.15	0.062
br204	Panel B crossbeam 1 trough 3	5	79.97	74.97	0.063
br-08	Panel B crossbeam 2 trough 1	5	93.76	88.76	0.053
br-09	Panel B crossbeam 2 trough 2	5	77.18	72.18	0.065
br-10	Panel B crossbeam 2 trough 3	5	77.19	72.19	0.065

4.3 アメリカでの検討^{4-11), 4-12)}

アメリカでは、吊橋のコンクリート床版を用いた床組み構造を耐久性のある鋼床版に置き換えるための検討が行われている。鋼床版への置き換えは、工事中の交通規制による社会的負荷を低減できること、将来の維持管理を最小限とすることができること、死荷重を低減することで安全性を高めることができるメリットがある。しかしながら、鋼床版の耐久性は疲労強度の影響を受けるため、疲労耐久性を高める検討が、Williamsburg 橋や Bronx-Whitestone 橋を対象として行われた。いずれの橋梁の予備設計においても、縦リブと横げたの交差部の疲労強度が問題となった。この部分は既往の事例からも応力状態が複雑であり、疲労損傷が見られる部位である。そこで、1995年から1998年には Williamsburg 橋を対象として、2001年から2002年には、Bronx-Whitestone 橋を対象として、実物大の疲労試験が行われた。これらの試験では、縦リブと横げた交差部の構造や溶接方法を変えた比較が行われた。図-4.17、図-4.18は Williamsburg 橋で検討された横げたと縦リブ交差部の構造であ

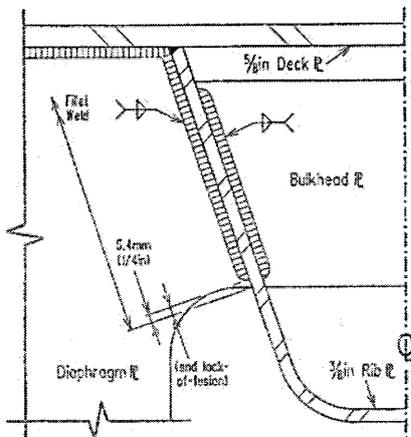


図-4.17 Option B

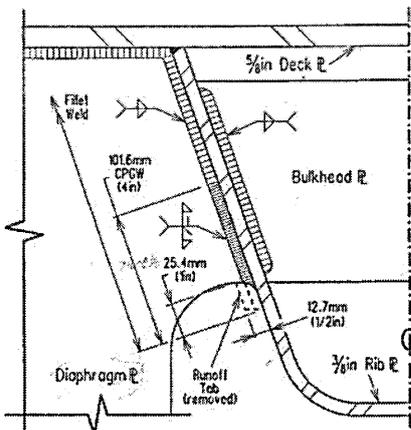
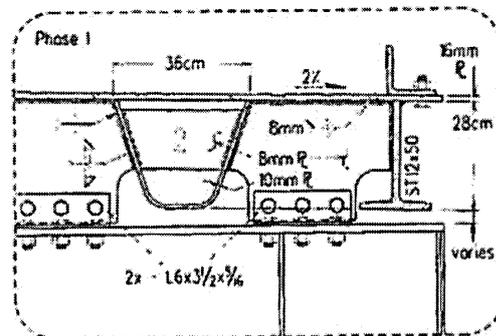


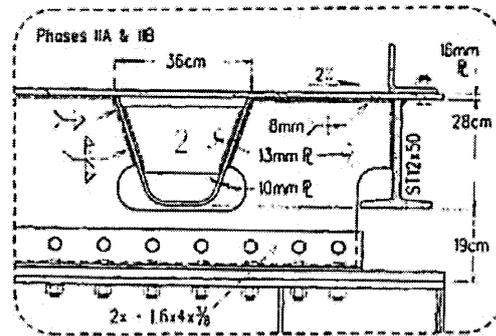
図-4.18 Option A

る。OptionBは隅肉溶接によりバルクヘッドおよび横げた腹板が溶接されており、横げた側は下端6mmが未溶着となっている。OptionAは横げた側の溶接を下端からエンドタブ25mmを含めて、102mmの区間を完全溶け込み溶接とし、その後、最小半径13mmの円弧によりエンドタブ部を滑らかに磨りつけている。これらの継ぎ手は、OptionBがAASHTO 1994の疲労等級でD等級、OptionAの場合にはC等級とされている。さらに、横げたと縦リブ交差部の応力状況を改善する方法として、図-4.19(a)の構造に対して、閉断面リブの高さを一定にし、腹板の板厚を厚くするとともに腹板を連続させる図-4.19(b)の構造が推奨されている。

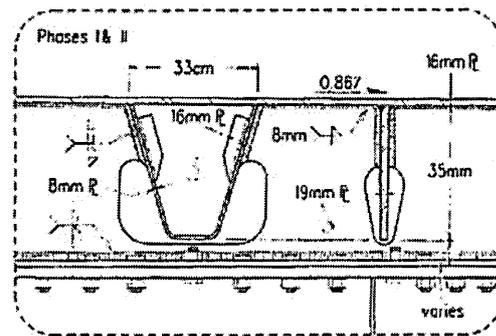
図-4.19(c)には、Bronx-Whitestone 橋で検討された横げたと縦リブ交差部の構造を示している。横げたと縦リブの溶接は全線を完全溶け込み溶接とし、内側の縦リブ補剛リブには部分溶け込み溶接を採用している。縦リブ内のバルクヘッドを省略する



(a) Prototype test deck in Test Program I



(b) As-built test deck in Test Program I



(c) Prototype test deck in Test Program 2

図-4.19 横げたと縦リブ交差部の構造

ことで、バルクヘッドに生じる斜め張力場の発生を無くするとともに、横げたのスリットを大きくし応力性状を改善している。

4.4 ブラジルでの検討^{4-13), 4-14)}

Rio-Niterói 橋の鋼床版の疲労損傷の対策のために、**図-4.20** に示す実物大試験体の載荷試験および FEM 解析によって、タイヤ荷重により鋼床版に生じる応力の解明が行われている⁴⁻¹³⁾。その概要を以下に示す。

- ① タイヤの接地形状は、自重が作用している場合は橋軸方向に 200mm であり、一つの軸に 150kN が作用した場合には 330mm となる。タイヤ荷重圧力が高い場合の解析結果が、試験結果と一致する。
- ② **図-4.21** に示されるように、タイヤ荷重によって、タイヤ直下の鋼床版デッキプレートに生じる橋軸直角断面に生じる応力(図の T20, T21 および T22)が、荷重の増加に伴って非線形性を示す。

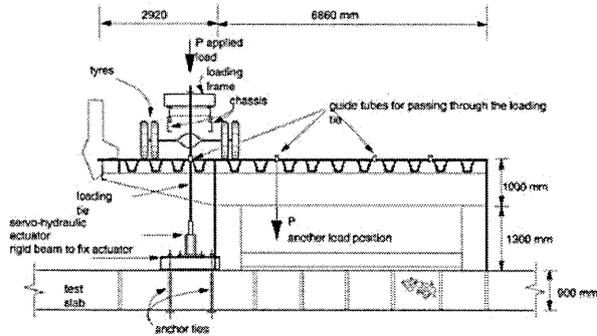


図-4.20 実物大試験体

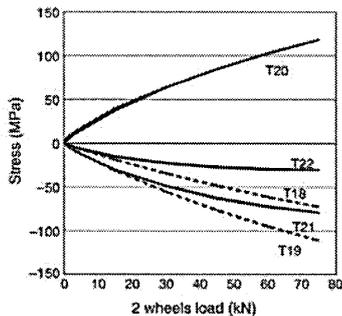
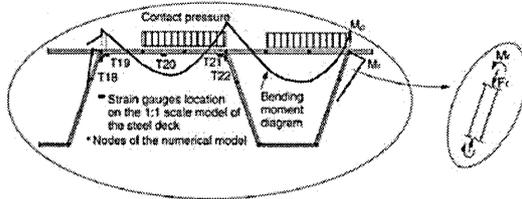


図-4.21 鋼床版応力とタイヤ荷重の関係

- ③ 閉断面リブの腹板には板曲げ応力と膜応力の両方が作用し、膜応力は荷重が閉断面リブの腹板直上の位置のとき最大となる。

閉断面リブに生じる応力 σ_r に関するパラメータとして次式が与えられている。式(2.1)の AASHTO の場合と同様なパラメータが与えられている。

$$\sigma_r \propto \frac{t_r l^3}{t_p^3 h^*} (= S) \quad (4.1)$$

- ここに、 t_r : 閉断面リブの板厚
 t_p : デッキプレートの板厚
 h : 閉断面リブの高さ
 l : 閉断面リブの腹板間の距離

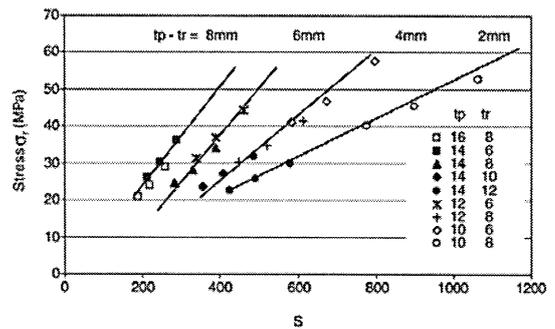


図-4.22 σ_r と S の関係

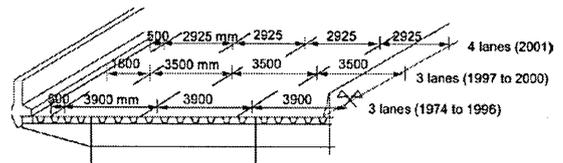


図-4.23 Rio-Niterói 橋の車線数とレーン幅の変化

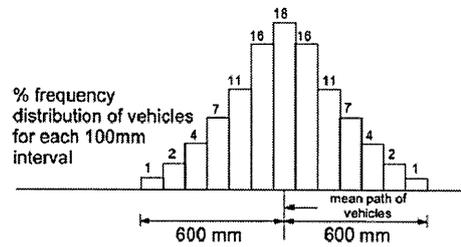


図-4.24 大型車の橋軸直角方向の通過位置のばらつき

表-4.4 Rio-Niterói 橋の疲労寿命予測結果

Points	Year of first observed crack	Fatigue life (years) ^{a)}
P5	-	172
P6	-	216
P7	Around 1993	17
P8	Around 1993	10
P9	Around 1981	9

^{a)} Number of years counted from 1974.

σ_r がクリティカルになる載荷位置に対して、様々なデッキプレートの板厚、閉断面リブの板厚および高さに対する解析の結果の σ_r と S の関係を図-4.22 に示す。 σ_r は、デッキプレートと閉断面リブの板厚の差 $t_p - t_r$ に関係付けられる。

Rio-Niterói 橋に対して、補修が行われる前の1974-2001年に対して鋼床版の解析結果、補修後の2002年以降に対してコンクリートスラブが合成された解析結果を用いて、シミュレーションによる疲労寿命予測が行われている⁴⁻¹⁴⁾。Rio-Niterói 橋では、これまでに車線数とレーン幅が図-4.23 に示されるように変更されている。疲労寿命予測では、レーン幅の変更に加え、図-4.24 の大型車の通過位置のばらつきも考慮されている。計算結果と実際に疲労き裂が発見された年が表-4.4 に示されている。

参考文献

- 4-1) S. J. Maddox : Fatigue of welded joints loaded in bending, TRRL Supplementary Report 84 UC, 1984.
- 4-2) S. J. Maddox : The fatigue behavior of trapezoidal stiffener to deck plate welds in orthotropic bridge decks, TRRL Supplementary Report 96 UC, 1996.
- 4-3) J. R. Cuninghame, C. Beales : Strengthening and refurbishment of Severn Crossing Part 4 : TRRL research on Severn Crossing, Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, pp. 37-49, 1992. 2
- 4-4) D. I. Navrotskii, V. N. Svel' ev and G. V. Lavochkin : Determination of the stresses at points where transverse stiffening ribs are welded on. Welding Production, No. 5, May 1963.
- 4-5) S. Wintergerst and K. Heckel : Die Dauefestigkeit von Flachstahl aus ST37 mit aufgeschweisster Querversteifung. Der Stahlbau, Vol. 35, No. 12, 1966, p. 353.
- 4-6) A. G. Senior and T. R. Gurney : The design and service life of the upper part of welded crane girders. The Structural Engineer, Vol. 41, No. 10, October 1963.
- 4-7) H. Ouchida and A. Nishioka : A study of fatigue strength of fillet welded joints. IIW Translation XIII-338-64, February 1964.
- 4-8) V. A. Bikov : The fatigue strength of welded steel members made from section and plate. Welding Production, Vol. 3, No. 2, February 1957, p. 6
- 4-9) A. E. Asnis and G. A. Ivashchenko : Improving the resistance of welded joints in steel. Welding Research International, Vol. 3, No. 4, 1973.
- 4-10) E. B. P. de Jong : Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, Propositions with the PhD Thesis of T. U. Delft, pp84-104, 2007. 1
- 4-11) P. A. Tsakopoulos, J. W. Fisher : Full-Scale Fatigue Tests of Steel Orthotropic Decks for the Williamsburg Bridge, Journal of Bridge Engineering, ASCE, pp. 323-333, 2003. 10
- 4-12) P. A. Tsakopoulos, J. W. Fisher : Fatigue Performance and Design Refinements of Steel Orthotropic Deck Panels Based on Full-Scale Laboratory Tests, Steel Structures, pp. 211-223, 2005. 5
- 4-13) R. C. Battista, M. S. Pfeil and E. M. L. Carvalho : Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck, Journal of Constructional Steel Research 64, pp. 134-143, 2008.
- 4-14) M. S. Pfeil, R. C. Battista and A. J. R. Mergulhão : Stress concentration in steel bridge orthotropic decks, Journal of Constructional Steel Research 61, pp. 1172-1183, 2005.

第5章 鋼床版の応力計測事例

鋼床版の疲労損傷の状況を把握するために、現地で損傷部付近の応力計測が行われている。

5.1 オランダでの計測⁵⁻¹⁾

供用後7年(大型車累積台数約1,800万台)にして800mmのデッキプレート貫通き裂が確認されたオランダのVan Brienoord橋(エポキシ樹脂舗装8mm, デッキプレート厚12mm, 閉断面リブ板厚6mm)において、き裂に近接したデッキプレート表面の応力計測が行われた。その結果、試験車の前輪荷重22kN(幅200mm長さ210mm)により、閉断面リブ溶接のルート部から、閉断面リブ内方向に25mmの位置(図-5.1(a)参照)で、37.7MPaの応力が計測された。また、1週間の応力頻度計測の結果、最大応力90MPaであり、5MPa以上の繰り返し数は 2.4×10^5 回であった。

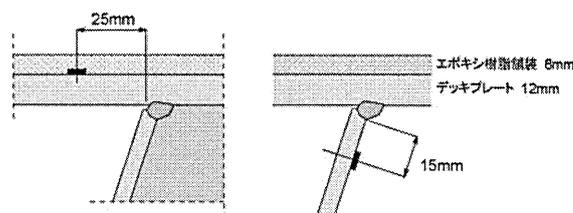
また、Calandbrug橋では、デッキプレート厚が12mmで舗装厚が8mmの可動橋部と、デッキプレート厚が10mmで舗装厚が50mmの一般橋部で発生応力の比較が行われた。デッキプレートとの溶接の止端から15mm位置(図-5.1(b)参照)の閉断面リブ腹板の応力が計測された。その結果、発生応力の温度依存性は舗装厚の厚い一般橋部で顕著に現れ、夏場(20~33℃)には、冬場(2~7℃)の約2倍強の応力度の発生が見られた。

5.2 ブラジルでの計測^{5-2), 5-3)}

ブラジルのRio-Niterói橋において、荷重が検定された大型車を用いて、補修前の鋼床版デッキプレートと閉断面リブの応力実測が行われている。補修後には、一般の大型車交通に対して、台形のプレートと床げた腹板の応力が計測されている。応力の評価位置を図-4.21および図-5.2に示す。さらに、FEM解析によって補修前後の応力の低減効果の評価が行われている。ただし、FEM解析ではアスファルト舗装が考慮されていない。

計測された補修前後の鋼床版の固有振動数も計測されており、その結果を表-5.1に示す。この表には、解析値による固有振動数も示されている。

鋼床版デッキプレートと閉断面リブに生じる応力の解析値および試験値と解析値の比較が表-5.2に示されている。表-5.2(a)に示される解析の結果から、コンクリートスラブが合成された補修後の鋼床版のデッキプレートと閉断面リブに生じる応力は、補修前と比べて大幅に減少していることが分かる。表-5.2(b)の鋼床版の補修前に計測された、200kNの3軸車によって鋼床版に生じる応力と解



(a) Van Brienoord 橋 (b) Calandbrug 橋
図-5.1 現地応力計測位置

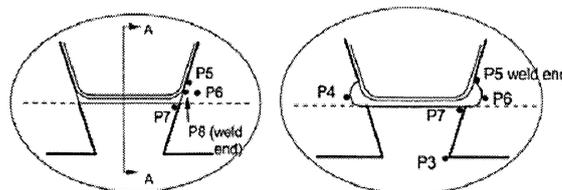


図-5.2 台形のプレートの応力計測位置

表-5.1 鋼床版の固有振動数

Mode	Frequencies (Hz) of the original steel deck		Frequencies (Hz) of the composite deck	
	Theoretical	Experimental	Theoretical	Experimental
1	13.7	-	12.6	11.3 ± 0.4
2	16.5	17.2 ± 0.4	15.0	14.6 ± 0.4

表-5.2 デッキプレートとトラフリブに生じる応力 (MPa)

(a) 解析値(補修前後)

	L8	T20	T21	T22
Steel deck	+40	+96	-73	+47
Composite deck	+11	+8	-11	-11

(b) 計測値と解析値の比較(補修前)

	L8	L9	T20	T21	T22
Experimental	+13	+20	+8	-9	-13
Theoretical	+11	+18	+78	-48	-45

Note: the experimental results were obtained from *in situ* tests on the actual steel deck with asphaltic pavement.

表-5.3 台形のプレートに生じる主応力 (MPa)

(a) 解析値(補修前後)

	P5	P6	P7	P8
Steel deck Without scallop cutout	+ 3.1/-11.1	- 5.6/-19.1	- 2.7/-13.1	+ 9.0/-47.1
Composite deck Without scallop cutout	+ 0.3/-1.5	- 0.7/-5.5	- 2.4/-9.3	+ 0.9/-11.1
With scallop cutout	+ 10.4/+2.5	- 5.5/-16.1	+ 0.9/+5.4	-

(b) 計測値と解析値の比較(補修後)

	Theoretical		Experimental		Average
	Static	Dynamic ^{b)}	T37SR	T37SR	
R3/P3	-8.4	-16.8	-45.2 ^{a)}	-24.2	- ^{a)}
R4/P4	+10.0	+20.0	+25.9	+21.1	+23.5
R5/P5	+10.8	+21.6	+20.9	+18.4	+20.0

Notes: the experimental results were obtained from tests on the composite deck under normal daily traffic.
^{a)} No average value is shown due to the discrepancy found between experimental stresses at each half-length NR and SR of the floorbeam.
^{b)} Theoretical dynamic stresses = average DAF (=2.0) × theoretical static stresses.

析値の比較から、リブの下縁の橋軸方向の応力(L8, L9)は良く一致しているが、デッキプレートの橋軸直角方向の応力(T20, T21, T22)に違いが見られる。これは、アスファルトによる荷重の接地面積の違いによる影響もあるが、タイヤ荷重圧力の影響が大きい。

台形のプレートと床げた腹板に生じる主応力の解析値および試験値と解析値の比較が表-5.3に示されている。表-5.3(a)から、コンクリートスラブの施工により大幅に応力が低減されるが、コンクリートスラブ補強にさらにスカラップを設けることによりP5, P6の主応力が大きくなる。表-5.3(a)の計測値と解析値の比較では、R3の応力に大きな違いが見られるが、R4, R5は良い相関が得られている。

5.3 日本国内での計測⁵⁻⁴⁾

3径間連続鋼床版箱げたにおいて、夏場(デッキプレート温度21度)と冬場(デッキプレート温度7度)に発生する応力度の比較が行われている。計測に使用された荷重車は、総重量が245kN(前輪軸重57.3kN, 後輪前軸重94.6kN, 後輪後軸重93.1kN)である。

5.3.1 垂直補剛材とデッキプレートの溶接部の応力

垂直補剛材とデッキプレートの溶接部止端からデッキプレート側に5mm, 垂直補剛材側に5mmそれぞれ離れた位置の応力が比較されており、垂直補剛材直上に載荷したケースでは、デッキプレート側で、冬場11.3MPaに対して、夏場は30.1MPa(冬場の約2.7倍)であった。また、垂直補剛材側は、冬場40.0MPaに対して夏場は49.2MPa(冬場の約1.23倍)であった。この結果から、夏場と冬場の舗装の剛性の差はデッキプレート側の応力低減には有効であるが、垂直補剛材側の応力低減への効果が小さいことが指摘されている。

5.3.2 閉断面リブとデッキプレートの溶接部の応力

閉断面リブとデッキプレートの溶接止端部よりデッキプレート裏面側に5mm, 縦リブ腹板側に5mmそれぞれ離れた位置の応力度を計測している。閉断面リブと横リブの交差部近傍のデッキプレート裏面では、冬場6.2MPaに対して、夏場は15.7MPa(冬場の約2.5倍)であった。閉断面リブ腹板側では、冬場18.6MPaに対して、夏場21.0MPa(冬場の約1.1倍)であった。また、縦リブ支間部の閉断面リブ腹板では、冬場15.7MPaに対して、夏場では27.8MPa

(冬場の約1.8倍)であった。すなわち、夏場と冬場の舗装の剛性の差が、縦リブと横リブ交差部のデッキプレート裏面の応力と縦リブ支間部閉断面リブ腹板の応力に大きく影響することが指摘されている。

5.3.3 閉断面リブと横リブ交差部の応力

閉断面リブと横リブ交差部の閉断面リブ下面のスリットのまわし溶接部から5mm離れた横リブ腹板表面の応力度は、冬場36.2MPaに対して、夏場51.3MPa(冬場の約1.5倍)であることが報告されている。

参考文献

- 5-1) M. H. Kolstein: The Role of Site Measurements to Improve the Knowledge About the Fatigue Behavior of Steel Orthotropic Bridge Decks, OBC, pp626-646, 2004. 8
- 5-2) R. C. Battista, M. S. Pfeil and E. M. L. Carvalho : Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck, Journal of Constructional Steel Research 64, pp.134-143, 2008.
- 5-3) M. S. Pfeil, R. C. Battista and A. J. R. Mergulhão : Stress concentration in steel bridge orthotropic decks, Journal of Constructional Steel Research 61, pp.1172-1183, 2005.
- 5-4) F. Machida, T. Yuge, C. Miki, E. Yamaguchi, T. Shimozato and T. Masui : Stress Measurements on Fatigue -Damaged Structures with Orthotropic Steel Decks in Summer and Winter, OBC, pp569-584, 2004. 8

第6章 鋼床版の点検調査事例

6.1 オランダでの事例⁶⁻¹⁾

6.1.1 目視検査

目視検査は薄いエポキシ樹脂舗装の可動橋に適した手法であるが、厚いアスファルト舗装が行われる一般の橋梁では、信頼性に欠けるため適用が困難である。一般の橋梁では、アスファルト舗装の劣化が最初に確認される。舗装の劣化とデッキプレートの疲労き裂の成長の関係は不明であるが、舗装の劣化は、詳細な検査につながる。

目視検査の利点は、①ただちに実施できること、②舗装表面をそのままで行えること、③非常に廉価で行えること、である。

逆に欠点として、①検査時に交通に影響を与える可能性があること、②100~200mm以上の長いデッキプレートき裂にしか適用が困難なこと、③Caland橋の実績では、アスファルト舗装に損傷がない場合、50cm以上のき裂でしか確認することができなかったこと、である。

これまでの実績から、エポキシ樹脂舗装を部分的に除去して、デッキプレート上に75mmのき裂が検出された場合、150mmのき裂がある確率は95%となる。エポキシ樹脂舗装を除去せずに、100mmのき裂が検出された場合には、250mmのき裂がある確率は95%となっている。

6.1.2 TOFD (Time of flight diffraction)

TOFD検査は高精度の超音波探傷である。この検査方法は、2つの探触子を用いて、探触子間を超音波が伝播する時間の差から、欠陥のサイズを逆算するものである。欠陥サイズがわかれば、欠陥位置も特定される。図-6.1は、TOFD法の原理を示している。

TOFD検査は鋼板上面から適用される。このため舗装を撤去する必要があるため、交通規制が発生する。また、新しく舗装をやり直す必要があるため、コストが高くなる。写真-6.1(a)、(b)は、TOFD検査状況とスキャナーを示している。スキャナーの写真の左端にあるのが、2つの探触子である。

TOFD法の利点は、①非常に小さいき裂を見つけることができることである。

逆に、欠点は、①2つの探触子を音響的に同期させるために表面をきれいに仕上げる必要があること、②検査時に交通規制が必要なこと、③舗装の撤去・復旧に費用がかかること、である。

オランダでは、鋼床版の点検手法に関して多くの実績があり、1.5mmの深さのき裂が見つかった場合、3mm程度の深さのき裂が存在する可能性がある。

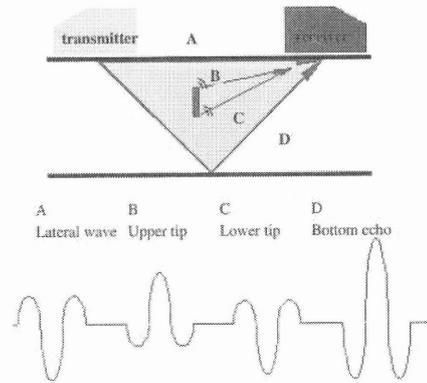
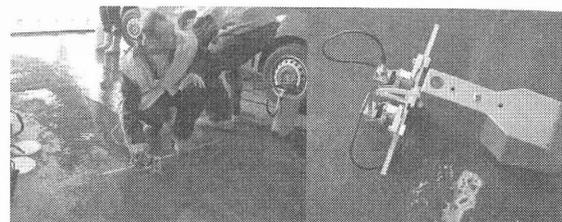


図-6.1 TOFD法の原理



(a) 検査状況 (b) スキャナー

写真-6.1 TOFD検査状況

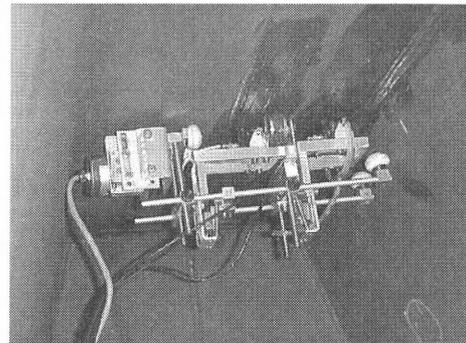


写真-6.2 超音波探傷装置

6.1.3 超音波検査

写真-6.2は、数個の探触子をもつ超音波探傷装置をデッキプレート下面に設置したものである。デッキプレート下面からの検査は、交通障害を生じないことが最大の利点である。超音波装置を用いて、横リブ間のデッキプレートの検査が可能であるが、スキャナーの寸法上、検査は横リブから30mmの位置からとなる。このため、横リブ交差部で約70mm程度、検査ができない範囲が生じる。

超音波検査の利点は

- ① 交通障害を起さず、デッキプレートの下面からできること
- ② 塗装の上から検査できる探触子が利用できる

ことである。

逆に欠点は、

- ① 横リブ交差部の重要部位が検査ができないこと
- ② 橋下面へのアクセスに足場等が必要となり、時間と費用のかかる手法であること
- ③ 瀝青系の防錆処理がされている箇所では適用が困難であること
- ④ 組み込まれた探触子は6mm以上の深さのき裂のみ検出可能で、き裂の有無は判定できるが、き裂の寸法測定できないこと

である。

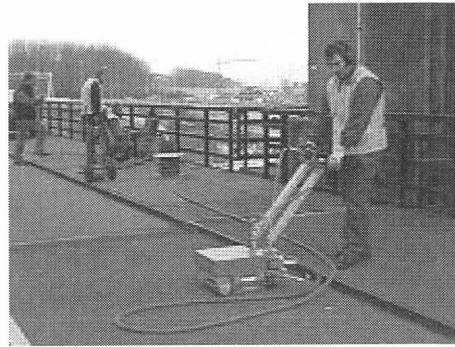


写真-6.3 SLOFEC

6.1.4 SLOFEC (Saturated Low Frequency Eddy Current)

SLOFEC は渦流探傷の一種である。鋼板表面から10mm離れた状態で適用できるため、薄いエポキシ樹脂舗装を通して検査が可能である(写真-6.3)。したがって、舗装厚さの薄い可動橋などの調査に適している。

SLOFECの利点は、

- ① エポキシ樹脂舗装の上から検査ができること
- ② 比較的早く検査ができること

である。

逆に欠点は、

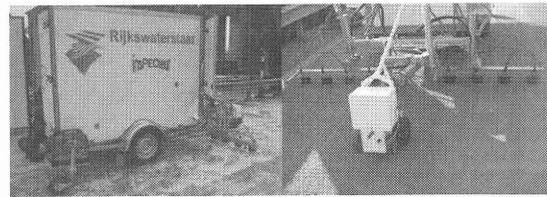
- ① デッキプレート表面で40mm以上き裂にのみ適用にしか適用できないこと
- ② デッキプレート表面から行うため、交通に規制が必要なこと

である。

6.1.5 Crack PEC (Crack Pulsed Eddy Current)

Crack PEC も渦流探傷の一種である。舗装の除去が必要となる TOFD 法のような非破壊検査は、透磁性の材料に直接に探触子を接触させなければならないため、舗装を撤去しなければならない。また、デッキプレート下面への接近は非常に制約が多く現実的でない場合が多い。このため、舗装の上からできる非破壊検査方法の方が、検査時間を短く、交通障害、コストも低減することができる。Crack PEC 法は、舗装を除去せずにデッキプレート表面からの検査が可能である。厚いアスファルトを除去する必要がないので、検査の信頼性が低い目視検査に比較して、一般橋梁の検査に適している(写真-6.4)。

渦流探傷は、透磁体にのみ適用可能である。PEC は航空、自動車、海洋、製造の各分野で幅広く用いられている。鋼材に渦電流を発生させるため、パルス系の磁場を用い、発信と受信のコイルからなる探触子を検査対象物の上に設置して探傷を行う。検査は2つのフェーズに分けられる。



(a) 全景 (b) 検査状況
写真-6.4 Crack PEC

第一のフェーズは、供試体に向けて、発信コイルから磁場を発生させる。第二のフェーズでは、スイッチが切られ、突然磁場がなくなることによって、供試体に渦電流が生じる。渦電流により受信コイルに電気信号が送られ、PEC 装置に記録され、解析される。

Crack PEC 法は「insPECTeur」社が開発した方法である。写真-6.4 (a)、(b) は8つの PEC 探触子が配置された計測車と検査状況を示している。両方のホイールトラックそれぞれに、閉断面リブ腹板の間隔に合わせて300mm間隔で4つの探触子が取り付けられている。

検査に際しては、鋼床版上での計測間隔を決定しなければならないが、計測間隔は横リブ間隔に着目して決定される。閉断面リブの腹板1枚あたりの検査範囲は探触子の大きさにほぼ等しく100mmである。実際には、100mm間隔で、7箇所の計測ポイントが設定される。すなわち、横リブから±0、±100mm、±200mm、±300mmである。

Crack PECの利点は、

- ① 比較的早い手法であること
- ② 厚いアスファルト舗装の上から計測できることである。

逆に欠点は、

- ① 格子状の計測となり、格子外の点は検査されないため、計測点の選定を慎重に行う必要があること
- ② デッキプレート表面で100mm以上に伸びたき裂のみが検出されること

である。

6.1.6 まとめ

鋼床版のデッキプレートに対する異なった種類の検査手法を示した。よく用いられる3つの手法は、①目視点検、②TOFD、③Crack PEC、である。

この3つの方法により、オランダでの鋼床版の状況を理解することができるようになり、多くの橋梁に疲労き裂が確認された。鋼床版の安全性を保证する上で、最も短時間で安全性を判断する方法は、目視点検である。この検査は、厚いアスファルト舗装を持つ一般的な橋梁では信頼性に劣るが、Crack PEC 検査を併用することで、成長したき裂を見つけることができる。交通の安全性に影響するのは50cm を超えるき裂であり、この方法でも検査は十分間に合うと考えられる。

交通への影響を考えた場合、なるべく橋面や橋梁の補修時期に合わせて、目視点検やCrack PEC 検査などを適用すべきである。

再舗装を行う場合には、TOFD 法による検査を検討すべきである。TOFD は最も信頼できる検査手法であるため、詳細なき裂の情報を入手することができる。

6.2 日本国内での事例

国内においても鋼床版の損傷に対する点検調査が行われている。鋼床版は溶接が多様された構造であり、点検調査箇所が多岐にわたるため効率的に点検を行う必要がある。ここでは、国土交通省の国土技術政策総合研究所と(社)日本橋梁建設協会が共同で実施している点検調査の概要について紹介する⁶⁻²⁾。

鋼床版橋梁の点検調査では、けた下に足場を設けて調査することが望ましいが、輪荷重が箱げた上や検査路付近を通行する場合には、箱げた内や検査路を利用した1次調査を行うことができる。

図-6.2 は、箱げた内あるいは検査路からの調査フローを示している。特に留意すべき点は、調査に際し、

Step1 として鋼床版の構造諸元を整理すること、ならびに現地にて交通状況(交通量、大型車の走行位置、舗装の補修状況など)を確認し、損傷の可能性が高い部位を予測してから、点検調査(Step2)を行うことである。

調査は目視にて塗膜われを見つけて、磁粉探傷(写真-6.5)や超音波探傷(写真-6.6)などによりき裂の有無や大きさを確認することとなる。なお、点検箇所は、これまで損傷が報告されている部位を中心に行う。近年重交通路線で報告されているデッキプレートを貫通するようなき裂を、部材表面から目視等により確認することは不可能である。この損

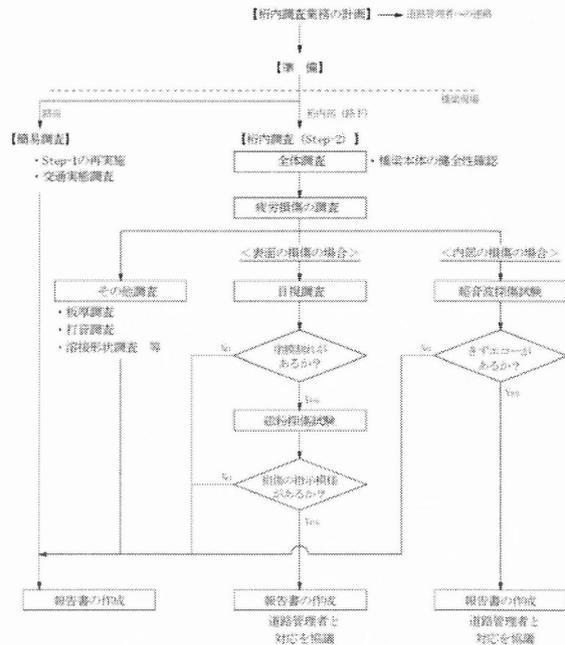


図-6.2 箱げた内からの点検調査フロー

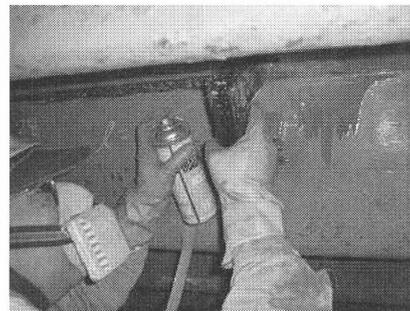


写真-6.5 磁粉探傷



写真-6.6 超音波探傷

傷に対しては、まず舗装が頻繁に補修されている箇所の有無を道路管理者にヒアリングすることが重要である。デッキプレートを貫通するようなき裂が生じている場合には、舗装の頻繁な損傷に加えて、閉断面リブ内部への滞水が生じるため、図-6.3に示すような閉断面リブの打音、あるいは図-6.4に示すけた下からの赤外線カメラ撮影により温度差の有無を確認することができる。万一、デッキプレ

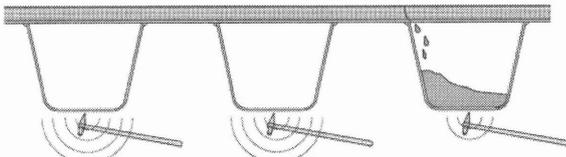


図-6.3 トラフリブの打音試験

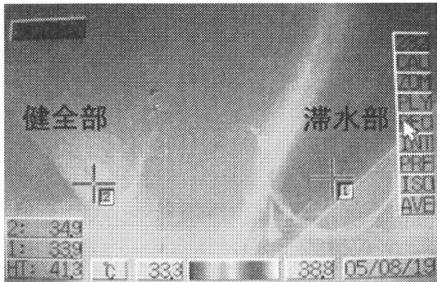


図-6.4 赤外線カメラによる撮影

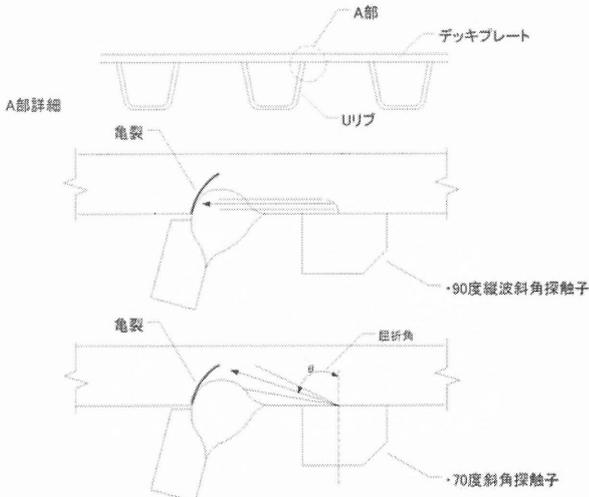


図-6.5 デッキプレート貫通き裂の調査

ートを貫通した損傷が確認された鋼床版については、輪荷重走行位置の閉断面リブ溶接部を図-6.5に示すような2種類の超音波探傷を適用し、それぞれデッキプレート板厚中に進展しているき裂の有無、深さを調査する。また、交通規制が可能であれば、舗装を撤去し、デッキプレート上面より、目視あるいは、磁粉探傷や超音波探傷により損傷状況を確認することが望ましい(写真-6.7)。さらに、損傷部位のデッキプレートに腐食減厚等が生じていないことを超音波板厚計等により確認しておくことも、補修補強対策の検討上有効である(図-6.6)。

閉断面リブの溶接ビードを貫通するような損傷については、磁粉探傷により損傷の大きさを確認するとともに、溶接ゲージや印象材(図-6.7)により溶接形状を計測し、ビードの溶接サイズやのど厚等の異常の有無を確認する。

鋼床版の疲労損傷は平均的な設計応力とは異なる

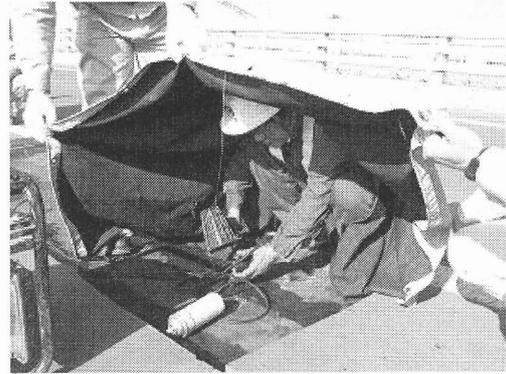


写真-6.7 デッキプレート上面からの調査

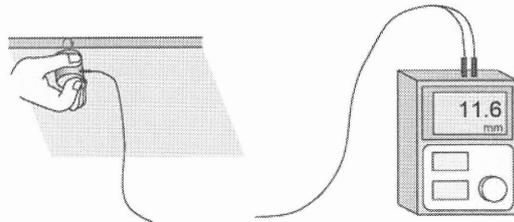


図-6.6 超音波板厚計による計測

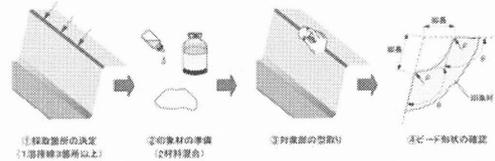


図-6.7 印象材による溶接ビード形状の計測

り、板曲げなどの局所的な応力が支配的である。したがって、同じような橋梁であっても、局部応力の発生状況により損傷状況が異なると考えられる。このため、損傷の発生した橋梁では、荷重車による局部応力の発生状況の把握や、供用下における応力頻度の計測などにより、局所的な応力の発生状況を把握することが、補修、補強を検討する際に重要と考えられるため、点検調査に加えて応力計測を行う場合もある。

参考文献

- 6-1) F. B. P. de Jomg : Renovation techniques for fatigue cracked orthotropic steel bridge decks, pp. 361-370, T. U. Delft, 2007. 1
- 6-2) 国土技術政策総合研究所・(社)日本橋梁建設協会 : (共同研究)鋼部材の耐久性向上策に関する研究報告書, 2008. 3

第7章 まとめ

鋼床版の疲労耐久性を向上させる検討が国内外で数多く行われており、ここでは、その一例を紹介した。近年の鋼床版は、デッキプレート厚を増加させる傾向にあり、14mm～16mm 厚のデッキプレートが使用されていることや、主にアメリカで用いられた横リブ交差部の閉断面リブ内部にバルクヘッドを設けない方向で構造が見直されていることなどがわかった。鋼床版の損傷要因を把握するために現地応力計測が重視されており、疲労損傷が発生した橋梁では、荷重車試験により損傷部に比較的大きな応力度が計測されている。また、舗装厚が厚い場合には、鋼床版に発生する応力度が、気温の影響を受け、特に夏場は冬場に比較して発生応力度が大きくなることが指摘されている。これらの研究成果を設計、施工の要領として取りまとめ、高い耐久性を有する鋼床版構造を開発していくことが望まれる。

第Ⅲ編 鋼床版の疲労損傷の発生要因と対策

- 第1章 はじめに
- 第2章 疲労損傷事例
 - 2.1 疲労損傷事例
 - 2.2 実橋における疲労損傷の実態（阪神高速道路）
 - 2.2.1 鋼床版のストックと点検
 - 2.2.2 損傷概要
 - 2.2.3 代表的なき裂タイプごとの損傷実態
- 第3章 疲労損傷の発生要因に関する検討
 - 3.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部
 - 3.1.1 デッキプレートを貫通するき裂
 - 3.1.2 溶接ビードを貫通するき裂
 - 3.2 閉断面リブの突合せ溶接部
 - 3.3 デッキプレートと主げた垂直補剛材の溶接部
 - 3.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部
 - 3.4.1 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部
 - 3.4.2 開断面リブと横リブ・横げたの交差部
 - 3.5 閉断面リブの高カボルト継手部
- 第4章 疲労損傷の対策に関する検討
 - 4.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部
 - 4.1.1 デッキプレート貫通型き裂に対する対策
 - 4.1.2 ビード貫通型き裂に対する対策
 - 4.2 閉断面リブの突合せ溶接部
 - 4.3 デッキプレートと主げた垂直補剛材の溶接部
 - 4.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部
 - 4.4.1 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部
 - 4.4.2 開断面リブと横リブ・横げたの交差部
 - 4.5 閉断面リブの高カボルト継手部
 - 4.6 デッキプレートの橋軸方向継手部の横リブ・横げたスカルップ部
- 第5章 まとめ

第1章 はじめに

鋼床版の重量は、鉄筋コンクリート床版と比べ約1/2～1/3と軽量であることから、都市内高架橋、吊橋や斜張橋の長スパン化に伴って、これまで道路橋に数多く採用されてきた。しかし、鋼床版は比較的薄い鋼板を溶接によって複雑に組み合わせることで交通荷重を直接支持する構造になっていることなどから、様々な疲労き裂の発生が報告されている。これらのき裂発生直後には、損傷を受けた構造部材の力学挙動はほとんど変化しないが、き裂の進展が過大になるまで放置すると構造部材が破断するなど、人命に関わる重大な事故に繋がる。

最近では、重交通路線に位置する都市内橋梁の鋼床版のデッキプレートと閉断面リブの溶接ルート部からき裂が発生・進展して、デッキプレートを貫通する事例などが報告されている¹⁻¹⁾⁻¹⁻³⁾。この損傷を放置すると、路面が陥没することで、車両の走行安全性の確保が困難になる。

以下では、これまで我国で報告されている鋼床版の疲労損傷の中で典型的な事例をいくつか紹介する。また、これらの疲労損傷の発生要因および対策を既往の検討結果に基づき述べる。

参考文献

- 1-1) 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、2005-8, pp. 84-87, 2006.
- 1-2) S. Ono, T. Shimozato, N. Inaba, and C. Miki : Wheel running fatigue test for orthotropic steel bridge decks, 58th IIW Annual Assembly, Doc. XIII-2070-05, 2005.
- 1-3) 藤林美早, 田畑晶子, 西岡勉, 木代穰：鋼床版デッキ貫通き裂損傷に関する報告, 土木学会第61回年次学術講演会講演集, pp. 1089-1090, 2006.

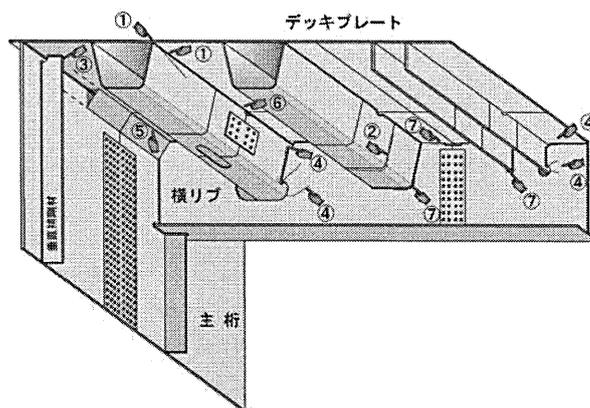


図-2.1 鋼床版の疲労損傷部位

第2章 疲労損傷事例

2.1 疲労損傷事例

我国の鋼床版における典型的な疲労損傷は、①デッキプレートと閉断面リブの溶接部、②閉断面リブの突合せ溶接部、③デッキプレートと垂直補剛材の溶接部、④縦リブと横リブの交差部、⑤コーナープレーートの溶接部、⑥閉断面リブの高力ボルト継手部、⑦横リブ・横げたの高力ボルト継手部、の部位で生じている。これらの疲労損傷の部位を図-2.1に示す。また、①～⑦の部位の疲労損傷事例を写真-2.1に示す。疲労き裂のタイプや発生要因については、第3章で後述する。

以下では、①～⑦の部位の疲労損傷を概説する。

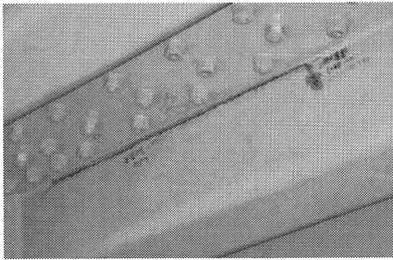
①デッキプレートと閉断面リブの溶接部

閉断面リブで代表される閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接で生じる疲労き裂は、大型車両の輪荷重直下の位置で発生しやすいと考えられている。このき裂はリブ内部に位置するデッキプレートと閉断面リブの溶接ルート先端から発生する。また、横リブを跨いで発生するケースと跨がないで発生するケースがある。

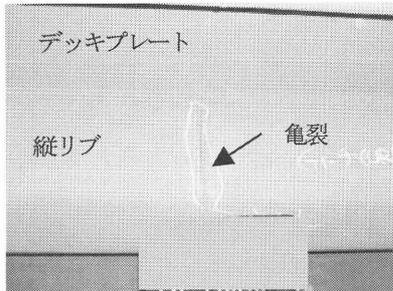
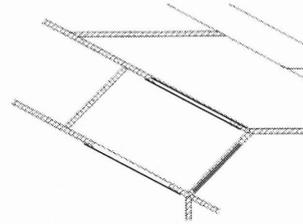
また、デッキプレートの板厚方向に進展し、デッキプレートを貫通するタイプ（以下、デッキ貫通き裂と呼ぶ。）ともとの、のど厚不足により溶接ビードに進展するタイプ（以下、ビード貫通き裂と呼ぶ。）がある。

②閉断面リブの突合せ溶接部

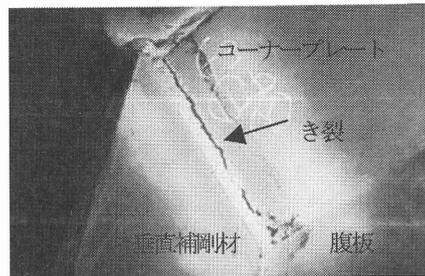
閉断面リブの突合せ溶接には、現場溶接と閉断面リブの板厚変化部を接合するための工場溶接の2種類がある。これらの突合せ溶接には、通常、閉断面リブの片面からの開先溶接が採用されるため、裏当て材が用いられる。この裏当て材と閉断面リブの間に製作精度上の問題で生じるルートギャップや目違い、溶接姿勢などに起因する溶込み不良などにより、



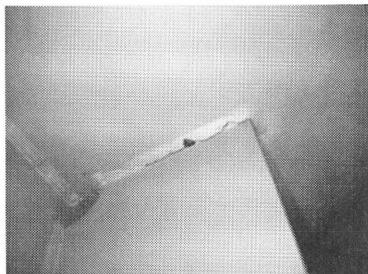
(a) デッキプレートと閉断面リブの溶接部 (①)



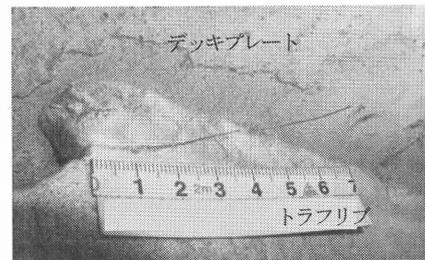
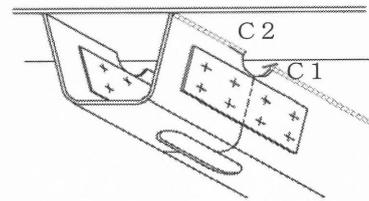
(b) 閉断面リブの突合せ溶接部 (②) ²⁻¹⁾



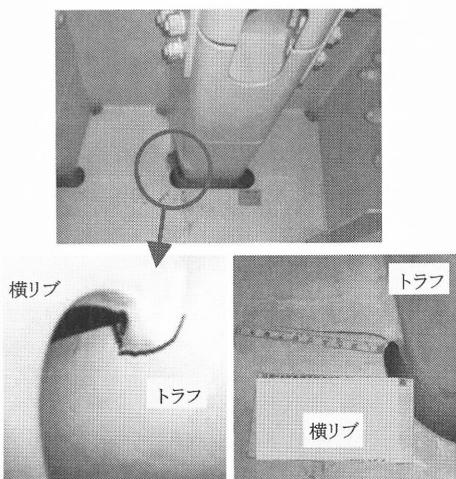
(e) コーナープレートの溶接部 (⑤) ²⁻¹⁾



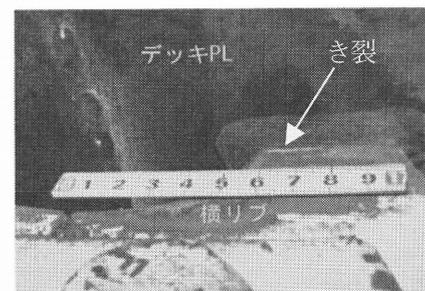
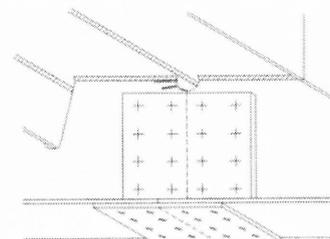
(c) デッキプレートと垂直補剛材の溶接部 (③)



(f) 閉断面リブの高力ボルト継手部 (⑥) ²⁻¹⁾



(d) 縦リブと横リブの交差部 (④)



(g) 横リブ・横げたの高力ボルト継手部 (⑦) ²⁻¹⁾

写真-2.1 典型的な疲労損傷の事例

疲労き裂が発生する。

③デッキプレートと垂直補剛材の溶接部

交通車両がデッキプレートに取り付けられた垂直補剛材の直上近傍を走行することで、デッキプレートと垂直補剛材の溶接部のデッキプレート側あるいは垂直補剛材側の溶接止端部からき裂が発生するケースが多い。このき裂は垂直補剛材のまわし溶接部を起点とするデッキプレートの局所的な面外曲げにより生じる。

④縦リブと横リブ・横げたの交差部

この部位のき裂は、閉断面リブと横リブの交差部のスカラップ部に位置するまわし溶接に板曲げによる局部応力が発生することで生じるものと考えられる。き裂の発生起点には、溶接止端部や横リブのスカラップが挙げられる。

⑤コーナープレートの溶接部

箱げたのウェブ近傍に閉断面リブが設置できないため、コーナープレートが閉断面リブの代わりに設置されることがある。コーナープレートをデッキプレートと箱げたのウェブに溶接する際に、溶接姿勢やコーナープレートの溶接施工上の問題から良好な溶接品質を確保することは難しい。そのため、溶接部の疲労き裂が生じやすい部位と言える。

⑥閉断面リブの高力ボルト継手部、および⑦横リブ・横げたの高力ボルト継手部

閉断面リブや横リブ・横げたの高力ボルト継手部が交通車両の走行位置に設置されると、スカラップ部に高い局部応力が生じるため、スカラップのまわし溶接止端部や母材部からき裂が発生する。

参考までに、首都高速道路と阪神高速道路における鋼床版のストック数と各部位の疲労損傷数を表-2.1および表-2.2に示す²⁻²⁾。

2.2 実橋における疲労損傷の実態（阪神高速道路）

ここでは、実橋における鋼床版橋の疲労損傷として、阪神高速道路の実態を紹介する。

2.2.1 鋼床版のストックと点検

(1) 設備数量

鋼床版は軽量で架設が容易かつその施工が速いため、阪神高速道路では、湾岸線など死荷重を軽減する必要のある若齢地盤区間の橋梁や長大橋および神戸線の震災復旧区間に多数採用されている。

1980年以前は、主に開断面構造の開断面リブが採用されてきたが、1982年に閉断面構造であるトラフリブの基準が整備され²⁻³⁾、それ以降は鋼床版の縦リブの標準構造となっている。特に1985年頃から、関西国際空港へのアクセスとして湾岸線の整備が本格化し、閉断面リブの鋼床版箱げた橋が多数建設されている。これは、閉断面リブ形式は開断面リブ形式に対して溶接量が少なくコスト削減

が図れることや、ねじり剛性が高く橋軸方向への荷重分配作用が大きいことから縦リブ支間を長くすることができ、鋼重量が軽減できるためである。加えて、密閉断面であるため塗装面積が少なく維持管理上も利点がある。

表-2.1 首都高速道路の疲労損傷数²⁻²⁾

(a) 鋼床版のストック						
縦リブの種類	径間数		延長(km)			
バルブリブ, Iリブ, バルブ-Uリブ併用	451		25			
Uリブ, Yリブ	752		54			
合計	1203		79			

(b) 各部位の疲労損傷数						
損傷タイプ	縦リブ形式				合計	
	バルブリブ・ Iリブ		Uリブ・ Yリブ		径間 数	損傷 数
	径間 数	損傷 数	径間 数	損傷 数		
①溶接ビードを貫通する疲労き裂	2	3	83	502	85	505
①デッキを貫通する疲労き裂	0	0	5	9	5	9
②トラフリブの突合せ溶接部	3	7	47	193	50	200
③デッキプレートと垂直補剛材の溶接部	7	117	36	1102	43	1219
④縦リブと横リブ・横げたの交差部	33	950	38	1259	71	2209
その他	20	165	15	441	35	606
合計	65	1242	224	3506	289	4748

表-2.2 阪神高速道路の疲労損傷数²⁻²⁾

(a) 鋼床版のストック						
縦リブの種類	径間数		延長(km)			
バルブリブ, Iリブ, バルブ-Uリブ併用	633		43			
Uリブ, Yリブ	714		51			
合計	1347		94			

(b) 各部位の疲労損傷数						
損傷タイプ	縦リブ形式				合計	
	バルブリブ・ Iリブ		Uリブ・ Yリブ		径間 数	損傷 数
	径間 数	損傷 数	径間 数	損傷 数		
①溶接ビードを貫通する疲労き裂	0	0	22	119	22	119
①デッキを貫通する疲労き裂	0	0	1	1	1	1
②トラフリブの突合せ溶接部	0	0	14	36	14	36
③デッキプレートと垂直補剛材の溶接部	0	0	33	161	33	161
④縦リブと横リブ・横げたの交差部	29	1210	37	293	66	1503
その他	2	2	4	18	6	20
合計	31	1212	111	628	142	1840

阪神高速道路では、1990年6月に神戸線の5径間静定ゲルバー鋼床版箱げたのデッキプレートと閉断面リブとの溶接線に、最初の疲労き裂が発見され、1992年5月に応急処置が採られている²⁻⁴⁾。本橋は1969年度に建設・供用されており、阪神高速道路において鋼床版の床組に閉断面を用いた最初の橋梁であったが、1995年1月の兵庫県南部地震において甚大な被害を受けたため撤去されている。

阪神高速道路において、鋼げた6,497径間の約2割にあたる1,347径間に鋼床版が採用されている²⁻⁵⁾。表-2.3に示すとおり、縦リブ構造で分類すると径間数では閉断面リブが閉断面リブよりやや多く、延長では逆に閉断面リブが長くなっている。

表-2.3 鋼床版の設備数量²⁻⁵⁾

	径間数	延長 (km)
開断面リブ	718	40.99
閉断面リブ	629	43.35
計	1347	84.34

(2) 点検状況

2002年に神戸線でデッキプレートと閉断面リブとの溶接線にビード貫通き裂が発見され、その後点検を強化した結果、2006年度末において142径間にき裂が発見されている。

図-2.2は、鋼床版の接近点検による年次毎の損傷発見径間数の履歴を示す。過去10年の点検径間数は80~460径間とばらつきがあるが、特に最近3年間は損傷発見数が増加しており点検数1,077径間で128径間の12%に損傷が発見されている。これは損傷の顕在化に対応して点検数自体を増やしていることもあるが、点検の精度が向上してきていることも一因である。

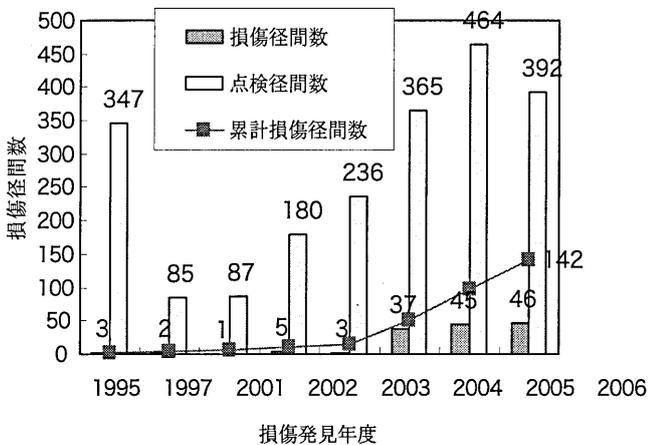


図-2.2 鋼床版の点検と損傷径間数の履歴²⁻⁵⁾

(3) 設計基準と構造ディテールの履歴

阪神高速道路の鋼床版の縦リブ形式は、閉断面リブの構造として閉断面リブが1978年に標準化された²⁻⁶⁾。さらに、1980年に閉断面形式のトラフリブの構造が標準化され、それ以降はトラフリブが標準となっている。これは、図-2.3に、閉断面リブ形式の鋼床版の構造ディテールを、図-2.4は閉断面リブにおけるその履歴をそれぞれ示す。

出典	鋼構造物標準図集 (昭和53年3月版) ²⁻⁶⁾
<ul style="list-style-type: none"> バルブリブの寸法は、$h200 \times t10$ mmを標準 縦リブ間隔 330 mm 横リブ寸法：$h700 \times t9$ mmを標準 横リブ交差部では、縦リブを連続させる 交差部の形状は、右図を標準とし、下側スカラップの径は 40 mm, 上側スカラップの径は 35 mm 	

図-2.3 バルブリブを有する鋼床版の構造ディテール

出典	①鋼構造物標準図集 (昭和60年3月版) ²⁻⁷⁾
<ul style="list-style-type: none"> トラフリブの寸法は $320 \times 240 \times 6$-R40 mmを標準 縦リブとデッキプレートとの溶接はすみ肉溶接とし、サイズは 5 mm 横リブ交差部では、縦リブを連続させる 交差部の形状は、右図を標準 	
出典	②設計基準 (平成12年4月) ²⁻⁸⁾
<ul style="list-style-type: none"> 縦リブとデッキプレートとの溶接は、板厚 6mm の縦リブは 6mm 以上のすみ肉溶接 板厚 8mm 以上の縦リブには適当な大きさの部分開先をとる 横リブ交差部では、縦リブを連続させる 交差部の形状は、右図を標準 	

図-2.4 閉断面リブを有する鋼床版の構造ディテール

2.2.2 損傷概要

阪神高速道路の鋼床版の代表的なき裂発生位置を図-2.1 に対応して、閉断面リブ形式の鋼床版の代表的なき裂タイプを図-2.5 に示す。表-2.4 には、平成 18 年度末の鋼床版の損傷状況を示す。

(1) 閉断面リブを用いた鋼床版

縦リブとデッキプレートの溶接部のデッキ貫通き裂(タイプ①-s)は、阪神高速 4 号湾岸線の新浜寺大橋で 2005 年に発見され、鋼板のあて板による補修が行われている。このタイプのき裂はデッキ下面からの目視点検で発見することが困難であり、本ケースは舗装損傷の補修時に表基層を撤去した際に発見された。

縦リブとデッキプレートの溶接部のビード貫通き裂(タイプ①)は、損傷径間は 22 径間、損傷数は 127 箇所にとんでいる。このタイプのき裂は、進展性が高く、最終的には床組機能を低下させる恐れがある。き裂が開いているなど進展性が高いき裂や閉断面リブのウェブへの進展しているき裂に対しては、トラフリブ部分取替えなどの応急処置を実施している。図-2.6 は、閉断面リブの供用年度別の設備数量と損傷発生径間数を示す。供用数に対する、き裂損傷径間の割合は、1980 年代で 27%、1990 年代で 22% と若干ではあるが 1980 年代が大きい。

縦リブ突合せ部の溶接部のき裂(タイプ②)は、14 径間、43 箇所なき裂が発見されている。

垂直補剛材とデッキプレート溶接部のき裂(タイプ③)は、30 径間、157 箇所発生している。デッキプレートへの進展や貫通も確認されており、き裂に誘発される舗装の損傷が懸念される。

縦リブと横リブ交差部のき裂(タイプ④)は、35 径間、302 箇所と閉断面リブの損傷タイプの内、最もき裂数が多くなっている。

(2) 閉断面リブを用いた鋼床版

閉断面リブのき裂は、縦リブと横リブ交差部にき裂が集中している。き裂の発生は、34 径間に対して 1170 箇所と、これは鋼床版のき裂総数の 64% に達している。このタイプのき裂は、特定の鋼床版橋に損傷が集中しているおり、その要因は 3.4.2 で述べる。

表-2.4 鋼床版の点検結果(平成 18 年末現在)²⁻⁵⁾

損傷タイプ	縦リブ形式						合計		
	バルブリブ			Uリブ			径間数	損傷数	損傷割合(%)
	径間数	損傷数	損傷割合(%)	径間数	損傷数	損傷割合(%)			
①-s 縦リブとデッキプレートの溶接部デッキ貫通	0	0	0	1	1	0.1	1	1	0.1
① 縦リブとデッキプレートの溶接部ビードき裂	0	0	0	22	127	7.0	22	127	7.0
② 縦リブ突合せ溶接部	0	0	0	14	43	2.4	14	43	2.4
③ 垂直補剛材とデッキプレート溶接部	0	0	0	30	157	8.6	30	157	8.6
④ 縦リブと横リブ交差部	34	1,170	64.1	35	302	16.5	69	1,472	80.7
⑤ その他	1	2	0.1	5	23	1.3	6	25	1.4
合計	35	1,172	64.2	107	653	35.8	142	1,825	100.0
設備数量に対する損傷径間割合(%)	5	-	-	17	-	-	11	-	-

径間数・橋梁数は最も多い損傷タイプに計上
 複数の損傷タイプが同一径間で存在する場合は、番号が小さいタイプに計上
 損傷割合は全き裂数(1825箇所)に対する割合

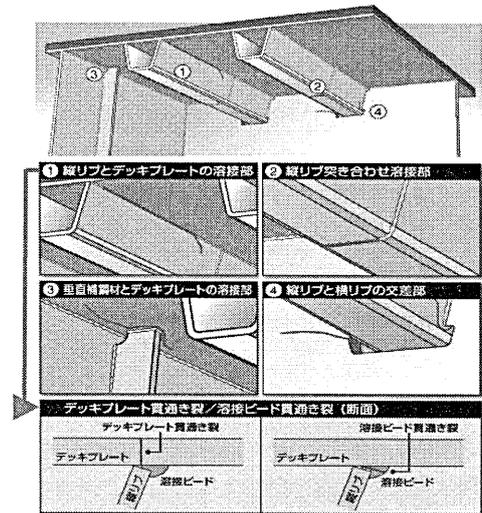


図-2.5 閉断面リブ形式の鋼床版の代表的なき裂タイプ

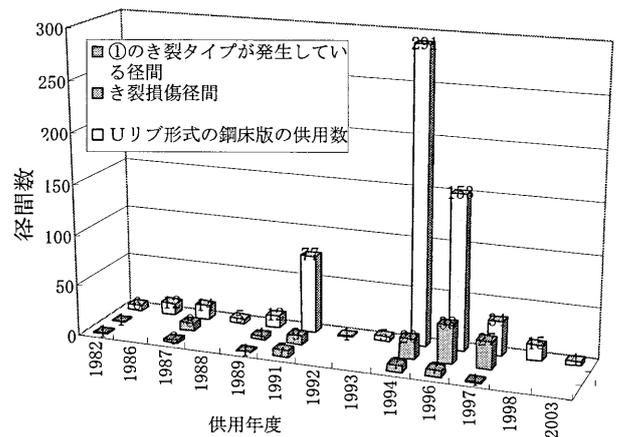


図-2.6 閉断面リブの供用年度別の設備数量と損傷発生径間数

2.2.3 代表的なき裂タイプごとの損傷実態

(1) デッキプレート貫通き裂

阪神高速道路における、縦リブとデッキプレートの溶接部のデッキ貫通き裂(タイプ①-s)は、これまで 2005 年 7 月に湾岸線新浜寺大橋で 1 箇所、発見されており、同 10 月に補修が行われている²⁻⁹⁾。表-2.5 に新浜寺大橋の構造諸元を示す。デッキプレートの継手はヤード溶接が採用され添接板が用いられていないことから、舗装厚は 65 mm であり、一般の鋼床版で用いられている 80 mm より薄くなっている。

損傷は、ポットホルルの補修のため舗装を撤去した際に発見され、写真-2.2 のように、2 車線の内の走行車線の右タイヤの設置付近に位置しており、き裂長は目視で 450 mm 程度であった。また、デッキプレート上面でき裂から水が滲み出ており、トラフリブ内では満水状態であった。

デッキプレート上面における磁粉探傷試験の結果、写真-2.3 のように、き裂先端の(a)では深さ約 3 mm のチップング跡で消失し、(b)では破面がこすれ合って角部が擦りあうように欠けていた。またもう片方の(c)ではき裂先

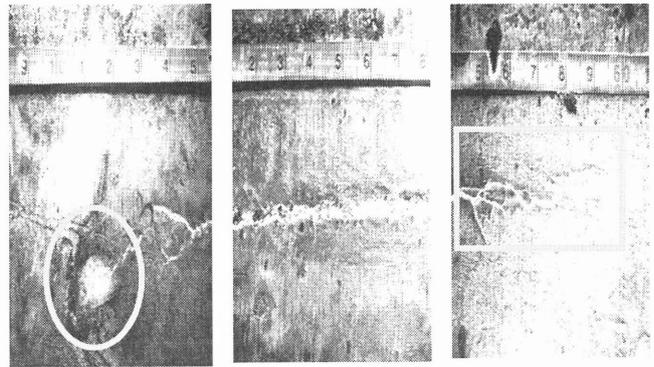
端は枝分かれしていた。また、図-2.7の側面図より、き裂長は、デッキプレート上面側は磁粉探傷試験により520mm、下面側は超音波探傷試験により560mmで鋼床版下面側の方が長く、き裂は台形状の断面形状であった。また、き裂は、横リブをき裂のほぼ中央で跨ぐ位置に発生していた。

写真-2.4にき裂先端部のマクロ調査結果として、(a)き裂先端のサンプリング、(b)コア削孔後の母材の磁粉探傷試験結果、をそれぞれ示す²⁻⁹⁾。これらの図より、以下のことが確認できる。

- ・溶接の溶込み量は約2mmとトラフリブの板厚の30%程度、のど厚は約4mm、サイズは5mmである。
- ・き裂は、ルート部の不溶着部を起点に、デッキプレートの上斜め方向に進展しており、板厚の2/3を過ぎた辺りから水平方向に向きを変えている。
- ・(b)の磁粉探傷試験結果では、き裂は、水平方向から鉛直方向に向きを変え、デッキプレート表面の手前までき裂が進展している。

このタイプのき裂は、外観からの目視では検出不可能であり、道路管理上、路面からの舗装点検で推定することや、き裂によるトラフリブ内の水の存在をたたき点検により把握するなど、多角的な点検手法による評価が要求される。

なお、トラフリブに滞水すると、滞水しているトラフリブは、健全な箇所と比べて日中は温度が上がらないため、写真-2.5に示すように、赤外線カメラの映像写真で判断することが可能である。



(a)道路の終点側 (b)中間部 (c)道路の起点側

写真-2.3 デッキプレート上面の磁粉探傷試験結果²⁻⁹⁾

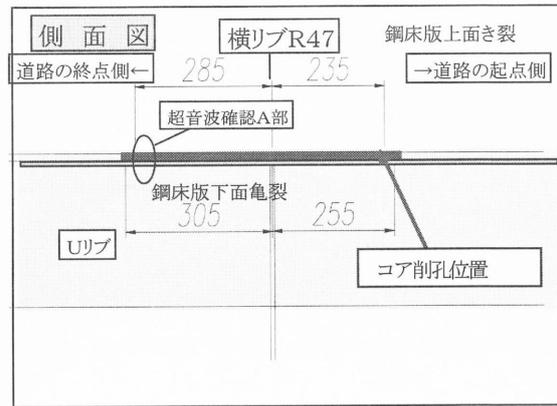
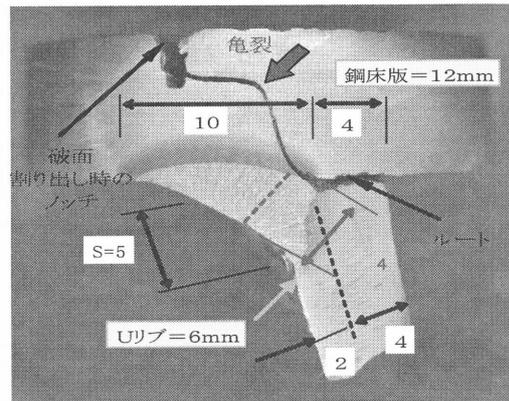


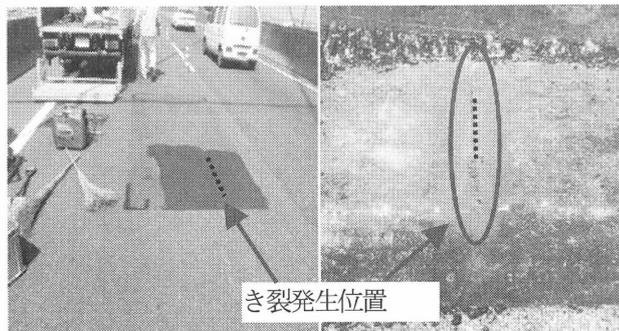
図-2.7 き裂発生位置における側面図²⁻⁹⁾

表-2.5 新浜寺大橋の構造諸元

形式	バスケットハンドル型ニールセンローゼ橋
規模	支間長：254m，幅員：20.25m，4車線
時期	供用：平成5年10月，竣工：平成3年9月
構造特性	床組みは下弦材との合成鋼床版として設計
鋼床版諸元	デッキプレート厚12mm，トラフリブ厚6mm 横リブ間隔L=3m
交通量	18,700台/日・レーン（大型車混入率20.7%）
舗装厚	65mm（表層35mm，基層30mm）

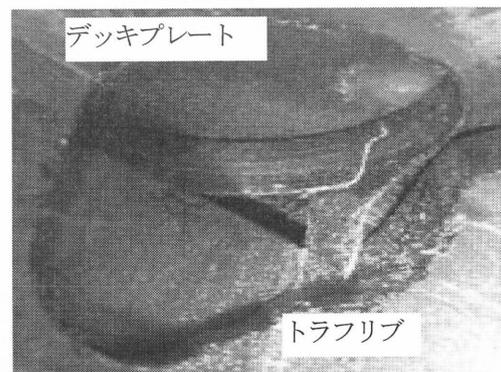


(a) き裂先端のサンプリング



(a)路面状況 (b)デッキプレート上面

写真-2.2 デッキプレート貫通におけるき裂発生状況²⁻⁹⁾



(b) コア削孔後の母材の磁粉探傷試験結果
写真-2.4 き裂先端部のマクロ調査結果²⁻¹⁰⁾

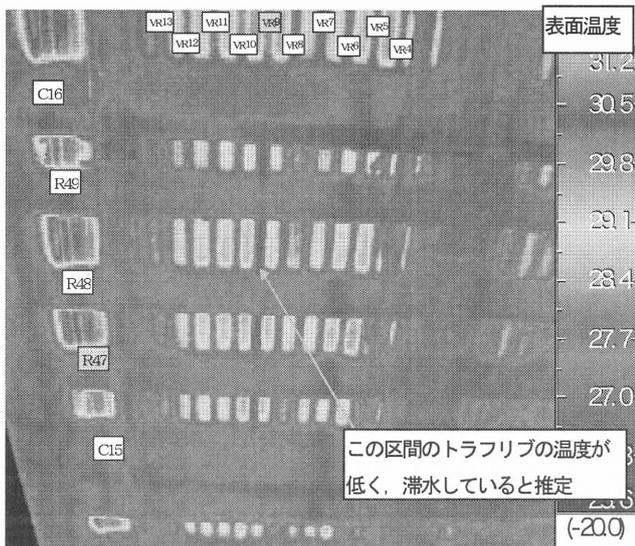


写真-2.5 赤外線カメラの映像写真²⁻¹⁰⁾

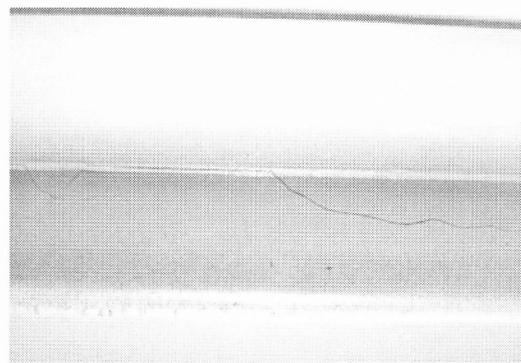
(2) ビード貫通き裂

閉断面リブとデッキプレートとの溶接における、ビード貫通き裂の状況を写真-2.6 に示す。ビード貫通き裂は、その位置により、閉断面リブ支間部、および、横リブ交差部に分類できる。現在までに発見されている損傷は全てが溶接ルート部から発生している。損傷はいずれも車両タイヤ走行位置の直下で発生し、そのほとんどが走行車線の右タイヤ直下である。車両走行によるき裂の開閉口挙動が目視で確認できる損傷例や、き裂長が2,000 mmを越す事例があり、き裂損傷が鋼床版の耐力を低下させることが危惧される。

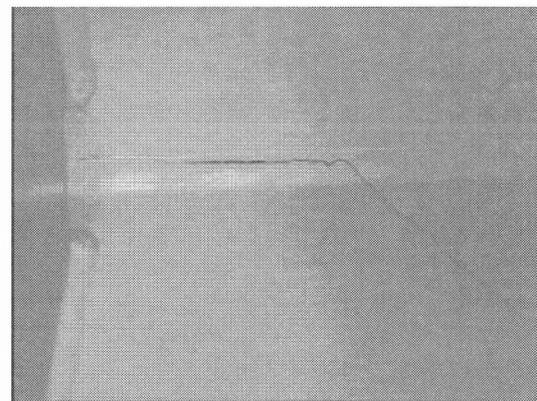
き裂の発生位置について、2007 年夏現在で発見されているすべてのビード貫通き裂 135 箇所について整理した結果を表-2.6 に示す。縦リブ支間部に発生するき裂数が全体の85%と圧倒的に多い傾向となっており、き裂長も平均き裂長が511.2 mmと、横リブ交差部の222.5 mmに対して2倍程度になっており、き裂長が長くなる傾向にある。

ビード貫通き裂は、デッキプレート側に分岐し進展することを可能な限り防止する必要がある。図-2.8 は、ビード貫通き裂について、閉断面リブおよびデッキプレートに進展しているき裂と対比させた頻度分布である。き裂長が600 mmを超えると、分岐・進展するき裂の割合が高くなっている。同図よりその割合はき裂長が600 mm未満は25%であるが、600 mm以上は53%となっている。また、平均き裂長を計算すると、閉断面リブおよびデッキプレートに進展しているき裂は655.8 mmで、進展していないき裂の376 mmに対して2倍程度になっている。

写真-2.7 は、ビード貫通き裂が発生している鋼床版橋におけるコア削孔サンプリング調査結果を示す²⁻¹⁰⁾。同橋は、溶接の溶込み量が約1 mmと閉断面リブの板厚の15%程度、のど厚は約4 mm、溶接サイズは5 mmで、のど厚や溶接サイズに対して溶込み量が小さい傾向にある。



(a) 閉断面リブ支間部に発生したき裂



(b) 横リブ交差部に発生したき裂

写真-2.6 ビード貫通き裂の発生状況²⁻¹⁰⁾

表-2.6 ビード貫通き裂の発生位置

	き裂数 (N)	平均き裂長 (mm)
閉断面リブ支間部	115	511.2
横リブ交差部	19	222.5
エンドプレート	1	338
全体	135	469.2

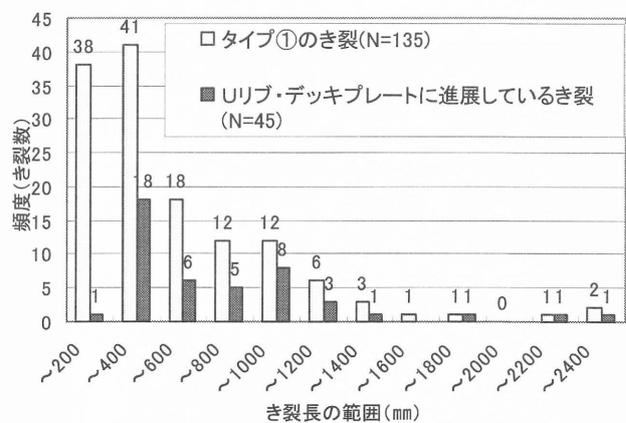


図-2.8 ビード貫通き裂の頻度分布

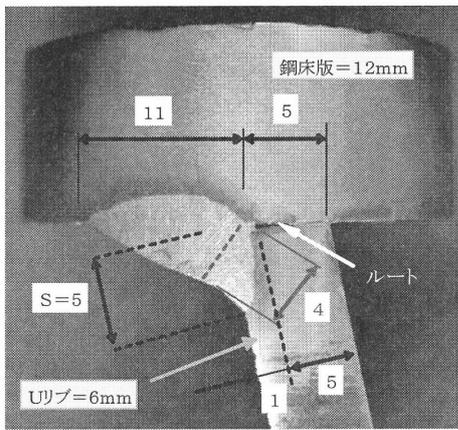
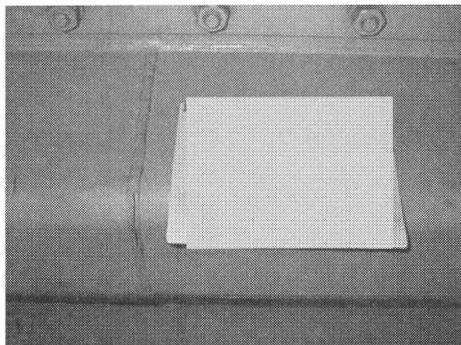


写真-2.7 コア削孔サンプリング調査結果²⁻¹⁰⁾

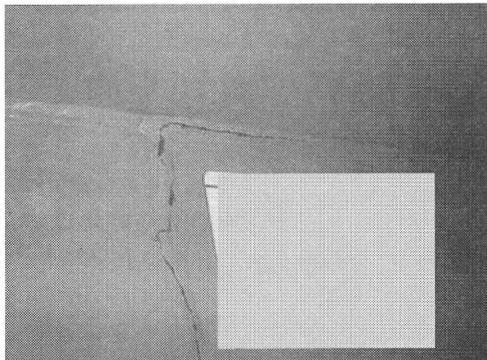
(3) 閉断面リブ突合せ溶接部

阪神高速道路では、鋼床版架設においては、高力ボルト接合を基本としており、海上部などの一括架設が可能な場合は、ヤード溶接を採用している。したがって、閉断面リブ突合せ溶接部は、ほとんどが工場溶接もしくはヤード溶接で製作されている。

写真-2.8に、閉断面リブ突合せ溶接部のき裂の状況を示す。このタイプのき裂は、デッキプレートと閉断面リブの溶接線に進展している事例があり、留意すべきき裂である。



(a) 縦リブ突合せ溶接部に発生するき裂の状況



(b) デッキプレートと閉断面リブの溶接線に進展しているき裂の状況

写真-2.8 縦リブ突合せ溶接部のき裂の発生状況²⁻¹⁰⁾

(4) 垂直補剛材とデッキプレート溶接部

垂直補剛材とデッキプレート溶接部のき裂は、以下のき

裂のタイプに分類できる。

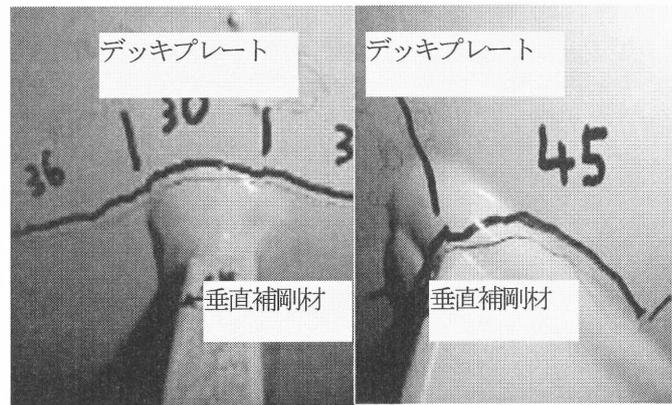
タイプ③-a: 溶接ビードのデッキプレート側止端部を起点とし、デッキプレートに進展するき裂 (写真-2.9(a))

タイプ③-b: 溶接ビードの垂直補剛材側止端部を起点とし、デッキプレートに進展するき裂 (図-2.9(b))

タイプ③-c: 溶接ビードの垂直補剛材側止端部を起点とし、垂直補剛材側止端部に沿って進展するき裂

これらのき裂は、全て、車両タイヤ走行位置の直下に位置する垂直補剛材で発生している。

図-2.18は、き裂タイプごとの頻度を示す。タイプ③-aが最も多く、全体のき裂の69%を占めている。



(a) タイプ③-a

(b) タイプ③-b

図-2.9 垂直補剛材とデッキプレート溶接部のき裂²⁻¹⁰⁾

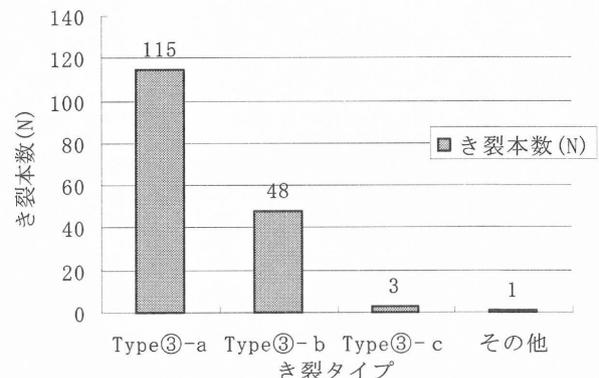


図-2.9 垂直補剛材とデッキプレート溶接部のき裂のタイプ別頻度²⁻¹⁰⁾

(5) 閉断面リブと横リブ交差部

阪神高速道路では、閉断面リブと横リブ交差部において、次のようなき裂が発生している。

タイプ④-a: 閉断面リブ下側のスカラップ廻し溶接部の閉断面リブ側止端を起点とし、閉断面リブ母材に進展するき裂 (写真-2.10(a))

タイプ④-b: 閉断面リブ下側のスカラップ廻し溶接部横リブ側止端を起点とし、横リブ母材に進展するき裂 (写真-2.10(b))

最近の点検結果から抽出した 216 箇所のき裂を分類し

た結果を、表-2.7 に示す。径間数、き裂数とも損傷数は、タイプ④-a が多い結果となっている。現在、タイプ④-b の発生している箇所は、主げたからの張出し部の非常駐車帯の直下であり、車両がほとんど通過しない場所である。

き裂タイプ④-a についてき裂数 192 箇所の内、その 65% にあたる 125 箇所、現場添接部直近の縦リブと横リブ交差部に発生している。現場添接部の構造ディテールを写真-2.11 に示す。現場添接部の構造ディテールの特徴として、以下が挙げられる。

- ・開断面リブウェブ面に板厚 14 mm の添接板が取り付けられている
- ・添接部は、ボルトの孔引きを分を考慮してトラフリブの板厚が、一般部の 6 mm に対して、8 mm と増厚されている。
- ・添接部の前後で、トラフリブ内部に密閉ダイヤフラムが設けられている。

このように、現場添接部は、トラフリブの添接部は曲げ剛性およびねじり剛性が高く、局所的な応力集中の発生の原因となっている可能性がある。

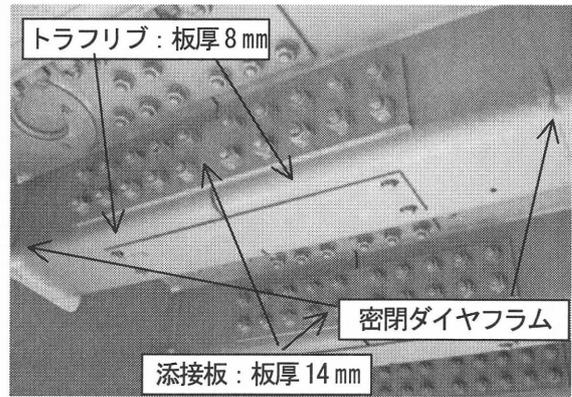


写真-2.11 現場添接部の構造

(6) 開断面リブのき裂

開断面リブに発生しているき裂は、表-2.4 に示したように開断面リブと横リブ交差部に集中している。阪神高速道路では、開断面リブと横リブ交差部において、図-2.10 に示す、主に次のようなき裂が発生している。

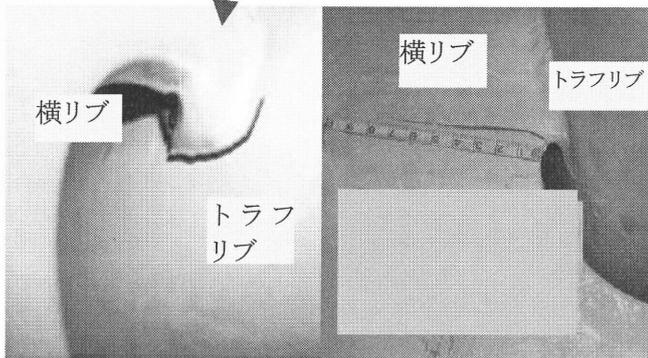
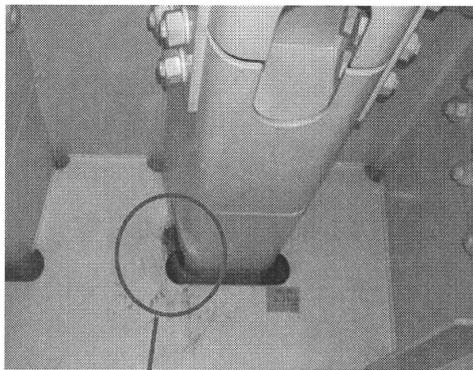
タイプ B④-D：横リブの下側スカラップ部のまわし溶接止端部（以下、下側スカラップという）を起点に横リブ母材に進展するき裂（写真-2.12(a)）

タイプ B④-U：横リブの上側スカラップ部の横リブまわし溶接止端部（以下、上側スカラップという）を起点にデッキプレート側に伝達するタイプ（写真-2.12(b)）

このタイプの全てのき裂（1,825 箇所）を分類すると、その数は図-2.11 のように下側のタイプ B④-U が圧倒的に多くなっている。

損傷の発見されている橋梁は、いずれも 1970 年以前に竣工しており、供用後 35 年以上経過している。

図-2.12 は、下側スカラップの径に着目して、設備数量と損傷径間数を表す。鋼構造物標準図²⁻⁶⁾の制定以前に製作された鋼床版橋は、下側スカラップの径が統一されていない。同図より、スカラップの径が 30 mm 以下の鋼床版に損傷が限定していることが明らかである。



(a) タイプ④-a (b) タイプ④-b
写真-2.10 トラフリブと横リブ交差部のき裂²⁻¹⁰⁾

表-2.7 トラフリブと横リブ交差部のき裂のタイプ別頻度²⁻¹⁰⁾

き裂モード	タイプ④-a	タイプ④-b	計
径間数	9	3	12
き裂数	192	24	216

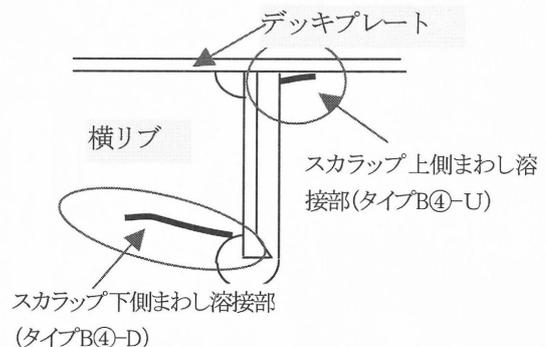
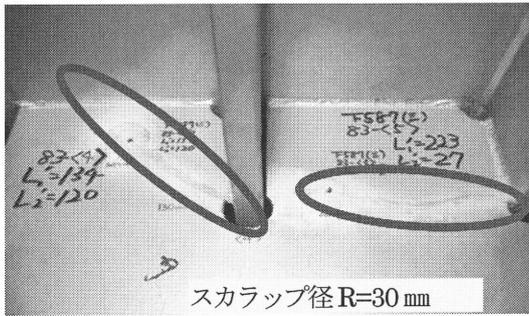
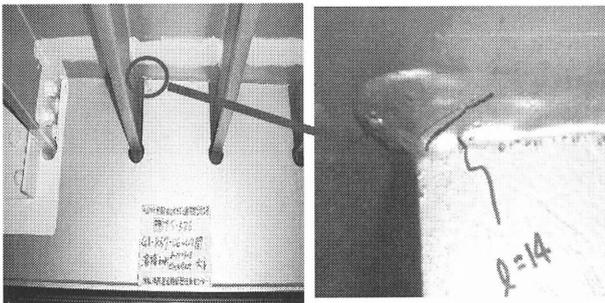


図-2.10 開断面リブと横リブ交差部のき裂タイプ



(a) タイプB④-D



(b) タイプB④-U

写真-2.12 開断面リブと横リブ交差部のき裂²⁻⁵⁾

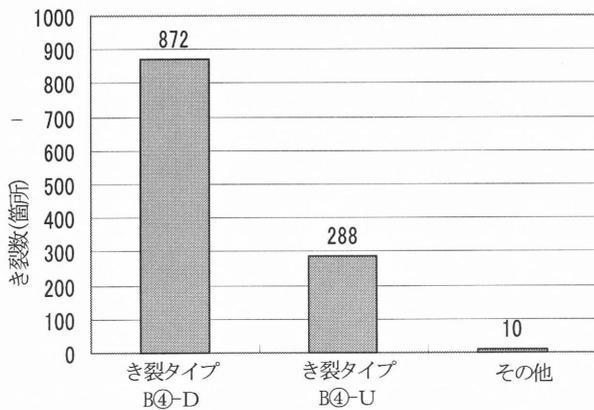


図-2.11 開断面リブの交差部におけるき裂のタイプ別頻度²⁻⁵⁾

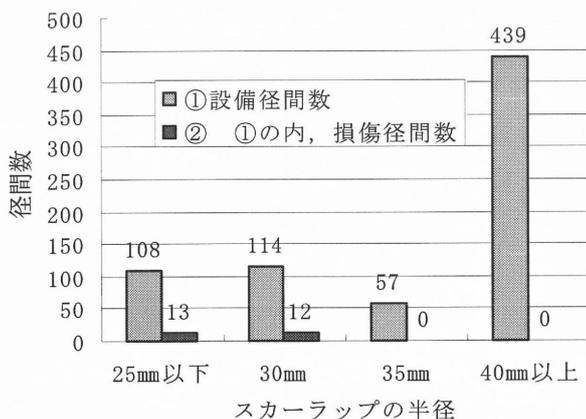


図-2.12 下側スカラップの径に対する設備数量と損傷径間数²⁻⁵⁾

参考文献

- 2-1) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の疲労耐久性向上・長寿命化技術, JSSC テクニカルレポート, No. 71, 2007.
- 2-2) (社)土木学会鋼構造委員会：厚板溶接継手に関する調査研究小委員会報告, pp157, 2007.
- 2-3) 阪神高速道路公団：鋼床版箱げた標準設計図面集, 1982. 9.
- 2-4) 米倉徹, 長沼敏彦, 丸山悟, 佐藤徹：鋼床版トラフリップに発生した疲労損傷の補修・補強, 日本鋼構造協会第4回鋼構造物の補修・補強技術報告会, 1996.
- 2-5) 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, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol. 10, pp. 55-69 土木学会, 2007. 8.
- 2-6) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集, 1985. 3.
- 2-7) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集, 1978. 3.
- 2-8) 阪神高速道路公団：設計基準第Ⅱ部, 2000. 4.
- 2-9) 藤林美早, 田畑晶子, 西岡勉, 木代穰：鋼床版デッキ貫通き裂損傷に関する報告, 土木学会第61回年次学術講演会講演集, pp. 1089-1090, 2006. 9.
- 2-10) 平成17年度阪神高速道路定期点検結果, 阪神高速道路管理技術センター, 2006. 3.

第3章 疲労損傷の発生要因に関する検討

ここでは、各疲労損傷に対する既往の検討と考えられる発生要因について、以下に示す。

3.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部

デッキプレートと閉断面リブの溶接部から発生するき裂には、デッキ貫通き裂（タイプ①-s）、②ビード貫通き裂（タイプ①）の2種類がある（図-3.1）。

文献[3-1]、[3-2]では、ルート部からの疲労き裂発生に対して、溶け込み量の確保による応力集中の緩和が有効であるとし、75%以上の溶け込みの確保を要求している。

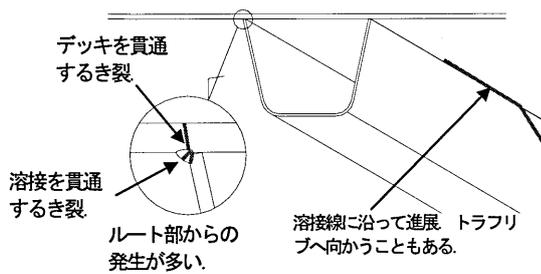


図-3.1 デッキプレートとトラフリブの溶接部から発生するき裂

3.1.1 デッキプレートを通る疲労き裂

デッキ貫通き裂の発生要因については、いくつかの検討結果が報告されている。文献[3-3]、[3-4]では、デッキプレート下面の溶接線ルート部の応力の正負に着目している。文献[3-3]では、現地応力計測とFEM解析を実施し、輪荷重が橋軸方向に移動することにより、デッキプレートと閉断面リブ溶接線ルート部のデッキプレート下面に橋軸直角方向の正負交番応力が発生することを確認している。文献[3-4]では、鋼床版供試体を用いた輪荷重走行試験を実施し、デッキ貫通き裂を再現している。そして、輪荷重試験機を稼働させた状態で超音波探傷を実施することにより、輪荷重の移動によってデッキ貫通き裂が開閉することを確認している。

また、閉断面リブ溶接部の溶け込み量に着目した検討結果も報告されている。文献[3-5]では、鋼床版1パネルをモデル化した供試体による定点荷重疲労試験とFEM解析により、疲労き裂の性状に対する溶接溶け込みの深さの影響を検討している。疲労試験ではデッキ貫通き裂とビード貫通き裂を再現しており、溶け込み深さの影響については以下のように報告されている。

- 1) ダブルタイヤ（50kN×2）で閉断面リブウェブを跨ぐ荷重の場合（図-3.2）、溶け込み深さにかかわらず、A点、B点（図-3.4）に高い応力が生じるため、それら

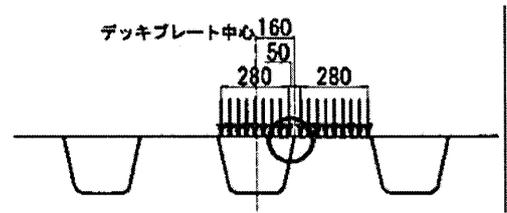


図-3.2 ダブルタイヤ荷重³⁻⁵⁾

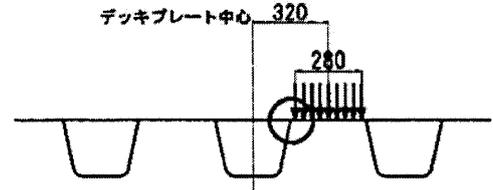


図-3.3 シングルタイヤ荷重³⁻⁵⁾

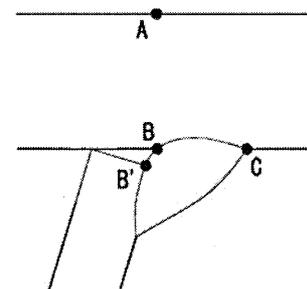


図-3.4 疲労亀裂発生起点³⁻⁵⁾

の位置が疲労破壊起点となる。

- 2) シングルタイヤ（50kN×1）で閉断面リブウェブの外側に荷重の場合（図-3.3）、発生応力の大きさから判断すると、溶け込み浅い場合は、B'点が破壊起点となる可能性が高い。また、溶け込み深い場合は、B点とC点が破壊起点となる可能性が高い。

文献[3-6]では、デッキプレートと閉断面リブの溶接ルート部から生じるき裂について、エフェクティブノッチストレスの概念を取り入れることにより、発生要因の解明と発生を抑制するための構造検討をしている。デッキプレートと閉断面リブの溶接量が75%ある場合は、溶け込みが悪い場合に比べて疲労耐久性が高く、溶け込みが悪い場合はデッキ貫通き裂が発生しやすいのみではなく、ビード貫通き裂を生じさせる可能性があるとしている。

閉断面リブと横リブ交差部におけるデッキ貫通き裂についても文献[3-7]～[3-9]で検討されている。文献[3-7]では、閉断面リブと横リブの交差部における閉断面リブとデッキプレート間の縦方向溶接の溶接ルート部に発生する応力は、支間中央部のそれと比べて高く、交差部からの疲労き裂発生の可能性がより高いとしている。これは、横リブ交差部では閉断面リブが拘束されているため、デッキプレートのたわみに対して閉断面リブ自体が変形できず、

その変形が溶接部に集中してしまうことが原因であると考えられている。

文献[3-8]では、閉断面リブと横リブの交差部に生じるデッキ貫通き裂を対象とし、鋼床版2パネルをモデル化した供試体による疲労試験と3次元弾性有限要素応力解析(図-3.5)を行い、疲労損傷に対するスカラップの有無と溶接溶け込み深さの影響について検討している。疲労試験では、いずれの溶け込み深さ(30%, 75%)においても、スカラップなしの場合の疲労寿命はスカラップを設けた場合よりも明らかに短くなっている。また、スカラップなしでは、溶け込みを深くした場合に疲労寿命が短く、スカラップありでは溶け込み深さによる疲労寿命の差は認められない。

解析では、スカラップありのモデルに比べて、スカラップなしのモデルで得られた主応力は明らかに大きく、スカラップなしの試験体で疲労寿命が短かったことと対応している。また、溶接溶け込みを0%から75%に深くすることにより、主応力はスカラップありのモデルでは大きく、スカラップなしのモデルでは逆に小さくなっている。溶接溶け込みについては、応力解析結果と疲労試験結果は対応していない。

以上より、デッキ貫通き裂を防止するためには、デッキプレート・閉断面リブと横リブ交差部にスカラップを設ける構造の方が、スカラップなしの構造に比べて、有利であるとしている。

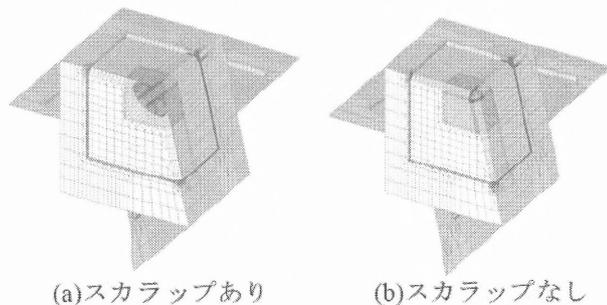
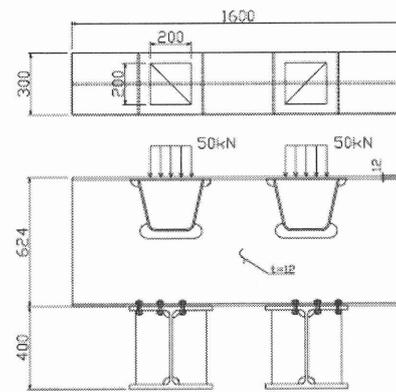


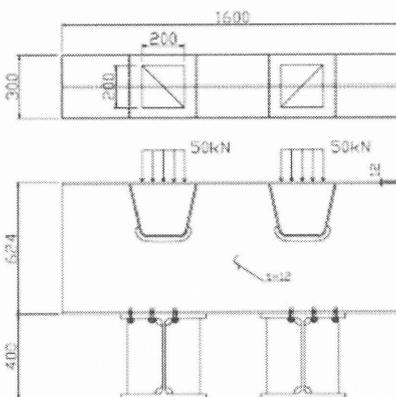
図-3.5 解析モデル要素分割図³⁻⁸⁾

文献[3-9]では、横リブ部近傍を想定した鋼床版部分模型試験体を用いてデッキ貫通き裂を再現している。試験体1は、閉断面リブ下端スカラップ形状を旧タイプとし、デッキ・横リブ・閉断面リブの三溶接線の交差部にスカラップを設けた。試験体2では、H14年の道路橋示方書に準拠した閉断面リブ下端の形状とし、三線交差部のスカラップは埋め戻した(図-3.6)。疲労試験の結果、新旧スカラップでのデッキ貫通き裂に対する寿命などの有意な差異は確認されていない。

このようにデッキ貫通き裂の発生要因については、デッキプレート下面に発生する応力、閉断面リブ溶接の溶け込み量、スカラップの有無の影響などに着目した研究がなされている状況である。



(a) 試験体 1 (case1)



(b) 試験体 2 (case2)

図-3.6 試験体³⁻⁹⁾

3.1.2 溶接ビードを貫通する疲労き裂

ビード貫通き裂については、いくつかの検討結果が報告されている。文献[3-7]では、実際に疲労損傷が発生しているM大橋(3径間連続鋼床版箱桁橋)を対象として、鋼床版箱げた橋の疲労損傷発生メカニズム解明を試みている。FEM解析の結果から、輪荷重の直接載荷による閉断面リブウェブ間のデッキプレートのたわみとそれに追従する閉断面リブの相互変形挙動が原因であるとしている。

文献[3-10]では、部分試験片を用いた疲労試験を実施し、閉断面リブ厚6mmでのど厚が最小レベル(4mm程度)、標準的(6mm程度)、最小レベルに2mm増し盛り(4mmに2mm増し盛り)の場合に、文献[3-11]の実験によるS-N曲線が適用できるかどうか検討している。疲労試験の結果、いずれの場合もど厚断面の応力で整理した文献[3-11]の提案式が適用可能であり、既設橋の予防保全を想定した増し盛り溶接によるど厚増加は疲労耐久性向上に有効であるとしている。

このようにビード貫通き裂の発生要因については、ど厚の大きさなどに着目した様々な研究がなされている段階にある。

3.2 閉断面リブの突合せ溶接部

閉断面リブ突き合わせ溶接部におけるき裂は図-3.7のようにコーナー部を起点としたものが多くを占めている。首都高速道路では、平成18年12月末時点で、供用後10年を経過した橋梁に関して、概ね85%の橋梁で点検が完了しているが、当き裂発生箇所は全数4,786箇所に対して4%程度となっている³⁻¹²⁾。また、阪神高速道路における点検結果では全損傷数1,825箇所に対して3%弱程度となっている³⁻¹³⁾。

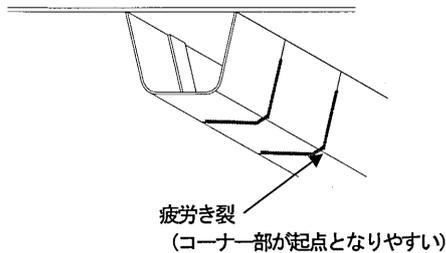


図-3.7 閉断面リブ突き合わせ溶接部のき裂

閉断面リブ突合せ溶接部は以下のような応力状態が想定される。

- ・縦リブ支間中央より $L/4$ (L : 縦リブ支間長) 程度横リブまたは横げた寄りに配置されており、床組としての応力が発生している。
- ・現場溶接の順序 (閉断面リブの底面から溶接するか、側面から溶接するか) によっては、変形拘束により引張残留応力が生じ疲労強度の低下が考えられる。

疲労き裂は、閉断面リブコーナー部の突合せ溶接ルート部、またはビード表面余盛止端部から発生している。これは以下のような施工性からくる溶接欠陥に起因しているものと考えられる。(図-3.8)

- ・裏当て金と閉断面リブの密着度が低く、融合不良が生じ易い (特に閉断面リブコーナー部)。
- ・製作・架設誤差により適切なルートギャップ確保が困難であり、ルートギャップが小さいと溶け込み不良が生じる可能性が大きい。
- ・作業空間が狭く、溶接技量も高度 (上向き姿勢) であることが要求されるため、溶接品質確保が困難である。

以上より、閉断面リブ突合せ溶接部は現場溶接施工時に引張応力が残留し、交通供用下では比較的高い応力を受ける。また、溶接品質を確保しにくい構造ディテールと溶接施工性から溶接欠陥を引き起こし、それを起点として疲労き裂が発生するものと考えられる。

閉断面リブ突き合わせ溶接部における疲労損傷に対しては、種々の検討が行われているが^{3-14)~3-19)}、ここでは以下の検討に対する結果を紹介する。

- 1) 現場突き合わせ溶接の施工条件と継手品質との関係、及び溶接欠陥と疲労強度との関係について
- 2) 現場溶接の順序の差異による残留応力と疲労強度との関係について

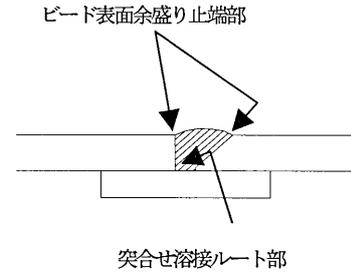


図-3.8 推定される疲労き裂の起点

3) 裏当て金取り付けディテールと疲労強度との関係について

まず、1) 現場突き合わせ溶接の施工条件と継手品質との関係については、文献[3-14]で検討されている。現場突き合わせ溶接は上向き、立向きの溶接姿勢で行わなくてはならず、主げた腹板や横げた・横リブが近傍にあるため狭い場所で溶接作業を行う必要があり、溶接欠陥が生ずる可能性が高い。このため、縦げた一リブ間隔を変えることや、開先形状や目違い量を変化させた施工試験を実施している。また、溶接作業者の技量も継手品質を左右する要因であるため、経験年数の違う作業員で施工試験を行っている。施工試験の結果、以下のことが確認されている。

- ・目違い量の大小と溶接欠陥との関係は見られない。
- ・開先加工を省略した試験体では不溶着部が発生する。
- ・縦げた一リブ間隔は300mm以上確保する必要がある。
- ・経験年数の浅い作業員が施工した試験体の品質は劣る。

また、施工試験で溶接欠陥が生じた供試体より試験片を切り出して、疲労試験を実施することにより、溶接欠陥と疲労強度との相関関係を調べた。その結果、ほとんどの溶接欠陥は疲労強度にあまり影響しないが、ルート部周辺に発生する溶接欠陥とビード表面余盛止端部の仕上げ状況は疲労強度に影響するとされている。

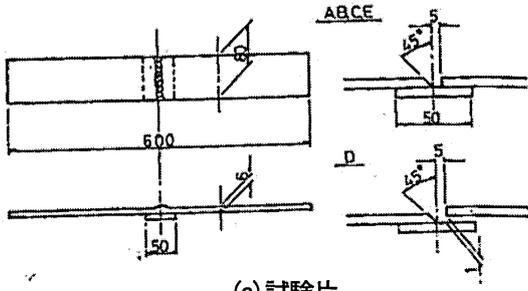
次に、2) 現場溶接の順序の差異による残留応力と疲労強度との関係については、文献[3-15]で述べられている。疲労試験を行うに際して、溶接順序を変えた供試体を製作し残留応力を計測している。(図-3.9) 溶接順序の違いについては以下としている。

- i) 閉断面リブ底面第1層→側面第1層→底面第2層→側面第2層
- ii) 閉断面リブ側面第1層→底面第1層→側面第2層→底面第2層

この結果、以下のことが確認されている。

- ・ i) の場合、閉断面リブ底面には約100 MPaの圧縮残留応力が生じている。
- ・ ii) の場合、閉断面リブ底面には約50 MPaの引張残留応力が生じている。
- ・ i) , ii) のいずれの場合においても、曲げ加工部には200 MPa~300 MPaの圧縮残留応力が生じている。

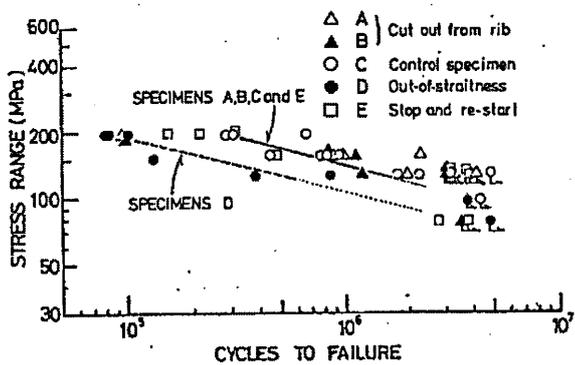
また、疲労試験の結果として、閉断面リブ底面部に約



(a) 試験片

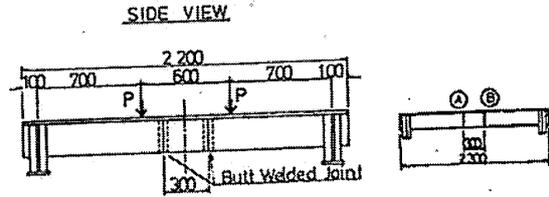
例	特色
A	現場突合せ溶接と同様な方法で接合されたトラフリップの側面から切り出した試験片
B	現場突合せ溶接と同様な方法で接合されたトラフリップの底面から切り出した試験片
C	下向き姿勢で溶接接合された試験片
D	発錆した裏当て金を用い、1mmの肌すきを設け上向き姿勢で溶接された試験片
E	溶接接合部の中央部に溶接棒継ぎを設け上向き姿勢で溶接された試験片

(b) 溶接施工法

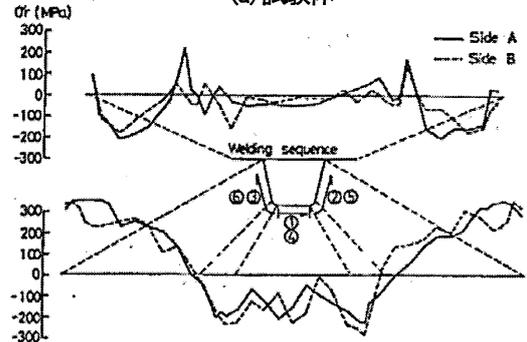


(c) 疲労試験結果

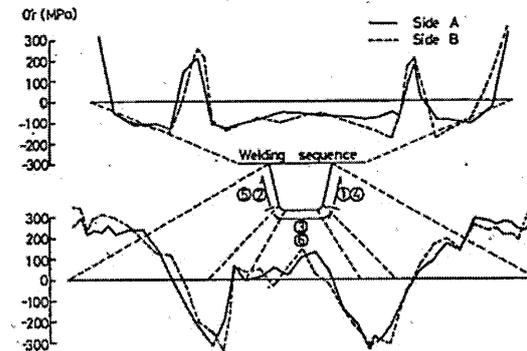
図-3.9 溶接施工法と疲労試験結果³⁻¹⁵⁾



(a) 試験体



(b) 閉断面リブ底面より溶接時



(c) 閉断面リブ側面より溶接時

図-3.10 残留応力³⁻¹⁵⁾

100MPa の圧縮残留応力が生じる供試体の方が疲労強度の高いことが示されている。(図-3.10) ここでは、溶接順序による影響を確認する以外に、溶接継手部の目違い量やルート間隔がどのように影響するかについても着目しており、以下のことも確認されている。

- ルート間隔を小さくした場合、溶接に不溶着部が生じる。
- 溶接内部欠陥が疲労強度に及ぼす影響は小さい。

3) 裏当て金取り付けディテールと疲労強度との関係については、文献[3-16]で述べられている。供試体の詳細は以下のとおりである。(図-3.11)

- TYPE-A 裏当て金の取り付け溶接を突き合わせ溶接の開先内で行う。(英国などで標準的)
- TYPE-B 開先でない側の閉断面リブ上に裏当て金のエッジを長さ50mmのすみ肉溶接で取り付ける。
- TYPE-C TYPE-B と同じ位置に連続すみ肉溶接で取り付ける。(日本における標準型)

- TYPE-D 裏当て金の両側エッジをすみ肉溶接で取り付ける。(現場継手には出来ないディテール)
- TYPE-E TYPE-B と同様なエッジにランダムな位置にシヨートビード溶接で取り付ける。

以上の供試体では、溶接部の品質が悪くなると予想される供試体に対して、疲労強度との相関関係を確認するため、ルート間隔を6mmとし、2mmの目違いを設けている。

疲労試験からは以下の結果が得られている。(図-3.11)

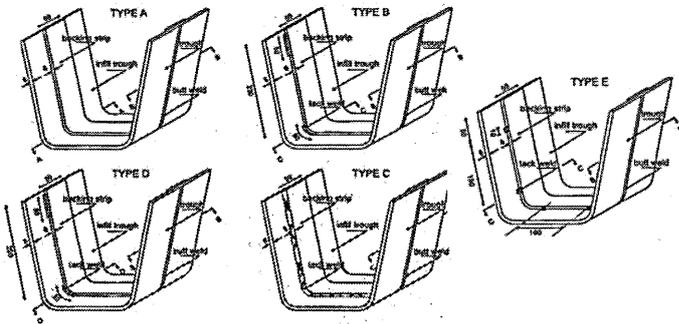
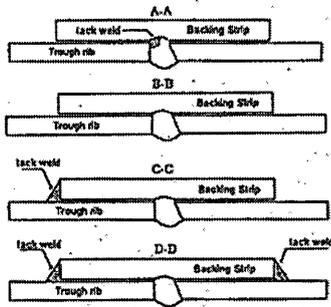
- TYPE-A の供試体は、比較的疲労強度が高いことが確認された。ただし、開先内で行った組立溶接が融合不良となる場合があるため、施工に注意する必要がある。
- TYPE-D 以外の供試体に発生する疲労き裂は、ルート部における閉断面リブコーナー部で検出された。コーナー部においては融合不良や溶接欠陥が発生する状況が見受けられる。
- 供試体の違いによる疲労強度の大きな差異は認められなかった。

これらの試験結果からは以下のことが述べられている。

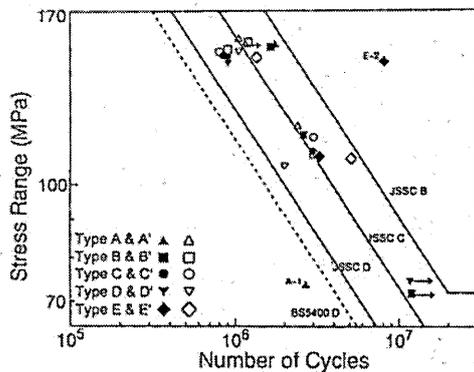
- 英国などで採用されている開先内仮付け方式と、わが国

で標準的に行われている開先の反対側エッジを連続すみ肉溶接で取り付ける方式では、疲労強度上の差異は認められなかった。

- ・開先部における閉断面リブと裏当て金とを密着させるためにも、開先内をすみ肉溶接する方式は有効であると考えられる。
- ・閉断面リブの突合せ溶接部における溶接施工の優劣が疲労強度に与える影響が大きいいため、新設橋における適用には注意を要する必要がある。



(a) 供試体の種類



(b) 疲労試験結果

図-3.11 供試体と疲労試験結果³⁻¹⁷⁾

3.3 デッキプレートと主げたの垂直補剛材の溶接部

デッキプレートと垂直補剛材の溶接部のき裂の発生要因は、垂直補剛材直上の輪荷重載荷時にデッキがたわむのを垂直補剛材が拘束し、先端のすみ肉溶接部に応力が集中するのが要因と推定される。文献[3-20]では、ダブルタイヤが閉断面リブウェブを跨いで載荷された時の変形お

び最小主応力を計算しており、垂直補剛材とデッキプレートのまわし溶接部において、デッキプレートの板曲げ変形に起因する応力集中が発生しているのを確認している(図-3.13)。

文献[3-7]では、垂直補剛材上端部とデッキプレートの溶接長が短く、また橋軸直角方向に配置される数少ない部材であることから、全体的な床版の変形を局部的に拘束することで、局部応力を生じさせているとしている。

き裂の発生は、輪荷重の直上載荷に伴うデッキプレートのためみ変形を、垂直補剛材が拘束することで、補剛材先端のまわし溶接部に局部的な応力集中が発生し、その繰返しにより発生したと推定される^{3-21), 3-22)}。

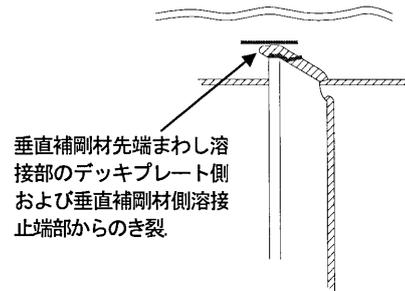


図-3.12 デッキプレートと垂直補剛材の溶接部から発生するき裂

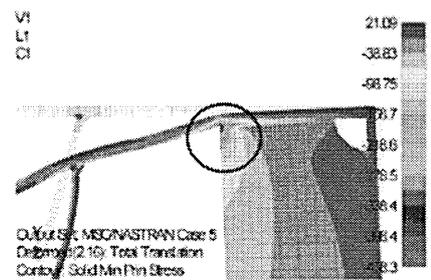


図-3.13 変形および主応力(ダブルタイヤ載荷時)³⁻²⁰⁾

3.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部

3.4.1 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部

縦リブと横リブー閉断面リブにおいて想定されるき裂は、図-3.14 のとおりであるが、そのうち既往文献などから、主要なき裂として次のタイプに分類できる。

- タイプ④-a 閉断面リブ側まわし溶接止端から閉断面リブウェブに進展するき裂(図-3.15)
- タイプ④-b スリットまわし溶接止端部またはこぼ面から横リブに進展するき裂(図-3.16)
- タイプ④-c 上側スリットのまわし溶接止端部からのき裂

阪神高速道路の平成 18 年度末の点検結果では、損傷数は、表-3.1 に示すとおり、タイプ④-a が多い³⁻²³⁾。タイプ④-a は、き裂数 192 箇所内、その 65% である 125 箇所は、現場添接部に隣接する交差部に発生している。現場添接部は、閉断面リブの板厚は一般部の 6 mm に対して、8 mm と増厚されていることや、リブウェブ面に板厚 14 mm の添接板が取り付けられていること、添接部の前後に密閉ダイヤフラムが設けられていること、などの特徴があり、現場添接部は曲げ剛性およびねじり剛性が高い。タイプ④-b のき裂は、図-3.16 に示すように、スカラップの両端部の切れ込みを大きくした構造ディテールで、スリットまわし溶接止端部またはこば面を起点に横リブに進展している。これらのき裂は、主げたからの張り出し部の非常駐車帯の直下であり、車両がほとんど通過しない場所で発生している。

首都高速道路では、文献[3-24]では、閉断面リブにおけるトラフリブおよびYリブにおける縦リブと横リブ交差部において、38 径間、1,259 箇所にき裂が報告されている。文献[3-25]では、首都高速道路を対象に下側スリットのき裂を対象に分析が行なわれている。既設路線の 7 橋梁における箱げた内の点検結果における下側スリットに発生したき裂 195 箇所について、その発生位置と鋼床版構造および輪位置の関係を分析している。

- ・下側スリットの溶接部のき裂発生位置では、閉断面リブ側止端部（タイプ④-a）が 177 箇所と圧倒的に多く、次に横リブ側止端部が 17 箇所、溶接ビード中央が 1 箇所となっている。
- ・き裂発生位置を橋軸方向で整理すると、横リブスリット部の 176 箇所（約 90%）のき裂が、現場継手部の直近の横リブに集中している。
- ・輪位置との相関では、輪直下付近のき裂は 164 箇所（約 84%）であり、その内橋軸直角方向で整理すると、101 箇所（約 62%）が主げたウェブ近傍の第 1 閉断面リブに発生している。

また、首都高速道路においては、タイプ④-c の交差部の横リブの上側スリットにおいてもき裂が発生しており、その数はき裂全体（N=4,786）の 1% 程度と報告されている³⁻¹²⁾。

閉断面リブと横リブ・横げたの交差部に発生するき裂は、き裂タイプに対応して発生メカニズムが検討されている。

タイプ④-a のき裂に対して、文献[3-26]では、FEM 解析および移動輪荷重試験を実施している。その際の交差部断面は、図-3.15 に示す構造ディテールを用いている。FEM 解析により、ボルト添接部に隣接した交差部は、隣接していない交差部に対して、閉断面リブ側のまわし溶接部近傍で、3 割程度発生応力が高くなっている。また、ボルト添接部を再現した大型試験体による移動輪荷重試験により、載荷荷重 118kN、載荷回数 69 万回で閉断面リブ側止端において長さ 12 mm のき裂を発生させている。

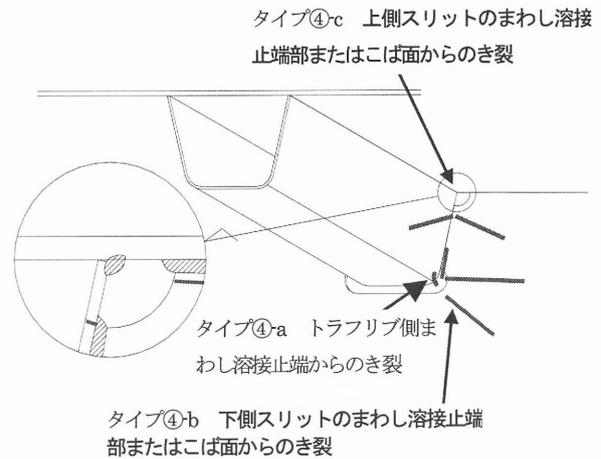
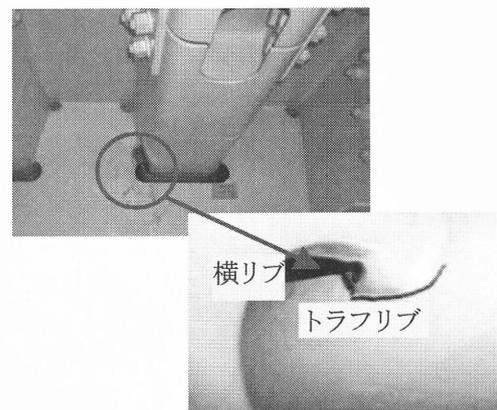
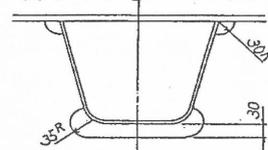


図-3.14 縦リブと横リブ閉断面リブにおいて想定されるき裂

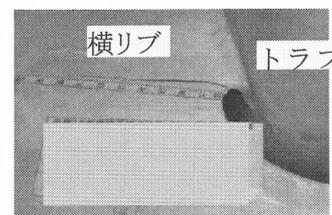


(a) タイプ④-a のき裂状況

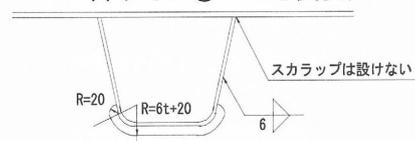


(b) 交差部断面の構造ディテール

図-3.15 閉断面リブ側まわし溶接止端からのき裂（タイプ④-a）の状況と交差部断面の構造ディテール³⁻²³⁾



(a) タイプ④-b のき裂状況



(b) 交差部断面の構造ディテール

図-3.16 スリットまわし溶接止端部またはこば面からのき裂（タイプ④-b）の状況と交差部断面の構造ディテール³⁻²³⁾

表-3.1 き裂タイプに対する損傷数³⁻²³⁾

き裂タイプ	タイプ④-a	タイプ④-b	計
径間数	32	3	35
き裂数	278	24	302

以上より疲労き裂の発生メカニズムは、閉断面リブ支間部において閉断面リブウェブ直上に輪荷重が載荷された場合、閉断面リブが剛性の高いボルト添接部などにおいて、断面形状を保持しながらねじられる様な変形挙動を示し、閉断面リブと横リブの交差部では、横リブの拘束により、スカラップにおいて、載荷と同一の閉断面リブウェブのまわし溶接部では引きちぎられる様な引張力が、載荷と反対側の閉断面リブウェブのまわし溶接部では押し込まれるような圧縮力がそれぞれ作用し、局所的な応力集中状態となる。載荷位置により溶接部が交番状態となり、疲労に厳しい環境となっている。

また、文献[3-25]では、既設の3径間連続鋼床版において重量調整車による載荷試験を行なっている。主げた間のデッキプレート厚12mmの箇所と、主げたウェブに隣接しているデッキプレート厚19mmの箇所で計測を行い、その結果、現場添接部に隣接した交差部では、応力範囲は一般部の約3倍大きいこと、主げたウェブ近傍箇所では、主げた間の応力範囲より約2倍大きいことを確認している。

横リブの上下スリット部の疲労き裂問題に対して、文献[3-27]では、横リブウェブの面外曲げに着目して3連ジャッキ載荷システムにより疲労試験を行なっている。その結果、以下のことが確認されている。

- ・閉断面リブ・横リブ交差部のスカラップ周りでは膜応力成分と面外曲げ応力成分が同程度生じる。
- ・閉断面リブ・横リブ交差部の下側スカラップ回りでは、膜応力よりも大きな面外曲げ応力が発生する。
- ・閉断面リブ・横リブ交差部の疲労に対しては、横リブの面外変形よりも面内変形による影響が大きく、その影響を特に大きく受ける上側スカラップ周辺が弱点となる。

3.4.2 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部

閉断面リブと横リブ・横げたとの交差部において想定されるき裂を、図-3.17に示す。そのうち主要なき裂として、次のタイプに分類できる。

- タイプ B④-D1 横リブの下側スカラップ部のまわし溶接止端部を起点に、横リブに進展するき裂 (写真-3.1)
- タイプ B④-U1 上側スカラップ部のまわし溶接部を起点に、デッキに進展するき裂 (写真-3.2)
- タイプ B④-3 横リブと閉断面リブのすみ肉溶接に発生しているき裂

首都高速道路では、平成18年12月末時点で、供用後10年を経過した橋梁に関して、概ね85%の橋梁で点検が完了しており、その結果から、閉断面リブおよび平リブ形式に関しては、点検済み259径間において、65径間に損

傷が発見され、損傷数は、1,280箇所になっている³⁻¹²⁾。供用年度区分では、供用期間が長いほど損傷径間率が上がるという明確な相関が見られ、30年以上の橋では53%と高くなっている。き裂の発生位置は、閉断面リブも含めた鋼床版のき裂総数の4,786箇所の内、タイプB④-U1が6%となっている。

阪神高速道路(株)の点検結果では、閉断面リブは、損傷径間数は35径間、き裂数は1,172箇所と、閉断面リブも含めた鋼床版のき裂全体(1,825箇所)の64%を占めている³⁻¹³⁾。それらのき裂は、縦リブと横リブ交差部に集中しており、損傷径間数は34径間、き裂数は、1,170箇所である。図-3.18に示すように、タイプB④-D1が最も多く872箇所と、次いで、タイプB④-U1が288箇所となっている。タイプB④-D1について、スカラップ半径の違いによる損傷発生(径間)数を整理すると、表-3.2に示すとおり損傷はスカラップ半径が30mm以下の橋梁に集中している。

これらのき裂に対しては、以下のように発生メカニズムに関する検討がなされている。

閉断面リブにおけるバルブリブに対して、まわし溶接止端部を起点に横リブに進展するき裂(タイプB④-D1)は、下側スカラップ半径が30mm以下の橋梁に集中していることから、文献[3-28]ではスカラップ半径に着目したFEM解析を行なっている。その結果、縦リブと横リブとのまわし溶接の止端部における応力は、スカラップ半径R=40mmの場合は、R=30mmに対して約20%となっており、スカラップの構造ディテールに依存する局所的な応力集中が疲労き裂の原因と考えられている。

上側スカラップ部におけるき裂(タイプB④-U1)に対して、文献[3-29]でFEM解析が行なわれており、横リブから橋軸方向にL/4離れた(L:横リブ間隔)縦リブ直上に載荷すると発生応力が最大となり、上側スカラップのまわし溶接部で高い応力集中が確認され、横リブ直上載荷時ではその現象は見られないことから、閉断面リブからの作用(せん断)の影響が現れているとしている。また、横断方向に輪荷重の載荷位置が変わることにより、図-3.19のように交番する局部せん断変形が生じ、上側スカラップ付近の応力変動が大きくなる。閉断面リブのたわみによる影響に加えて、このような輪重による局所的な変形に起因する交番高応力の累積が疲労損傷の原因と考えられている。

スリットの形状に起因する疲労耐久性について、文献[3-30]でFEM解析、静的載荷試験および疲労試験が行なわれている。その結果、以下のことが確認されている。

- ・閉断面リブを用いた鋼床版の横リブに設けられたスリット自由端には、断面欠損を考慮したせん断応力度の約3~5倍以上の二次応力が発生する。
- ・スリット上縁のデッキプレートとの取り合い部には、スリット自由端より約20~25%高い応力集中が生じる。
- ・疲労試験の結果、疲労き裂はスリット上縁では閉断面リブの位置及びスリットの向きによらず発生し、スリット下端(自由端)においては最大主応力度が最大となる位

置に発生する。

- スリット構造を変更したモデルに対して行ったFEM解析の結果、スカラップを無くした両側溶接構造が応力低減に最も効果的であった。
- 標準的スリット構造の改良としては、スリット上端部スカラップを無くし、スリット上端部の幅を狭くするのが望ましい。

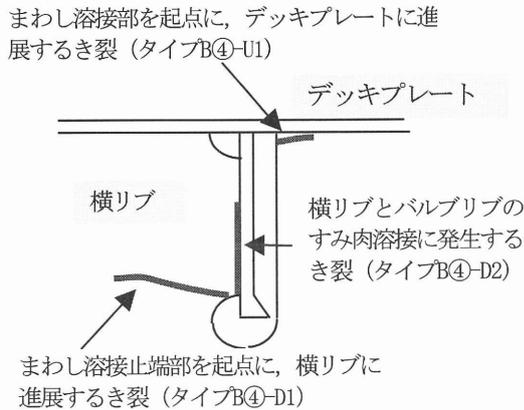


図-3.17 開断面リブと横リブ・横げたの交差部において想定されるき裂

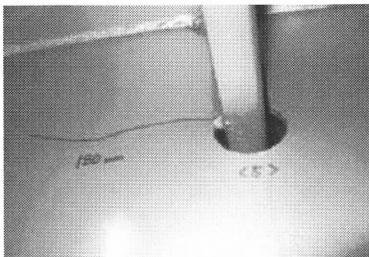


写真-3.1 横リブにおけるき裂の状況 (タイプB④-D1) 3-29)

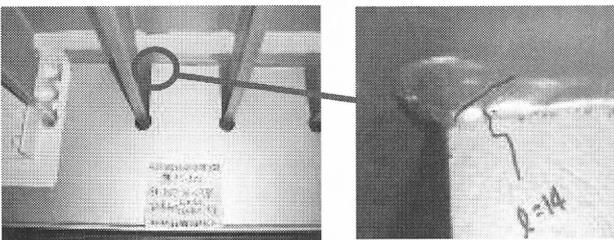


写真-3.2 上側スカラップ部におけるき裂の状況 (タイプB④-U1) 3-29)

表-3.2 下側スカラップ半径に対する損傷径間数 3-27)

半径 (mm)	25 以下	30	35	40 以上	合計
①設備径間数	108	114	57	439	718
② ①の内、損傷径間数	13	12	0	0	25
損傷発生率	12%	11%	-	-	4%

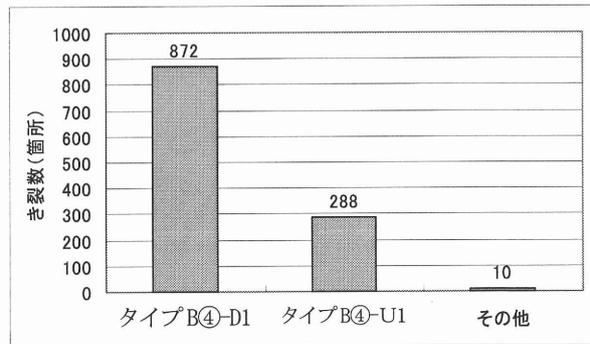


図-3.18 開断面リブにおけるき裂タイプ 3-27)

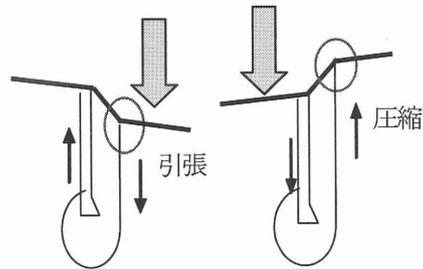


図-3.19 横リブと開断面リブスカラップ部変形モード 3-29)

3.5 開断面リブの高力ボルト継手部

開断面リブの高力ボルト継手部のスカラップ部における疲労き裂 (図-3.20) は、首都高速道路において全数 4,786 箇所の疲労き裂に対して 1%程度報告 3-12) されている。今後も発生することが予想されるため、以下に現在までに報告されている検討内容について記述する。

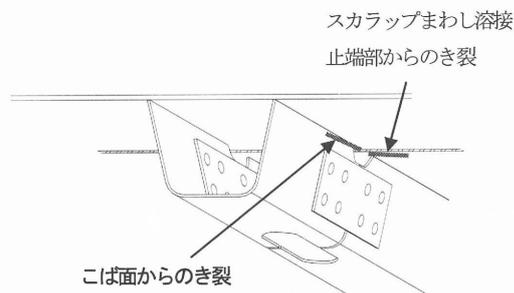


図-3.20 高力ボルト継手部のき裂

開断面リブ高力ボルト部は以下のような応力状態が想定される。

- 床組としての作用が大きい高力ボルト継手部には、施工上の配慮により設けられているハンドホール及びスカラップがあり腹板部に応力集中が起りやすい。
- スカラップ近傍の応力は、アスファルト舗装の影響を受け温度に依存する。冬季と比較して、夏季における発生応力が大きくなる。
- スカラップ近傍の応力は、荷重荷重位置に影響を受ける。横断方向の荷重位置の違いにより、応力の作用方向が変

化する。

室内試験の結果では、疲労き裂はスカラップのまわし溶接止端部及びこぼ面から発生している³⁻³¹⁾。これは下フランジに設けられたハンドホールが存在により腹板側に応力が流れ、スカラップ近傍部に応力集中が生じることに起因していると考えられる。

このことから、閉断面リブ添接部におけるスカラップとハンドホールは、施工可能な範囲（現場溶接施工時における裏当材装着や非破壊検査を考慮すると）で極力小さい寸法とする必要がある。「鋼道路橋の疲労設計指針」³⁻³²⁾においてスカラップ寸法は80mm以下とする記述もある。

閉断面リブ形式の縦リブ添接部における疲労損傷に対し、既往の文献において以下のような検討が行なわれている。

- 1) 添接形式の違いによる疲労強度の差について
- 2) スカラップ寸法の違いによる疲労強度の差について
- 3) 舗装の温度依存性、デッキプレート厚の違いによる疲労強度の差について

まず、1)については文献[3-33]で述べられている。添接形状としては以下の2タイプに関して静的な耐荷力の確認試験を実施している。（図-3.21）

- ・Aタイプ 継手部近傍において、縦リブ厚を6mmから8mmに増厚する構造。この場合、板継ぎ箇所には裏当て金を用いている。
- ・Bタイプ 裏当て金を用いた増厚は行わず、縦リブ厚6mmを通す構造

試験結果からは、以下のことが確認されている。

- ・いずれの供試体においても、添接板の端付近で閉断面リブ下フランジの応力が添接板で連結されている腹板側に流れる傾向がある。
- ・いずれの供試体においても、添接板下端における実測応力は、内側添接板の方が外側と比較して大きくなる。
- ・Bタイプ供試体の耐荷力はAタイプと大差は無いため、疲労強度の高いBタイプの構造が適しているものと考えられる。

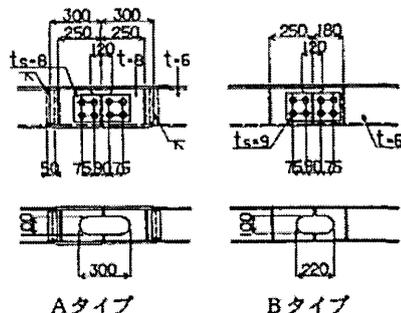


図-3.21 供試体の形状³⁻³³⁾

次に、2)については文献[3-31]で述べられている。

供試体は図-3.22のように設定されている。

- ・スカラップ寸法は120mm, 75mm, 55mmの3種類について検討している。
 - ・スカラップは等曲げ区間、荷重直下、せん断力作用区間に設け、作用力の影響について検討出来るようにした。
- 以上の供試体に対して疲労試験を実施した。

試験結果からは、以下のことが確認された。

- ・疲労き裂はデッキプレートにおける縦リブスカラップのまわし溶接止端部及びスカラップこぼ面に発生した。（図-3.23）
- ・せん断力が作用する箇所では、疲労強度が低下することが確認された。
- ・スカラップを小さくすることにより、疲労強度を改善することが確認された。（図-3.24）

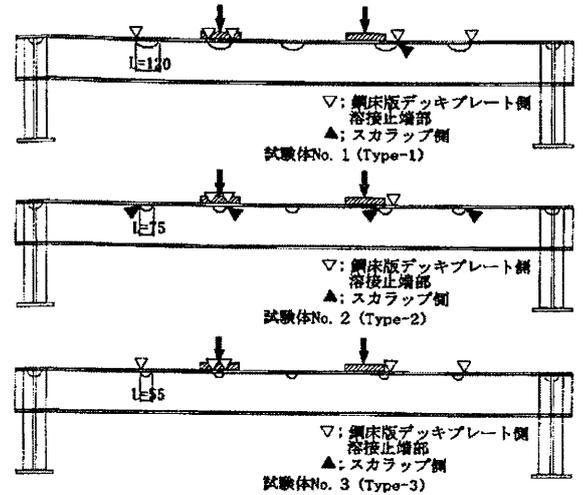


図-3.22 供試体³⁻³¹⁾

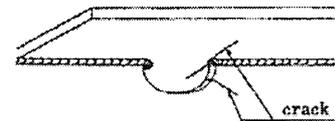


図-3.23 き裂発生状況³⁻³¹⁾

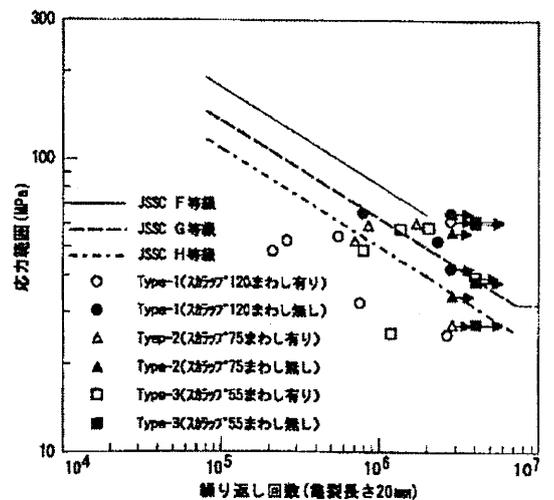


図-3.24 疲労試験結果³⁻³¹⁾

また、2)及び3)については文献[3-34]で述べられている。

試験は実橋における応力測定を行い、FEM解析で確認を行っている。以下の観点により、試験を実施している。

- ・閉断面リブのスカラップに発生する応力がアスファルト舗装の温度依存性による相違があるかどうかを確認する

ために、実橋による載荷試験を行い、FEM 解析を実施している。

- ・スカラップ寸法が 75mm, 125mm の 2 種類について静的載荷試験及び FEM 解析を実施し、発生応力の違いを確認している。
- ・デッキプレート厚が 12mm, 14mm の 2 種類について静的載荷試験及び FEM 解析を実施し、発生応力の違いを確認している。

試験及び解析結果から、以下のことが確認された。

- ・アスファルト舗装の温度依存性の確認のため行った実橋の計測値と FEM 解析値を比較した場合、タイヤの接地圧分布が考慮されていないことから、解析結果の方が舗装による低減効果が過大に評価される。
- ・解析結果では、スカラップ近傍の応力は舗装による応力緩和効果が確認された。
- ・実橋における応力測定の結果、夏季におけるスカラップ近傍の応力は 100N/mm^2 と高い値となった。この場合、載荷位置はスカラップ直上であった。
- ・スカラップ近傍の局部応力は、横断方向の載荷位置の微妙な違いにより応力が大きく変化する。これは、例えば輪荷重を縦リブ内側に載荷した場合は、縦リブ腹板が面外方向に膨らむ変形モードが生じるが、僅かな位置の違いにより異なる変形モードが生じることからも伺える。

(図-3.25)

- ・載荷試験の結果、スカラップ長 75mm の応力振幅は 120mm の場合の 80% となった。スカラップ長を小さくすることが疲労強度を向上させることが確認された。
- ・FEM 解析結果、デッキプレートを厚くすることがスカラップ近傍部の応力低減に有効であることが確認された。デッキプレート厚を従来の 12mm を 18mm に増厚することで、スカラップ近傍部の局部応力は 63% の低減となった。

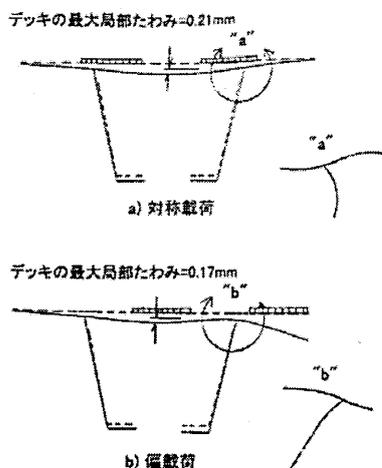


図-3.25 輪荷重位置による変形モード³⁻³⁴⁾

参考文献

3-1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002. 3.

3-2) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針, 2002. 3.

3-3) 川畑篤敬, 江崎正浩, 加藤靖, 杉村誠, 鈴木大也, 原直人, 矢ヶ部彰, 横山薫：鋼床版のデッキ貫通型亀裂に関する一考察, 第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 23-28, 2004. 11.

3-4) 川畑篤敬, 井口進, 廣中修, 鈴木統, 齊藤史郎：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, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 247-252, 2006. 7.

3-5) 森猛, 嶋原志保, 中村宏：溶接溶け込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリ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.

3-6) 菅沼久忠, 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.

3-7) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝：鋼床版箱桁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.

3-8) 皆藤悠太, 森猛, 永崎央輔：鋼床版横リブ交差部のデッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験と応力解析, 土木学会第 62 回年次学術講演会 I-010, pp. 21-22, 2007. 9.

3-9) 栗原康行, 川畑篤敬：鋼床版デッキ貫通き裂発生メカニズムの検討, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, I-545, pp. 1087-1088, 2006. 9.

3-10) 川上順子, 伊藤進一郎, 川畑 敬, 松下裕明：鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部の疲労試験, 土木学会第 60 回年次学術講演会 I-397, pp. 791-792, 2005. 9.

3-11) 土木学会：鋼床版の疲労, pp. 32~37, 1990. 8.

3-12) 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, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 Vol. 10, pp. 39-53, 2007 年 8 月.

3-13) 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, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol. 10, pp. 55-69, 2007. 8.

3-14) 佐伯彰一, 西川和廣, 滝沢 晃, 新田篤志：鋼床版縦リブ現場溶接継手の施工条件と疲労強度, 土木技術資料 23-8, 9-14, 1981.

3-15) 近藤明雅, 山田健太郎, 青木尚夫, 菊池洋一：鋼床版の閉断面縦リブ現場溶接継手の疲労強度, 土木学会論文集 No340, 49-57, 1983. 12.

3-16) 三木千壽, ミューラホルヘ：鋼床版縦リブ現場継手部の疲労強度について, 鋼構造論文集, 第 5 巻第 18 号, pp. 11-20, 1998. 6.

3-17) 李東郁, 堀川浩甫：裏当金を有する片面溶接継手の疲労強度, 土木学会論文集 No362, 81-86, 1985. 10.

3-18) 藤井裕司, 松本毅, 三木千壽, 小野秀一：鋼床版縦リブ継手部の圧縮疲労強度, 土木学会構造工学論文集, Vol. 39A, 999-1009, 1993. 3.

- 3-19) 山田健太郎, 近藤明雅, 肖志剛, 井上治郎: 鋼床版
トラフリブ現場継ぎ手部の疲労き裂と耐久性評価に
ついて, 土木学会第 59 回年次学術講演会 I-542,
1081-1082, 2004. 9
- 3-20) 石川誠, 江崎正浩, 村越潤, 有馬敬育: 鋼床版デッ
キプレートと主桁ウェブ垂直補剛材溶接部の疲労損
傷補修・補強構造検討, 土木学会第 61 回年次学術講
演会 I-541, pp. 1079-1080, 2006. 9
- 3-21) 高田佳彦, 川上順子, 青木康素, 坂野昌弘, 酒井優
二: 半円切欠き工法による鋼床版垂直補剛材溶接部
の疲労対策の検討, 第 15 回鋼構造シンポジウム講演
論文集, pp. 343-350, 2007. 11
- 3-22) 川村勝, 高田佳彦, 流田寛之, 坂野昌弘, 嘉指教:
デッキプレートと垂直補剛材溶接部の予防保全対策,
土木学会第 60 回年次学術講演会 I-401, pp. 799-800,
2005. 9
- 3-23) 平成 18 年度阪神高速道路構造物点検, 阪神高速技
術株式会社, 2007. 3
- 3-24) 土木学会鋼構造委員会: 厚板溶接継手に関する調査
研究小委員会報告, pp157, 2007. 10.
- 3-25) 山本泰幹, 御嶽讓, 木村真二, 林暢彦, 栗原康行:
Uリブ鋼床版の横リブ交差部の疲労耐久性向上に関
する検討, 第 15 回鋼構造シンポジウム講演論文集,
pp. 301-308, 2007. 11.
- 3-26) 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,
第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 2006. 7
- 3-27) 三木千壽, 館石和雄, 奥川淳志, 藤井裕司: 鋼床版
縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度, 土木
学会論文集 No519/I-32, 127-137, 1995. 7.
- 3-28) 夏秋義広, 高田佳彦, 流田之, 松下洋, 坂野昌弘:
鋼床版の横リブ高さおよびスカラップ形状が疲労強
度に与える影響, 土木学会第 60 回年次学術講演,
I-400, 797-798, 2005.
- 3-29) 川上順子, 米谷作記子: 鋼床版疲労損傷補修補強手法
検討, 阪神高速道路株式会社技報, 第 23 号, 2007. 1.
- 3-30) 岩崎雅紀, 寺尾圭史, 深沢誠: 開断面縦リブを使用
した鋼床版横リブの疲労損傷防止検討, 土木学会構
造工学論文集, Vol. 38 A, 1021-1029, 1992. 3.
- 3-31) 吉岡昭彦, 町田文孝, 三木千壽, 越後滋, 多田賢,
吉家賢吾: 鋼床版縦リブのスカラップの疲労強度に
ついて, 土木学会第 50 回年次学術講演会 I-380,
760-761, 1995. 9.
- 3-32) 尾下里治, 金崎智樹, 伊藤進一郎, 井上雅夫: 鋼床
版縦リブ継手部の耐荷力実験結果, 土木学会第 49
回年次学術講演会 I-155, 309-309, 1994. 9.
- 3-33) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, pp46,
2002. 3.
- 3-34) 大橋治一, 藤井裕司, 三木千壽, 小野秀一, 村越潤:
鋼床版の現場継手部近傍の局部応力と変形挙動, 土
木学会論文集 No556, I-38, 6 5-76, 1997. 1.

第4章 疲労損傷の対策に関する検討

ここでは、各疲労損傷に対する既往の検討と対策に関する報告についてまとめる。

4.1 デッキプレートと閉断面リブの溶接部

4.1.1 デッキ貫通き裂に対する対策

相模川に架かる国道134号「湘南大橋」では、平成11年9月に鋼床版部の舗装に発生したポットホールを調査したところ、デッキ上面まで貫通したデッキ貫通き裂が確認された⁴⁻¹⁾(図-4.1)。き裂の発生位置は、走行車両の車輪直下であった。湘南大橋は、RC床版部167.9mと鋼床版区間530.1mからなり、架設後約20年が経過している。近年では日交通量は37,000台を超え、そのうち大型車交通量は6,800台超(大型車混入率18.4%)である。このデッキ貫通き裂については、応急対策として当て板補強が施工された。その後の平成15年の詳細な調査により、デッキ貫通き裂が322箇所、ビード貫通き裂が122箇所発見され、平成17年には恒久対策としてSFRC舗装が施工された(図-4.2)。

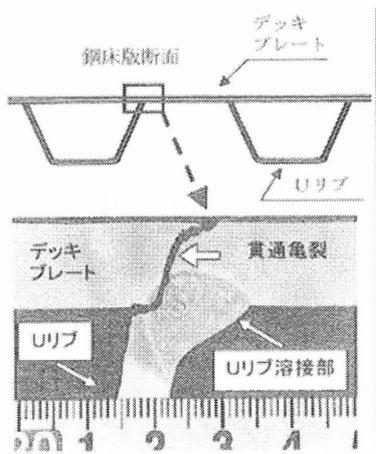


図-4.1 デッキ貫通き裂の断面マクロ⁴⁻¹⁾

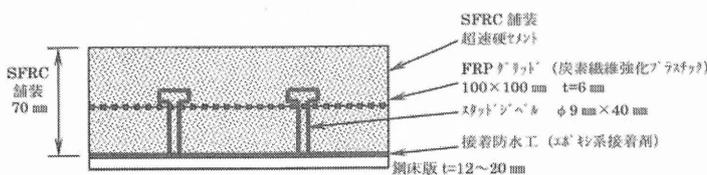


図-4.2 SFRC舗装の構成⁴⁻¹⁾

名古屋市と東海市の境界に架かる天白大橋では、2003年(供用後約20年)に舗装を撤去したところ、デッキプレート上面まで貫通した長さ1.9mと0.7mのデッキ貫通き裂が確認された⁴⁻²⁾。き裂は、重量車両の走行が多い中央車線の右輪の下あたりに発生していた。BWインによる計測の結果、総重量80t程度の重車両も走行し、軸重も18t程度のものが見られ、かなり厳しい交通荷重にさらされて

いることがわかった。このデッキ貫通き裂に対しては、応急対策として当て板補強が施工されている。

首都高速道路では、平成16年10月に中央環状線葛飾ハープ橋において舗装のポットホール内の鋼床版上面に長さ700mmのき裂が発見された⁴⁻³⁾。引き続き実施された緊急点検により同様な損傷が3箇所で見られている。デッキ貫通き裂はこれまでに9件確認されているが、応急対策として当て板補強を施工している(写真-4.1)。

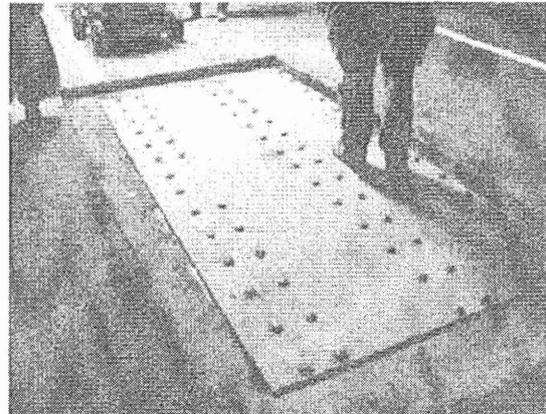


写真-4.1 デッキ貫通き裂箇所に設置する
応急補強の例⁴⁻³⁾

阪神高速道路では、2007年3月現在で全鋼床版ストック1,347径間のうち、142径間の1,825箇所にき裂損傷が発見されている⁴⁻⁴⁾。そのうち、デッキ貫通き裂は1箇所、ビード貫通き裂は127箇所である。文献[4-5]では、デッキプレートと閉断面リブ溶接線の疲労対策として、交通規制を必要としない、補強、予防保全対策を検討している。FEM解析および実橋をモデル化した供試体による静的試験により応力低減効果を評価した結果、閉断面リブ間当て板(図-4.3)は70%程度の応力低減効果があった。さらに閉断面リブ内にモルタル充填を併用すると、ピーク応力が1/5程度に低下し最も効果的な対策工法であると認められた。

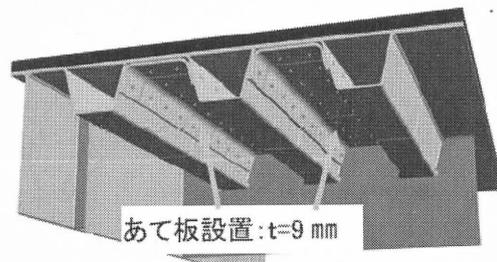


図-4.3 Uリブ間当て板設置方法⁴⁻⁵⁾

この他、文献[4-6]では、デッキ貫通き裂が発生した橋梁でデッキプレート厚とき裂発生の有無の関係を調査し、溶接長当りの損傷発生率が示されているが(図-4.4)、デッキプレートの板厚が厚い場合は疲労損傷が確認されていない。予防保全方法のひとつとして、デッキプレート

の増厚も有効になる可能性がある。

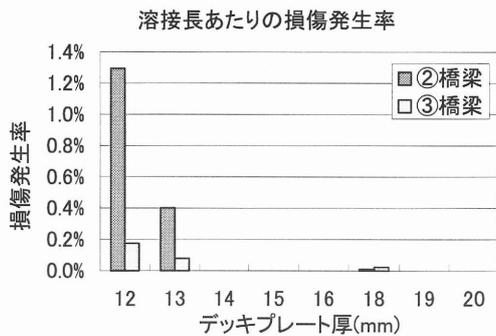
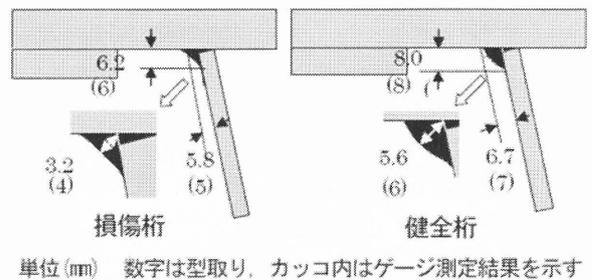


図-4.4 溶接長あたりの損傷発生率⁴⁻⁶⁾

4.1.2 ビード貫通き裂に対する対策

首都高速道路では、ビード貫通き裂はこれまでに約450箇所の損傷が確認されており、応急対策としてストップホールが施工されている⁴⁻³⁾。なお、これらの損傷のうち、約4割はデッキプレートや閉断面リブ母材に進展していることが確認されている。

阪神高速道路では、2007年3月現在でビード貫通き裂は127箇所に発見されている⁴⁻⁴⁾。文献[4-7]では、平成8年道路橋示方書により設計された橋長34mの単純鋼床版Iげた橋に発生したビード貫通き裂を対象として詳細な損傷調査を行い、補修補強方法として供用下での施工が可能な溶接補修を採用することし、施工性について検討している。損傷げたのデッキプレート厚は12mm、閉断面リブの板厚は6mmであり、溶接部はサイズ5mmのすみ肉溶接となっている。兵庫県南部地震後に再構築され平成9年度に供用再開したが、平成14年度の定期点検において損傷が発見された。き裂損傷はデッキプレートと閉断面リブの縦方向溶接部に32箇所発生し、車輪が直接载荷する位置の直下に集中している。調査結果では、損傷げたの閉断面リブ溶接部のサイズは設計値5mmを満たしているものの、のど厚は4~6mm程度と、隣接する健全なけたと比較して1~2mm程度小さい(図-4.5)。また、溶込み深さも最小0.3mmと小さいことがわかった。溶接施工試験(写真-4.2)では、溶接除去についてはガウジングにより溶着金属をはつりとり、その後の開先加工および成形はグラインダーにより施工した。溶接手法は被覆アーク溶接及びCO₂半自動溶接を用い、溶接除去後に再溶接、および増盛溶接を実施した。図-4.6にそれぞれの溶接断面の概念図を示す。また供用下での溶接施工については、現地計測の結果、一定の割合で溶接部の振動加速度が溶接作業管理限界値を超える可能性があるが、その際には再度溶接を行うことを前提として実施可能であると判断した。補修工事は既に実施され、その後定期的に監視が続けられている。現在、補修後2年以上経過しているが、補修部に再度き裂が発生するような事態は生じておらず、良好な状態を保っている。



単位(mm) 数字は型取り, カッコ内はゲージ測定結果を示す

図-4.5 溶接寸法計測結果⁴⁻⁷⁾

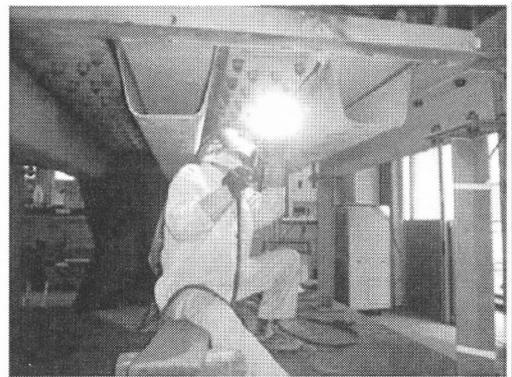


写真-4.2 再溶接施工性試験状況⁴⁻⁷⁾

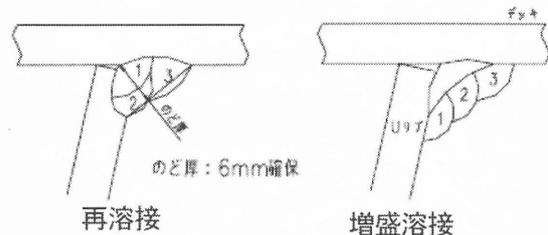


図-4.6 溶接断面概念図⁴⁻⁶⁾

4.2 閉断面リブの突合せ溶接部

愛知県の知多半島に架かるAK橋では、2003年のローラー支承脱落時に桁内点検を実施し、その際に閉断面リブ突合せ溶接部における疲労き裂が発見された⁴⁻²⁾。AK橋が建設された1978年ごろは、長尺の標準的なトラフリップが入手出来ず、2.5m程度の鋼板をプレスし製作していた。継手部は裏当て金を用いて工場溶接を行っており、橋梁全体で1,070箇所あった。また、現場継手部は橋梁全体で640箇所あった。点検の結果、輪荷重直下の閉断面リブの突合せ溶接部で疲労き裂が発生しており、全部で61箇所の疲労き裂が発見された。

補修・補強の検討の結果、き裂が生じた突合せ溶接部をガウジングではつり、再溶接する方法を採用した。(写真-4.3) 施工し際して、以下の条件をつけた。

- ・現場の状況を反映した溶接施工試験を実施する。
- ・開先とルートギャップを確保するための治具を製作する。
- ・溶接作業者は十分な練習を積んだ後に作業にあたる。

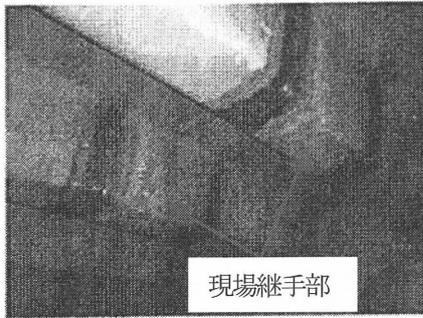


写真-4.3 突合せ溶接部の補修状況⁴⁻²⁾

疲労損傷に対する予防措置は、3.2で記述した検討結果を反映して以下の事項が挙げられる。

1) 現場突き合わせ溶接の施工条件と品質を向上させる方策 (図-4.7⁴⁻⁸⁾)

- ・溶接施工条件を向上させるため、主げた(縦げた)一閉断面リブ間隔は300mm以上確保する。
- ・溶接部の溶け込みを確保するため、開先加工を施す。
- ・溶接作業が困難であるため、所定の資格を有する作業者を担当させ、ルート部の溶け込みに注意して施工するように指導する。
- ・溶接欠陥を無くすため、ルート間隔を大きくする。(3~5mm)

2) 突き合わせ溶接部の疲労強度を向上させる方策

- ・現場突き合わせ溶接の施工順序は、引張残留応力を発生させないために、閉断面リブ底面第1層→側面第1層→底面第2層→側面第2層とする。
- ・開先部における閉断面リブと裏当て金の密着を良くするため、開先内に連続すみ肉溶接で仮付けを行う。

以上が新設橋を製作する際の対処方法である。

なお、閉断面リブの接合部への突合せ溶接の適用は疲労強度の確保が困難なため、「鋼道路橋の疲労設計指針」⁴⁻⁹⁾では高力ボルト接合形式の採用を標準としている。

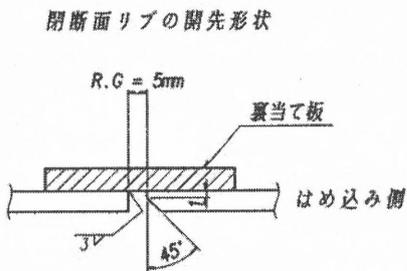


図-4.7 閉断面リブ突合せ溶接部の開先形状の例⁴⁻⁸⁾

4.3 デッキプレートと主げたの垂直補剛材の溶接部

愛知県西部のAT橋では、2004年の点検で垂直補剛材がデッキプレートに溶接された部位に多数の疲労き裂が見つかった⁴⁻²⁾。AT橋は、木曽川を渡る3径間連続鋼床版箱桁

(3@80m=240m) 4連で1984年に供用が開始されている。大型車の交通が比較的多い路線であり、上下線とも箱桁のウェブに近い位置に左車輪の走行位置がある。垂直補剛材がデッキプレートに溶接されているのは上下線で674箇所あり、a)き裂無しは35箇所、b)き裂(小)は320箇所、c)き裂(中)は106箇所、d)き裂(大)は212箇所、e)デッキプレート貫通は1箇所であった。デッキプレートを貫通したき裂については、上下から添接板を当て、皿ボルトで固定する形で補修・補強した。また、簡易な補修・補強方法として、垂直補剛材上端に半円孔をあけて応力緩和する方法も検討されている。

首都高速道路では、小松川橋梁(Yリブを採用)で昭和60年頃の点検において既に損傷が発見されており、全144箇所に対して139箇所と、ほぼ全ての垂直補剛材に損傷が発見された⁴⁻³⁾。このときの調査結果は、以下のとおりである。

- a) 補剛材側止端、デッキPL側止端の両側からき裂は発生していた。
- b) デッキプレートに発生もしくは達したき裂は77箇所であった。
- c) デッキプレートに発生したき裂はデッキPL板厚方向に進展し、最大深さは7mmであった。

補修に関しては、き裂深さ6mm以上の場合にはストップホールにて対応、それ以外のき裂はガウジングにより除去し溶接補修を実施した。また、垂直補剛材近傍の局所的な変形を緩和するために垂直補剛材上端をガス切断により除去し、T型の補強材^{4-3), 4-10)}をデッキプレートと溶接により接合した(図-4.8)。補修・補強は平成3年度に実施されたが、平成14年度の点検で、補強部材の鉛直部材側の溶接止端からの損傷発生が確認された(写真-4.4)。当初発生していた損傷と同じタイプの損傷が発生していることになり、文献[4-3]では今後さらなる検討が必要であるとしている。

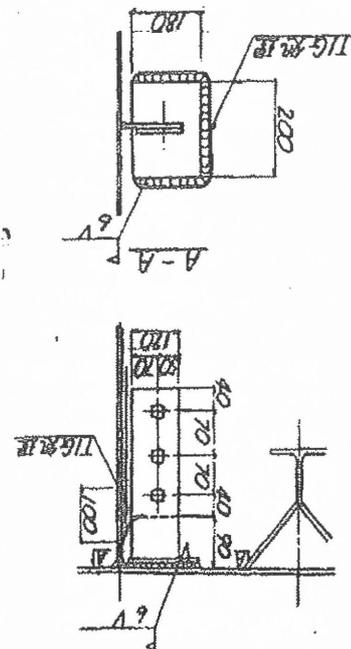


図-4.8 T型補強構造⁴⁻³⁾

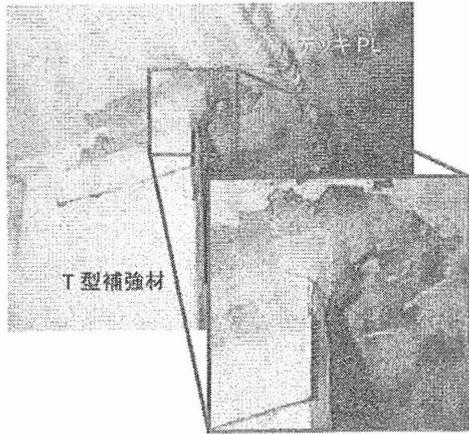


写真-4.4 補強構造に発生した損傷⁴⁻³⁾

首都高速道路の舞浜大橋では平成8年度の西行箱桁内点検により損傷が発見された⁴⁻³⁾。損傷は主桁の垂直補剛材、計56箇所において発見され、そのうち9箇所はデッキプレート側の損傷であった。このときの補修・補強は、垂直補剛材とデッキプレートの溶接金属内にとどまっている損傷に関しては、垂直補剛材側上端を切断しアングルにて補強を行った(図-4.9)。デッキプレート側の損傷に関しては、該当箇所の舗装をはつり、鋼床版上面及び箱桁内からの完全溶け込み溶接により補修を行っている。

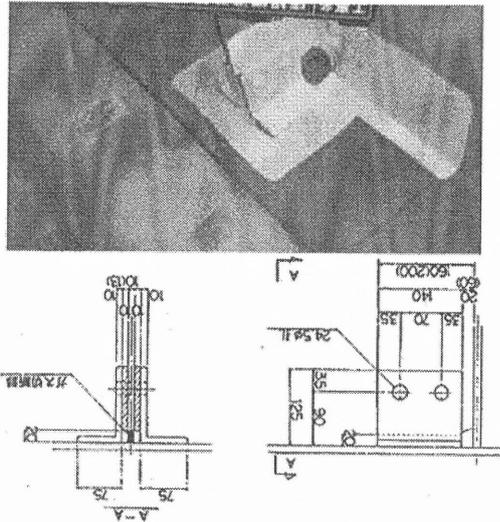


図-4.9 垂直補剛材補強構造⁴⁻³⁾

阪神高速道路では、30径間、157箇所垂直補剛材とデッキプレート溶接部のき裂が発見されており、その全てが閉断面リブ形式の箱桁ウェブの垂直補剛材に発生している⁴⁻⁴⁾。き裂が発生した垂直補剛材は、全て車両(タイヤ)走行の直下に位置しており、デッキプレートに進展、貫通する事例も確認されている。

上記の対策のほかにも様々な補強方法が検討されているが、以下にL形鋼をデッキプレートに密着させる補強方法と半円孔による局部応力の低減を示す。

文献[4-11]～[4-14]では、L形鋼をデッキプレートに密着させるリフトアップ工法が考案されている。リフトアッ

プ工法とは、垂直補剛材に補強用L形鋼を取り付け、L形鋼のフランジ部をデッキプレートに密着させることにより溶接止端部の局所応力を低減させる工法である。桁下空間からの作業のみで補強が行えることが利点である⁴⁻¹¹⁾。

文献[4-11]～[4-13]では、図-4.10に示すように補強用L形鋼とデッキプレートとを密着させるためにテーパカーラーの利用を提案している。応力測定試験の結果、この補強によりデッキプレートと垂直補剛材のまわし溶接部(溶接止端から橋軸直角方向に2mmの位置)において約30%の応力低減が確認された。さらに、疲労試験(図-4.11)およびFEM解析を行うことにより疲労亀裂の発生防止および進展防止効果も確認している。なお、補強材とデッキプレートとの密着部には間詰め材を使用している。間詰め材としては、鉛板、CRゴム、エポキシパテ、チタニウムパテ、セメント系グラウト材が検討されており、これらの中でも高い補強効果(ある程度高いヤング率を有している)と優れた作業性(隙間を十分に埋めるよう変形が可能)が得られるエポキシパテを採用している。

また、文献[4-14]では油圧ジャッキを利用してリフトアップ荷重を管理することにより補強用L形鋼とデッキプレートとの密着性を向上させるリフトアップ工法(写真-4.5)も提案されている。

これらのリフトアップ工法は、予防保全の一手法としての効果が期待できるものと考えられる。今後の課題として、i)初期亀裂を有する場合の初期亀裂寸法と亀裂進展遅延効果の解明、ii)適用条件の整理、iii)補強材形状およびリフトアップ荷重と応力低減効果との関係等に関する検討を行う必要があると思われる。

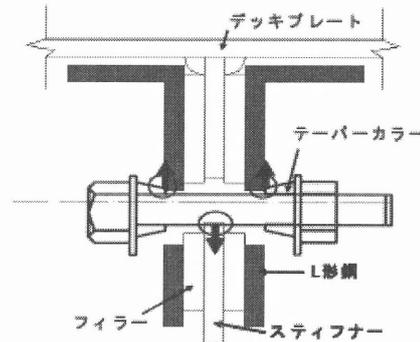


図-4.10 テーパーカーラーを利用したリフトアップ工法⁴⁻¹²⁾

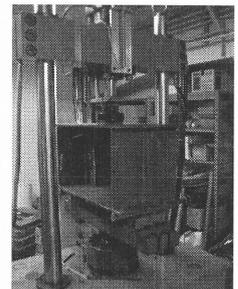
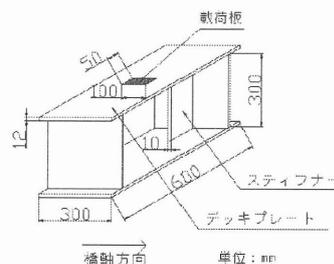


図-4.11 試験体⁴⁻¹¹⁾

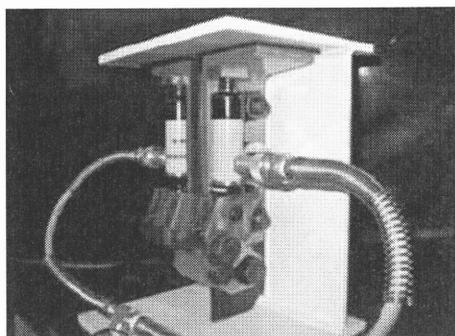


写真-4.5 油圧ジャッキを利用した
リフトアップ工法⁴⁻¹⁴⁾

垂直補剛材上端のデッキプレートとの溶接部の補修・補強方法として、垂直補剛材の上端近傍に半円孔を明けることで、まわし溶接部の局部応力を低減する検討が行われ、実橋で試行されている。半円孔の設置例⁴⁻¹⁵⁾を図-4.12に示す。この方法は、豪州の Westgate Bridge⁴⁻¹⁶⁾における横リブ上端のデッキプレートとの溶接部の疲労損傷の補修・補強方法として採用された。その後、鋼 I 桁の主桁と横桁に取り付けられたウェブギャップ板についても応力低減や疲労寿命向上効果が確認されており、実橋で採用されている⁴⁻¹⁷⁾⁻⁴⁻²⁰⁾。

鋼床版の垂直補剛材上端に対しては、鋼 I 桁のウェブギャップ板の研究で検討されたパラメータである半円孔の位置や径について、応力低減や疲労寿命の向上効果を定量的に検討されている。これらの検討結果から、半円孔の径を増加するほど、半円孔の位置を垂直補剛材上端に近づけるほど、垂直補剛材上端のまわし溶接部の局部応力は低減できるが、円孔壁に生じる応力が大きくなることが確認されている⁴⁻²¹⁾⁻⁴⁻²⁷⁾。また、半円孔を明けることで、既存き裂の進展を遅延させる効果もあるとの報告もある⁴⁻²⁷⁾。

垂直補剛材上端の半円孔による補修・補強方法は、デッキプレートの曲げ剛性が垂直補剛材端部で急激に増大することで生じるデッキプレートの局部曲げ変形がき裂の発生要因となっていることから、垂直補剛材端部によるデッキプレートの剛性急変を半円孔により減じようとする方法である。したがって、半円孔はガス切断ではなく、機械加工で明けることが前提となる。また、円孔壁に高い応力が生じるため、応力集中部の円孔壁のこぼ面やコーナ一部を丁寧に仕上げる必要がある。半円孔を垂直補剛材に近づけすぎると、デッキプレートと垂直補剛材の溶接未溶着部が円孔により表面化することで、疲労寿命が低下することも考えられるため、注意が必要であると考えられる。

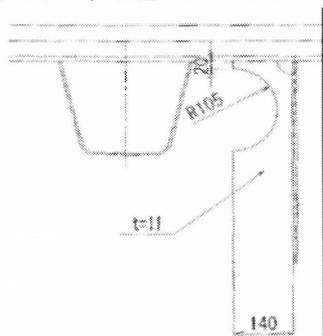


図-4.12 半円孔の設置例⁴⁻¹⁵⁾

4.4 縦リブと横リブ・横げたの交差部

4.4.1 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部

下側スカラップの閉断面リブ側まわし溶接止端部を着目部として、FEM 解析を行なっている⁴⁻²⁸⁾。着目部の応力低減を目的に、図-4.13 に示すとおり、横リブ位置で閉断面リブフランジの回転変形を拘束させる、横リブと閉断面リブとを結合させた補強モデルを作成し、補強前モデルとの比較を行っている。FEM 解析の結果、添接部の密閉ダイフラム近傍に载荷したときに着目部に最大応力が発生し、その時の応力は補強前に対し 20%以下にまで低減した結果を得ている。

そこで、文献[4-29]では、横リブウェブと閉断面リブとを結合を図るために、同構造を図-4.14 に示すように、アングル材をボルト接合で横リブウェブと閉断面リブとを連結させる補強を提案し、疲労試験を行っている。

図-4.15 は、実橋の添接部を再現した供試体の概要を示す。閉断面リブは 4 本、横リブは 3 本で構成し、添接板を挟んだ横リブ間隔は実橋とほぼ等しい 2.4m とした。デッキプレートと閉断面リブとの溶接は、実橋に準じて、溶接サイズ 6 mm、閉断面リブ板厚に対する 30%程度溶込みとしている。

閉断面リブウェブを挟む形で載荷板を配置し、 $T=118\text{kN}$ で静的載荷し、補強の前後で着目部の発生応力を比較した。最大応力は 122N/mm^2 から 29N/mm^2 と 1/5 程度に低下する。また、応力範囲でも、約 1/2 となり応力低減効果が確認できた。また前述した文献[4-28]では疲労試験後補強を行っており、同様の載荷方法で移動輪荷重試験を行っている。その結果、150 万回走行したが、閉断面リブと横リブの交差部のき裂の進展はなく、き裂の進展防止効果も確認している。

文献[4-30]においても、横リブ交差部に着目した FEM 解析を行っている。FEM 解析における着目点として、図-4.16 に示すように、U4 は閉断面リブ側止端(止端から 2mm)で、R7 は横リブ側止端(止端から 2mm)である。U4 は閉断面リブ間の密閉ダイア側偏載で、R7 は閉断面リブウェブ直上の横リブ直上付近で、それぞれ载荷した場合に最大応力が発生する。補修補強は、図-4.17 に示すように、Detail-A, B はスリット端部を斜め上方に切り欠いた形状で、閉断面リブと横リブの拘束度を緩和させ、応力集中箇所をまわし溶接部から遠ざけることを狙った構造である。Detail-C は閉断面リブの回転変形を L 形鋼により拘束するもので、Detail-D は、Detail-A と Detail-C とを組み合わせた構造となっている。

図-4.18 に示す FEM 解析の結果、U4 の発生応力は、L 形鋼により補強する Detail-C, D は、L 形鋼により閉断面リブ底面を固定しているため、それぞれ 32%、17%と応力低減効果が高くなっている。一方、R7 では、Detail-A, B はスリット形状を改良することで、応力集中がスリット R 部に発生することとなり、まわし溶接部に応力はほとんど生じない。Detail-C では、L 形鋼で閉断面リブ底面を固

定しているため、スリットが潰される変形となり、まわし溶接部に応力集中が発生している。スリット形状改良を併用した Detail-D では、応力集中がスリットR 部に発生することとなり、まわし溶接部に作用する応力は小さくなっている。なお、本検討の交差部断面の構造ディテールは、文献[4-28]および文献[4-29]の構造ディテールと異なることに注意する必要がある。

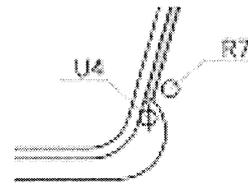


図-4.16 FEM 解析における着目点⁴⁻³⁰⁾

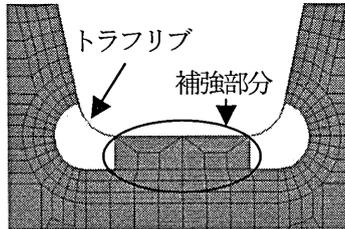


図-4.13 横リブウェブと閉断面リブとを結合させた FEM 解析モデル⁴⁻²⁸⁾

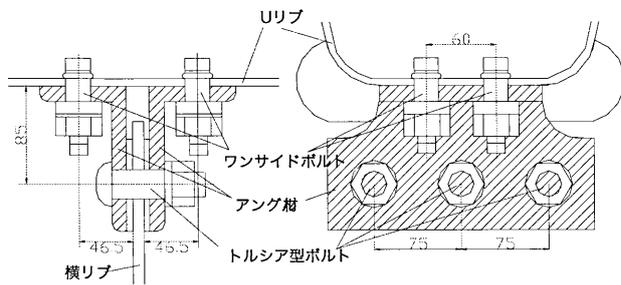


図-4.14 アングル材による補強工法⁴⁻²⁸⁾

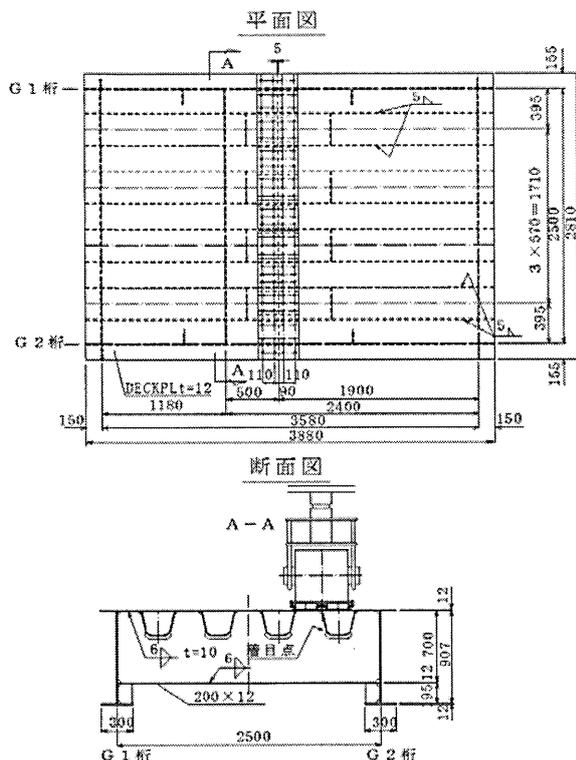


図-4.15 実橋の添接部を再現した供試体の構造概要⁴⁻²⁹⁾

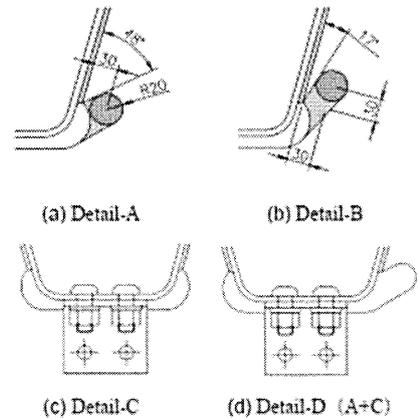


図-4.17 補修・補強案⁴⁻³⁰⁾

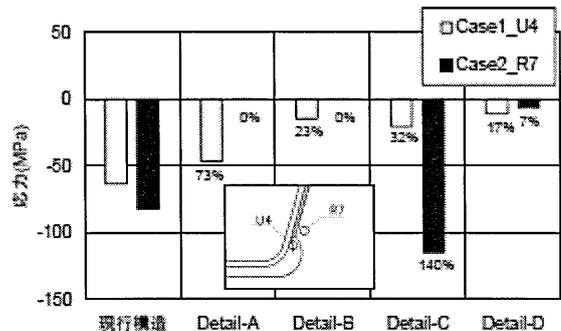


図-4.18 FEM 解析結果 (着目部の発生応力比較)⁴⁻³⁰⁾

4.4.2 閉断面リブと横リブ・横げたの交差部

閉断面リブと横リブ・横げたの交差部における上側スカラップからのき裂は、主に横リブの面内変形に起因すると推定された。その変形を低減させるためのせん断および曲げ剛性の向上策として、図-4.19 に示すスカラップを閉塞する形で縦リブと横リブとをアングル (L 形鋼) で添接し、横リブをせん断補強する案 (以下、アングル工という) を検討している⁴⁻³¹⁾。3.4.2 に紹介した FEM 解析モデルによりアングル工の応力低減効果の検証を行っている。

アングル補強により、スカラップまわりの局所せん断変形が抑制され、き裂タイプ B④-U1 の発生位置である上側スカラップの溶接部の発生応力のピークは、27%にまで低

下している。また、き裂タイプB④-D1の発生位置である下側スカラップ部も32%まで低下した。また、アングル設置による新たな応力集中は生じなかった。

また、文献[4-32]では、阪神高速道路神戸線明治橋の構造ディテールを再現した供試体により静的載荷試験を行っている。図-4.20に供試体の構造を示す。

アングル補強の前後のピーク応力を比較すると、上下スカラップ近傍共に補強前の1/2以下に低減し、両方に効果があることが明らかになった。

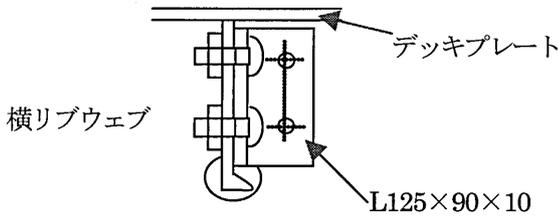
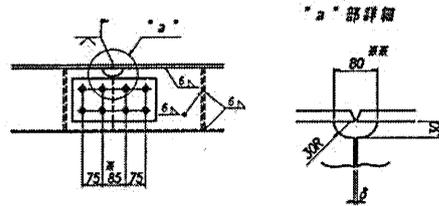


図-4.19 対策工の構造 (アングル工) 4-31)

- スカラップ長は、デッキプレートの現場溶接時に装着する裏当て金の設置が可能となる最小寸法とする。「鋼道路橋の疲労設計指針」⁴⁻⁹⁾により、80mm以下とする必要がある。
- デッキプレート厚を一般的に用いられている12mmより厚くすることがスカラップ近傍の発生応力を抑えることに有効である。
- 現場添接部近傍部の開断面リブ厚を増厚するために裏当て金を用いる構造は、疲労強度が低いため採用してはならない。
- コンクリート舗装やSFRC舗装などの剛性が確保出来る舗装を採用することも対策のひとつと考える。



※添付は、X線フィルムをカットして使用することを前提とした数値である

図-4.21 疲労損傷に対する予防措置⁴⁻⁹⁾

4.6 デッキプレートの橋軸方向継手部の横リブ・横げたスカラップ部

横リブ・横げたスカラップ部における疲労き裂の発生は、現状では報告されていない。しかし、今後発生することも予想されるため、疲労損傷に対する対策について記述する。この箇所における応力状態は開断面リブの高力ボルト継手スカラップ部と同様と考えられるが、構造的な欠点として以下の事項が挙げられる。

- スカラップ直上に輪荷重が載荷される可能性があり、スカラップによる断面欠損・形状変化に起因する局部応力が発生する。
- デッキプレートと横リブ・横げたの溶接がショートビードとなってしまう箇所に局部応力が発生する。このことから疲労損傷に対する予防措置は、4.5に記述した事項以外にデッキプレートの橋軸方向継手位置を輪荷重直下に設けないように計画することが挙げられる。

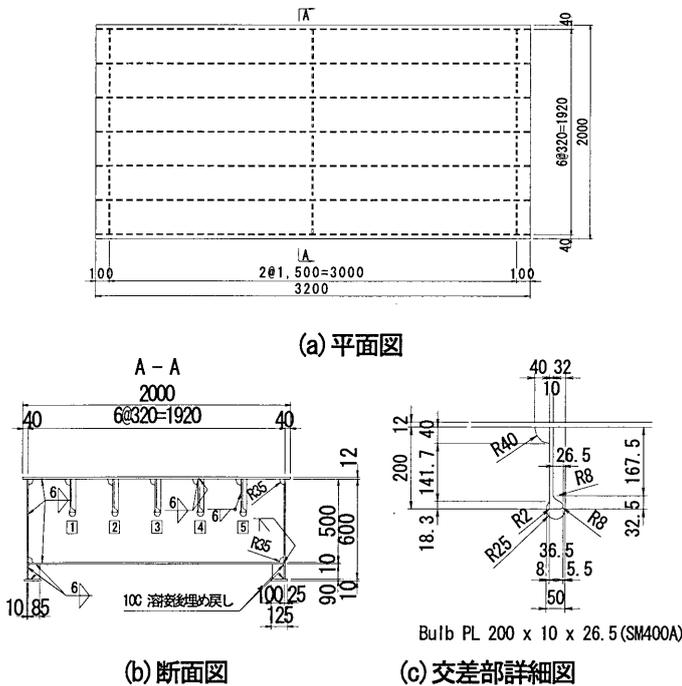


図-4.20 試験供試体⁴⁻³²⁾

4.5 開断面リブの高力ボルト継手部

現在のところ開断面リブの高力ボルト継手部に発生した疲労き裂に対する補修・補強を行った事例は見受けられないため、疲労損傷に対する対応策は、3.5で記述した検討結果を反映した以下の予防措置が考えられる。(図-4.21)

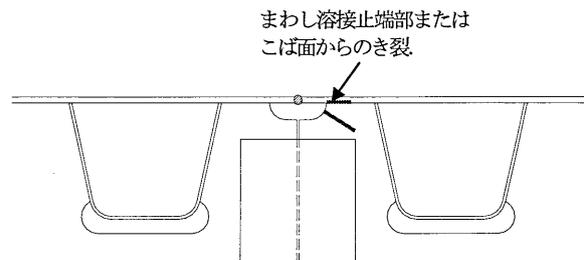


図-4.22 横リブ・横げたスカラップのき裂

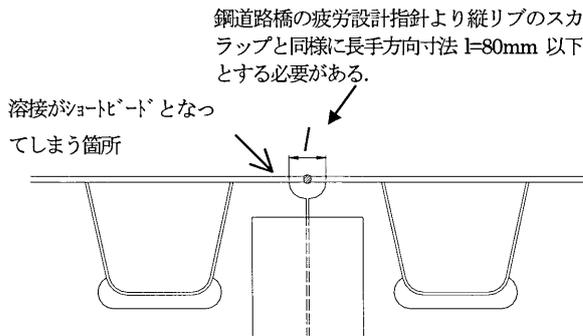


図-4.23 横リブ・横げたスカラップのき裂に対する対策

参考文献

- 4-1) 菊池孝雄, 児玉孝喜, 後藤和満: 湘南大橋における鋼床版の疲労対策, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 Vol. 10, pp. 1-10, 2007. 8.
- 4-2) 山田健太郎: 重交通下における鋼床版の疲労損傷一名古屋周辺での事例一, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 Vol. 10, pp. 11-18, 2007. 8.
- 4-3) 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, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集 Vol. 10, pp. 39-53, 2007年8月
- 4-4) 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, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol. 10, pp. 55-69, 2007. 8.
- 4-5) 高田佳彦, 青木康素, 酒井優二: 交通規制を必要としない鋼床版の疲労損傷対策工法の検討, 阪神高速道路株式会社技報, 第24号, 2008. 3.
- 4-6) 国土技術政策総合研究所資料: 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究, 国総研資料(発刊予定)
- 4-7) 川上順子, 高田佳彦, 坂野昌弘: 鋼床版の疲労損傷に対する溶接を用いた補修補強工法に関する検討, 第15回鋼構造シンポジウム講演論文集, pp. 371-376, 2007. 11.
- 4-8) 名古屋高速道路公社 工務部: 鋼構造物標準図集, 2004. 4.
- 4-9) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 2002. 3
- 4-10) 梶原一夫, 木暮深, 古閑俊之: 鋼床版橋に生じた疲労き裂の補修・補強, 第46回土木学会年次学術講演会, pp. 424-425, 1991. 9.
- 4-11) 小芝明弘, 公門和樹, 森猛, 田中雅人, 宮原幸春: 鋼床版垂直スティフナーすみ肉溶接部の疲労を考慮した補強方法, 土木学会第60回年次学術講演会 I-501, 999-1000, 2005. 9.
- 4-12) 大住圭太, 森猛, 山田浩二, 浅岡敏明: 鋼床版垂直スティフナーすみ肉溶接部の疲労を対象とした補強方法, 土木学会第61回年次学術講演会 I-540, 1077-1078, 2006. 9.
- 4-13) 大住圭太, 森猛, 田中雅人: 疲労亀裂を有する鋼床

版垂直スティフナーすみ肉溶接部の補強に関する検討, 土木学会第62回年次学術講演会 I-006, 11-12, 2007. 9.

- 4-14) 永崎央輔: 鋼床版垂直補剛材廻し溶接部のリフトアップ工法による補強方法の検討, 東骨技報 No. 53, pp. 83-90.
- 4-15) 高田佳彦, 川上順子, 青木康素, 坂野昌弘, 酒井優二: 半円切欠き工法による鋼床版垂直補剛材溶接部の疲労対策の検討, 第15回鋼構造シンポジウム講演論文集, pp. 343-350, 2007. 11
- 4-16) P. Grundy: Fatigue Studies of Westgate Bridge, Australian Structural Engineering Conference, pp. 81-87, 1994.
- 4-17) 貝沼重信, 山田健太郎, 西岡敬治, 中村一平, 石井博典: 鋼Iげた橋の主げた上フランジと横げたの取合部の応力緩和による疲労強度向上法, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 927-936, 1997.
- 4-18) 貝沼重信, 山田健太郎, 香川直輝: 鋼Iげた橋ウェブギャップ部の応力緩和による疲労寿命向上効果に関する疲労寿命解析, 日本鋼構造協会 鋼構造年次論文報告集, 第6巻, pp. 435-442, 1998.
- 4-19) 石井博典, 堀江佳平, 新名勉, 貝沼重信, 山田健太郎: 補修溶接がウェブギャップ部の疲労性状に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1183-1191, 1999.
- 4-20) 山田健太郎, 貝沼重信, 香川直輝, 石井博典, 西岡敬治: 鋼Iげた橋ウェブギャップ部の疲労試験と応力緩和による疲労寿命向上効果, 土木学会論文集 No. 619/I-47, pp. 267-278, 1999.
- 4-21) 吉岡利樹, 高木達弘, 中村桂久, 肖志剛: 鋼床版箱げた橋の垂直補剛材・デッキプレート廻し溶接部の疲労き裂に対する対策検討, I-539, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 2006. 9.
- 4-22) 石川誠, 江崎正浩, 村越潤, 有馬敬育: 鋼床版デッキプレートと主桁ウェブ垂直補剛材溶接部の疲労損傷補修・補強構造検討, 土木学会第61回年次学術講演会 I-541, pp. 1079-1080, 2006. 9.
- 4-23) 二村大輔, 坂野昌弘, 酒井優二, 高田佳彦, 川上順子, 米谷作記子, 松下裕明, 夏秋義広: 鋼床版デッキプレートと主げた垂直補剛材上端の溶接部の疲労損傷対策, I-536, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 2006. 9.
- 4-24) 西垣祐二, 石橋孝之, 坂野昌弘, 酒井優二: 切欠きによる鋼床版と主げた垂直補剛材上端の溶接部の応力集中低減, 第62回土木学会年次講演会論文集, I-007, 2007. 9.
- 4-25) 小藪江朋亮, 山田健太郎, 小塩達也, 中野隆, 山田聡, 渡邊直起: 鋼床版デッキプレートと垂直補剛材溶接部の疲労試験, I-537, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 2006. 9.
- 4-26) 酒井優二, 坂野昌弘, 西岡勉, 田畑晶子, 藤林美早, 夏秋義広, 嘉指敦: 鋼床版横リブ・縦げた交差部の疲労損傷対策, I-565, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 2006. 9.

- 4-27) 渡辺直起, 山田聡, 山田健太郎, 中村桂久, 高木達弘: 鋼床版デッキプレートと垂直補剛材溶接部の疲労強度と補修工法の効果, 土木学会第 62 回年次学術講演会概要集, I-005, 2007. 9.
- 4-28) 服部雅史, 大西弘志, 高田佳彦, 青木康素, 松井繁之: 鋼床版の閉断面リブと横リブ交差部の疲労損傷対策と輪荷重走行試験, 第 15 回鋼構造シンポジウム講演論文集, pp. 431-438, 2007. 11.
- 4-29) 平野敏彦, 高田佳彦, 松井繁之, 坂野昌弘: 鋼床版の閉断面リブと横リブ交差部の疲労き裂に着目した移動輪荷重試験報告, 第 61 回土木学会年次講演会論文集, I-564, 2006. 9.
- 4-30) 石川誠, 溝江慶久, 江崎正浩, 村越潤, 梁取直樹: 鋼床版の閉断面リブ-横リブ交差部に発生した疲労き裂に対する補修・補強検討, 第 62 回土木学会年次講演会論文集, I-002, 2007. 9.
- 4-31) 川上順子, 米谷作記子: 鋼床版疲労損傷補修補強手法検討, 阪神高速道路株式会社技報, 第 23 号, 2007. 1.
- 4-32) 田畑晶子, 山村清, 濱田信彦, 迫田治行, 酒井優二, 坂野昌弘: 鋼床版バルブリブと横リブ交差部の疲労損傷対策に関する実験的検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会, I-003, 2007. 9.

第5章 まとめ

鋼床版は鋼板を溶接により複数に組み合わせて、製作される。また、交通荷重を直接支持するために、構造部位によっては、溶接継手部に高い応力集中が生じることがあり、そこが疲労き裂の発生起点となる。疲労き裂は溶接止端部やルート部から発生し、様々な方向に向きを変えて進展する場合も少なくないことから、疲労き裂の発生や進展の性状は複雑であると言える。

これまで、疲労損傷が問題視されている溶接継手部を対象として、疲労き裂の発生・進展メカニズムについて様々な検討がなされているが、そのメカニズムは十分に明らかにされていない。また、疲労損傷に対して、いくつかの補修・補強方法が検討され、実橋で試みられているが、その効果についても不明な点がある。

今後は、疲労き裂の発生・進展メカニズムの詳細を把握し、補修・補強効果の確認方法を確立した上で、疲労損傷に対して適切な対策を講じる必要がある。また、これらの知見が新設の鋼床板の設計・製作に反映されることが望まれる。

第IV編 鋼床版の舗装

- 第1章 はじめに
- 第2章 鋼床版の舗装
 - 2.1 鋼床版舗装の概論
 - 2.2 鋼床版舗装の要求性能
 - 2.2.1 鋼床版の変形への追従性
 - 2.2.2 耐流動性
 - 2.2.3 防水性
 - 2.2.4 死荷重の軽減
 - 2.2.5 鋼床版との付着
 - 2.3 鋼床版舗装の構造
 - 2.3.1 鋼床版舗装の構成
 - 2.3.2 舗装材料（アスファルト系）
 - 2.4 デッキプレートの素地調整
 - 2.4.1 素地調整の種類
 - 2.4.2 プリスタリング現象
 - 2.5 鋼床版舗装の施工
 - 2.5.1 表面処理
 - 2.5.2 接着防水層
 - 2.5.3 グースアスファルトの施工
 - 2.5.4 タックコートの施工
 - 2.5.5 表層の施工
 - 2.5.6 目地の施工
 - 2.5.7 表面の処理
 - 2.6 海外の鋼床版舗装の事例
 - 2.7 鋼床版舗装の維持管理
 - 2.7.1 損傷要因の分析（阪神高速の事例）
 - 2.7.2 表層の打ち換え（NEXCOの事例）
 - 2.7.3 マイクロサーフェイシング（本四高速の事例）
 - 2.7.4 基層および表層の打ち換え
 - 2.8 鋼床版舗装の損傷事例
 - 2.9 鋼床版舗装の凍結抑制方法の事例
 - 2.9.1 概要
 - 2.9.2 凍結防止剤の散布
 - 2.9.3 ロードヒーティング
 - 2.9.4 凍結抑制舗装
- 第3章 鋼床版舗装と鋼床版の疲労
 - 3.1 鋼床版舗装の材料特性
 - 3.1.1 ヤング率
 - 3.1.2 疲労特性
 - 3.2 舗装のひびわれを考慮した鋼床版構造
 - 3.2.1 デッキプレートの板厚
 - 3.2.2 縦リブの剛性と縦リブ支間長の関係
 - 3.2.3 その他の検討事例
 - 3.3 鋼床版デッキプレート近傍の疲労損傷と鋼床版舗装
 - 3.4 鋼床版舗装が鋼床版の応力性状に与える影響
 - 3.4.1 鋼床版舗装が鋼床版の応力性状に与える影響
 - 3.4.2 鋼床版舗装の劣化が鋼床版の応力性状に与える影響
- 第4章 特殊な鋼床版舗装
 - 4.1 アスファルト系舗装
 - 4.1.1 碎石マスタックアスファルト舗装（SMA舗装）
 - 4.1.2 硬化性アスファルト舗装（エポキシアスファルト舗装）
 - 4.1.3 繊維補強グースアスファルト舗装
 - 4.2 セメントコンクリート系舗装
 - 4.2.1 鋼繊維補強コンクリート舗装（SFRC舗装）
 - 4.2.2 高靱性繊維補強セメント複合材料舗装（HPFRCC舗装）
 - 4.3 その他の特殊な鋼床版舗装
 - 4.3.1 ポリマーセメントモルタル舗装
 - 4.3.2 繊維補強プラスチック格子筋アスファルト舗装（FRP格子筋アスファルト舗装）
 - 4.3.3 高性能鉄筋コンクリート舗装（RHPC舗装）
 - 4.3.4 高性能舗装（高性能マスタックアスファルト舗装、高性能エポキシ舗装）
- 第5章 まとめ

第1章 はじめに

鋼床版は、デッキプレートとそれを支える縦リブや横リブなどの床組が直接輪荷重を支持する、比較的薄板で構成される床版構造である。また、鋼床版舗装は、このデッキプレート上に一般に70~80mmという薄層で施工され、輪荷重に対してデッキプレートと一体となって変形する。

鋼床版の設計に関してみると、冬季のアスファルト舗装の剛性の高い時期であれば、舗装による荷重分散（分布）に効果があり、加えて鋼床版と舗装との合成挙動が認められるため、両者は一体として考えるのが自然である。実際、欧米では舗装を考慮した鋼床版の設計を行っており、Eurocode¹⁻¹⁾では、舗装厚さによってデッキプレートの最小板厚を規定し、AASHTO¹⁻²⁾では、舗装剛性を考慮したデッキプレートの換算板厚を用いて鋼床版の板厚や構造バランスを規定している。しかし、道路橋示方書・同解説¹⁻³⁾では、アスファルト舗装は夏期に軟化し、安定した物性が得られないことを理由に、鋼床版の主げたの一部としての作用や床組としての作用に対する設計において、これらの舗装の効果を考慮しないものとしている。

鋼床版の疲労設計に関してみると、土木学会の「鋼床版の疲労」¹⁻⁴⁾にも「鋼床版構造の局所的な応力を評価する場合に、舗装と鋼床版の共同作用を考慮することも大切である」とあるように、デッキプレート近傍に発生する複雑な局部応力から疲労特性を検討する場合に、舗装が考慮されていることも少なくない。

一方、鋼床版舗装からみると、鋼床版は、一般の土工部やコンクリート系床版に比べて局所的な変形が生じるため、主げた腹板や縦リブ位置の鋼床版上面では、疲労による舗装の縦ひび割れが生じやすい。道路橋示方書・同解説においても、輪荷重によるたわみ制限値としてのデッキプレートの最小板厚が規定されているほか、輪荷重の走行位置を主げた腹板位置と一致させないことや、主げたや縦リブの間隔、縦リブ支間およびその剛性について、主げた腹板上の舗装の変形が大きくなるように設計するのがよいとされている。また、舗装と鋼床版の合成効果を考慮して、舗装の変形を検討するのが望ましいとしている。さらに、アスファルト舗装の劣化と鋼床版の疲労損傷との関連性についても指摘されている¹⁻⁵⁾。

このように、鋼床版と鋼床版舗装の設計とを切り離して個別に設計することは、実際の現象を考慮すると大変に不合理である。そこで、両者の設計を行うにあたっては、力学的相互作用を十分に考慮、理解した上で、各々の設計を行う必要があると言えよう。

本編では、鋼床版と密接な関係にある鋼床版舗装について着目する。まず第2章では、鋼床版舗装の基層として多用されるグースアスファルトについて一般的な事項について示すとともに、鋼床版舗装の特有な事項について示す。続く第3章では、鋼床版舗装の材料特性や鋼床版舗装が鋼床版の疲労特性に与える影響に関する検討の現状を紹介する。さらに、鋼床版の疲労設計手法を構築する際の基礎資料として、舗装が鋼床版のデッキプレート近傍における

疲労特性に与える影響についても示す。そして第4章では、グースアスファルト舗装以外のアスファルト系舗装やコンクリート系舗装、さらに、昨今開発されている鋼床版の疲労耐久性向上を目的とした舗装などについて、最新の知見をまとめる。

参考文献

- 1-1) AASHTO LRFD Bridge Design Specification SI unit Third Edition, 2004
- 1-2) prEN 1993-2 Eurocode3, Design of Steel Structures (Eurocode3), 2003
- 1-3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002. 3
- 1-4) (社) 土木学会：鋼床版の疲労 鋼構造シリーズ4, 1990. 9
- 1-5) 川畑篤敬, 井口進, 内田大介, 松下裕明, 玉越隆史, 石尾真理：鋼床版橋梁の疲労損傷を対象とした調査点検手法の立案に向けた実橋調査, 土木学会第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 241-246, 2006. 7

第2章 鋼床版の舗装

2.1 鋼床版舗装の概論²⁻¹⁾

鋼床版舗装に関する研究の歴史は、欧米では1940年代に始まっている。日本における鋼床版舗装に関する研究は、1950年代からであり、その研究成果を受けて1955年完成の新六の橋（東京都江東区、写真-2.1参照、現在は撤去）において、本格的な鋼床版舗装、すなわちアスファルトコンクリート2層の舗装が施工された。新六の橋での鋼床版舗装の施工とその維持補修の成果は、この時代に施工された10数橋の舗装に反映された。

1956年には、ドイツで発達したグースアスファルト工法が我が国でも導入され、鋼床版舗装への適用に関する検討が始まった。以来、1961年にはアスファルト舗装要綱に鋼床版舗装に関する仕様が示され、1960年代には死荷重軽減を目的に薄層舗装の研究が盛んとなった。その後、鋼床版の採用実績が増えるにつれて、付着性や平坦性の確保のほか、繰り返し曲げ疲労耐久性や耐流動性などの要求性能が求められるようになった。1970年以降は、当時の本州四国連絡橋公団（以下、日本四公団という）において鋼床版舗装の耐久性評価や品質標準の設定、高性能な舗装材料の開発が進められた。日本四公団における検討委員会の成果は、1983年の「本州四国連絡橋 橋面舗装基準（案）」²⁻²⁾（以下、本四基準という）にとりまとめられ、本州四国連絡橋の実用に供されることとなった。

このように、鋼床版舗装は、その特異な要求性能から、RC床版などコンクリート系床版とは異なる開発経緯をたどっている。また、舗装材料や舗装構成についても独特なものがある。本章では、基層をグースアスファルト、表層を密粒度アスファルト等とする我が国では一般的な二層式の鋼床版舗装について取り挙げ、鋼床版舗装の特有の事項などについて紹介する。

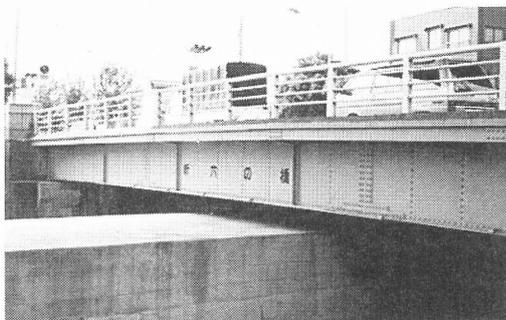


写真-2.1 新六の橋²⁻³⁾

2.2 鋼床版舗装の要求性能

鋼床版舗装は、薄い鋼板であるデッキプレート上に70～80mmという薄層で施工されるため、一般的な土工部の舗装にも求められる平坦性や耐ひび割れ性、排水性、すべり抵抗性、走行安定性などに加えて、以降に示すような機能が要求される。

2.2.1 鋼床版の変形への追従性

アスファルト舗装のたわみ追従性とは、「たわみ性」とも言い、舗装がひび割れを生じず、長期間にわたって鋼床版の変形に追従する性能である。鋼床版のデッキプレートは、輪荷重の荷重により、主げた腹板や縦リブ位置などで局所的な変形（特に負曲げ変形）をするため、舗装表面に縦方向の線状のひび割れが発生しやすい（写真-2.2）。このようなひび割れに対しては、舗装材料の選定や配合にあたって鋼床版の変形に対して十分な追従性を持たせることはもちろんのこと、鋼床版の細部構造の設計にあたっては、舗装のひび割れが極力発生しないような配慮が必要となる。

アスファルト舗装のたわみ性に関する分野のデータは少ないが、経験的にアスファルト舗装の混合物中のアスファルト量を多くし、ある特定の粒径が抜けて隙間が出来ている粒度分布（すなわち開粒度）とすることで向上できると考えられている。後述する砕石マッシュアスファルト舗装（以下、SMA（Stone Mastic Asphalt）舗装という）は、この原理に基づいたものである。

アスファルト舗装のたわみ性は、一般に曲げ試験（図-2.1）によって求められる「曲げ破断ひずみ」で評価される。曲げ試験は、配合設計または品質管理を目的とし、加熱アスファルト混合物の低温時におけるたわみ性を評価することを目的としている。本四基準では、鋼床版上のグースアスファルト舗装で 8.24×10^{-3} 以上、同じく改質アスファルト舗装で 8.0×10^{-3} 以上が要求されている。なお、文献[2-4]で示される曲げ試験では、破断時の変形を求める際に、立ち上がりの部分の補正を行うことになっているが、本四基準ではこの補正を行っていないことから、両者を直接比較することができないので、注意が必要である。



写真-2.2 鋼床版舗装の主げた上の縦ひび割れ

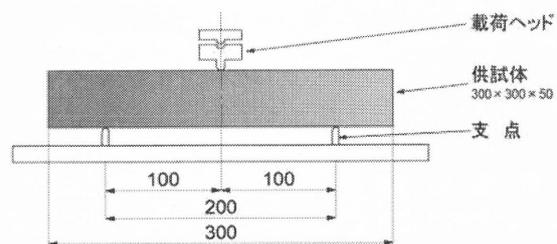


図-2.1 単純曲げ試験方法の一例（単位：mm）

2.2.2 耐流動性

鋼床版舗装は、デッキプレートの変形に対する追従性が求められる一方、輪荷重に対する耐流動性が求められる。特に、基層として用いられるグースアスファルトは、他の材料に比べてアスファルト成分が多く配合されており、高温時に流動しやすいと言われている。

アスファルト舗装の流動に対する抵抗性を表す指標として、動的安定度 (DS 値: Dynamic Stability) が用いられる。これは、写真-2.3 に示すホイールトラッキング試験において、686±10N の輪荷重を載荷し、アスファルト舗装供試体が 1mm 変形するのに必要な車輪の通過回数で表される。本四基準では、グースアスファルトの動的安定度として、300回/mm (60°C) 以上が示されている。

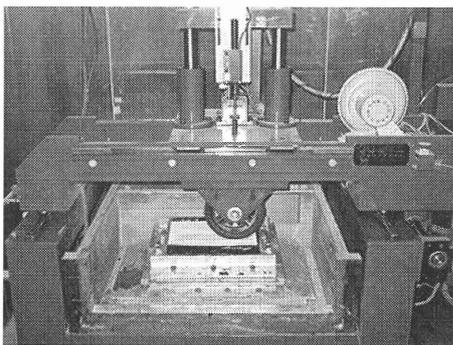


写真-2.3 ホイールトラッキング試験機 ²⁻⁵⁾

2.2.3 防水性

鋼床版舗装は、鋼部材であるデッキプレート上に施工されるため、デッキプレートの防食(防錆)の観点から舗装材料、主に基層材料の防水性が求められる。さらに、雨水の浸透により接着層や舗装そのものの劣化が進行し、舗装のひび割れはもちろんのこと、剥離やポットホールの発生などのおそれがあるため注意が必要である。

鋼床版舗装は、基層として不透水材料であるグースアスファルトを施工する場合には、グースアスファルトに防水性を期待し、防水層は設けない。また密粒度アスファルトなど、グースアスファルト以外の舗装材料を施工する場合には、デッキプレート上に防水層を設けることにより鋼床版舗装の防水性を確保している (写真-2.4)。

アスファルト舗装の防水性は、加圧式透水試験などで求められる透水係数で評価される。透水係数は、アスファルト混合物の空隙率と相関性があり、一般に、空隙率が3%以下であれば、透水係数は 1×10^{-7} 以下になるため、この場合は不透水であると判断される。図-2.2 に、SMA の空隙率と透水係数との関係の一例を示す。

なお、舗装材料としては、防水性能のほかにも、水浸状態での耐久性も要求される。

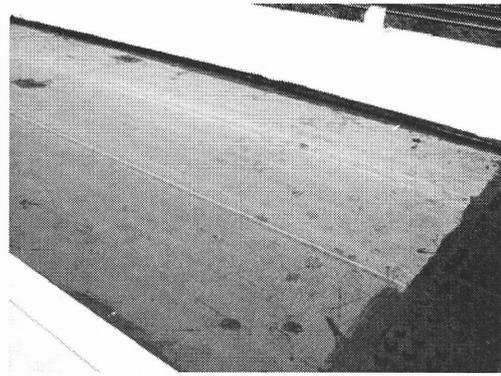


写真-2.4 鋼床版上へのシート防水層施工例
(ボルト添接部には塗布系防水層を施工)

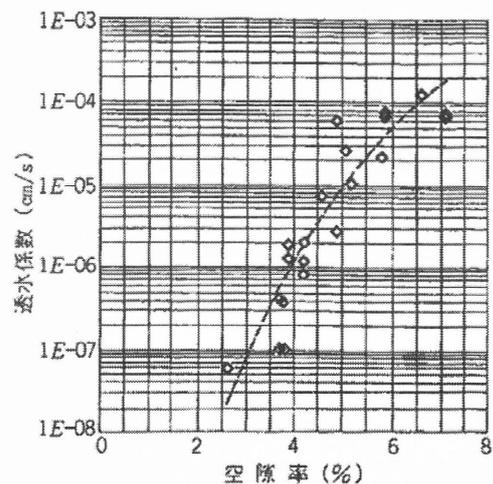


図-2.2 空隙率と透水係数との関係 ²⁻⁶⁾

2.2.4 死荷重の軽減

鋼床版のメリットとして、コンクリート系床版と比較して死荷重が軽いという点が上げられる。そのため、本四架橋をはじめとする長大吊橋では、床版構造として鋼床版が用いられることが多く、その舗装についても床版と同様に死荷重の軽減が求められる。そのため、一般の舗装厚に比べて鋼床版の舗装厚は薄く、最大でも 80 mm 程度に抑えられている。

一方、旧日本四公団や土木研究所では、長大橋の建設コスト削減方策の一つとして、橋面舗装を従来の2層構造から1層とする薄層化を行って、より死荷重の軽減を図る検討を行っている。しかし、鋼床版を始めとする橋面舗装では、アスファルト混合物の早期温度低下が起りやすく、アスファルト混合物が早期に硬化することで十分な締固め度が得られない場合がある。薄層化を目的とした橋面舗装用混合物として、SMA の適用を検討した事例がある ²⁻⁷⁾。ここでは、SMA を対象に、橋面用改質アスファルトの採用など、配合を変化させて施工性や締固め度、床版との付着性への影響を検討している。

また、死荷重軽減を目的として厚さ 10mm 程度の樹脂系の薄層舗装が一層のみで施工される場合もある。

2.2.5 鋼床版との付着

鋼床版と舗装との付着力が不足している場合、車両の制動荷重等によって、舗装の剥離やずれ、ポットホールが発生などの不具合を招く。したがって、鋼床版と基層の舗装とは十分な付着性能が求められるが、一般的には、この付着性能は、表層と基層の間や基層と鋼床版との間に設けられる接着材の付着性能で決定される。

舗装の付着性能としては、「せん断付着性能」と「引張付着性能」がある。これらの性能を確認する試験方法として、道路橋床版防水便覧²⁻⁹⁾では、それぞれ「せん断試験（鋼床版用）」、「引張接着試験（鋼床版用）」を定めている。

せん断試験は、**図-2.3**に示すように、縦140mm×横100mm、厚さ50mmのアスファルト舗装と鋼板との界面にせん断力が生じるよう荷重を作用させて行う。アスファルト舗装と鋼板は型枠をとめねじで締め込むことで固定している。試験温度は $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ 、 $-10\pm 2^{\circ}\text{C}$ で各3体実施する。

引張接着試験は、**写真-2.5**に示すように、 $\phi 100\text{mm}$ のコアカッターで切り込みを行った舗装体を、ジャッキなどを用いて鉛直方向に引き抜く方法で行う。この方法は、建研式引張強度試験とも呼ばれる。

道路橋床版防水便覧²⁻⁹⁾では、鋼床版と舗装との付着力に関する規定値は示されていないが、例えば、コンクリート床版防水層の品質基準²⁻⁹⁾の目安を参考にすることが考えられ、引張強度は、 $1.2\text{N}/\text{mm}^2$ (-10°C) 以上としている。一方、文献[2-1]では、鋼床版と舗装の界面における付着力は、アスファルト混合物の引張強度を上回る必要がなく、そのためには、引張強度は $1.4\text{N}/\text{mm}^2$ 以上あればよいとしている。なお、鋼床版舗装を対象とした付着力に関する試験結果の事例としては、文献[2-10]が参考になる。

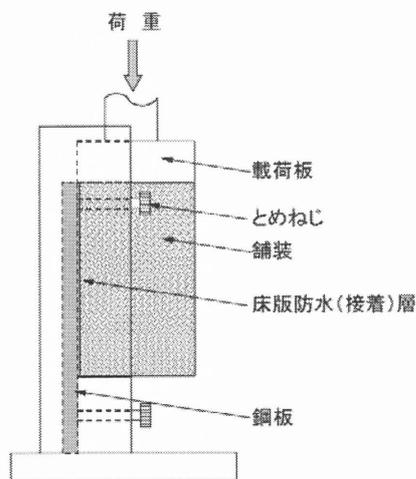


図-2.3 せん断試験要領



写真-2.5 建研式引張試験状況

2.3 鋼床版舗装の構造

2.3.1 鋼床版舗装の構造

一般的に、鋼床版舗装は、基層および表層の2層構造で施工される(**図-2.4**)。鋼床版上面における高力ボルトなどの凹凸部の施工に対応するため、基層の舗装材料としてグースアスファルトが用いられることが多い。

デッキプレート上面は、素地調整を行った上で接着防水層を設ける。接着防水層は、基層とデッキプレートとの付着性と防水性を確保する。基層にグースアスファルトを用いる場合は接着層のみ施工し、防水性は舗装そのものに期待する。基層はレベリング層とも呼ばれ、床版の不陸を修正し、荷重を分散させる。タックコートは、表層と基層との間の接着材である。表層は、交通車両による摩耗とせん断に抵抗する。また、交通荷重に対して、耐ひび割れ性や耐流動性、すべり抵抗性を期待する。

各層の層厚は、発注機関によって異なっている。**表-2.1**に各機関の舗装構成の例を示す。

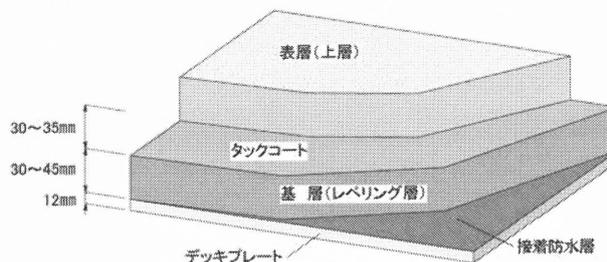


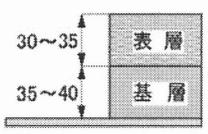
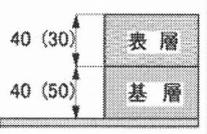
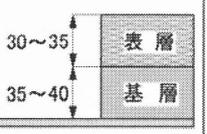
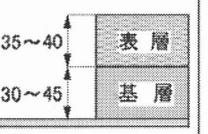
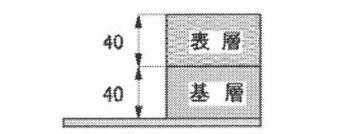
図-2.4 一般的な鋼床版舗装の構成

2.3.2 舗装材料（アスファルト系）

(1) アスファルト

アスファルト舗装は、アスファルト・コンクリートとも呼ばれ、アスファルトに骨材やフィラーを添加して製造される。現在使用されているアスファルトのほとんどは、原油を石油精製工場で作製する段階で得られる。アスファルトは原油に含まれる炭化水素類の中で最も重い物質の一つで、石油精製段階の減圧蒸留装置における減圧残油はそ

表-2.1 各機関の鋼床版舗装構成 (単位: mm)

本四高速 (旧本州四国連絡橋公団)	首都高速 (旧首都高速道路公団)	NEXCO (旧日本道路公団)	阪神高速 (旧阪神高速道路公団)	名古屋高速道路公社 広島高速道路公社 福岡北九州道路公社
 <p>・瀬戸大橋: 舗装全厚75mm ・神戸-鳴門, 尾道-今治: 舗装全厚65mm</p>	 <p>・鋼床版の高力ボルト添接部のボルト突起が40mmを超える場合は、()内の数値とする。</p>	 <p>・舗装全厚は75mmで一定とする。</p>	 <p>・表層材料により舗装全厚を変更する。</p>	 <p>一名古屋高速道路公社 ・料金所や非常駐車帯などでは、基層にSFRC舗装(50mm厚)を採用する。</p>

のまま製品アスファルトとなる。これをストレートアスファルトという。一方、アスファルトは、天然でも得ることができ、これは地中の原油から揮発成分などが地熱などの自然の力により蒸発し、残留物の形で産出したものであると考えられる。天然アスファルトの採取事例としては、トリニダード・トバコのトリニダード島のピッチレークが有名である(写真-2.6)。

改質アスファルトは、アスファルト混合物が求められる様々な要求に応えるために、ストレートアスファルトの性状を改善したアスファルトである。改質アスファルトとしては、ゴムや熱可塑性エラストマーを添加したものと、加熱アスファルトにブローイング操作を加えて感温性を改善させたものに大別される。前者は、ゴム入りアスファルト、熱可塑性エラストマー入りアスファルトと呼ばれており、その性状により改質アスファルトI型(摩耗対策型)II型(わだち掘れ対策型)として区別している。後者は、セミブローンアスファルトと呼ばれており、最近ではより耐久性の高いIII型も重交通路線などで使用されている。その他にも、高粘度改質アスファルト、寒冷地用高粘度アスファルト、特殊改質アスファルトなどがある。エポキシアスファルトは、硬化性アスファルトとも呼ばれ、エポキシ樹脂を添加して疲労耐久性を向上させているものである。特殊改質アスファルトの一つとして、鋼床版用アスファルトとしての改質アスファルトも開発されている。このアスファルトは、クロロプレン系ゴムや複数のスチレン・ブタジエンゴムを組み合わせた舗装で、たわみ追従性を高めた改質アスファルトである。

鋼床版舗装の基層として一般的に用いられるグースアスファルトは、ストレートアスファルトに、トリニダッドレイクアスファルトや熱可塑性エラストマーなどの改質材を混合したアスファルトと骨材及びフィラーを混合した混合物で、通常のアスファルト混合物に比べてアスファルトやフィラー量を多くしたものである。高温域における混合物の流動性を利用し、流し込みによる施工を可能とした加熱アスファルト舗装である。

(2) 接着材

接着材(接着剤)は、鋼床版と基層との付着、あるいは基層と表層とを付着させるために施工される。このうち、基層と表層との間に施工する接着材を「タックコート」と呼ぶ。

一方、鋼床版と基層との間に施される接着材は、基層がグースアスファルトの場合や別途に防水層を設ける場合などは、瀝青・ゴム系の接着材を、硬化性アスファルト混合物の場合は、硬化性アスファルト系接着材を用いるのが一般的である。鋼床版と基層間に接着材を施工する場合、事前に金属プライマーを塗布するが、材料や施工条件によって、接着材そのものの付着性能を左右する場合があるので注意が必要である。

(3) タックコート

舗装の層間を付着させるため基層の表面(上面)に褐色のアスファルト乳剤を塗布する。これを「タックコート」と呼んでいる。タックコートは、舗装相互を付着させるために塗布するもので、0.40 /m²程度散布する。タックコートとして、ストレートアスファルトを用いる場合もある。

(4) 防水材

防水材は、SMAなど基層がグースアスファルト以外の場合に、基層と鋼床版の間の防水性を確保する防水層に適用されるものである。文献[2-12]によると、従来は、鋼床版舗装の基層に防水層を兼ねたグースアスファルトを採用する場合が大半を占めていたが、近年では、グースアスファルト以外のアスファルト混合物を採用して、別途、防水層を設ける割合も増えてきている(図-2.5)。

鋼床版舗装の防水材に関する研究は、古くから行われている。例えば、久保らの検討²⁻¹⁰⁾では、基層に細粒ギャップアスコンを適用した場合を想定して、10種類の防水材の性能比較試験を実施している。この検討では、折り曲げ試験や衝撃試験、せん断試験、繰返し曲げ試験、高温時の安定性試験、の各試験を実施し、これらの結果から、合



写真-2.6 トリニダード島の天然アスファルト²⁻¹¹⁾

表-2.2 素地調整および作業方法

素地調整程度		作業方法
清浄度1種 (1種ケレン)	黒皮、さび、塗膜を十分に除去し、清浄な金属面とする。	ブラスト法
清浄度2種 (2種ケレン)	さび、塗膜を除去し、鋼面を露出させる。ただし、くぼみ部分や狭隘部分には錆や塗膜が残存する。	ディスクサンダー、ワイヤホイールなどの動力工具と手工具の併用
清浄度3種 (3種ケレン)	さび、劣化塗膜を除去し、鋼面を露出させる。ただし、劣化していない塗膜(活膜)は残す。	同上
清浄度4種 (4種ケレン)	粉化物および付着物を落とし、活膜を残す。	同上

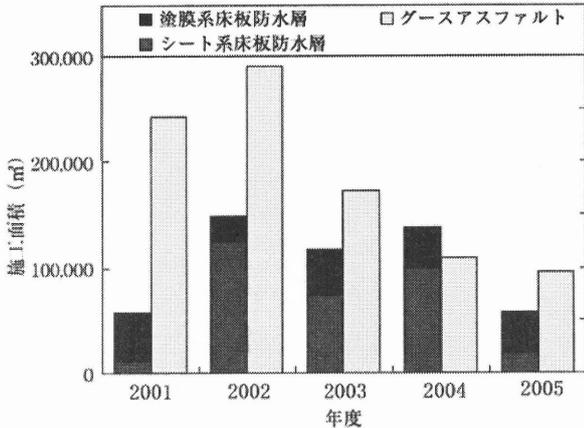


図-2.5

鋼床版上の床版防水とグースアスファルトの施工実績²⁻⁸⁾



写真-2.7 ウレタン樹脂系の床版防水材料の施工例

成ゴム系の材料、アスファルト系の材料が適しているという結果を得ている。近年では、基層にSMAを適用した場合を想定した、鋼床版舗装の防水層に関する研究事例²⁻¹³⁾がある。この事例では、回転式舗装試験機による耐久性試験を実施しており、従来の一般的な防水層に加えて、新しい高性能な材料であるウレタン樹脂系の防水材料(写真-2.7)についても比較検討している。その結果、鋼床版舗装の防水材料にはアスファルト系の材料が適している一方で、ウレタン樹脂系の材料は、防水性は高いもののアスファルト混合物との付着性能に課題があるとしている。

2.4 デッキプレートの素地調整

2.4.1 素地調整の種類

鋼床版デッキプレート上面の素地調整の不良は、グースアスファルトなど基層施工時におけるプリスタリングの発生やデッキプレートと舗装との接着性を阻害させる要因となるため、入念に行う必要がある。各機関とも、舗装施工前の鋼床版デッキプレート面における腐食状況に応じてブラストや2~4種ケレンを選定している。表-2.2、写真-2.8~写真-2.9に、素地調整の種類と作業方法を

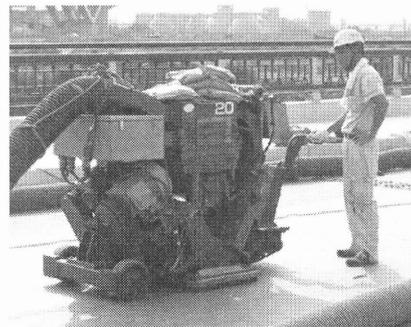


写真-2.8 遠心バキュームブラストによる研掃(1種ケレン)

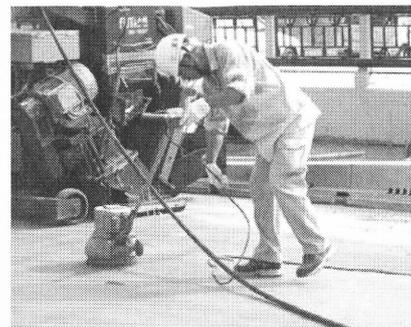
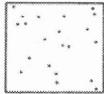
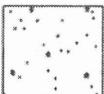


写真-2.9 動力工具による研掃(3種ケレン)

を示す。

表面処理の方法の選定にあたっては、事前にデッキプレートの腐食状況を調査し、錆の発生量やその深さ、塗膜の劣化等を考慮して、表面処理の方法を決定する。一般的には、浮き錆が確認される部分は1種ケレン、塗膜表面の劣化部分などは機械工具による2~4種ケレンを劣化程度に応じて適用する。しかしながら、デッキプレートの腐食状況と素地調整との関係は、一義的に決定することは難しいため、ASTM D610²⁻¹⁴⁾に示される、錆の発生程度とその標準図を参考にするのがよいと考えられている。具体的には、舗装後のデッキプレートの防錆性や舗装との付着性、舗装施工時のプリスタリングの発生状況などから、表-2.3が一つの目安となっている。

表-2.3 素地調整の種類目安

さび見本 (ASTM D610)	表面処理の 種類 (方法)	鋼床版表面処理後の 除錆度の確認
	1種ケレン (ブラスト)	赤さび3%以下
	さびの深さにより、1 種ケレンまたは2～ 4種ケレンを選択	1種ケレン: 赤さび3%以下 2～4種ケレン: 赤さび、劣化塗膜な どの除去
	2～4種ケレン	赤さび、劣化塗膜等 の除去

2.4.2 ブリスタリング現象

ブリスタリング現象とは、水密性が高く空隙が少ないグースアスファルトや、通気性の少ないシート防水などの下面に存在する水分や油分が、舗装施工時の熱や夏期の高温などによって膨張し、舗装施工後や供用中にふくれ現象を発生させるものである(図-2.6)。したがって、ブリスタリングは、鋼床版特有の問題ではなく、コンクリート系床版においても発生しうる現象である。

舗装施工時に発生するブリスタリングは、適切な処理によって再発を防ぐことが可能であるが、処理が不十分な場合や、供用後に水分が浸透することによって発生したブリスタリングは、舗装の劣化を促進することになるため、ブ

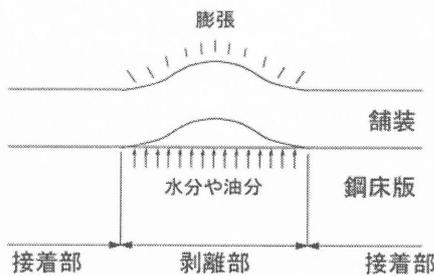


図-2.6 ブリスタリング現象

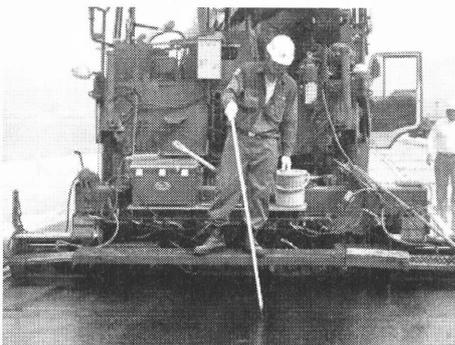


写真-2.10 舗装施工時のブリスタリング処理

リスタリングの発生がないよう施工時には十分に注意が必要である。

グースアスファルト舗装の施工時に発生したブリスタリングの場合、柄の先に取り付けた鋭利な器具を使用して、ふくれた箇所を削り取り、ブリスタリング中の空気を排気しながら木ゴテなどで叩いて、下面の接着層と付着させる方法が一般的である(写真-2.10)。また、供用後にブリスタリングが発生した場合に、空洞部へ樹脂を注入する補修方法の事例もある。

ブリスタリング現象を防止するためには、グースアスファルト舗装の施工時において、要因となる物質である、水分や揮発性油、あるいはこれらを含んだ微粉末、潮解性のある塩などを十分に除去し、入念な清掃を行うことが重要である。旧日本四公団ほか、デッキプレート表面の状態とブリスタリングの発生との関係について検討している。旧日本四公団の来島海峡大橋における検討²⁻¹⁵⁾においては、耐ブリスタリングの観点から1種ケレンが効果的であることが示されているほか、旧・首都高速道路公団の検討事例²⁻¹⁶⁾では、1種ケレンではブリスタリングは発生しないが、2種ケレンでは錆の程度が甚だしいとブリスタリングの発生を抑えきれないこと、赤錆3%以下の良好な素地状態においてもブリスタリングの発生の可能性があるとしている。その結果、①錆の発生率が10%以上の箇所、②油汚れの箇所、③汚れたタイヤ跡、④有機ジンクリッチペイント塗布箇所については、1種ケレンを実施することとしている。

2.5 鋼床版舗装の施工

鋼床版舗装として一般的に用いられる、グースアスファルトの施工法には定量化された基準はないが、空隙が極めて少ないアスファルトの加熱流し込み施工が一般的である。本節では、鋼床版の下層材料としてグースアスファルトを施工する手順について示す。図-2.8に、一般的なグースアスファルトの施工手順を示す。

2.5.1 表面処理

表面処理の詳細は、「2.4 デッキプレートの素地調整」で示した。研掃工における表面処理は、鋼床版面の保護のために、次に行う接着層の施工と連続しておこなわなければならない。表面処理における不良は、グースアスファルトとデッキプレートとの付着力を阻害する原因となるため、入念に施工する必要がある。施工直前のデッキプレート面の状況を調査し、浮き錆の発生箇所があればブラストによる1種ケレンを、塗膜表面が劣化している程度の状況であれば、劣化の度合いに応じて2～4種ケレンを実施する(2.4.1節を参照のこと)。

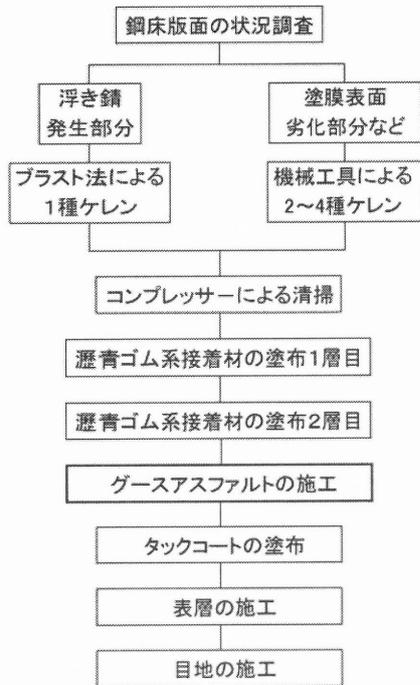


図-2.8 ゲースアスファルト舗装の施工手順

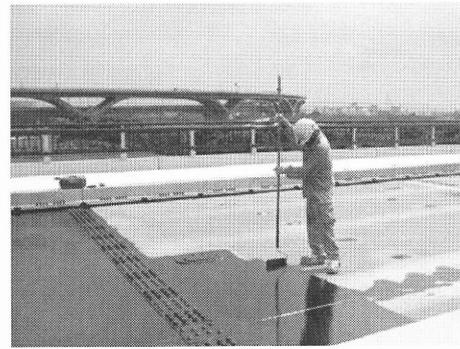


写真-2.11 接着材の塗布



写真-2.12 クッカー車によるゲースアスファルト搬入



写真-2.13 専用フィニッシャによる敷均し

2.5.2 接着防水層

接着防水層の施工にあたっては、各材料で推奨される施工方法に従って施工を行う。一般に、基層がゲースアスファルトの場合には、アスファルト・ゴム系の接着材が用いられ、総塗布量は $0.3 \sim 0.40 / \text{m}^2$ を標準とし、2回に分けて施工する(写真-2.11)。

2.5.3 ゲースアスファルトの施工

アスファルトプラントで混合されたゲースアスファルトは、クッカー車によって現場に搬入される(写真-2.12)。現場での荷下ろしの際には、クッカー車出口におけるゲースアスファルトの温度は $220 \sim 260^\circ\text{C}$ の範囲にあり、通常の舗装材料と比べて高い温度となっている。

ゲースアスファルトの敷均しには、写真-2.13に示すような専用のフィニッシャを用いるが、フィニッシャによる施工が不可能な部位は、人力で施工される。ゲースアスファルトを表層として用いる場合には、碎石などのチップング材(プレーコート碎石)を散布し、ロードローラなどで圧入し、すべり抵抗性や高温時の安定性を確保することもある。

ゲースアスファルトは、敷均し後の舗装温度も高温域にあるため、鋼床版のデッキプレートは $180 \sim 200^\circ\text{C}$ に達する。したがって、ゲースアスファルト施工時には、舗装熱が鋼床版に与える影響も考慮しなければならない。具体的な影響としては、鋼床版の熱変形²⁻¹⁷⁾やキャンバーの変化²⁻¹⁸⁾、塗膜の損傷²⁻¹⁹⁾などが挙げられる。なお、ゲースア

スファルトによる鋼床版の熱応力特性と評価法について検討した事例²⁻²⁰⁾もある。

2.5.4 タックコートの施工

ゲースアスファルト施工後、表層との付着性を確保するために、タックコートを塗布する。一般には、アスファルト乳剤のほか、ストレートアスファルトなどが使用される。散布量は、 $0.3 \sim 0.60 / \text{m}^2$ が標準である。低温時の施工は避け、気温が 5°C 以上での施工が望ましい。また、散布の際には、タックコートは 60°C 以下としておく。

2.5.5 表層の施工

鋼床版の表層には、排水性舗装などの改質アスファルトが採用される場合が多い。表層の施工に際しては、一般の



写真-2.14 マカダムローラによる転圧



写真-2.15 タイヤローラによる転圧

アスファルト混合物と同様な施工となる。

施工に際しては、アスファルト混合物の急激な温度低下は施工性（フィニッシュビリティ）の低下を招くため、温度管理が必要である。

表層の締め固めは、初転圧と二次転圧の2回に分けて実施する。一般には、初転圧をマカダムローラで、二次転圧をタイヤローラで行う（写真-2.14～写真-2.15）。締め固め作業は、後の舗装の性能に影響を与えるため、所定の方法により十分な温度管理の下で実施する必要がある。

2.5.6 目地の施工

目地は、舗装端部などにおいて構造物と接触する部分から雨水が浸入することを防ぐことを目的に設けるものである。グースアスファルトを基層に設けた場合、温度低下による収縮が特に大きく、構造物との接触部分に隙間が生じやすい。そこで、舗装の膨張や収縮による変形に追従するとともに、目地材料そのものの防水性が必要となる。一般に、グースアスファルト舗装に用いられる目地材料としては、加熱注入型の材料や、それを成型したものが用いられる。

2.5.7 表面の処理

表面処理層は、主に舗装表面のすべり摩擦係数を高めるために設けるもので、必要に応じて行うものである。

2.6 海外の鋼床版舗装の事例

日本と同様に、欧州（イギリスやドイツ、オランダなど）や米国の湾岸部などでは、数多くの鋼床版橋梁が存在する。このうち、米国では、長大橋におけるコンクリート床版の鋼床版化の事例が多く、欧州では、長大橋の他に河川渡河部の斜張橋や吊り橋、可動橋において鋼床版が多く採用されている。本節では、これら海外における鋼床版舗装の事例について紹介する。

米国・カリフォルニア州サンフランシスコに位置する Golden Gate Bridge は、1985年にRC床版から鋼床版へ取替えられた。新しく導入されたのは、デッキプレートの板厚は16mmで、閉断面リブを有する鋼床版である。本橋では、鋼床版舗装として、約50mm（2inch）のエポキシ・アスファルト舗装が施工されている。写真-2.16は、現在の供用状況であり、今のところ舗装表面に大きな損傷はみられていない。また、同じカリフォルニア州に位置する San Diego-Coronado 橋（写真-2.17）や San Mateo-Hayward 橋などでもエポキシ・アスファルト舗装が採用されている。近年では、Nanjing 橋や Runyang 橋など、中国の長大橋の鋼床版舗装としても、エポキシ・アスファルト舗装が採用されている（写真-2.18）。

トルコ共和国イスタンブールの Bosphorus 橋では、1991年に鋼床版の舗装打ち換え工事が実施されているが、これまでの舗装の実績から、天然アスファルトを用いたマッシュアップアスファルト舗装が施工されている（写真-2.19）。

鋼床版の発祥の地であり、鋼床版が多く採用されているドイツでは、鋼床版舗装は日本と同様に基層と表層の2層で施工されている。基層にはグースアスファルトの他に SMA が採用される場合もある。舗装の供用状態としては、ケルンに位置する Zoo 橋（写真-2.20）のように、重交通によると考えられる舗装の損傷もみられ、日本と同様の課題を持っていると言えよう。ドイツでは、このような舗装の劣化を抑制することを目的として、デッキプレートにジグザグ状に棒鋼を取り付けた事例もみられる（写真-2.21）。

ドイツと同様に鋼床版の多いオランダ、アムステルダムに位置する Willemsburg 橋の事例を写真-2.22に示す。この鋼床版舗装では、デッキプレート面に珪砂を散布し、その後アスファルト舗装を2層で施工している。舗装厚は50mm程度であり、比較的薄層の舗装としている。また、写真-2.23は、同じオランダの開閉橋の鋼床版舗装であるが、死荷重を低減することを目的に、薄層の樹脂舗装が施工されている。

このように、各国の鋼床版では様々な種類の舗装が採用されている。世界の主な鋼床版橋梁と採用されている舗装種類を表-2.4、表-2.5に示す。

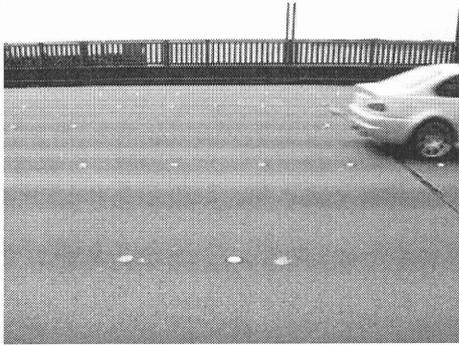


写真-2.16 Golden Gate Bridge の橋面舗装の状況



写真-2.20 Zoo 橋における舗装の損傷



写真-2.17 Coronado 橋におけるエポキシ舗装²⁻²¹⁾



写真-2.21 ジグザグ状に棒鋼を取り付けた鋼床版²⁻²⁴⁾



写真-2.18 Nanjing 橋におけるエポキシ舗装²⁻²²⁾



写真-2.22 Willemsburg 橋の橋面舗装



写真-2.19 Bosporus 橋におけるマスティック舗装²⁻²³⁾



写真-2.23 開閉橋（オランダ）の薄層樹脂舗装

表-2.4 瀝青系の鋼床版舗装²⁻²⁵⁾

タイプ	備考	施工方法	鋼床版への施工例	
A. 通常舗装 (舗装厚40~80mm)				
1	通常のアスファルト	高速道路建設向けの混合物	従来舗装施工機材	Throgs Neck 高架橋 (ニューヨーク)
2	特別な瀝青混合物	特別なアスファルト材料あるいは繊維補強を行う場合に使用する.	従来舗装施工機材	G.Washington 橋 (ニューヨーク)
3	流し込み施工のアスファルト	低温溶融タイプの瀝青を用いた高温液状の混合物	手打ち	ドイツや日本における鋼床版
4	マスチックアスファルト	上記3の混合物の類似品で、よりアスファルト成分が多いもの(12~17%).	特別な舗装機材	グレートベルトリンクのように1980~1990年代に建設された欧州の鋼床版や日本の鋼床版
B. 薄層舗装 (舗装厚10~20mm)				
5	ポリマー改質アスファルト	各種個別の仕様	従来舗装施工機材	Poplar St.橋(セントルイス)に適用予定
6	混合物を添加した粉砕アスファルト	各種個別の仕様	従来舗装施工機材	1980年代に施工されたブラジルの幾つかの鋼床版

表-2.5 ポリマー系の鋼床版舗装²⁻²⁵⁾

タイプ	備考	施工方法	鋼床版への施工例	
A. 通常舗装 (舗装厚40~60mm)				
7	エポキシアスファルト舗装	エポキシ樹脂+瀝青硬化剤高温混合物, 熱硬化性	従来舗装施工機材	San Mateo橋, Golden Gate橋(カリフォルニア州)
8	ポリウレタン舗装	湿度により硬化する1液型ウレタン	従来舗装施工機材	Auckland Harbor 橋 (ニュージーランド)
B. 薄層舗装 (舗装厚6~20mm)				
9	エポキシ樹脂舗装	エポキシ樹脂+アミン硬化剤常温混合物	手打ちあるいは特別な舗装施工機材	Poplar St.橋(セントルイス), Macdonald 橋 (カナダ・ハリファクス)
10	ポリウレタン舗装	3液型複合材料	特別な手工具	Erasmus 橋 (オランダ・ロッテルダム)
11	メタクリル舗装	継ぎ目のない3液型メタクリル樹脂 表面に薄層の舗装を施工	スプレー式機材	マスチック舗装の下面の接着層としてよく使用される。 (ボスポラス海峡大橋など)
12	ポリエステル舗装	ポリエステル樹脂系	箒掛けおよび手撒き, あるいは事前混合の上散布	コンクリート床版では実績はあるが, 鋼床版では適用されていない。

2.7 鋼床版舗装の維持管理

2.7.1 損傷要因の分析 (阪神高速の事例)

阪神高速道路は、供用延長の約47%が高架橋・橋梁構造物となっており、湾岸線を中心にその多くの区間で鋼床版が採用されている。阪神高速道路では、2002年の設計基準の改定により、鋼床版舗装として、表層は排水性舗装を標準とし、SMAを基層に試験的に用いるようになった。高い耐久性が得られるSMAを採用することにより、以前と比較して舗装の損傷は減少しているものの、依然として多くの損傷がみられている。そこで、舗装路面の点検結果より、損傷要因分析を行って、損傷状況に対応した適切な補修箇所および補修工法の策定に向けた取り組みを行っている。

阪神高速道路では、日常点検において、舗装の損傷の状

態を表-2.6に示す基準によって判定している。文献[2-26]では、この日常点検結果に基づいてコンクリート床版を含む橋面舗装の損傷実態を整理し、考察している。その結果、ひび割れやわだち掘れといった損傷は、コンクリート床版と比較して鋼床版で多く発生する傾向にあり、その補修工法として、表層および基層まで打ち換えを行った方が、その後の損傷を抑えることができるとしている。

同様に、文献[2-27]では、1998年から8年間に得られた舗装の日常点検の結果を分析している。その結果、鋼床版での舗装の損傷発生率は、コンクリート床版と比較して約5倍と高くなっており、その損傷形態は、ポットホール(53.9%)、ひび割れ(20.4%)、剥離(11.1%)の順となっていることが示されている。また、鋼床版の基層としてSMA舗装を採用した区間では、舗装施工後1~2年の早期にポットホールや剥離といった損傷が生じていると報告している。SMA舗装の損傷発生は夏期に集中していることから、SMAと鋼床版との付着力の低下に起因していると考え

表-2.6 橋面舗装の補修に関する判定基準²⁻²⁶⁾

判定区分	最大わだち掘れ量	ひび割れ率	備考
A	20mm以上	15.0%	表・基層打ち換え対象
B	(B-2) 15mm以上20mm未満	5.0%以上 15.0%未満	表層打ち換え対象
	(B-1) 10mm以上15mm未満		
C	(C-2) 3mm以上 10mm未満	3.0%以上5.0%未満	
	(C-1)	0%以上3.0%未満	
OK	3mm未満	0%	

えられている。SMA 舗装の採用にあたっては、付着力の改善や配合設計の検討、適用箇所の見直しが課題であるとしている。

2.7.2 表層の打ち換え (NEXCO の事例)²⁻²⁸⁾

NEXCO は、供用延長に対して鋼床版の橋梁数が極めて少ないのが特徴であるが、東京外環自動車道（東京外かく環状道路）は、全体の 9 割が高架橋構造であり、そのうち 10 橋に鋼床版が採用されている。その中の一つ、新善高架橋で、鋼床版上の表層タイプを高機能舗装に打ち換えする工事がなされた。この工事に先立って、供用後 10 年以上が経過した舗装の健全性を確認するために、図-2.9 に示すような手順により施工前の舗装調査を実施している。この施工前の調査は、既設舗装のコア採取による調査のほか、舗装体開削調査や表層基層間の付着力の試験を実施し、その結果に応じて表層切削オーバーレイあるいは基層打ち換えといった補修方法の検討を行っている。

新善高架橋では、事前調査の結果、基層であるグースアスファルトにブリスタリングが点在していることが判明したため、これらの個々の補修を行う工法が採用された。具体的には、ブリスタリングの凸部を削孔し、その空洞部にエポキシ樹脂系の注入材を充填した。また、防水性能の向上を目的として、基層のグースアスファルト上面に加熱型アスファルト塗膜系防水層を設けている。

2.7.3 マイクロサーフェシング (本四高速の事例)²⁻²⁹⁾

鋼床版のストックを多く抱える本州四国連絡橋では、鋼床版舗装は表層の改質アスファルト舗装を適切に保全することにより、下層のグースアスファルト舗装を極力劣化させないように、舗装の表面処理工法であるマイクロサーフェシング工法（以下、MS 工法という）を適用している。MS 工法は、骨材や急硬性改質アスファルト乳剤、水、セメント、添加剤からなるスラリー状の混合物を舗装面上に薄く敷きならす工法である（写真-2.24）。MS 工法は、常温施工が可能であること、従来の舗装打ち換えやオーバーレイに比べて施工速度が早く、早期の交通解放が可能であること、耐用年数が長く経済的であること、などが特徴である。

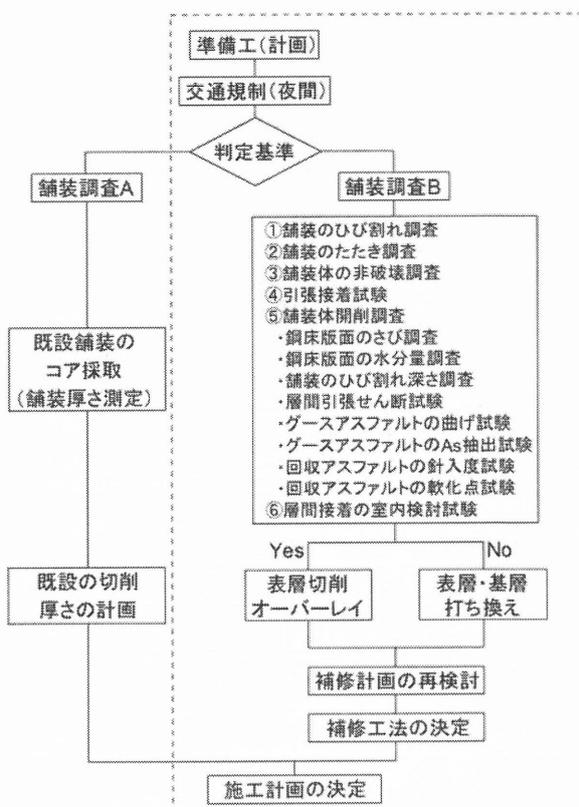


図-2.9 舗装打ち換え前の事前調査の概要²⁻²⁸⁾



写真-2.24 マイクロサーフェシング工法²⁻³⁰⁾



写真-2.25 グースアスファルトの撤去の例

2.7.4 基層および表層の打ち換え

鋼床版舗装の打ち換えを行う場合、表層のみを打ち換える場合が多いが、わだち掘れなどの舗装の損傷が進行している場合は、基層も合わせて打ち換えられる。特に、グースアスファルトはデッキプレートとの付着力が高いため、その撤去にあたっては、写真-2.25 に示すように重機を用いて舗装を引き剥がす場合が多い。このように、舗装の撤去の際に、ブレーカーやカッターなどの重機によってデッキプレート表面に、鋼床版の鋼部材の疲労損傷の起点となるようなきずを与えないよう十分な注意が必要である。

2.8 鋼床版舗装の損傷事例

鋼床版舗装の損傷の実態を調査したものとしては、古くは土木研究所による全国調査の結果²⁻³¹⁾などが挙げられる。前出の阪神高速道路においても、日常点検結果から鋼床版における舗装の損傷事例とその比率について整理している²⁻²⁷⁾。図-2.10は、鋼床版舗装の損傷形態をコンクリート床版と比較したものである。鋼床版舗装の損傷形態は、ポットホールやひび割れが多数を占めているのが特徴であり、これは、経年劣化によってアスファルトが硬化し、鋼床版のデッキプレートと主げた、縦リブなどの取り合い部における局所的な変形によってひび割れが発生することが原因の一つであると考えられる。実際、鋼床版舗装のひび割れは、縦リブ腹板に直近した位置や主げたと直近の縦リブ、主げた上など鋼床版構造と密接な関係がある位置で発生している(表-2.7)。なお、舗装ひび割れの発生起点として、舗装下面と舗装表面が考えられるが、鋼床版

表-2.7 鋼床版舗装のひび割れ発生位置²⁻¹⁾

ひび割れの発生位置	件数	割合(%)
縦リブウェブに直近した位置	20	29.4
主桁(縦桁)直近の縦リブウェブ間	18	26.5
主桁(縦桁)ウェブ上	12	17.6
縦リブウェブと縦リブの間	11	16.2
縦リブウェブ上	7	10.3
合計	68	100

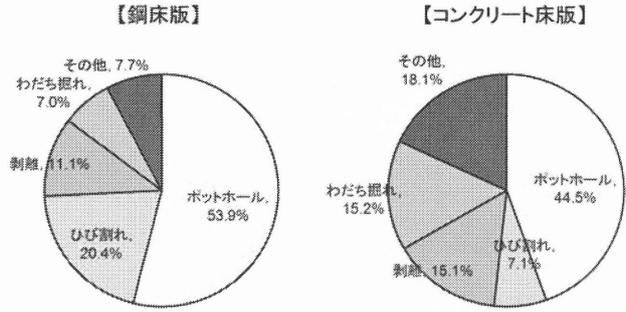


図-2.10 床版種別による舗装の損傷形態²⁻²⁷⁾

の変形挙動を考慮すれば、局所的な負曲げが主要因となる後者が多数を占めると考えられる。

写真-2.26~写真-2.29 に、主な鋼床版舗装の損傷事例を示す。



写真-2.26 鋼床版舗装のポットホール



写真-2.27 鋼床版舗装のひび割れ



写真-2.28 鋼床版舗装のずれと剥離



写真-2.29 鋼床版舗装のわだち掘れ

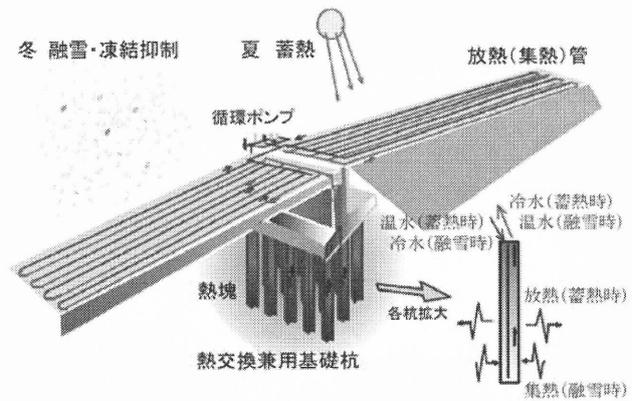


図-2.11 杭を利用した季節間蓄熱融雪²⁻³³⁾

2.9 鋼床版舗装の凍結抑制方法の事例

2.9.1 概要

鋼床版は、コンクリート床版と比べて熱容量が小さく冷めやすいことから、冬季の路面凍結が発生しやすい課題が指摘されている。このような中、(社)日本鋼構造協会では、鋼床版の橋面舗装を対象に、合理的な橋面舗装の凍結抑制策の指針となるよう資料²⁻³²⁾をとりまとめており、参考にできる。この中で、鋼床版舗装の凍結抑制方法として、凍結防止剤の散布、ロードヒーティング、凍結抑制舗装に分類して紹介している。

2.9.2 凍結防止剤の散布

凍結防止剤の散布は、最も一般的に実施されている対策であり、塩化ナトリウムや塩化カルシウム、塩化マグネシウムといった塩化物を散布し、凍結温度を低くすることで路面上の水分の凍結を抑制するものである。塩化ナトリウムなどの塩化物は、金属の腐食や動植物などの環境に与える影響が大きいことから、これらの影響がない酢酸化合物(CMA, KACなど)が採用されることもある。しかし、比較的高価であるとともに、即効性が期待できないため、ある程度の予測のもとで散布を行う必要があること、粒径が大きいためすべりやすいこと、などの課題がある。また、塩化マグネシウムは潮解温度が低いため凍結防止効果が高いが、水分を50%以上含んでいるため固形での取り扱いが難しいこと、入手が困難であること、金属の腐食要因にもなることから、最近では使用事例が少なくなっている。

凍結防止剤の散布方法は、固形剤をそのまま散布する方法や溶液として散布する方法、シャーベット状態として散布する方法がある。

2.9.3 ロードヒーティング

ロードヒーティングは、別途熱源を利用して舗装内部に設置した配管等を利用して路面を温めることで凍結防止を行う方法である。凍結を抑制するために必要な熱量は融

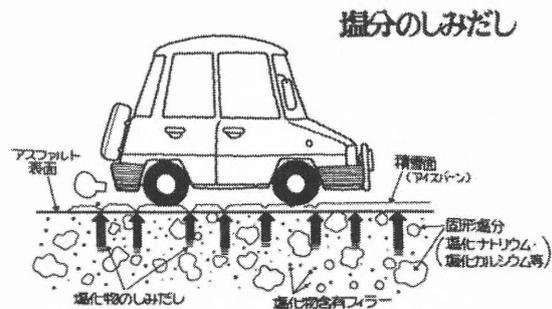


図-2.12 化学系凍結抑制舗装の原理²⁻³⁴⁾

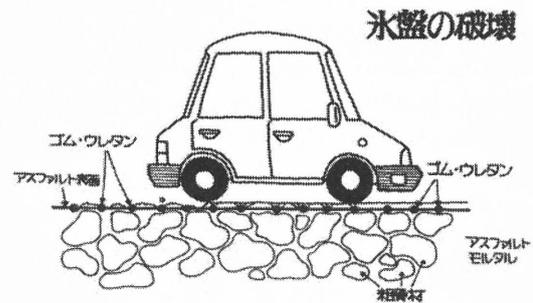


図-2.13 物理系凍結抑制舗装の原理²⁻³⁴⁾

雪の数分の1であるが、実際には、路面の融雪を目的としてロードヒーティングが用いられることが多く、その場合のランニングコストが大きくなる。熱源としては、水熱源や空気熱、ボイラー熱、電熱線、地中熱、太陽熱、廃熱、蓄熱材による熱などを利用する。このうち、ボイラー熱や電熱線熱を利用するものは、その維持に費用がかかることが課題である。一方、地中熱(図-2.11)や太陽熱、蓄熱材による熱を利用した場合、熱源に対するランニングコストは不要であることから、環境にやさしい方法であると言える。

2.9.4 凍結抑制舗装

凍結抑制舗装は、舗装そのものに凍結抑制機能を持たせたもので、路面の凍結抑制を舗装技術で行うものである。

凍結抑制舗装は、その工法によって、化学系凍結抑制舗装、物理系凍結抑制舗装、そしてこの両者を合体させた機能を持たせた舗装に分類される。

化学系凍結抑制舗装は、舗装内部に添加した塩化物の氷点降下を利用するもので、塩化物が舗装表面に溶出することで路面の凍結を抑制する（図-2.12）。

一方、物理系凍結抑制舗装は、弾性材料の混合や表面処理を行っており、走行車両の重量によって舗装表面のゴム粒子などが変形し、その物質的な変形によって路面に生じた氷結層を破壊し、剥離させて舗装表面の露出を促進する（図-2.13）。

参考文献

- 2-1) 多田宏行：鋼床版舗装の設計と施工，鹿島出版会，1990.3
- 2-2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋 橋面舗装基準（案），1983.4
- 2-3) (社) 土木学会 歴史的鋼橋 データベース：
<http://library.jsce.or.jp/jscelib/committee/2003/bridge/G9-015.htm>
- 2-4) (社) 日本道路協会：舗装試験法便覧，1988.11
- 2-5) 国土交通省 関西技術事務所 ホームページ：
<http://www.kangi.ktr.mlit.go.jp>
- 2-6) 中西弘光：鋼床版舗装への碎石マッシュ混合物の適用について，舗装 33-8，pp.4-11，1998.8
- 2-7) 新田弘之，吉田武：鋼床版橋面舗装の薄層化技術の開発，舗装 37-5，pp.10-14，2002.5
- 2-8) (社) 日本道路協会：道路橋床版防水便覧，2007.3
- 2-9) (社) 日本道路協会：道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料，1987.1
- 2-10) (独) 土木研究所：鋼床版用防水層の性能試験結果，土木研究所資料 第4045号，2007.1
- 2-11) 米国ワシントン州アスファルト協会ホームページ：
http://www.asphaltwa.com/wapa_web/modules/03_materials/03_asphalt.htm
- 2-12) 久保宏，熊谷茂樹，小栗学：鋼床版舗装の防水接着材について，北海道開発局 土木試験所月報 No.36，pp.10-22，1978.11
- 2-13) 忽那幸浩，佐藤正和，岩崎雅紀，井口進：合理化（高耐久）鋼床版舗装の耐久化に関する実験的研究，橋梁と基礎 Vol.36 No.11，pp.29-36，2002.11
- 2-14) A S T M D610-68：Standard Method of Evaluating of Rusting on Painted Steel Surfaces.
- 2-15) 伊藤聡明，日高裕司：来島海峡大橋の鋼床版舗装の設計・施工報告，本四技報 Vol.24 No.94，pp.26-36，2000.8
- 2-16) 小田桐直幸，木伏基：5-7-1 11号台場線のグース舗設時の鋼床版表面処理手法の検討，首都高速道路技報第26号，pp.668-669，1994
- 2-17) 奥田基：グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動，本四技報 Vol.13 No.48，pp.22-27，1988.10
- 2-18) 寺尾圭史，寺田博昌，松本好生，谷川和夫：グースアスファルト舗装の熱が鋼床版桁に与える影響，横河橋梁技報 No.18，pp.53-65，1989.1
- 2-19) 栗野純孝，森邦久，石井博典：鋼床版横リブの舗装熱による塗膜割れについて，土木学会 第56回年次学術講演会概要集，pp.222-223，2001.9
- 2-20) 熊谷洋司，勝野寿男，渡辺保之，依田照彦：鋼床版橋におけるグースアスファルト打設時の熱応力特性およびその評価法，構造工学論文集 Vol.31A，pp.371-383，1985.3
- 2-21) R.W.Gaul：Construction of Epoxy Asphalt Pavements on Orthotropic Steel Bridge Decks，1st Orthotropic Bridge Conference Sacramento CA U.S.A. pp.236-250，2004.8
- 2-22) Chemco Systems社ホームページ：
http://www.chemcosystems.com/epoxy_info.html
- 2-23) Mastic Asphalt mit Trinidad Naturasphalt auf Stahlgrossbrücken in Istanbul，Asphalt-strassenbau，2001
- 2-24) Vollrath/Tathoff：Handbuch der Brücken-instandhaltung，Beton-Verlag，1990
- 2-25) Roman Wolchuk：Structural Behavior of Surfacing on Steel Orthotropic Decks and Consideration for Practical Design，Structural Engineering International pp.124-129，2002
- 2-26) 高田佳彦，杉岡弘一：都市内高架橋道路における橋面舗装の補修工法と耐用年数の関係，舗装 37-5，pp.3-9，2002.9
- 2-27) 久利良夫，十名正和：阪神高速道路における舗装損傷に関する考察，舗装 42-9，pp.8-13，2007.9
- 2-28) 荒井健二，及川博：鋼床版上における高機能舗装の施工－東京外環 新善高架橋一，EXTEC No.71，pp.54-56，2004.12
- 2-29) 宮脇幸男，下前隆雄：鋼床版舗装の長期保全を考慮したマイクロサーフェシング工法について，アスファルト 第47巻 第216号，pp.23-26，2004.10
- 2-30) 本四高速ホームページ：
<http://www.jb-honshi.co.jp/technology/super.html>
- 2-31) 小島逸平，古閑堅治：鋼床版舗装の現況調査，土木研究所資料 No.956，1974.3
- 2-32) (社) 日本鋼構造協会：鋼床版の凍結抑制に関する調査研究（JSSCテクニカルレポート No.75），2006.6
- 2-33) 宮本重信，三田村文寛：地中熱融雪の大幅なコスト削減（幸橋をケースに），福井県雪対策・建設技術研究所年報「地域技術第15号」，pp.1-8，2002.7
- 2-34) 凍結抑制舗装技術研究会ホームページ：
<http://www.touketsu-giken.com/sort/sort.html>

第3章 鋼床版舗装と鋼床版の疲労

鋼床版舗装自体の疲労特性や、舗装が鋼床版の応力性状に与える影響については種々の検討が行われている。これらの検討を実施するにあたっては、鋼床版舗装の材料特性を把握することが必要となるが、検討用に定義された材料特性はなく、どのような材料特性が用いられているかについて纏められている資料はない。本章では鋼床版に適用される舗装のうち、主にアスファルト舗装について着目し、鋼床版舗装の材料特性について纏めると共に、鋼床版舗装の疲労、舗装の損傷を考慮した鋼床版構造、舗装が鋼床版の疲労特性に与える影響に関する検討の現状を紹介する。

3.1 鋼床版舗装の材料特性

3.1.1 ヤング率

アスファルトは高温では粘性流体、低温では弾性体の性質を持つ粘弾性体であり、応力性状等を検討する際には材料特性の変化を考慮する必要がある。この材料特性の変化は、線形粘弾性体理論により評価されていたこともあったが、実用性に乏しく、弾性体理論以上の高い精度が得られにくいという理由から、ある一時点を抽出し、線形弾性体として取り扱われることが一般的である³⁻¹⁾。

線形弾性体と取り扱う場合、材料特性はヤング率で表されることとなり、この値としては実験や解析により同定された弾性率、複素弾性率（粘弾性体としてとらえた場合の応力最大値とひずみ最大値の比）、スティフネス（応力-ひずみ関係を時間と温度の関係で表したもので、変形係数ともいう。）等が使用される。これらは温度条件により大きく変化し、温度が高いほどヤング率は低くなる。また、アスファルト混合物は応力がひずみ速度に依存し、荷重の荷重速度が大きくなるとみかけのヤング率が高くなる。前述のように、これらの関係についての規定はないが、以下にアスファルト舗装のヤング率と温度、あるいは荷重速度の関係が具体的な数値で示された例を中心に紹介する。

日本道路協会の舗装設計便覧³⁻²⁾では、アスファルト混合物の種類によって温度と荷重速度が材料特性に与える影響が異なるため、材料特性の設定は原則として室内試験に基づくものとされている。なお、舗装設計便覧では弾性係数と温度の関係の一例が示されている他、設計に使用するアスファルト混合物の材料物性値の例として、弾性係数は600~12,000N/mm²、ポアソン比は0.25~0.45（代表的な値は0.35）が示されている。

土木学会の鋼床版の疲労³⁻³⁾では文献[3-4]にある舗装の上下層と鋼板からなる合成ビームの静的荷重試験より得られた各種アスファルト舗装の荷重-ひずみ曲線や、文献[3-5]の密粒度アスファルトの実験結果のうち、舗装体の温度が-15~35℃において輪荷重49kN(5tf)が通過する場合の変形係数の一覧(表-3.1)が紹介されている。

表-3.1 アスファルト層の変形係数(×10⁴kg/cm²)^{3-3),3-5)}

荷重速度 (km/hr)	温度(℃)				
	35	25	10	0	-15
10	—	0.81	2.4	4.2	7.0
60	—	1.3	3.1	4.9	7.2
120	0.85	1.6	3.3	5.1	7.4

文献[3-6]では鋼板とグースアスファルトの舗装板の合成板を用いた実験より、下式を導いている。

$$E_s E_a = 110e^{0.07t} \quad (3.1.1)$$

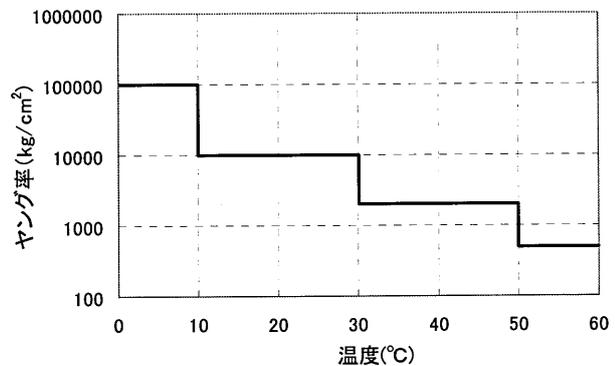
ここに、 E_s : 鋼材のヤング率

E_a : アスファルト舗装体のヤング率

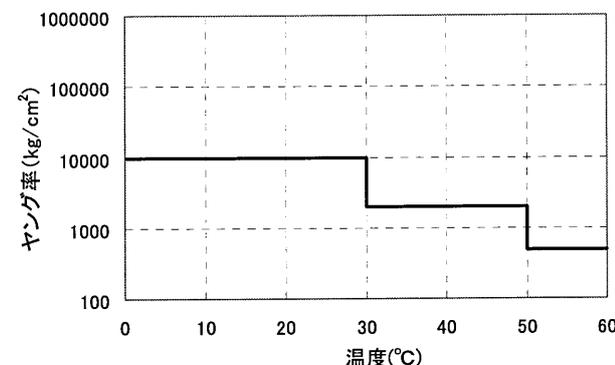
e : 自然対数の底 (=2.71828…)

t : 温度 (℃)

鋼床版のアスファルト舗装に関し、旧建設省土木研究所、旧本四公団、旧関東地方建設局千葉国道工事事務所で実施された長浦舗装試験の検討がある^{3-7),3-8)}。この検討を基にした旧建設省土木研究所による鋼床版舗装の疲労曲線の構築^{3-8),3-9)}では、改質アスファルトと硬化性アスファルト(エポキシアスファルト)について、図-3.1に示すような舗装体の温度とスティフネスの関係が使用されている。



(1) 改質アスファルト



(2) エポキシアスファルト

図-3.1 温度とアスファルト舗装の弾性係数モデル^{3-8),3-9)}

文献[3-10],[3-11]に示された実橋におけるアスファルト舗装(表層:粗粒ギャップゴム入りアスファルト40mm,基層:グースアスファルト40mm)の検討では、アスファ

ルト層と鋼板が合成版であるという仮定と、種々のケースの車両走行時の舗装表面のひずみより算出したアスファルト舗装のスティフネスの近似曲線より下式を導いている。

$$E_s/E_a = 5.6534e^{0.1202t} \quad (3.1.2)$$

ここに、 E_s : 鋼材のヤング率

E_a : アスファルト舗装のスティフネス

t : 温度 (°C)

文献[3-12]では文献[3-10], [3-11]の舗装表面の計測結果とFSM解析結果の同定より、気温23°Cと6°Cの際のアスファルトのヤング率を16.3tf/cm² (1,597N/mm²)と34.6tf/cm² (3,391N/mm²)に設定している。

文献[3-13]ではSMAを対象とした載荷速度を変えた動的載荷試験より得られた複素弾性率として表-3.2の値を示している。

表-3.2 SMAの複素弾性率 (kg/cm²)³⁻¹³⁾

載荷速度		温度 (°C)			
状態	Hz	20	10	0	-10
高速走行	10	36800	75400	137000	174000
低速走行	1	17000	48700	113000	158000
静止状態	0.01	2940	10300	47400	113000

文献[3-14]では鋼床版上面のアスファルト舗装の縦ひび割れを検討するにあたり、アスファルト混合物の進入度PI、バインダー軟化点と温度の差、載荷時間の関係を示したVan der Poelのノモグラフ³⁻¹⁵⁾を利用してバインダーの剛性を求め、骨材体積率とバインダーの体積率、バインダー剛性とアスファルト混合物の剛性の関係を表したShellのノモグラフよりアスファルト舗装の弾性係数を算出している³⁻¹⁶⁾。文献[3-14]で算出された時速30km相当での各月における改質アスファルト舗装の弾性係数を表-3.3に示す。

表-3.3 舗装の弾性係数³⁻¹⁴⁾

月	舗装表面の推定温度 (°C)	舗装表面の弾性係数 (N/mm ²)
1	6.7	8474
2	9.4	7294
3	12.9	5770
4	21.9	3129
5	26.0	2353
6	29.0	1924
7	36.0	1102
8	39.0	941
9	32.5	1465
10	25.5	2432
11	15.6	4808
12	11.0	6559

文献[3-17]ではアスファルト舗装を考慮してデッキプレート近傍の局部応力をFEM解析で求めるにあたり、閉断面リブ下面のひずみに対して実橋の計測結果と解析結果の同定を行い、路面温度20°Cと7°Cの際のアスファルトの

ヤング率を1,500N/mm²と4,000N/mm²に設定している。

以上、種々のアスファルト舗装のヤング率と温度、あるいは載荷速度の関係を紹介した。図-3.2はこれらの単位をSI単位系に揃え、ひとまとめでしたものである。図中に舗装設計便覧にある、アスファルト舗装のヤング率の一般的な範囲も示している。アスファルト舗装のヤング率は数百から数万に変動するが、各文献に示された鋼床版に適用されるアスファルト舗装の値も、ほぼ舗装設計便覧に示された範囲内に収まっている。温度が上昇するとアスファルトのヤング率が低下するという傾向は一致するが、かなりのバラツキがあることがわかる。この原因としてはアスファルト舗装種類の影響やヤング率を求める方法の違いにあると考えられる。これらはいくまで参考値であり、アスファルト舗装に関する詳細な検討を実施する場合には、検討対象の舗装についてヤング率を実測することが望ましいといえる。

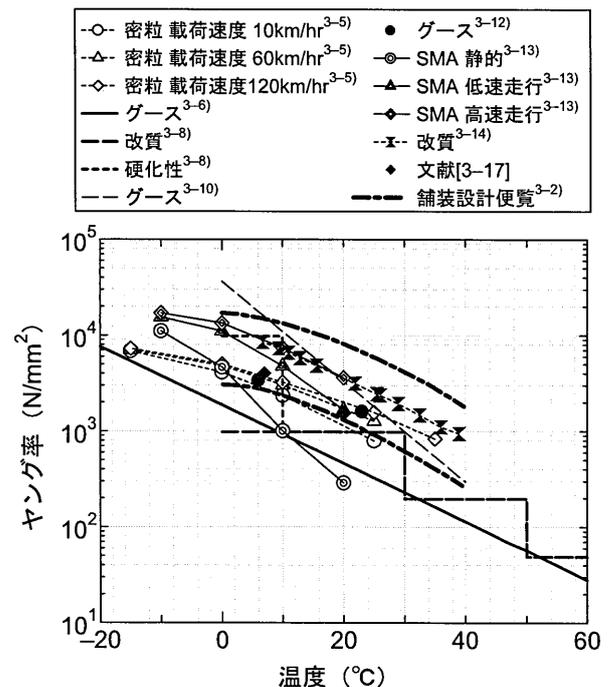


図-3.2 温度とアスファルト舗装のヤング率の関係

3.1.2 疲労特性

土工部等の一般的なアスファルト舗装では、疲労損傷がアスファルト層下面からのひびわれという形で現れる。そして、舗装の疲労破壊の程度や供用性を表す指標が輪荷重の約4乗に比例するとされている。アスファルト混合物の厳密な疲労破壊基準としては、弾性係数をパラメータとして、疲労破壊する回数と作用するひずみの関数が両対数グラフで直線関係にあるとした数多くの提案がある。しかし、これらの破壊基準による推定破壊回数を比較すると、100倍以上の開きがあることが確認されている³⁻¹⁾。なお、舗装設計便覧³⁻²⁾には49kN輪荷重を交通荷重の標準値とし、多層弾性論から算出されるひずみと国土交通省の舗装の構造に関する技術基準にある疲労破壊輪数、あるいはアス

ファルト舗装の理論的設計方法における暫定破壊基準より求まる疲労破壊輪数を用いた一般的なアスファルト舗装の設計例が示されているが、鋼床版舗装に着目した設計例は示されていない。

鋼床版のアスファルト舗装の疲労によるひび割れは、一般的に主げた腹板直上とその近傍、縦リブ腹板直上とその近傍、縦リブの腹板間、縦リブ間隔の中央に橋軸方向（縦方向）に入るという特徴がある³⁻⁹⁾。そして、これらの縦方向ひび割れは車両が通過する際のデッキプレート局部曲げに起因し、アスファルトの剛性が比較的高い場合に舗装の表面から入るひび割れだと考えられている。

鋼床版舗装の縦方向ひび割れに関する検討としては、ひび割れ状況の調査、小型試験片を用いた静的・動的載荷試験と疲労試験、実橋を対象とした静的・動的載荷試験、アスファルト舗装の疲労によるひびわれ発生メカニズムを考慮した解析的検討などがある。これらの検討は鋼床版舗装自体に着目した検討と、次節で述べる鋼床版構造の局部変形がアスファルト舗装のひびわれに与える影響に着目した検討に分けられる。本節では舗装体が曲げ引張破壊あるいは、疲労破壊する際のひずみレベル、実橋で発生するひずみレベルに関して纏めるとともに、鋼床版舗装の疲労解析が試みられた事例を紹介する。

(1) 鋼床版の舗装体にひびわれが生じるひずみレベル

鋼床版のアスファルト舗装が曲げ引張破壊あるいは、疲労破壊する際のひずみレベルについては、様々なアスファルト混合物に対する検討結果が報告されている。これらは、アスファルト舗装（一層あるいは二層）からなる小型試験体の曲げ試験^{3-6), 3-18)-3-20)}やひずみ制御の疲労試験³⁻¹⁸⁾⁻³⁻²¹⁾、アスファルト舗装と鋼板からなる合成体の小型試験体を対象とした曲げ試験³⁻⁶⁾や荷重制御の疲労試験等^{3-4), 3-18), 3-19)}であるが、一連の検討毎に試験体形状、拘束条件、載荷条件（位置、温度、速度）が異なる。よって、報告されている結果を詳細に分析し、比較・検討を行うことは困難であるため、以下に簡単な総括を述べる。

図-3.3は鋼床版に使用される舗装体を対象とした検討のうち、図-2.1に示した、3点曲げ試験（試験温度-10℃、載荷速度 50mm/min）の曲げ破断ひずみだと考えられる値が明記されている文献^{3-13), 3-22)-3-35)}のデータを纏めたものである。各々の配合設計は異なるが、ここでは、便宜上グースアスファルト、改質アスファルト、硬化性アスファルト、SMA、その他の5種類に分類した。なお、曲げ破断ひずみの整理方法は日本道路協会の舗装試験法便覧³⁻³⁶⁾と本四基準³⁻³⁷⁾で異なっており³⁻³⁶⁾、厳密に比較を行うためには補正が必要であるが、各文献に示された値がどちらの方法で整理されているのが半別できなかったため、ここでは単純に比較を行っている。

舗装体に生じる曲げ破断するひずみは数千 μ のレベルにある。また、グースアスファルトとSMAの曲げ破断ひずみは同等であり、両者に比べて改質アスファルトと硬化性アスファルトは小さめの値を取るような傾向も読みとれるが、バラツキも大きい。文献[3-18], [3-19]では温度や

載荷速度を変えた実験も行われているが、これらからは温度が高くなる場合、載荷速度が小さい場合にひずみが増加する傾向にあることが報告されている。なお、本四基準³⁻³⁷⁾では、各種アスファルト混合物の曲げ破断ひずみとして、グースアスファルトで8,000 μ 以上、改質アスファルトで6,000 μ 以上、硬化性アスファルトで（エポキシアスファルト）5,000 μ 以上を要求している。なお、これらの値は、前出の長浦舗装試験³⁻⁷⁾の品質管理における90%信頼区間および不良率を参考に決定したとされている。

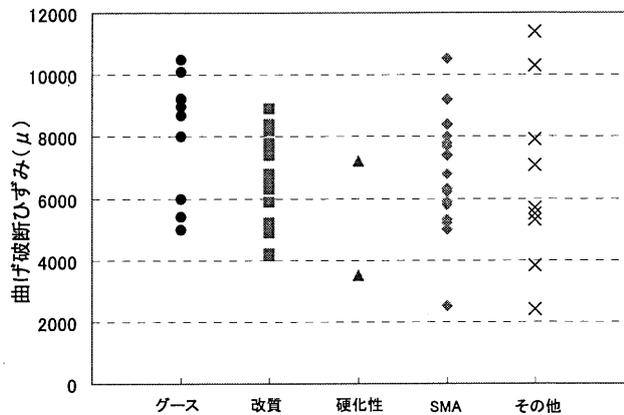


図-3.3 アスファルト舗装体の曲げ破断ひずみ

図-3.4は舗装体を対象としたひずみ制御の疲労試験結果^{3-18), 3-19), 3-21)}のうち、一般的だと考えられる種類のアスファルト舗装体について、ひずみと疲労寿命の関係をまとめたものである。試験条件や、試験体数の違いもあるが、疲労曲線の傾きは2.5~7.0の範囲にある。また、試験体数は少ないが、温度を変化させた実験結果³⁻²¹⁾では、同じひずみ範囲であれば、低温時に疲労強度が低くなっている。アスファルト舗装は、低温下ではヤング率が増加し、剛性を期待することができるが、アスファルト舗装自体の疲労強度が低下することに留意する必要があるといえる。

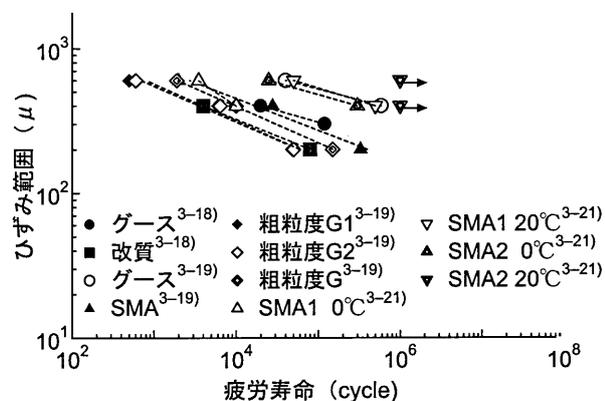


図-3.4 アスファルト舗装体の疲労試験結果

文献[3-4], [3-18], [3-19]ではアスファルト舗装と鋼板からなる合成体を対象とした荷重制御の疲労試験結果が報告されている。これらの結果からは、荷重載荷回数が増えると見かけのヤング率が低下し、ひずみ振幅と最大ひず

みが増加する傾向にあること、疲労破断時のひずみ振幅は数百 μ 、最大ひずみは1,000~2,000 μ 程度であることがわかる。

(2) 実橋の鋼床版舗装に生じるひずみレベル

実橋の鋼床版のアスファルト舗装では、舗装表面における橋軸直角方向のひずみの計測が行われている。実橋計測の例としては、前出の長浦試験橋梁³⁻⁷⁾、三河港大橋³⁻³⁸⁾、阪神高速道路³⁻³⁹⁾、関西国際空港連絡橋^{3-30), 3-40)}、首都高速道路^{3-10), 3-11), 3-41)}、湘南銀河大橋³⁻⁴²⁾等がある。その他、東京外環道路³⁻⁴³⁾、那珂川橋等³⁻⁴⁴⁾、解析的に実橋で生じるひずみレベルについて検討された事例もあるが、解析手法により発生するひずみレベルが異なると思われるため、ここでは実際に計測された事例について纏める。

実橋計測のうち、首都高速道路の事例^{3-10), 3-11)}では、主げた腹板と隣接する縦リブ近傍のアスファルト舗装表面でひずみ計測を行っている。計測は舗装の温度が37.4℃と18.7℃で実施され、20tonに調整した3軸のトラックを使用して、着目部近傍で6通りの位置を走行させている。なお、走行速度は10~40km/hに変化させている。計測の結果、18.7℃時は主げた腹板直上近傍で180 μ 程度、37.4℃時に縦リブ腹板直上近傍で350 μ 程度のひずみが確認されている。また、縦リブ横リブ交差部近傍よりも縦リブ支間中央部近傍の舗装表面で発生するひずみが大きいこと、走行速度10~40km/hrでは発生するひずみに大きな違いがなかったこと等も報告されている。

他の事例についても、橋梁の形式や供用年数、アスファルト舗装の種類と舗装厚さ、荷重車や荷重位置、計測時の温度が異なるものの、ひび割れが懸念される箇所に生じるひずみは200 μ ~800 μ である。また、走行速度が発生するひずみに与える影響について、静的載荷と動的載荷では、静的載荷の方が大きなひずみが出るが、走行速度の影響は小さい傾向にある。なお、関西国際空港連絡橋^{3-30), 3-40)}と湘南銀河大橋³⁻⁴²⁾の事例では主げた腹板直上にひび割れ防止のために目地を設けた後の計測も実施されており、40~60%程度のひずみ低減効果が確認されている。

実橋で生じるひずみレベルは、小型試験体による検討結果から判断すると、何れの橋梁も疲労破断が生じてもおかしくないレベルにあるといえる。

(3) 鋼床版舗装の疲労解析

鋼床版舗装の疲労耐久性について、日本四公団ではアスファルト舗装の耐久性の目標を、路面温度-10~60℃のもとで8tの輪荷重を5tに換算した輪荷重に対し、 3.4×10^6 台/年・方向されるとしたときの舗装の耐用年数が20年間と掲げているが、具体的な照査方法は示されていない³⁻⁴⁵⁾。現状は各々で種々の仮定を行い疲労解析が行われているようである。これらの疲労解析事例として、文献[3-9]では長浦試験橋梁を対象とし、舗装のひずみと疲労輪数から舗装の疲労寿命を推定するための疲労曲線を構築している。この疲労曲線は、実際の車両頻度とFSM解析より算出した舗装表面に発生するひずみ区分別の累積率の分布

とひび割れ率(ひびわれ面積/調査区間の面積、ただし線上のクラック幅は30cmとして計算)の関係を両対数グラフ上に示したもので、この分布曲線を舗装のひずみ範囲と疲労輪数の関係と見なすことにより舗装の疲労寿命が推定できるとしている。

文献[3-19]では、文献[3-12]の小型試験体の実験結果より構築した疲労曲線に温度補正を加え、温度一定の条件下で車輪が主げた腹板直上を通過すると仮定した場合と、主げた腹板の両側を通過すると仮定した場合について、主げた腹板直上の舗装の疲労寿命を算出している。

文献[3-14]、[3-46]~[3-48]では、デッキプレートとその上の舗装を別々の要素として取り扱える有限帯板法(OFSM法 Overlaid Finite Strip Method)³⁻⁴²⁾、さらに、舗装内部のひずみ変化を表現可能としたSLPEモデル(Strip-Link-Prism Element)³⁻⁴⁹⁾により舗装のひずみを算出している。そして、文献[3-50]で提案されている単位散逸エネルギーを用いた疲労破壊基準、あるいは、舗装設計便覧³⁻²⁾にある暫定破壊基準に基づいた鋼床版舗装の疲労解析を実施し、疲労によるひびわれ位置の推定を行っている。

文献[3-51]、[3-52]でもFEM解析やSLPEモデルより算出した舗装ひずみに対し、単位散逸エネルギーを用いた疲労破壊基準を適用して鋼床版舗装の疲労解析を実施している。

以上、鋼床版舗装の疲労解析が試みられた事例を示した。これらは種々の仮定に基づいて行われており、変動ひずみ下における小型試験体を用いた疲労試験や、実橋の舗装の疲労強度との比較による検証が必要であると考えられる。

3.2 舗装のひびわれを考慮した鋼床版構造

鋼床版舗装の損傷対策は、鋼床版構造の設計に反映されている。道路橋示方書³⁻⁵³⁾では昭和39年の溶接鋼道路橋示方書解説³⁻⁵⁴⁾より、鋼床版舗装へ損害のないたわみの限度が、縦リブ間隔の1/500程度と考えられるとし、デッキプレートの最小板厚の算定式が示されている。また、平成8年には、それまでに示されていた、たわみの限度が縦リブ間隔の1/300であったと訂正するとともに、輪荷重の走行位置を腹板上と一致させないことや、主げた等と縦リブの間隔、縦リブ支間(横リブ間隔)及びその剛性について、腹板上の舗装の変形が大きくなるように設計するのがよいとされている。そして、構造設計の目安として本四基準を参考として、活荷重によって生じる腹板上のデッキプレートの曲率半径を20m以上(縦リブ間のたわみ量を0.4mm以下)とするのが望ましいとされている。さらに、この条件を満たす縦リブの剛性と縦リブ支間長(横リブ間隔)の関係も示されている。以下にこれらの規定の根拠と、それ以外の舗装のひびわれを考慮した鋼床版構造の検討内容について示す。

3.2.1 デッキプレートの板厚

道路橋示方書の規定のうち、デッキプレートの板厚の規定は、以下の計算により定められている^{3-55), 3-56)}。なお、本節と次節では出典文献に倣い、cgs 単位系の表記を用いる。

輪荷重によるデッキプレートのたわみ制限はドイツにおける調査で、デッキプレートのたわみが縦リブ間隔の1/300以下となる鋼床版舗装が健全に供用されていたという調査結果³⁻⁵⁷⁾が引用されている。また、直交異方性板のたわみを算出するにあたっては、ドイツで実施された開断面リブを有する鋼板の載荷試験の結果に基づいた方法³⁻⁵⁷⁾を適用している。

デッキプレートの最小板厚の算出では、まず、**図-3.5**に示す縦リブと横リブで囲まれた区画を考える。次に、荷重の載荷幅は縦リブ間隔に相当するとみなし、平面ひずみ状態とみなす。そして、最大たわみはこの縦リブ間隔を支間とする単純支持板が、等分布荷重を受ける際のたわみの1/6で近似できるという実験結果より、式(3.2.1)で表す。

$$w = \frac{1}{6} \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{pb^4}{EI} \quad (3.2.1)$$

- w: 輪荷重によるデッキプレートの最大たわみ (cm)
- p: 輪荷重 (kgf/cm²)
- b: 縦リブ間隔 (b_1 と b_2 の大きい方の値) (cm)
- E: デッキプレートのヤング率 (2.1×10^6 kgf/cm²)
- I: デッキプレートの断面二次モーメント
= $t^3/12$ (cm³)
- t: デッキプレート厚 (cm)

ここで、デッキプレートのたわみが縦リブ間隔の1/300以下という条件より式(3.2.2)が求められる。

$$\frac{1}{6} \cdot \frac{5}{384} \cdot \frac{pb^4}{EI} \leq \frac{b}{300} \quad (3.2.2)$$

道路橋示方書のT荷重一輪(10t)に対し、衝撃係数の最大値0.4を考えると、

$$p = 10000 \text{ kgf} \times 1.4 / (20 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}) = 11.2 \text{ kgf/cm}^2 \quad (3.2.3)$$

よって、以下のようにデッキプレートの最小板厚の算出式が導かれる。

$$t \geq \sqrt[3]{\frac{125}{16} \cdot \frac{p}{E}} \cdot b = 0.037b \quad (3.2.4)$$

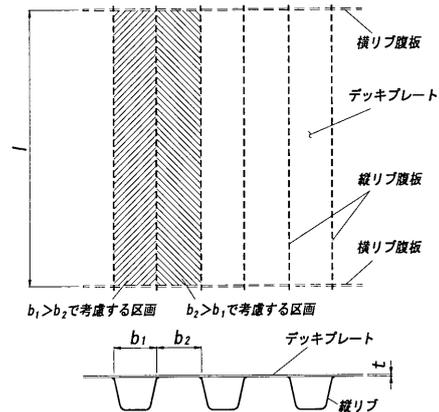


図-3.5 3.2.3式の構造パラメータ

以上のように、デッキプレートの板厚の規定は縦リブ部の舗装を対象として決定されている。

3.2.2 縦リブの剛性と縦リブ支間長の関係

主げた腹板上の舗装を考慮した縦リブの剛性と縦リブ支間長の関係に関しては、以下のような検討が行われている。まず、デッキプレートの曲率半径20mは縦リブ間のたわみ0.4mmに対応する値で、これらの値は、本四基準³⁻³⁷⁾にある、鋼床版舗装を設計する際に考慮しなければならないデッキプレートの変形量である。すなわち、主げた腹板上の変形については、一般の縦リブ部の変形と同等とすることが求められており、主げた腹板と隣接する縦リブ腹板の間隔、縦リブ支間(横リブ間隔)及びその剛性が決定される。

ここで、デッキプレートの曲率半径20m、縦リブ間のたわみ量を0.4mmという値は、式(3.2.1)で算出されるたわみとは別に、舗装を考慮したFSM解析による検討結果が根拠となっている^{3-7), 3-58)}。このFSM解析はデッキプレート厚12mm、舗装厚60mmを一定としたモデルに対し、デッキプレートと舗装の結合(合成板と重ね板)、縦リブの種類(縦リブの種類に応じて横リブ間隔を決定)、縦桁間隔(床版支間)、舗装のヤング率の影響を確認している。なお、荷重は式(3.2.3)とは異なり、軸重16tのダブルタイヤ(T-20荷重の後輪)に衝撃係数0.4を考慮した荷重を載荷している。結果、縦リブの種類、縦桁間隔の違いがデッキプレートの変形に与える影響が小さいことを確認している。このことは、実橋の舗装の損傷状況に縦リブの種類、縦桁間隔の違いが与える影響が小さいことと一致している。そして、**図-3.6**に示す構造モデルを基準とし、デッキプレートの曲率半径と舗装のヤング率の関係(**図-3.7**)を導いている。デッキプレートの曲率半径20mは、**図-3.7**で文献[3-4]の小型試験片の疲労試験で、試験条件が最も厳しくなった舗装のヤング率20,000kg/cm²

(1,960N/mm²) を考えた際の、合成板と重ね板の中間的な性状を表す値であり、たわみ値として 0.4mm はデッキプレート³⁾の曲率半径が 20m の時の値である。なお、解析手法の妥当性についてはデッキプレート裏面のひずみを実橋載荷試験結果と比較することにより確認がなされている。

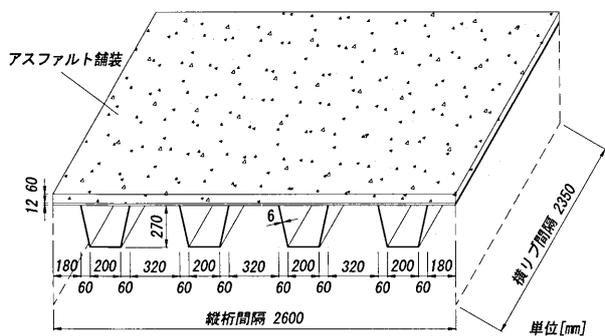


図-3.6 リブ部のデッキプレート変形算出の対象

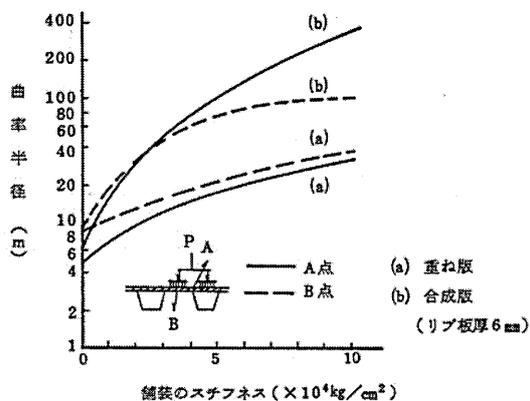


図-3.7 デッキプレートの曲率半径と舗装のヤング率³⁻³⁷⁾

デッキプレートの曲率半径を 20m 以上、縦リブ間のたわみ量を 0.4mm 以下という条件を満たす縦リブの剛性と縦リブ支間長(横リブ間隔)の関係は以下の計算に基づいている³⁻⁵⁵⁾。

まず、一般部の縦リブ間のたわみ η_0 は、図-3.8 に示すように、荷重の載荷幅が縦リブ間隔に相当すると考えた、平面ひずみ状態の両端固定板のたわみとして取り扱い、式(3.2.5)で求める。

$$\eta_0 = \frac{p}{384} \cdot \frac{b_0^4}{EI} \quad (3.2.5)$$

ただし、

η_0 : 板の支間全面に p を載荷したときの支間中央のたわみ

p : 板に加わる輪荷重による等分布荷重

b_0 : 板の支間長

EI : 板の剛度

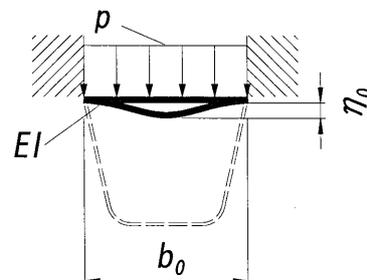


図-3.8 縦リブ間のたわみ η_0

η_0 の位置での曲げモーメント M_0 は、

$$M_0 = \frac{p \cdot b_0^2}{24} \quad (3.2.6)$$

であるから、この位置の曲率 Φ_0 は以下のように表される。

$$\Phi_0 = \frac{M_0}{EI} = \frac{p \cdot b_0^2}{24EI} = \frac{16}{b_0^2} \eta_0 \quad (3.2.7)$$

次に、図-3.9 に示すような載荷状態を想定し、主げたと縦リブの相対たわみによって主げた腹板直上に生じる曲率 Φ を求める。

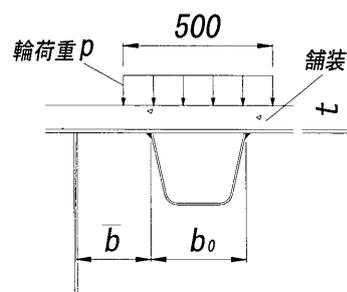


図-3.9 載荷状態

まず、図-3.10 のような片持ち梁を仮定すると、仮想荷重 Q による主げた腹板上の曲げモーメント M とたわみ η は、

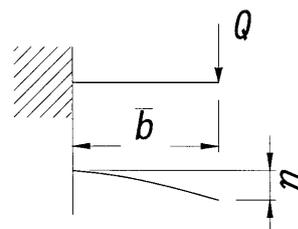


図-3.10 板作用を考慮しない許容たわみ η

$$M = Q\bar{b} \quad (3.2.8)$$

$$\eta = \frac{Q\bar{b}^3}{3EI} \quad (3.2.9)$$

よって、主げた腹板直上に生じる曲率 ϕ は以下のように表される。

$$\phi = \frac{Q\bar{b}}{EI} = \frac{3}{b^2}\eta \quad (3.2.10)$$

ここで、主げた腹板と縦リブ間隔 \bar{b} を支間とする板作用による曲率を考慮しない場合、縦リブの許容たわみ量は $\phi_0 = \phi$ 、すなわち式 (3.2.7) と式 (3.2.10) が等価ということから、以下の式で表される。

$$\eta = \frac{16}{3} \left(\frac{\bar{b}}{b_0} \right)^2 \eta_0 \quad (3.2.11)$$

次に式 (3.2.10) に板作用による曲率を考える。図-3.10 で、主げた腹板上の曲げモーメント M_A が支間 \bar{b} の両端固定板の支点上の曲げモーメントだとすると、

$$M_A = -\frac{q\{(500-b_0)/2\}^3 \cdot \{4\bar{b} - 3(500-b_0)/2\}}{12\bar{b}^2} \quad (3.2.12)$$

また、荷重 p が主げた腹板上まで加わり、 \bar{b} の区間に全面載荷される場合、主げた腹板上の曲げモーメント M_{A0} は、

$$M_{A0} = -\frac{1}{12} p \cdot \bar{b}^2 \quad (3.2.13)$$

である。当然ではあるが、 $M_{A0} \geq M_A$ である。式 (3.2.12)、式 (3.2.13) に数値を代入すればわかるが、主げた腹板上の曲げモーメントについては、荷重位置に対して敏感である。これに対し、荷重位置は縦リブに加わる荷重の大きさについては影響が小さく、縦リブのたわみ量も大きく変化しないため、安全側を見て荷重 p が主げた腹板上まで加わる状態を考えることとする。そして、式 (3.2.4) で T 荷重ではなく、T-20 荷重を考えてデッキプレート厚 t に対する最大の縦リブ間隔を算出し、主げた腹板上では一般の縦リブに対して、

$$\left(\frac{\bar{b}}{t/0.035} \right)^2 \quad (3.2.14)$$

を乗じた曲率が加わると考える。

ここで、閉断面リブはねじり抵抗を持つため、図-3.11 のような変形が生じるが、ねじりモーメントによる回転変

位は小さいため無視し、デッキプレートの変形が放物線であり、 b_0 の 1/5 の位置で変曲点を持つと仮定すると、式 (3.2.15) の関係が得られる。

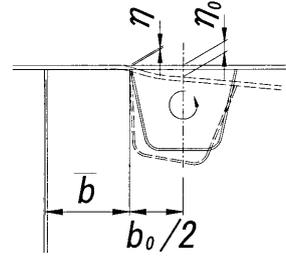


図-3.11 閉断面リブの変形

$$\eta \left\{ 1 - \left(\frac{\bar{b}}{t/0.035} \right)^2 \right\} = \left(\frac{\bar{b}}{\bar{b} + b_0/5} \right)^2 \bar{\eta} \quad (3.2.15)$$

よって、板作用による曲率を考慮した、たわみ量は式 (3.2.16) で表される。

$$\bar{\eta} = \frac{\frac{16}{3} \left(\frac{\bar{b}}{b_0} \right)^2 \cdot \eta_0 \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{\bar{b}}{t/0.035} \right)^2 \right\}}{\left(\frac{\bar{b}}{\bar{b} + b_0/5} \right)^2} \quad (3.2.16)$$

ここで、式 (3.2.16) の η_0 に 0.4mm を代入すれば、縦リブ支間中央部に対する許容たわみ量と同等な主げた腹板上での許容たわみ量が求まることとなる。

次に、T 荷重による縦リブのたわみを考える。図-3.12 でデッキプレートが区間ごとに単純支持されると考え、隣接する縦リブまでの間隔を b_1 とすれば、縦リブにかかる荷重 P は以下のようなになる。

$$P = 10,000 \text{kgf} \times 1.4 \times [b_0/500 + (500-b_0)/2/500 \times \{\bar{b} - (500-b_0)/2/2\}/\bar{b} + (500-b_0)/2/500 \times \{b_1 - (500-b_0)/2/2\}/b_1] \quad (3.2.17)$$

また、荷重 P による縦リブのたわみ η_1 を径間長 l の無限径間等断面連続桁の支間中央のたわみ³⁻⁵⁹⁾と考えると

$$\eta_1 = 10,291 \frac{l^3}{EI} P \quad (3.2.18)$$

となるので、縦リブの限界支間長 lg は、

$$l_g = \sqrt[3]{\frac{EI \cdot \bar{\eta}}{10,921P}} \quad (3.2.19)$$

となる。

ここで、 $\bar{b} = 20\text{cm}$, $b_0 = b_1 = 30\text{cm}$, $t = 1.2\text{cm}$, $E = 2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ を考えると、道路橋示方書に簡便的な表現として示されている、縦リブの剛性と縦リブ支間長の関係 (図-3.12) が導かれる。

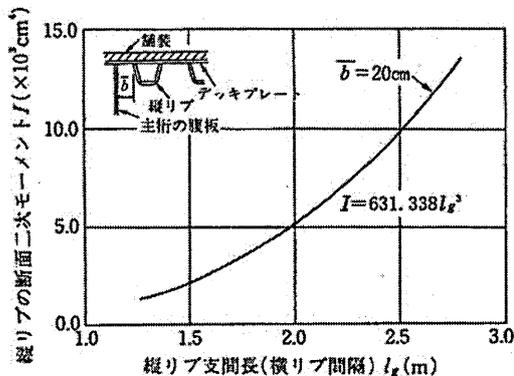


図-3.12 縦リブの剛性と縦リブ支間長の関係³⁻⁵³⁾

なお、式 (3.2.19) 中の閉断面リブの合成 I を求める際には道路橋示方書にあるデッキプレートの有効幅も含めて考える必要がある。

以上、主げた腹板上の変形を、一般の縦リブ部の変形と同等とすることに対しては種々の仮定が含まれており、計算過程もやや複雑である。今後は合理的な照査指標の決定が望まれる。

ここで、参考までに最も一般的と考えられる、デッキプレートの板厚 12mm 、縦リブは JSS 規格の $320 \times 240 \times 6-40$ の U 形鋼を用いた閉断面リブ、縦リブ間隔を 640mm とした場合の、主げたと隣接する縦リブ腹板までの間隔と縦リブの限界支間長 l_g の関係を図-3.13 に示す。縦リブの支間は最大でも $2,300\text{mm}$ 程度である。第 I 編にも示したように、このような構造諸元では縦リブ支間を $2,500\text{mm}$ とすることが一般的となっているが、道路橋示方書に示された参考値は満足していないこととなる。

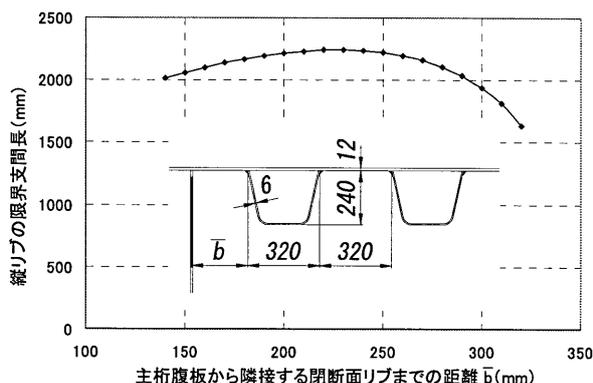


図-3.13 縦リブの限界支間長

3.2.3 その他の検討事例

道路橋示方書の規定に直接的には関連していない検討例として、文献[3-60]～[3-64]では舗装された鋼床版を、舗装とデッキプレートの二層板、縦リブや主げた腹板を板要素とした折り板理論を用いて、種々の検討を行っている。これらの検討結果からは、荷重が通過する際の舗装のひずみ波形が Bell Shape 状になること、舗装とデッキプレートを合成板として取り扱う際の指標として、舗装とデッキプレートの境界面に、およそ $12 \sim 20 \text{kgf/cm}^2$ のせん断耐力が必要であること等が確認されている。また、明確な指標までは表されていないが、舗装に発生するひずみと鋼床版構造に関する知見として、主げた腹板直上の舗装表面に発生する引張ひずみに関しては、横リブ間隔を大きくする場合には縦リブの剛性を増せばひずみが小さくなること、横リブ間隔を一定とした場合に主げた腹板と隣接する閉断面リブ腹板までの間隔が広いほどひずみが大きくなること、このひずみの大きさは主げたの剛性の影響やアスファルト舗装のヤング率の影響を受けること等が確認されている。さらに、局所的なデッキプレートの増厚や L 形鋼を用いてデッキプレートを弾性支持することにより主げた腹板直上の舗装表面のひずみが軽減できることも報告されている。

文献[3-65]では主げた腹板と隣接する縦リブ腹板までの距離がアスファルト舗装の劣化に与える影響を確認する目的で、舗装を有する鋼床版構造を用いた輪荷重走行試験を実施した結果が報告されている。そして、実験より得られたデッキプレートや舗装に生じるひずみと舗装の変形量、FSM 解析を用いて算出した縦リブ現場溶接継手部や垂直補剛材上端部の疲労損傷度より、アスファルト舗装の劣化防止には車両走行位置を可能な限り主げた腹板から離すと良いこと、車両走行位置が主げた腹板から離れていれば主げた腹板と隣接する縦リブ腹板までの距離を拡げることが可能であることを確認されている。

文献[3-11]～[3-66]では、実橋の損傷状況調査で横リブ間隔が $2,000\text{mm}$ 以下の橋梁では舗装に損傷が確認されていないことを報告している。そして調査橋梁を対象に舗装を鋼板に等価板厚換算して FEM 解析を実施し、輪荷重の走行位置を腹板から遠ざけた方がよいこと、舗装にひび割れが生じたと考えられる橋梁で主げた腹板の舗装表面に発生するひずみは 300μ 程度であること、このひずみは横リブ間隔 2000mm 以下とすると大幅に低減されること、腹板間隔を小さくするよりも横リブ間隔を小さくすることが舗装のひび割れ防止に効果的であることを確認している。

文献[3-67]では、デッキプレート厚を 12mm 、U 形鋼を $320 \times 240 \times 6$ 、横リブ間隔を $2,000\text{mm}$ とした従来の鋼床版と、デッキプレート厚を 19mm 、U 形鋼を $450 \times 330 \times 8$ 、横リブ間隔を $5,000\text{mm}$ とした鋼床版構造を対象とした FEM 解析を実施してデッキプレートの局部変形を比較し、後者が耐ひび割れ性能に優れていると報告している。

文献[3-68]では、文献[3-67]の U 形鋼形状を大型化した鋼床版構造に対して、アスファルト舗装を粘弾性体として

モデル化した解析により、横桁間隔等の検討を行っている。

文献[3-44]では実橋を対象とし、舗装をソリッド要素、鋼部材をシェル要素でモデル化したFEM解析を実施し、舗装表面のひずみ特性とひび割れが懸念される部位の検討を行っている。そして、このようなモデル化を行った場合は、デッキプレートの曲率半径と舗装に発生するひずみには相関関係がなかったことが報告されている。

文献[3-69]では10橋、31径間で試験舗装を行いデッキプレート厚、横リブ間隔、縦リブ間隔、舗装構成が舗装のひび割れに与える影響について追跡調査を行った結果が報告されている。そして、鋼床版構造については、デッキプレート厚さ(12~16mm)と舗装のひび割れには関連が見られない、横リブ間隔は狭い構造(2,000mm以下)と縦リブ間隔が広い構造(330~340mm)でひび割れが少なかったことが報告されている。

文献[3-14]のSLPE法を使用した検討では、横リブ間隔を2mから5mまで広くしていくと、舗装表面に発生するひずみは主げた腹板直上では大きくなり、閉断面リブ腹板直上近傍では小さくなることを報告されている。

以上、舗装のひびわれを考慮した鋼床版構造に関する検討の例を紹介した。輪荷重の走行位置を腹板上と一致させず、横リブ間隔を狭めることが有効であると考えられる。一方で現状の道路橋示方書の規定では必ずしもひび割れを防止できていない場合がある。アスファルト舗装の材料特性を把握することは困難であるが、今後は我が国の舗装構成や鋼床版構造を対象とし、統一された実験の結果の蓄積やFEM解析により、鋼床版構造がデッキプレートの局部変形に与える影響と実際に舗装に発生するひずみ、舗装自体の疲労強度の三者の関連付けを明確とし、これを踏まえた新たな基準が作成されることが望まれる。

3.3 鋼床版デッキプレート近傍の疲労損傷と鋼床版舗装

文献[3-70], [3-71]では、鋼床版のデッキプレート近傍で疲労損傷が発見された箇所では舗装に特徴的な損傷が確認されていることが報告されている。文献[3-72]では、舗装の損傷形態と鋼床版の疲労損傷の関係把握を試みている。舗装の損傷要因は様々であり、舗装が損傷している場合に、必ずしもデッキプレート近傍に疲労損傷が生じているとは限らないが、両者は相互に関係していると考えられる。舗装に特徴的な損傷が確認された場合は、鋼床版に疲労損傷が生じている可能性を高まるといえる。ここでは、文献[3-71]で報告されている鋼床版舗装の劣化と鋼床版のデッキプレート近傍で疲労損傷の関係を紹介する。

3.3.1 デッキプレートと閉断面リブ溶接部の疲労き裂

第Ⅲ編にも示したようにデッキプレートと閉断面リブ溶接部では、溶接ルート部からデッキプレート方向に疲労き裂が進展するき裂と、溶接ビードを切る方向に進展するき裂がある。デッキプレート方向に疲労き裂が進展した場

合、閉断面リブ内面側のデッキプレートの鉛直変位が局部的に増大し、場合によっては陥没する。このような場合、舗装が部分的(その多くが円形)に撓むことにより、図-3.14に示すような蜘蛛の巣状の舗装き裂が発生する場合が多い。

溶接ルート部から溶接ビード方向に疲労き裂が進展した場合、疲労き裂が発生した溶接線上に図-3.15に示すような縦ひび割れが発生している場合が多い。

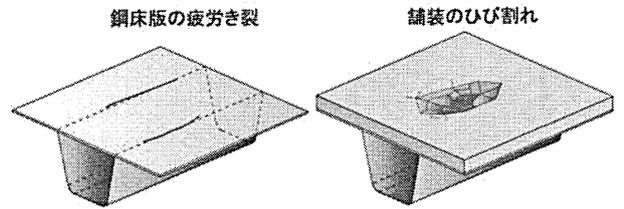


図-3.14 デッキプレート貫通き裂と舗装のひび割れ³⁻⁷¹⁾

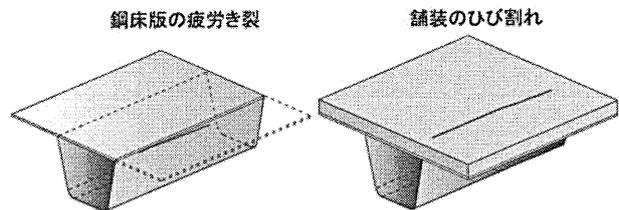


図-3.15 ビード貫通き裂と舗装のひび割れ³⁻⁷¹⁾

3.3.2 デッキプレートと垂直補剛材溶接部の疲労き裂

主げた垂直補剛材上端部とデッキプレート溶接部における疲労き裂は、デッキプレート側に進展するき裂と補剛材側の溶接止端に沿って進展するき裂がある。デッキプレート側に進展するき裂は、デッキプレートの板厚方向に進展し、場合によってはデッキプレートを貫通するき裂となる。この場合、輪荷重の直上載荷によってデッキプレートが局部的に変形するため、デッキプレートと閉断面リブ溶接部と同様に、図-3.16に示すような局部的に蜘蛛の巣状の舗装ひび割れが発生する場合が多い。

主げた垂直補剛材上端部とデッキプレート溶接部における疲労き裂のうち、補剛材側の溶接止端に沿って進展した事例では、図-3.17に示すように溶接線に沿った舗装ひび割れが発生する場合が多い。垂直補剛材上端部における疲労損傷は、輪荷重走行位置と主げた腹板が一致していることが要因の一つであり、橋梁全長にわたって疲労損傷が発生している可能性が高い。そのため、舗装の劣化も垂直補剛材間隔で発生していることが多い。

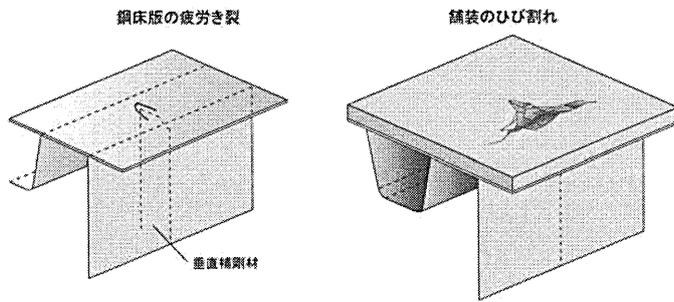


図-3.16 デッキプレート側に進展するき裂と舗装のひび割れ³⁻⁷¹⁾

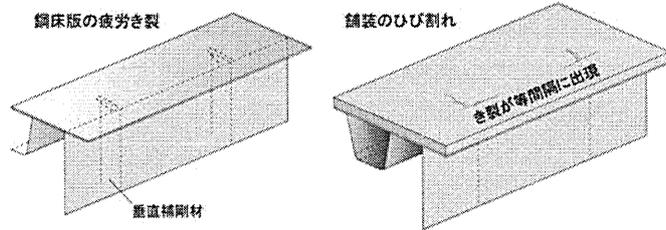


図-3.17 溶接線に沿って進展するき裂と舗装のひび割れ³⁻⁷¹⁾

3.4 鋼床版舗装が鋼床版の応力性状に与える影響

3.4.1 鋼床版舗装が鋼床版の応力性状に与える影響

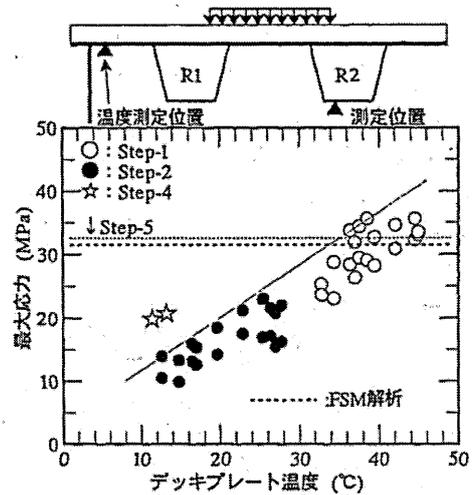
(1) 既往の研究

鋼床版の舗装が鋼床版の応力性状に与える影響についても、種々の解析的検討や実験的検討が行われている^{3-6), 3-71), 3-73)-3-83)}。また、鋼床版の局部応力を検討するにあっても舗装が考慮されることが少なくない^{3-17), 3-65), 3-84)-3-89)}。

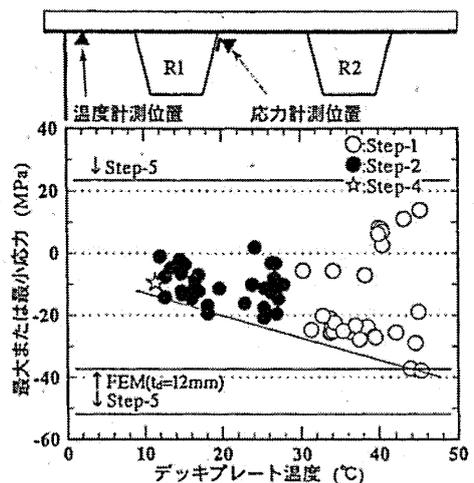
鋼床版舗装を考慮して、鋼床版の応力性状を検討する解析的手法には、舗装に着目した検討と同様に、舗装を鋼版の板厚に等価換算する方法^{3-76), 3-81), 3-85), 3-87), 3-88)}、舗装自体をモデル化する方法^{3-17), 3-78), 3-82)-3-84)}の二種類に加えて、舗装自体はモデル化せずに舗装厚さ分の荷重分散効果を考慮する方法^{3-76), 3-83)}も試みられている。

鋼床版の舗装が鋼床版の応力性状に与える影響を実験的に確認する手法としては、舗装の温度が異なる場合、舗装がある状態とない状態等で、大型試験体^{3-73), 3-78)}や実橋を対象とした荷重試験^{3-71), 3-73)-3-82), 84)}が行われている。

代表的な検討例として、文献[3-79]では、20tfの3軸トラックを用い、実橋を対象として夏期と冬期の動的荷重試験と舗装撤去前後での静的荷重試験が行われている。計測結果の一例として閉断面リブ下面の橋軸方向応力、あるいはデッキプレートと閉断面リブ溶接部の閉断面リブ側溶接止端近傍（以下、閉断面リブ溶接部）の横断面方向応力とデッキプレートの温度の関係を図-3.18(a), (b)に示す。図中のStep-1, 2は走行速度を50km/hとした夏期と冬期の計測結果、Step-4, 5は冬期の計測時に舗装撤去前後で実施した静的荷重試験の結果を表している。また、FSM解析はアスファルト舗装による剛性の増加を念頭におい



(a) 閉断面リブ下面橋軸方向応力



(b) 閉断面リブ溶接部横断面方向応力

図-3.18 舗装が鋼床版の応力性状に与える影響³⁻⁷⁹⁾

てデッキプレートの板厚を変化させた場合、FEM解析結果は舗装を考慮していない場合の解析結果である。まず、図-3.18(a)の閉断面リブ下面の橋軸方向応力を見ると、デッキプレートの温度が高い場合、すなわち、舗装のヤング率が低くなると、鋼床版に発生する応力が大きくなり、舗装の温度が40°C程度で舗装を撤去した場合の応力値とほぼ同じとなる。また、Step-2とStep-4で動的荷重と静的荷重の違いをみると、静的荷重の発生応力の方が大きい。次に、図-3.18(b)の閉断面リブ溶接部の横断面方向応力をみると、図-3.18(a)と同様にデッキプレートの温度が高くなると鋼床版に発生する応力が大きくなる傾向にあるが、データのばらつきは大きい。そして、温度が40°Cを超えても舗装撤去後の応力よりは小さい。

また、Step-2とStep-4の動的荷重と静的荷重の違いは少ない。閉断面リブ下面の橋軸方向応力は鋼床版の膜力、閉断面リブ溶接部は輪荷重による局部応力を表現していると考えられる。閉断面リブ溶接部は閉断面リブ下面と比較して、デッキプレートに近接しているため、舗装の状態や荷重位置の影響が大きく、動的計測結果のばらつきが大きくなると推測されるが、舗装が高温となっても舗装によ

る応力緩和効果が確認できる。このことは、舗装が高温となった場合、鋼床版の設計に対しては舗装の剛性を期待することはできないが、デッキプレート近傍の局部応力の検討に対しては、舗装による荷重分散効果を加味することが可能だと判断できる。

その他の検討について、着目部位は様々であるが、全体的な傾向として、舗装を考慮することにより鋼床版の局部変形や局部応力が緩和されることが報告されている。そして、解析的検討では舗装のヤング率が高い場合に応力緩和効果が大きいことが確認されている³⁻⁸²⁾⁻³⁻⁸⁴⁾。また、荷重車を用いた実橋計測結果では、低温下でアスファルト舗装による応力緩和効果が高いことが確認されている^{3-73)-3-75), 3-77)-3-80)}。一方で、走行速度の影響は明確となっていないものが多い^{3-71), 3-74), 3-79)-3-81)}。走行速度が大きくなると、アスファルト舗装の見かけのヤング率は上昇し、応力緩和効果が高くなると考えられる。しかし、アスファルトのヤング率の速度依存性は、温度依存性ほどは大きくない。それは、荷重車の走行位置が速度を変えた各ケースで完全に再現されていない影響が大きいためであると考えられる。

(2) 舗装が鋼床版の応力性状に与える影響

ここでは、昨今問題となっている、鋼床版のデッキプレートと閉断面リブ溶接部の溶接ルート部からデッキプレートに進展するき裂に着目し、舗装が当該箇所の応力性状に与える影響について解析的に検討した結果を示す。なお、ここで示す解析結果の一部は文献[3-84]に示されているものと同じである。解析にはMSC NASTRAN 2005を用いた。解析基本モデルを図-3.19に、構造諸元を表-3.4に解析条件を表-3.5に示す。鋼床版を2パネル分取り出したモデルである。溶接ルート部の局部応力に主げた系の変形が与える影響は小さいため³⁻⁸⁹⁾、主げた腹板は途中までモデル化を行い、下端部を完全拘束としている。構造諸元は、一般的な構造を考慮して鋼床版はデッキプレート厚12mm、閉断面リブ厚6mm、縦リブ支間2,500mmとし、アスファルト舗装は舗装厚80mmとし、舗装の物性は文献[3-17]を参考に春秋を想定した1,500N/mm²としている。なお、デッキプレートとアスファルト舗装は剛結している。着目部位を図-3.20に示す。着目部位は縦リブ支間中央、縦リブ支間1/4点、縦リブ横リブ交差点である。着目部のメッシュサイズは横断面が0.2mm×0.2mmで橋軸方向の長さは

表-3.4 構造諸元

		単位mm
アスファルト舗装厚		80
デッキプレート厚		12
閉断面リブ形状		320×240×6
主げた腹板厚		10
横リブ腹板断面		700×9
横リブ下フランジ断面		200×12
デッキプレート脚長		6
閉断面リブ溶接部溶込み量	閉断面リブ板厚の75%	
閉断面リブ間隔		640
主げた腹板間隔		3,420
横リブ間隔(縦リブ支間)		2,500

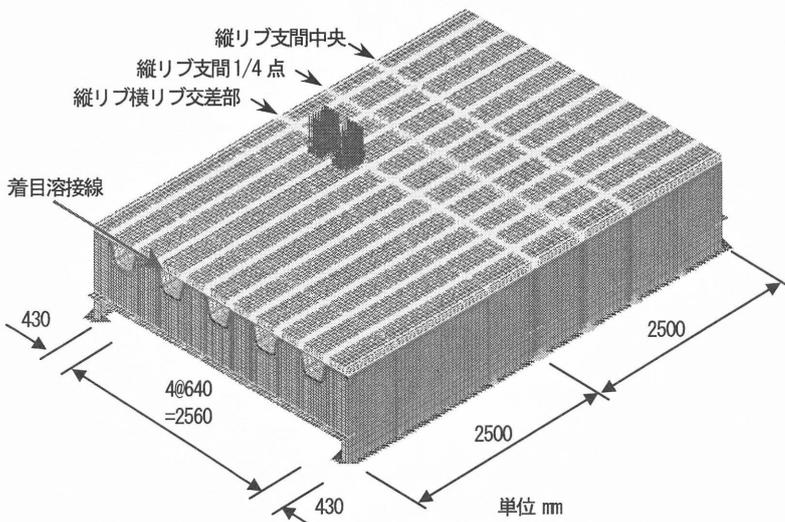


図-3.19 解析基本モデル

表-3.5 解析条件

材料物性値	鋼材	ヤング率	206,000 N/mm ²
		ポアソン比	0.3
材料物性値	アスファルト	ヤング率	1,500 N/mm ²
		ポアソン比	0.35
使用要素	アスファルト舗装	ソリッド要素	
	デッキプレート		
	閉断面リブ		
	横リブ(中央部)	シェル要素	
	横リブ(端部)		
主げた腹板			

縦リブ支間中央・1/4点 (ダブルタイヤ載荷)

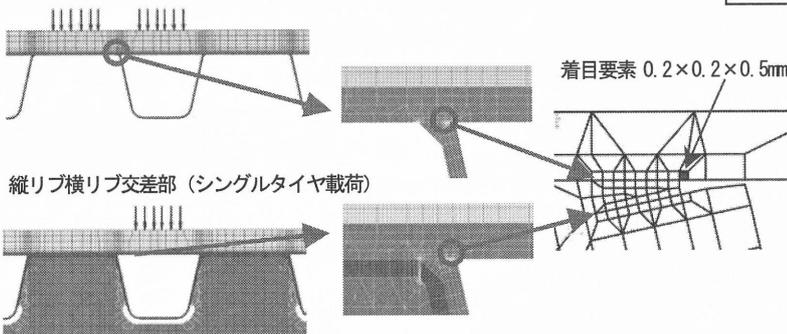


図-3.20 着目点

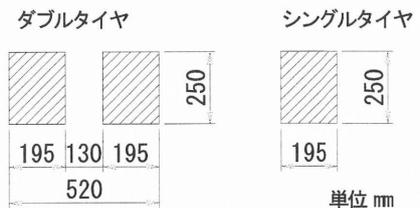


図-3.21 載荷面積

0.5mmとした。荷重は実測したタイヤの設置面積³⁻⁸⁹⁾(図-3.21)を考慮してアスファルト舗装表面の要素に圧力荷重とし基本モデルの解析結果を図-3.22に示す。図の縦軸は与えた。載荷位置は文献[3-90]、[3-91]を参考に、縦リブ支間中央と縦リブ支間1/4点に着目する際はダブルタイヤ(100kN)が着目する溶接線を挟み込む位置、縦リブ横リブ交差部ではシングルタイヤ(50kN)が着目する溶接線における閉断面リブの中心を通過する位置として、連行載荷を行った。

着目要素の橋軸直角方向応力値、横軸は中央の横リブから荷重中心までの距離である。縦リブ支間中央、縦リブ支間1/4点、縦リブ横リブ交差部の最大圧縮応力は、369 N/mm²、176 N/mm²、156 N/mm²、応力範囲は369 N/mm²、204 N/mm²、194 N/mm²と縦リブ横リブ交差部が厳しい状態であることわかる。また、縦リブ支間中央、縦リブ支間1/4点では荷重が通過すると、引張応力が生じるが、縦リブ横リブ交差部は常に圧縮応力下にある。

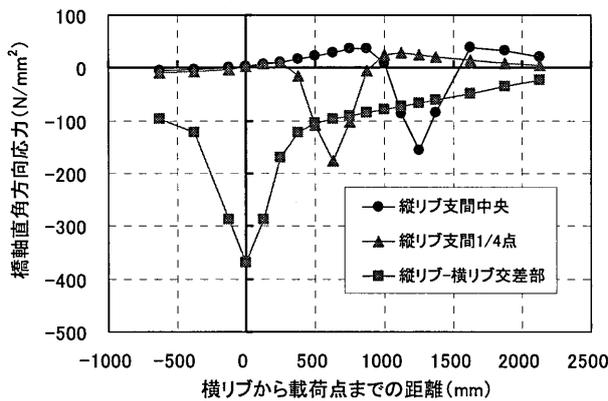


図-3.22 解析基本モデル解析結果

図-3.23は基本モデルで舗装が無い場合、舗装厚を40mm、60mm、120mmとして舗装厚の影響を確認したもの、図-3.24は基本モデルで舗装のヤング率を、夏場を想定した150N/mm²と冬場を想定した5,000N/mm²、昨今、鋼床版の補強に使用されることもあるセメントコンクリート系舗装³⁻⁹²⁾を想定した20,000N/mm²、30,000N/mm²(ポアソン比0.167)とし、舗装のヤング率の影響を確認したものである。これらの図の縦軸は基本モデルを1.0とした場合の橋軸直角方向の応力範囲の比、横軸は各パラメータである。

図-3.23をみると、若干ではあるが縦リブ横リブ交差部では舗装厚の影響が小さい。そして、基本モデルと比較して、舗装が無い場合、舗装厚40mmと60mmでは、それぞれ2.6~3.1倍、1.6~1.7倍と1.2~1.3倍の応力範囲となっている。また、舗装を120mmに増厚することにより、30%程度の応力緩和効果が得られることが分かる。

図-3.24をみると、ヤング率の影響は舗装厚同様、縦リブ横リブ交差部で小さい。アスファルト舗装では、基本モデルと比較して、夏場では1.5~1.6倍、冬場では0.4~0.5倍の応力範囲となっている。また、セメントコンクリート系舗装については、春秋のアスファルト舗装を想定した基本モデルに対して70~90%程度の高い応力緩和効果

があること、ヤング率20,000N/mm²と30,000N/mm²の場合では応力緩和効果に差がないことがわかる。

以上、典型的な鋼床版構造を対象に舗装が鋼床版のデッキプレートと閉断面リブ溶接部の溶接ルート部の応力性状に与える影響について確認した。限られた条件での検討結果であるが、鋼床版の疲労強度向上に対しては、アスファルト舗装の増厚やセメントコンクリート系舗装は有効だと考えられる。ここで、当該箇所の疲労設計曲線の傾きを3と仮定すると、舗装を考慮しない場合は基本モデルの疲労寿命に対して1/18~1/30程度の寿命と、かなり厳しい疲労寿命評価となる。また、季節の違いでは、算出される疲労寿命の差が50倍以上となる。これらを考えると、鋼床版の疲労設計を行う際の、アスファルト舗装の適切なモデル化は重要である。

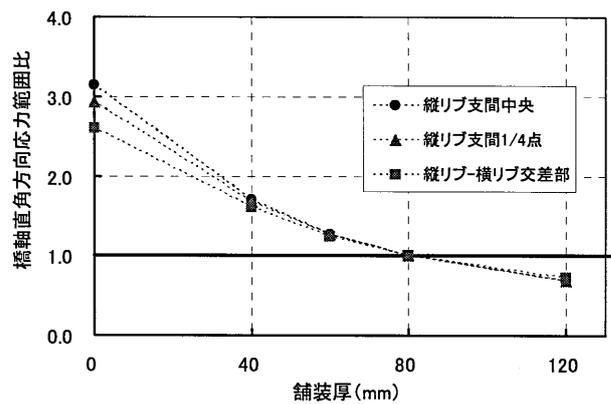


図-3.23 舗装厚の影響

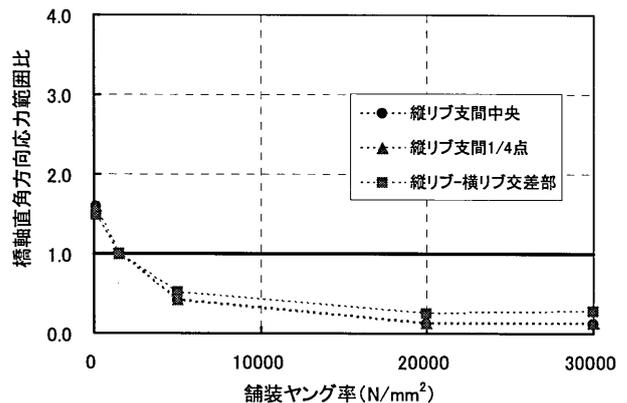


図-3.24 ヤング率の影響

3.4.2 鋼床版舗装の劣化が鋼床版の応力性状に与える影響

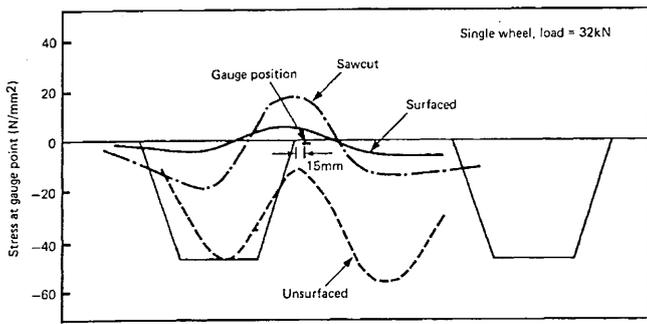
(1) 既往の研究

アスファルト舗装が劣化した場合、前節に示した舗装による鋼床版の応力緩和効果は変化すると考えられる。文献[3-73]ではデッキプレートと縦リブ溶接部近傍に着目し、閉断面リブの腹板部直上のアスファルト舗装にスリットを入れた前後で応力計測が行われた結果として図-3.25(a)、(b)が示されている。鋼床版の構造諸元と載荷方法の詳細や計測時の温度は不明であるが、デッキプレート

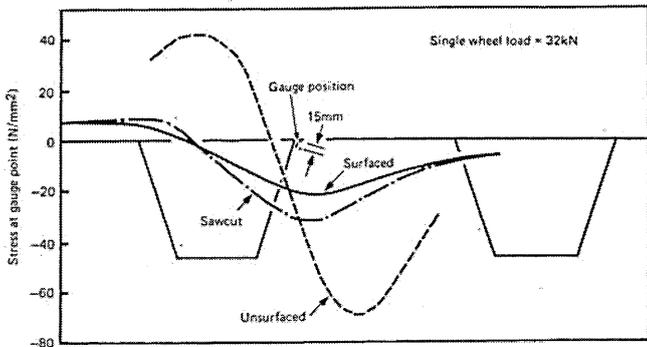
側溶接止端部，閉断面リブ側溶接止端部共に，スリットが入ることにより，応力が増加していることがわかる。

また，文献[3-84]ではデッキプレートと縦リブ溶接部の疲労強度に着目し，アスファルト舗装の劣化がある箇所と無い箇所での実橋載荷試験結果の比較や，舗装の劣化を模擬した解析的検討が行われ，舗装が劣化することにより，着目部に発生する応力が増加することが示されている。

その他，アスファルト舗装の劣化ではないが，文献[3-30]，[3-42]では上げた腹板直上や縦リブ腹板直上近傍にひび割れ防止目地を設置する前，設置した後の応力測定試験や，解析が実施されている。その結果，舗装表面の発生ひずみが低減される分，近傍のデッキプレート部のひずみが増加していることが報告されている。



(a) デッキプレート側溶接止端部



(b) 閉断面リブ側溶接止端部

図-3.25 舗装の劣化が鋼床版の応力性状に与える影響³⁻⁷⁴⁾

(2) 舗装の劣化が鋼床版の応力性状に与える影響

ここでは，文献[3-84]に示されている舗装劣化を模擬した解析について紹介すると共に，一部，解析ケースを追加した結果について纏める。

解析モデルは前節に示したモデルに舗装の劣化を考慮したものである。舗装の劣化は，図-3.26(a)～(d)に示す4種類で，劣化パターン1は着目溶接部の舗装の全線に渡って幅1mm，深さ40mmのスリットがあるもの，劣化パターン2は劣化パターン1のスリットが舗装を貫通している(深さ80mm)もの，劣化パターン3は劣化パターン1のスリットが，その左右両側に50mmの位置にもあるもの，パターン4は劣化パターン3に幅1mm，深さ40mm，橋軸直角方向長さ720mm(ダブルタイヤの幅+200mm)のスリットが

着目点とその前後100mm位置にあるものとした。なお，舗装のヤング率はアスファルト舗装を想定した基本モデル($E=1,500\text{N/mm}^2$)に加え，セメントコンクリート系舗装を想定した $E=30,000\text{N/mm}^2$ ($\nu=0.167$)についても解析を行った。

アスファルト舗装とセメントコンクリート系舗装に対する解析結果を図-3.27(a)，(b)に示す。図の縦軸は基本モデルを1.0とした場合の橋軸直角方向の応力範囲の比で

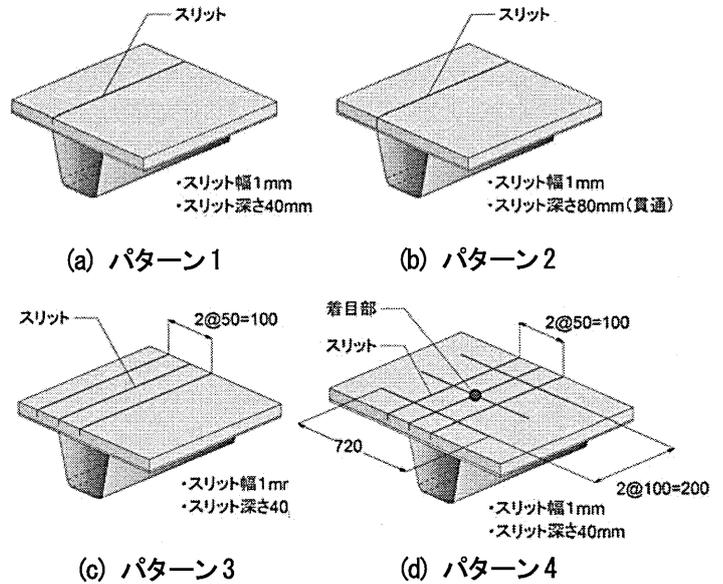
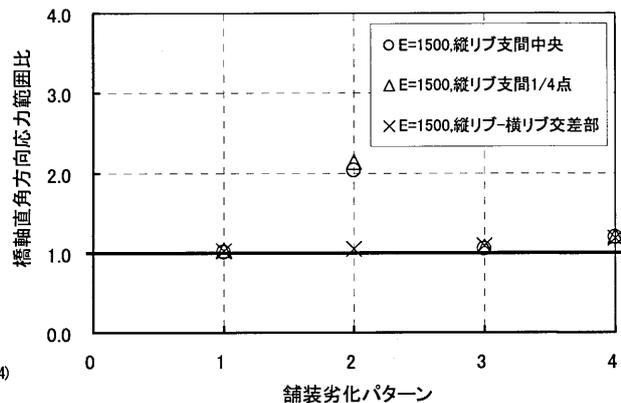
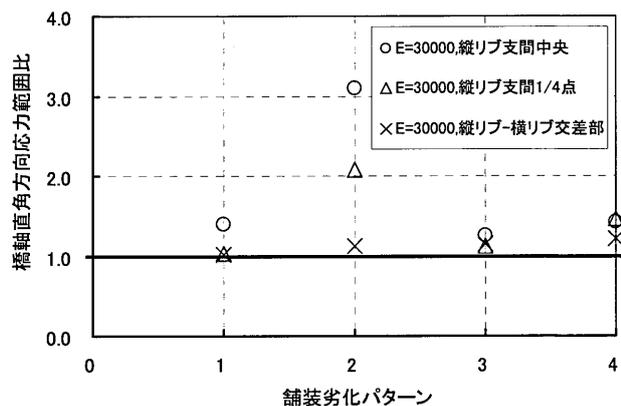


図-3.26 舗装劣化のモデル化



(a) アスファルト舗装



(b) セメントコンクリート系舗装

図-3.27 舗装劣化の影響

ある。全てのケースで舗装が劣化すると当該箇所の応力範囲が増加していることがわかる。図-3.27 (a)をみると、アスファルト舗装の応力範囲の増加は、縦リブ支間中央、縦リブ支間1/4点はほぼ同じ傾向にあり、劣化パターン1と3では10%程度、劣化パターン2で2倍強、劣化パターン4で20%程度増加している。また、縦リブ横リブ交差部は劣化パターン2の影響は小さく、各劣化パターンに対して2~18%応力範囲が増加している。

図-3.27 (b)をみると、セメントコンクリート系舗装の舗装劣化による応力範囲の増加はアスファルト舗装よりも大きい傾向にある。各着目部位の傾向をみると、縦リブ支間中央では劣化パターン1, 3, 4に対して40%, 26%, 43%, 劣化パターン2では3倍強の増加しているのに対し、縦リブ支間1/4点は劣化パターン1, 3, 4では4%, 12%, 46%, 劣化パターン2では2倍強の増加と、橋軸直角方向のスリットを有する劣化パターン4を除いて縦リブ支間中央よりも舗装劣化による影響が小さい。このことより、舗装の剛性が高いセメントコンクリート系舗装では、橋軸方向力の影響が大きくなると推測される。縦リブ横リブ交差部はアスファルト舗装同様に劣化パターン2の影響は小さく、各劣化パターンに対して2%~22%応力範囲が増加している。

本節では、舗装の劣化が鋼床版のデッキプレートと閉断面リブ溶接部の溶接ルート部応力性状に与える影響について確認した。舗装劣化のモデル化については検討の余地があるが、ここで用いたモデルの結果からは、ひび割れが舗装を貫通した場合や、橋軸方向と橋軸直角方向のひび割れが生じている場合に、当該箇所の応力がかなり大きくなっており、鋼床版の疲労強度低下につながると考えられる。3.3項に示した鋼床版デッキプレート近傍の疲労損傷と鋼床版舗装の損傷に示した内容も併せて考えると、鋼床版では、まず舗装の劣化がおこり、それに起因して鋼床版が受ける疲労損傷度が加速し、鋼床版に疲労損傷が生じると共に、舗装の劣化も加速するという推測もできる。以上より、鋼床版の疲労設計を行う際は、舗装劣化を考慮すべきだと思われる。そして、困難であると考えられるが舗装の経年劣化の適切なモデル化を試みる、あるいは安全側をみて予め舗装の劣化を見込んだ疲労設計を実施することが望まれる。

参考文献

- 3-1) 土木学会：舗装工学，1995. 2.
- 3-2) 日本道路協会：舗装設計便覧，2006. 2.
- 3-3) 土木学会：鋼床版の疲労，1990. 9.
- 3-4) 飯島尚，小島逸平，岩崎尚義：鋼床版舗装混合物の疲労特性，土木技術資料，23-2，pp. 21-26，1981.
- 3-5) 笠原篤，岡川秀幸，菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学的解析への利用，土木学会論文報告集，第254号，pp. 107-117，1976. 10.
- 3-6) 渡辺昇，大島久，金子孝吉：鋼床版とアスファルト舗装との合成板の実験的研究，土木学会第31回年次学術講演会，I-108，pp. 182-183，1976. 10.
- 3-7) 例えば，福井幸夫，沢井広之：鋼床版の変形特性に関する調査—橋面舗装から見た鋼床版構造—，橋梁と基礎，Vol. 12 No. 6，pp. 21-39，1978. 6.
- 3-8) 例えば，多田宏行 編著：鋼床版舗装の設計と施工，鹿島出版会，1990. 3.
- 3-9) 飯島尚，小島逸平，岩崎尚義：鋼床版舗装の疲労曲線，土木技術資料，26-7，pp. 34-39，1984.
- 3-10) 森直樹，森清，山本泰幹，秋山洋，小泉幹男：鋼床版舗装の力学的性状の実験的研究，土木学会第51回年次学術講演会，I-A503，pp. 1006-1007，1996. 9.
- 3-11) 山本泰幹，森清，神崎正美：鋼床版構造と舗装のひび割れの関連に関する検討，首都高速技報，第28号，pp. 514-519，1996.
- 3-12) 田嶋仁志，半野久光，山崎武文：主げた腹板上の鋼床版舗装ひび割れに関する検討，土木学会第52回年次学術講演会，I-A179，pp. 356-357，1997. 9.
- 3-13) 中西弘光：鋼床版舗装への碎石マスチック混合物の適用について，舗装，33-8，pp. 4-11，1998.
- 3-14) 小林隆志，西澤辰男：疲労解析に基づいた鋼床版舗装の表面ひび割れの発生予測，土木学会舗装工学論文集，第8巻，pp. 215-222，2003. 12.
- 3-15) Van der Poel：A GENERAL SYSTEM DESCRIBING THE VISCO-ELASTIC PROPERTIES OF BITUMENS AND ITS RELATION TO ROUTINE TEST DATA，Journal of Applied Chemistry，Vol. 4，pp. 221-236，1966.
- 3-16) Yang H. Huang：Pavement Analysis and Design (chapter 7)，Prentice-Hall，1993.
- 3-17) 三木千壽，菅沼久忠，富澤雅幸，町田文孝：鋼床版箱桁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.
- 3-18) 羽入昭吉，渡辺豊，保苅昭仁：鋼床版用舗装材料の疲労特性について，第20回日本道路会議論文集，637，pp. 632-634，1993. 10.
- 3-19) 川田成彦，田嶋仁志，半野久光，江籠洋和：鋼床版舗装の疲労特性に関する検討，舗装，32-8，pp. 10-14，1997. 8.
- 3-20) 坂本康文，佐々木雅之，矢野辰明：グースアスファルト代替工法としてのSMAの開発，第24回日本道路会議論文集，9032，pp. 64-65，2001. 10.
- 3-21) 和田新，尾身正司，江籠洋和，荒井明夫：鋼床版舗装への碎石マスチックアスファルトの適用事例，舗装，37-2，pp. 9-14，2002.
- 3-22) 伊吹山四郎，藤原敏正：鋼床版舗装の最適厚さの検討，土木学会第31回年次学術講演会，IV-192，pp. 335-336，1976.
- 3-23) 中沢徳安，窪田昭夫：橋面（鋼床版）における試験舗装の追跡調査について，第14回日本道路会議論文集，500，pp. 371-372，1981. 10.

- 3-24) 淵田政信, 守矢修: 大鳴門橋橋面舗装の施工, 第 16 回日本道路会議論文集, 480, pp. 355-356, 1985. 10.
- 3-25) 檜垣忠良, 松本幹雄, 松本正人: 海田大橋橋面舗装の耐久性改善に関する検討, 第 19 回日本道路会議論文集, 527, pp. 564-565, 1991. 10.
- 3-26) 小林文男, 重並弘道: 補強された鋼床版上の舗装構成及び材料の検討, 首都高速技報, 第 25 号, pp. 499-502, 1993.
- 3-27) 森清, 荒井明夫: MC 砕石マスチックアスファルト舗装, 土木施工, 36 巻 3 号, pp. 45-50, 1995. 3.
- 3-28) 泉秀俊: 鋼床版上の砕石マスチックアスファルト舗装, 舗装 30-7, pp. 18-21, 1995.
- 3-29) 七五三野茂, 酒井脩, 小沢隆二: 日本道路公団における橋面舗装, アスファルト, 第 38 巻, 第 187 号, pp. 19-23, 1996. 4.
- 3-30) 角和夫: 関西国際空港における橋面舗装, アスファルト, 第 38 巻, 第 187 号, pp. 29-35, 1996. 4.
- 3-31) 大井正美, 井秀和, 江籠洋和: 鋼床版舗装のひび割れ抑制工法の検討, 第 22 回日本道路会議論文集, 10626, pp. 400-401, 1997. 12.
- 3-32) 小笠原照夫, 大野克紀, 吉家賢吾: 鋼床版舗装の合成効果に関する実験的検討, 川田技報, Vol. 19, pp. 23-28, 2000.
- 3-33) 藤本正明, 森下宣明: 鋼床版上の砕石マスチックアスファルトの転圧条件と締固め度, 第 24 回日本道路会議論文集, 9030, pp. 60-61, 2001. 10.
- 3-34) 松尾宗幸, 岡川晴哉, 森下宣明: 鋼床版における砕石マスチックアスファルト混合物の試験施工, 第 24 回日本道路会議論文集, 9031, pp. 62-63, 2001. 10.
- 3-35) 山本泰幹: 首都高速道路の鋼床版上の高機能舗装, Vol. 47, No. 216, pp. 27-33, 2004. 10.
- 3-36) 日本道路協会: 舗装試験法便覧, 1988. 11.
- 3-37) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋 橋面舗装基準 (案), 1983. 4.
- 3-38) 松川真輔, 吉兼享, 福永克良: 硬化性アスファルトを用いた鋼床版舗装のひび割れ挙動について, 第 15 回日本道路会議論文集, 497, pp. 385-386, 1983. 10.
- 3-39) 林秀侃, 石崎嘉明, 井元泉: 鋼床版舗装の実橋荷重による挙動特性について, 第 20 回日本道路会議論文集, 577, pp. 512-513, 1993. 10.
- 3-40) 河原康雄, 有村慎一郎, 川上賢明, 田島優, 坂本隆: 局部変形に着目した鋼床版舗装の荷重実験 (ひび割れ防止目地の有効性について), 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, I-373, pp. 744-745, 1994. 9.
- 3-41) 神崎正美, 森清: 鋼床版舗装のひび割れに関する検討, 首都高速技報, 第 27 号, pp. 488-492, 1995.
- 3-42) 西澤辰男, 姫野賢治, 佐藤亮一, 佐藤育正: 鋼床版舗装の構造解析法に関する研究, 土木学会論文集, No. 627/V-44, pp. 103-122, 1999. 8.
- 3-44) 井秀和: 鋼床版上舗装の追跡調査, 日本道路公団技術情報, No. 138, pp. 139-142, 1997. 1.
- 3-44) 笹井幸男, 皆方忠雄, 小笠原照夫: FEM 解析による鋼床版 SMA 舗装の検討, 第 23 回日本道路会議論文集, 5139, pp. 278-279, 1999. 10.
- 3-45) 樋口康三: 本州四国連絡橋公団における橋面舗装, アスファルト, 第 38 巻, 第 187 号, pp. 24-28, 1996. 4.
- 3-46) 小林隆志, 西澤辰男: 散逸エネルギー理論に基づいた鋼床版舗装縦ひび割れの発生予測, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 5-630, pp. 1257-1258, 2004. 9.
- 3-47) 小林隆志, 西澤辰男: 鋼床版舗装における散逸エネルギー理論に基づいた疲労解析と実際のひび割れの関係, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 5-092, pp. 183-184, 2005. 9.
- 3-48) 小林隆志, 西澤辰男, 梶川康男: 鋼床版舗装の腹板上の縦ひび割れ予測, 土木学会第 61 回年次学術講演会, 5-097, pp. 193-194, 2006. 9.
- 3-49) 西澤辰男: 帯板要素と角柱要素を結合した鋼床版舗装構造解析モデルの開発, 土木学会舗装工学論文集, 第 4 巻, pp. 111-120, 1999. 12.
- 3-50) 姫野賢治, 渡辺隆, 丸山暉彦: 低スティフネス状態におけるアスファルト混合物の疲労破壊特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 366 号/V-4, pp. 143-151, 1986. 2.
- 3-51) 金子真嗣, 久保寺貴彦, 姫野賢治: 散逸エネルギー理論を用いた疲労破壊基準による鋼床版舗装のひび割れに関する研究, 土木学会第 58 回年次学術講演会, V-732, pp. 1461-1462, 2003. 9.
- 3-52) 田中正典, 姫野賢治: 散逸エネルギー理論を用いた鋼床版舗装の表面縦ひび割れの解析, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 5-580, pp. 1157-1158, 2004. 9.
- 3-53) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002. 3.
- 3-54) 日本道路協会: 溶接鋼道路橋示方書 解説, 1964. 5.
- 3-55) 多田宏行 編著: 橋面舗装の設計と施工, 鹿島出版会, 1996. 3.
- 3-56) 佐々木道夫: 橋面舗装と鋼床版, アスファルト, 第 38 巻, 第 187 号, pp. 44-53, 1977.
- 3-57) K. Klöppel und E. Roos: Statische Versuche und Dauerversuche zur Frage der Bemessung von Flachblechen in orthotropen Platten, DER STAHLBAU Heft 12, pp. 361-373, 1960. 12.
- 3-58) 藤井治芳, 沢井広之, 福井幸夫: 鋼床版の変形特性に関する調査, 建設省技術研究会報告, Vol. 30, pp. 362-364, 1977.
- 3-59) 例えば, 日本橋梁建設協会: デザインデータブック, 2006. 4.
- 3-60) 葦澤憲吉, 芳村仁: 舗装体を考慮した閉リブ鋼床版の局所応力について, 土木学会北海道支部昭和 51 年度論文報告集, Vol. 33, pp. 21-26, 1977. 2.

- 3-61) 葦澤憲吉, 倉持賢, 横田敏幸: 鋼床版における舗装体と鋼デッキプレートの間に生じる応力について, 土木学会第 41 回年次学術講演会, I-243, pp. 485-486, 1986. 11.
- 3-62) 葦澤憲吉, 芳村仁: 鋼床版舗装の局部曲げと内部応力, 構造工学論文集, Vol. 33A, pp. 351-359, 1987. 3.
- 3-63) 齊藤剛, 葦澤憲吉, 山田一貴: 鋼床版舗装縦ひび割れ問題における局所変形軽減について, 土木学会第 50 回年次学術講演会, I-165, pp. 330-331, 1995. 9.
- 3-64) 山田一貴, 葦澤憲吉: 変厚による鋼床版舗装局所変形の軽減効果について, 土木学会第 51 回年次学術講演会, I-A485, pp. 970-971, 1996. 9.
- 3-65) Iwao SUZUKI, Taiichi KAGAYAMA, Masanori IWASAKI: EFFECT OF LONGITUDINAL RIB SPACING ON DEFORMATION OF ASPHALT PAVEMENT AND FATIGUE OF WELDS IN ORTHOTROPIC STEEL DECK BRIDGE, Proc. of JSCE, NO. 432/ I-16, pp. 45-54, 1991. 4.
- 3-66) 山本泰幹, 森清, 小泉幹男, 須藤聡, 森直樹: 鋼床版舗装の線状ひび割れ調査, 土木学会第 51 回年次学術講演会, I-A504, pp. 1008-1009, 1996. 9.
- 3-67) 勝俣盛, 小笠原照夫, 吉家賢吾, 町田文孝, 柳澤則文: 合理化鋼床版構造の舗装耐久性に関する一考察, 土木学会第 53 回年次学術講演会, I-A205, pp. 410-411, 1998. 10.
- 3-68) 伊勢谷智映, 熱海明彦, 小枝日出夫, 大島俊之, 山崎智之: 大型閉りリブによる合理化鋼床版桁橋の舗装亀裂防止の検討, 土木学会第 53 回年次学術講演会, I-A101, 2000. 9.
- 3-69) 大井正美, 米島耕一, 黒澤弘文: 東京外環道路における鋼床版舗装の試験舗装結果からの一考察, 舗装, 36-1, pp. 18-22, 2001. 1.
- 3-70) 川畑篤敬, 井口進, 内田大介, 松下裕明, 玉越隆史, 石尾真理: 鋼床版橋梁の疲労損傷を対象とした調査点検方法の立案に向けた実橋調査, 土木学会第 5 回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp. 241-246, 2006. 7.
- 3-71) 国土技術政策総合研究所資料: 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究, 国総研資料 (発刊予定)
- 3-72) 十名正和, 久利良夫, 高田佳彦: 鋼床版疲労損傷と舗装舗装損傷との関係に関する検討, 第 27 回日本道路会議論文集, 20024, pp. 512-513, 2007. 11.
- 3-73) Tim Gurney: STATE-OF-THE-ART REVIEW 8 FATIGUE OF STEEL BRIDGE DECKS, TRANSPORT RESEARCH LABORATORY Department of Transport, 1992.
- 3-74) 小林文男, 森清, 坂井涉, 岩崎雅紀: 鋼床版縦リブの疲労設計に用いる実応力比の実橋測定, 土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集, I-184, pp. 366-367, 1994. 9.
- 3-75) 永田考, 岡田康一, 岡本真悟, 山田健太郎: 鋼床版局部応力に及ぼすアスファルト舗装の影響, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-318, pp. 636-637, 1995. 9.
- 3-76) 上仙靖, 山田健太郎, 西川武宏: 舗装剛性を考慮した鋼床版橋の応力解析, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, I-326, pp. 652-653, 1995. 9.
- 3-77) 程小華, 西川和廣, 村越潤, 大橋治一: 鋼床版の縦リブ・横リブ交差部の局部応力に及ぼす舗装の影響, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, I-A280, pp. 560-561, 1996. 9.
- 3-78) 大橋治一, 藤井裕司, 三木千壽, 小野秀一, 村越潤: 鋼床版の現場継手部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.
- 3-79) 岩崎雅紀, 永田考, 西川武宏, 小塩達也, 山田健太郎: アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 563/ I-39, pp. 161-171, 1997. 4.
- 3-80) 佐々木一哉, 下西勝, 中西禎之, 町田文孝, 三木千壽, 竹沢敏郎: 疲労損傷を受けた鋼床版の夏期および冬期の応力計測結果, 土木学会第 58 回年次学術講演会, I-405, pp. 809-810, 2003. 9.
- 3-81) 松本巧: 3 径間連続鋼床版箱桁橋の実橋載荷試験, 三井造船鉄構工事技報 VOL. 17, pp. 38-53, 2004. 3.
- 3-82) 齊藤史朗, 猪瀬幸太郎, 倉田幸宏, 中西保正: 鋼床版のデッキプレート応力に舗装の剛性が及ぼす影響, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, I-556, pp. 1109-1110, 2006. 9.
- 3-83) 鬼頭和也, 館石和雄: アスファルト舗装が鋼床版に発生する局部応力に及ぼす影響, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, I-557, pp. 1111-1112, 2006. 9.
- 3-84) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬, 玉越隆史: 舗装の劣化が鋼床版の局部応力に与える影響, 鋼構造論文集, (投稿中)
- 3-85) 貝沼重信, 山田健太郎, 上仙靖, 岩崎雅紀, 西川武宏: 縦リブの疲労き裂が鋼床版に及ぼす影響の実測と解析, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 927-936, 1996. 3.
- 3-86) 石井博典, 永田考, 岩崎雅紀: 鋼床版縦リブの補強に関する影響, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, I-A373, pp. 746-747, 1996. 9.
- 3-87) 小笠原照夫, 勝俣盛, 町田文孝, 川瀬篤志, 溝江慶久: 鋼床版構造の合理化に関する検討・実験, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1229-1240, 1999. 3.
- 3-88) 森山彰, 薄井稔弘: 鋼床版の疲労に関する調査・検討, 本四技報, Vol. 28 No. 103, pp. 1-7, 2004. 9.
- 3-89) 貝沼重信, 尾上聡史, 三浦健一, 井口進, 川畑篤敬, 内田大介: 鋼床版のデッキプレートとUリブの溶接ルート部の疲労き裂に対する試験システムの構築, 土木学会論文集 A, Vol. 64 No. 2, pp. 297-302, 2008. 4.
- 3-90) 川畑篤敬, 江崎正浩, 加藤靖, 杉村誠, 鈴木大也, 原直人, 矢ヶ部彰, 横山薫: デッキプレート厚・Uリブ厚・溶接溶け込み量が鋼床版の応力性状に与える影響, 土木学会第 4 回道路橋床版シンポジウム講

演論文集, pp. 17-28, 2004. 11.

- 3-91) 栗原康行, 川畑篤敬: 鋼床版デッキ貫通き裂発生メカニズムの検討, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, I-545, pp. 1087-1088, 2006. 9.
- 3-92) 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 鋼床版と橋に関するシンポジウム論文報告集, pp. 1-10, 2007. 8.

第4章 特殊な鋼床版舗装

一般的な鋼床版舗装では、たわみ追従性や水密性に優れたグースアスファルト舗装を基層に使用してきたが、耐流動性の改善や鋼床版の疲労耐久性向上などを目的に、新たな材料や構造が検討され施工も進められている。こうした新しい舗装を鋼床版に適用する場合には、第2章で示した鋼床版舗装特有の要求性能、例えば、鋼床版の変形への追従性やデッキプレートとの付着性、防水性、さらには舗装材料そのものの施工性等を十分に考慮しなければならない。設計者は、これらの性能が一つでも欠けている場合は、鋼床版と舗装とが一体となった健全な舗装構造にならないことを十分に理解しておく必要がある。

この章では、それらの特殊な鋼床版舗装について、アスファルト系舗装、セメントコンクリート系舗装、その他の特殊な舗装に分け、その概要と施工例を紹介する。

4.1 アスファルト系舗装

4.1.1 砕石マスチックアスファルト舗装 (SMA 舗装)

(1) 概要

SMA は、粗骨材の割合が70%程度と高く、その間隙に細骨材、フィラー、植物繊維等を添加したマスチックアスファルトが充填されている混合物(図-4.1)である。そして、粗骨材が多いため耐摩耗性や耐久性が高く、粗骨材の噛み合わせ効果から耐流動性に優れる。また、アスファルト量が多いため水密性も期待されている。そのため、従来のグースアスファルト舗装に代えて SMA 舗装を施工した実績が多く報告されるようになってきた。

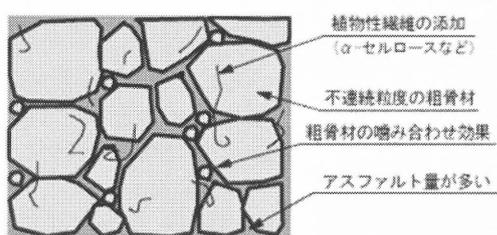


図-4.1 SMAの模式図⁴⁻¹⁾

(2) 首都高速道路 大師橋の施工例

旧首都高速道路公団は、1992年に、高速神奈川1号横羽線の大師橋で、既設のグースアスファルト舗装に代えて SMA 舗装を用いた補修工事を行っている⁴⁻²⁾。1968年供用の大師橋は、橋長287.5mの3径間連続鋼床版箱桁橋で、死荷重低減のため舗装厚を60mmとしていることや、重交通の多いことで、早い時期から上げた腹板近傍の舗装に橋軸方向のひび割れ・剥離、わだち掘れが発生していた。そのため耐流動性と耐ひび割れ性が高い舗装材として、植物繊維メチルセルロースを添加した SMA を基層に採用した。SMA 舗装厚は42mmである。施工時には、SMAの転圧作業と舗装端部処理に注意を要したと報告されている。施工前の室内試験では、改質II型バインダーの使用や植物繊維添加

によるバインダー量増加により、事実上不透水とされる 3.5×10^{-7} cm/sec 程度の透水係数及びグースアスファルトに近い 9×10^{-3} 程度の曲げひずみ性能を確認している。

この SMA 舗装の採用で、わだち掘れ量やひび割れ率が大幅に改善され、部分補修の頻度が減少したことから、2001年に、更に補修サイクルの長期化を図るため、新たに開発された繰返し曲げ抵抗性に優れる鋼床版用バインダーを使用し、SMA 舗装1層での舗装補修工事を行っている⁴⁻³⁾。これは SMA 舗装厚を厚くすることで、ひび割れ抵抗性の向上を期待したものである。施工にあたって、接着剤の付着力の確保と防錆効果を高めるため、鋼床版表面にショットブラストによる1種ケレンを施した。また、舗装と路肩コンクリートとの施工目地は、瀝青系成型目地材で接着させ、雨水の浸透を防止している。なお、SMA 舗装に防水性能を期待しており、防水層を設けていない。

工事で使用した鋼床版用バインダーは、本四I型バインダーをベースに改良されたもので、粘弾性とたわみ追従性については物性値の変形係数で、曲げ疲労抵抗性については繰返し曲げ試験結果で評価している、また、鋼床版と SMA 舗装の接着性については、引張接着性試験とせん断試験を行い、使用する鋼床版接着剤と塗布量を決定している。

(3) 阪神高速道路 湾岸線の施工例

旧阪神高速道路公団は、1999年から2001年の間に、阪神高速道路湾岸線の鋼床版舗装の補修工事で約38,000 m²に SMA 舗装を施工している⁴⁻⁴⁾。湾岸線の天保山から三宅間約8kmの舗装は、供用から17~25年が経過しており、部分的に舗装補修が行われていた。そこで、舗装の耐久性向上等を図るために、基層に SMA 舗装45mm、表層にポラスアスファルト舗装35mmを採用している。

SMA については室内試験で、はく離抵抗性については静的にはく離試験、耐流動性についてはホイールトラッキング試験を行っている。また、消石灰の添加で DS 値 (Dynamic Stability) が大きくなることを確認している。

舗装工事に先立って行われた試験舗装(写真-4.1)では、SMAの締め固めについて、SMAは温度が低下しやすく迅速な締め固めが必要であること、特殊添加剤によりバインダー内に微細な泡を発生・分散させ、そのベアリング作用により高い締め固め度を得られることを確認している。また、防水層について、ゴムアスファルト系塗膜防水の全面塗布と添接部のみ塗布との比較を行い、締め固めのバラツキ等を考慮し、全面塗布としている。

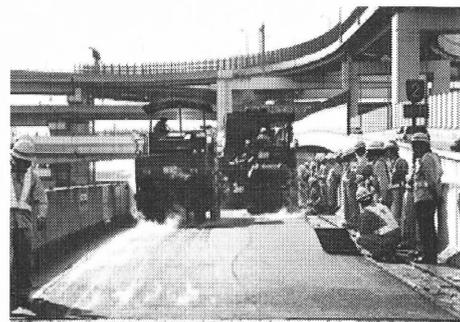


写真-4.1 湾岸線の SMA 舗装 (試験施工)

(4) 旧日本道路公団 那珂川橋の施工例

旧日本道路公団は、東水戸道路の那珂川橋で、鋼床版舗装の基層にSMA舗装を採用した⁴⁻⁵⁾。1999年に供用した那珂川橋は、橋長533mの2径間連続鋼床版斜張橋である。

事前の施工試験で、実橋と同じプレート・ボルト・ナットを取り付けた模擬鋼板を用いて敷き均し・転圧作業を行い、充填状況等の確認を行った。この試験で、SMA舗装の防水性確保には転圧回数管理が重要であり、特にSMAだけでは防水性に劣る鋼床版上の突起部には施工時に損傷を受けにくいウレタン系防水層(写真-4.2)を、舗装端部の地覆近傍にはメタクリル系防水層を用いることとした⁴⁻⁶⁾。

実施工時は気温が低く風も強い悪条件となったため、鉄輪ローラを増強し、敷き均し後速やかに初期転圧を行うことで初期の温度低下を抑え、2次転圧時には接地圧の小さい15tfタイヤローラを先行させタイヤへの混合物付着低減を図ったと報告されている。

施工にあたっては、事前にFEM解析を実施し、舗装表面に発生するひずみの特性やひび割れが懸念される部位の検討が行われた⁴⁻⁷⁾。FEM解析では、デッキプレートと舗装界面の弾性合成的な挙動を表現するために、舗装をソリッド、鋼床版をシェル要素でモデル化している。また、鋼床版上のSMA舗装の挙動を解明するため、鋼板上に試験施工したSMA舗装を鋼板とともに切り取り、恒温槽を用いた繰返し載荷試験を行った⁸⁾。試験結果では、SMA舗装のひずみは、温度が高くなると大きくなること、載荷速度が速くなると小さくなること、最大砕石粒径の大きい方が弾性係数も大きく発生するひずみが小さいことを確認している。さらに、舗装と鋼板のひずみ分布は不連続であるが、弾性的には結合されていたことが示されている。



写真-4.2 那珂川橋の添接部ウレタン系防水層

(5) 名古屋高速道路の施工例

名古屋高速道路公社では、2001年に供用した高速11号小牧線、2005年に供用した高速16号一宮線(写真-4.3)で、鋼床版舗装の基層にSMA舗装が施工されている(図-4.2)。1994年制定の同公社舗装設計基準⁴⁻⁹⁾では、デッキプレートが溶接継手の鋼床版にはSMA舗装を標準とし、防水層は舗装端部に用いるとされていた。なお、現行の同基準⁴⁻¹⁰⁾(以下、名高基準)よりグースアスファルト舗装が標準となっている。



写真-4.3 一宮線のSMA舗装箇所

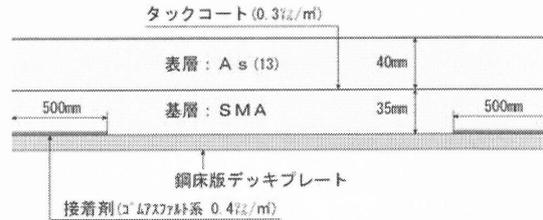


図-4.2 SMA舗装構成

4.1.2 硬化性アスファルト舗装

(エポキシアスファルト舗装)

(1) 概要

硬化性アスファルト舗装は、エポキシアスファルト(Epoxy Asphalt, 以下、エポアス)舗装とも呼ばれるように、一般的にはストレートアスファルトに熱硬化樹脂であるエポキシ樹脂を添加したエポアス混合物をバインダーとした舗装である。エポアス舗装は、耐流動性、耐摩耗性や疲労抵抗性が高く、鋼床版舗装のほか、特に流動が懸念される箇所で用いられている。

エポキシ樹脂は、主剤であるエポキシ樹脂と副剤である硬化剤の二液の混合により硬化が始まるため、可使用時間が制限される。エポアス舗装の可使用時間は、従来1.5~2時間程度であったが、最近では可使用時間を3時間以上に長くしたエポアス舗装も用いられている。しかしながら、このエポアス舗装では、初期強度の発現が遅くなり、わだち掘れの発生が懸念されていることから、早期供用が可能となるよう強度発現が早い材料も開発されている^{4-11)~4-13)}。

(2) 旧本四公団での検討

本四基準⁴⁻¹⁴⁾には、使用するエポアスの規格値とエポアス混合物の基準値等が定められている。

基準制定のため実施した一般国道16号長浦試験施工では、上・下層共に30mmのエポアス舗装を施工した⁴⁻¹⁵⁾。この試験箇所では、供用後、エポアス舗装にひびわれが発生したため、2年を経た時点で打ち替え補修を行っているが、その後も再度ひびわれが発生している。これは、施工時の可使用時間調整が十分でなく、鋼床版と舗装の接着が不十分なことが原因と推測されており、エポアス舗装はプラントでの混合物製造や施工面で、温度と時間を厳しく管理

することが重要であると報告されている。

また同基準では、エポアス舗装の接着剤には、混合物に用いるエポアスを使用することとしている。その理由として、土木研究所の疲労試験でも、エポアス混合物に使用したエポアスを接着剤に用いると付着性が高いことが示されていること、海外でも接着層に混合物用バインダーが用いられていることが挙げられている。

(3) 旧日本道路公団の施工例

旧日本道路公団では、重交通路線において、耐流動性を考慮し、鋼床版舗装にエポアス舗装を採用した例がある⁴⁻¹⁶⁾。東京外環は、路線の重要性などから、耐久性のほかに耐流動性の向上を図り、エポアス舗装の試験施工を行った。

荒川第一橋では、14 mmのデッキプレート上に、基層にエポアス舗装40 mm、表層にアスファルト舗装40 mmを行った。芝川橋では、16 mmのデッキプレート上に、基層にエポアス舗装40 mm、表層にアスファルト舗装40 mmを行った。いずれの橋梁も防水層は施工されていない。舗装の供用後は、平坦性・わだち掘れ・滑り抵抗等の走行性、クラックやポットホール・骨材飛散等の路面外観から見た舗装の破損状況などの調査、ポータブル軸重計による交通荷重測定、舗装体の温度測定等が行われた。

他の路線の事例としては、京葉道路の花輪IC橋で12 mmのデッキプレート上に、基層に40 mmのエポアス舗装、表層に35 mmのアスファルト舗装を採用した例や、名神高速道路の蟬丸橋で14 mmのデッキプレート上に、基層に40 mmのエポアス舗装と表層に40 mmのアスファルト舗装を採用した例がある。

(4) 名古屋高速道路の施工例

名古屋高速道路公社では、2007年に供用した高速6号清須線の明道町オフランプ橋(写真-4.4)でエポアス舗装が試験施工されている。本橋では、基層にエポアス舗装35 mm、表層にポーラスアスファルト舗装40 mmを行っている。名高基準では、エポアス舗装をグースアスファルト舗装の施工が困難な合成勾配が大きな区間、あるいはランプ部のように交通渋滞等でグースアスファルトではわだち掘れ等が発生する恐れのある箇所を用いるとしている。



写真-4.4 明道町オフランプ橋

(5) 2nd Yangtze 橋・Runyang 橋の施工例

中国では、南京の2nd Yangtze 橋や鎮江のRunyang 橋で、鋼床版舗装にエポアス舗装が施工されている。

2000年に完成した2nd Yangtze 橋は、斜張橋として世界第四位の長さ1,238mの道路・鉄道併用橋である。南京の夏季は高温で、鋼床版デッキ温度が70℃にも達するため、高温下における疲労耐久性やわだち掘れ抵抗性に関する検討と試験施工を行い、約40,000 m²にエポアス舗装の施工が行われた⁴⁻¹⁷⁾。舗装構成は、14 mmのデッキプレート表面に無機ジンクを塗布し、その上に1層25 mmのエポアスを2層(計50 mm)としている(写真-4.5)。

また、2004年に完成したRunyang 橋は、吊橋として世界第三位の支間長1,490mである。鎮江の夏季は高温、冬季は低温という自然環境のため、鋼床版舗装の耐久性が懸念されたため、2nd Yangtze 橋の実績に基づき、約67,000 m²にエポアス舗装が採用された⁴⁻¹⁸⁾。舗装構成は、14 mmのデッキプレート上にエポアス舗装55 mmとなっている(写真-4.6)。また、タックコートには、より粘性を上げたエポアス混合物を使用し、約150℃でスプレー機械を用いて行われている。



写真-4.5 2nd Yangtze橋のエポアス舗装⁴⁻¹⁷⁾



写真-4.6 Runyang橋のエポアス舗装⁴⁻¹⁸⁾

4.1.3 鋼繊維補強グースアスファルト舗装

(1) 概要

鋼繊維補強グースアスファルト(以下、ファイバース)舗装とは、グースアスファルトに鋼繊維(スチールファイバー)を混入した舗装である。ファイバース舗装は、グースアスファルト舗装の耐流動性の向上や、急勾配区間におけるグースアスファルト舗装の施工時のだれ現象を抑制するために開発されたものである。

グースアスファルトに鋼繊維を添加することで、軟化点を75℃以下におさえながらDS値を大きくでき、耐クラック

ク性も改善されるが、大量に添加すると鋼繊維のからみ合いが強くなり過ぎ、施工性が著しく低下する⁴⁻¹⁹⁾。このため、ファイバークースの作業性については、リュエル粘度測定とフローコーン試験を行って評価している。

(2) 首都高速道路 芝浦サービスエリア入出路の施工例

旧首都高速道路公団は、1993年に、急勾配の鋼床版部を有する首都高速道路の芝浦サービスエリア入出路(写真-4.7)でファイバークース舗装を施工している⁴⁻²⁰⁾。混入した鋼繊維は、長さが40mm、直径0.6mmである。

施工方法は、試験施工を基に、合成勾配20%以下の区間では機械施工による敷き均し厚さ40mmの1層仕上げとし、勾配20%以上の区間では型枠を設置しファイバークースを流し込む人力施工を採用している。

機械施工区間のファイバークース舗装は、通常のグースアスファルト舗装と同程度の施工性が得られ、ダレ量も最大5mm程度で施工している。人力施工区間では、型枠で1㎡程度の小ブロックに分け、千鳥状に舗装を進め、各ブロックの接着性を高めるためにブロック端部に接着剤を塗布し行われた。

施工約6ヵ月後の調査では、良好な舗装路面を保っており、異常は認められないと報告されている。

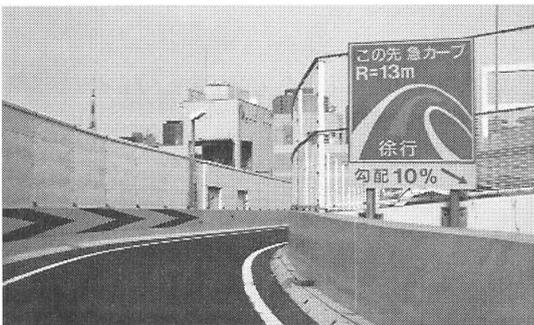


写真-4.7 芝浦サービスエリア出路橋

4.2 セメントコンクリート系舗装

4.2.1 鋼繊維補強コンクリート舗装 (SFRC 舗装)

(1) 概要

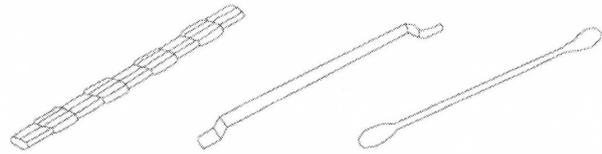
SFRC は、不連続の短い鋼繊維をコンクリート中に均一に分散させることによって、引張強度、曲げ強度、ひび割れに対する抵抗性、じん性、せん断強度、耐衝撃性などの改善を図った複合材料である⁴⁻²¹⁾。鋼繊維は、一般に長さが20~60mm、直径0.3~0.9mmで、直径に対する長さ比率(アスペクト比)が30~100程度のものが用いられている。主な鋼繊維の形状を図-4.3に示す。また、コンクリートに対する鋼繊維混入率(容積百分率)の範囲は、0.5~2.0Vol%程度(単位量;約40~160kg/m³)である。

SFRC 舗装が鋼床版舗装に用いられたのは1980年代からで、当初は舗装自体の耐久性向上を目的として開発された⁴⁻²²⁾、⁴⁻²³⁾。

近年では第III編にも示したように、鋼床版のデッキプレートと縦リブの溶接部等で疲労損傷例が数多く発見され

るようになり、その原因の一つとしてデッキプレートの剛性不足による局所的な変形が考えられている。そこで、鋼床版の疲労耐久性の向上を目的に、SFRC 舗装をスタッドジベルや接着剤を用い鋼床版に合成させて、鋼床版の剛性を高める事例も見られるようになった。

なお、当初は鋼床版舗装全厚 SFRC であったが、基層に SFRC、表層にポーラスアスファルトを採用することにより、疲労耐久性向上と走行性を考慮した施工例も増えている。



a) インデント型 b) 両端フック付き c) ドッグボーン型

図-4.3 鋼繊維の形状

(2) 名古屋高速道路の施工例

名古屋高速道路公社では、我が国で初めて SFRC 舗装を鋼床版舗装として本格的に採用している。同公社の SFRC 舗装構成を図-4.4に示す。名高基準によると、ランプ部、料金所付近(写真-4.8)、非常駐車帯など、舗装の耐久性や耐流動性が求められる箇所では SFRC 舗装を用いている。近年では、同高速の本線でも SFRC 舗装が採用されている。

東別院オフランプ橋では1985年に、車輛制動が作用すること、渋滞が予想されること、一車線のため打ち替えが困難であることから、SFRC 舗装が適用されている⁴⁻²⁴⁾(写真-4.9)。同橋は、曲率半径35mの2径間連続鋼床版桁橋で、舗装厚は80mmで SFRC が施工されている(写真-4.10)。SFRC 舗装と鋼床版とのずれ止めには、長さ40mm、直径9.5mmのスタッドジベルを、鋼床版全面に250mm間隔で配置することとし、特に桁端部は200mm間隔で配置している。連続桁の中間支点付近の SFRC 舗装に引張力が作用するため、中間支点の前後約8mに、50*50mm、直径2.6mmの補強鉄網を SFRC 舗装の中立軸付近に配置している。デッキプレートのボルト接合部には、舗装厚変化によるひび割れの発生を防ぐため、縦目地を設け補強鉄網を配置している。SFRC に用いた鋼繊維は、凍結防止剤に対する防錆対策として、試験的にステンレス繊維(1.5Vol%)を採用している。セメントは、早期交通開放のため早強ポルトランドセメントを使用し、膨張材を30kg/m³添加している。接着防水層としては、エポキシプライマーを全面塗布し、張り出し部の SFRC 縦方向施工目地、主桁連結板部及び地覆との境界部にエポキシ樹脂を SFRC 打設直前に塗布している。

同橋では、SFRC 舗装と鋼床版の合成効果と力学的挙動を確認するため、20tf ダンプトラックによる SFRC 舗装打設前後の載荷実験を行い、SFRC 舗装が床版や主げた作用に与える影響について実験的に確認している⁴⁻²⁵⁾。

また、2007年に供用した高速6号清須線の新川渡河部(写真-4.11)でも SFRC 舗装の試験施工が行われている(写真-4.12)。舗装構成は、基層に50mmの SFRC 舗装、

表層には 30mm のポーラスアスファルト舗装としている。鋼床版のデッキプレート上にスタッドジベル（長さ 30～80 mm，直径 9.5 mm）を全面設置し，中間支点部は補強鉄網を配置している。SFRC に混入した鋼繊維（長さ 30 mm，直径 0.62 mm）は 1.5Vo1% としている。

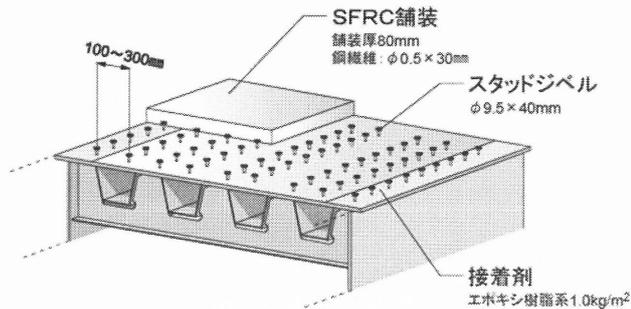


図-4.4 名古屋高速道路公社の SFRC 舗装構成

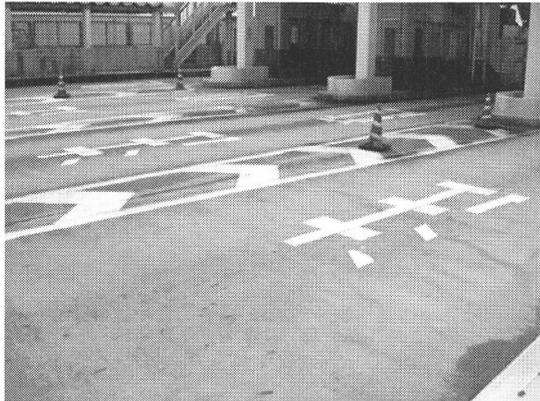


写真-4.8 大山川料金所の SFRC 舗装



写真-4.9 東別院オフランプ橋の SFRC 舗装



写真-4.10 東別院オフランプ橋の SFRC 舗設状況



写真-4.11 新川渡河部



写真-4.12 新川渡河部の SFRC 舗設

(3) 横浜ベイブリッジの施工例

横浜ベイブリッジ（以下、YBB：写真-4.13）は，ダブルデッキ構造の3径間トラス斜張橋と鋼トラス橋・鋼箱桁から構成される長大橋で，上層路が首都高速，下層路が一般国道357号となっている。一般国道357号は，本牧・大黒埠頭間を結ぶコンテナ車など重車両の往来が非常に多い重交通路線である。

YBBの下層路では2004年に，鋼床版の疲労耐久性向上を目的に，コンクリート版による応力低減効果とSFRC舗装との一体化によるデッキプレートの剛性向上効果を確認する施工が行われている⁴⁻²⁶⁾，⁴⁻²⁷⁾（写真-4.14）。SFRC舗装と鋼床版との一体化は接着剤を基本とし，スタッドジベルは全面に配置するのではなく，鋼床版端部，レーンマーク下部及びレーン中心部に最小限の配置としている。また，剛性を高めるには，コンクリート層を厚くすることが有効であると考え，アスファルト表層を設けず，SFRC厚さを施工限界の75mmとしている。YBBの舗装構成を図-4.5に示す。使用したSFRCは圧縮強度約30N/mm²（早強セメント）で，鋼繊維は1.5Vo1%混入している。

SFRC舗装の施工に際して，デッキプレートの表面処理として，接着性の均一化ならびに確実性を確保する観点から，全面をショットブラスト処理によりジンクリッチプライマーを除去している。また，施工時期が冬季であることから，あらかじめ低温養生による接着剤の強度発現性について，室内試験で確認している。

実橋における振動によるダレ量の試験結果や材齢1日圧縮強度試験の結果を基に，打設されたコンクリートのダレ対策と初期強度の増加を図るために，真空脱水工法を採用している。本工法を採用したことで，コンクリートのダ

レはほとんどなく、舗装路面としての平坦性を満足したとされている。コンクリート表面に舗設後すぐ乾燥収縮クラックが生じたが、エポキシ樹脂による注入工にて補修している。現在、応力低減効果や舗装のひび割れ状況のモニタリングが行われている。

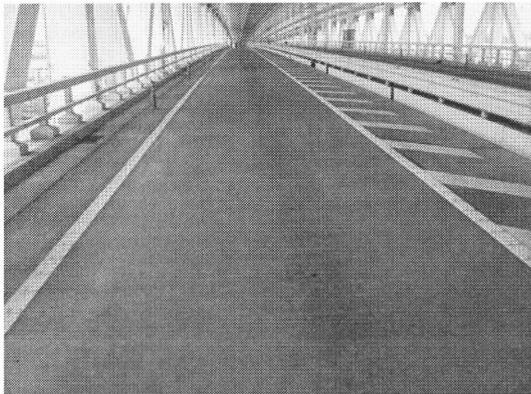


写真-4.13 YBBのSFRC舗装

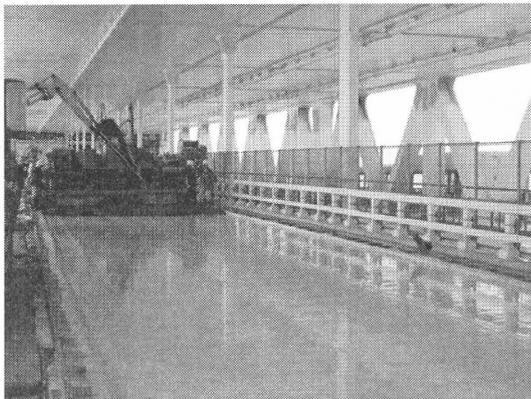


写真-4.14 YBBのSFRC舗設

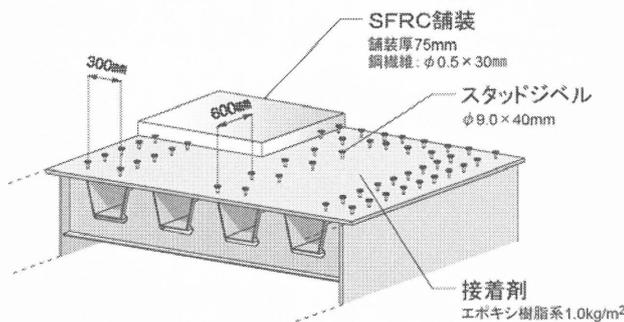


図-4.5 YBBのSFRC舗装構成

(4) 湘南大橋の施工例

一般国道134号湘南大橋(写真-4.15)では、1999年に鋼床版の亀裂が発見され、疲労き裂に対する調査や当て板補強等の応急対策を実施し、2005年に恒久的対策として走行車線の変更と共にSFRC舗装を施工している⁴⁻²⁸⁾(写真-4.16)。湘南大橋で施工したSFRC舗装の構成を図-4.6に示す。接着剤は、エポキシ系とアクリル系を付着強度試験で比較しエポキシ系接着剤を選定している。10℃の低温で強度発現も確認している。スタッドジベルは、YBBを参考に舗装端部だけに2列ずつ配置している。

SFRCは、設計基準強度30N/mm²とし、夜間の交通規制下での施工となったため、材齢3時間において強度発現(24

N/mm²)が期待できる超速硬セメントを使用している。鋼繊維は100kg/m³混入しており、コンクリート内のひび割れ対策として、SFRC内に炭素繊維(Carbon Fiber Reinforced Plastics, 以下, CFRP)格子筋(Grid)を設置している。

また、事前に現地での施工性と補強効果を確認するため、現場試験施工を行っている。20tfダンプトラックによる動的載荷試験を行い、7~9割程度のSFRC舗装による応力低減効果を確認している。

施工後の調査で、SFRC舗装に最大0.3mmのひび割れが確認されている。乾燥収縮のほか、箱桁腹板位置に負曲げによる橋軸方向ひび割れが推定されたが、CFRP格子筋の手前で止まっており鋼床版までは到達していないことを超音波探傷試験によって確認している⁴⁻²⁹⁾。

20tfダンプトラックによる載荷試験により、SFRC舗装による応力低減効果が供用1年後も継続していることを確認している⁴⁻³⁰⁾。

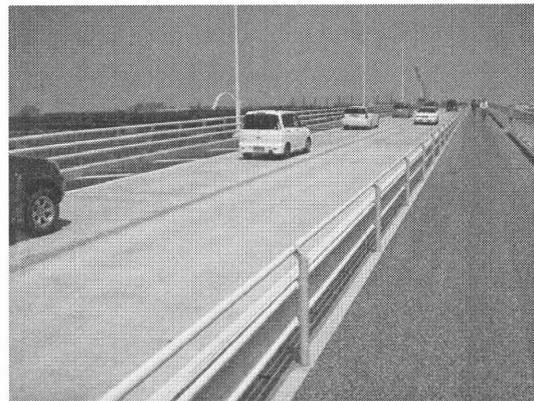


写真-4.15 湘南大橋のSFRC舗装



写真-4.16 湘南大橋のSFRC舗設

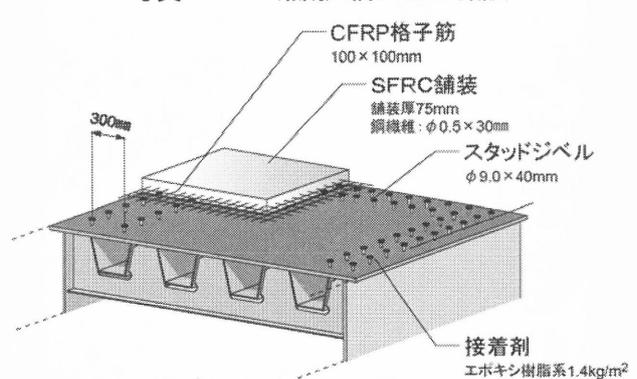


図-4.6 湘南大橋のSFRC舗装構成

(5) 首都高速道路の施工例

首都高速道路中央環状線でも、鋼床版の疲労耐久性向上を目的として、2007年に開通した高松地区高架橋および西新宿JCTの一部(写真-4.17)および高松地区高架橋でSFRC舗装を施工している⁴⁻³¹⁾(写真-4.18)。

鋼床版における従来のSFRC舗装は、剛性を高めるため舗装全厚で施工されているが、沿道環境、走行性等に配慮して、基層に50mmのSFRC舗装、表層には30mmの鋼床版用ポーラスアスファルト舗装としている。SFRC舗装の表面にはプライマーを塗布し、改良型加熱塗膜型防水材料を施工している。

SFRC舗装と鋼床版の一体化は、鋼床版面をショットブラストで研掃し、エポキシ樹脂系接着剤を塗布して行っている。通常使われるスタッドジベルは、SFRC舗装が50mmと薄いため採用していない。

輪荷重によって負のモーメントが発生する主げた腹板上には、SFRC舗装が破損しても飛散しないように幅1m、厚さ7mmのCFRP格子筋を設置している。CFRPを用いたのは、SFRC舗装が薄いため、鉄筋や鉄網では十分な被り厚が確保できないためである。

実施工に際しては、実物大模型による載荷試験を行なわれ、SFRC舗装の耐久性や、鋼床版の応力低減効果が確認されている⁴⁻³²⁾。



写真-4.17 西新宿JCT



写真-4.18 高松地区高架橋のSFRC舗装⁴⁻³¹⁾

4.2.2 高靱性繊維補強セメント複合材料舗装

(HPFRCC舗装)

(1) 概要

高靱性繊維補強セメント複合材料 (High Performance Fiber Reinforced Cement Composite, 以下, HPFRCC) とは、鋼材に類似した引張応力-ひずみ挙動と、ひび割れ幅抑制機能とひび割れ分散性を特徴とするセメント複合材料である。このHPFRCCの1種で、直径10~数10ミクロンのポリエチレン繊維やビニロン繊維などを1~2Vol%程度含有したECC (Engineered Cementitious Composite) を鋼床版舗装に用いた施工例が報告されている。このECCを鋼床版舗装に用いて、ECCと鋼床版を合成構造とすることで、鋼床版の剛性を向上させ、鋼床版に発生する局所応力を低減することによって、疲労耐久性を確保するものである⁴⁻³³⁾。

(2) 美原大橋の施工例

北海道の一般国道337号美原大橋(写真-4.19)では、2004年にECC舗装が施工されている⁴⁻³⁴⁾(写真-4.20)。ECC舗装は、鋼床版上にプレートジベル(図-4.7)を接着し、防水層の施工後に、セメントモルタル中に繊維を混入したECCを打設し、その後、タックコート、アスファルト等の舗装を行う舗装である。ECCに混入した短繊維は、凍結防止剤による繊維の腐食対策として、有機繊維であるビニロン繊維(長さ12mm、直径0.04mm)を用い、2.0Vol%混入している。美原大橋のECC舗装構成を図-4.8に示す。

ECC舗装の施工は、①鋼床版の無機ジンクリッチペイントをスチールショットブラストで除去、②縦方向500mm間隔、横方向300mm間隔に1個ずつ、プレートジベルをアクリル系接着剤にて接着、③プレートジベルの突起部を専用のキャップで養生し、ポリウレア樹脂を厚さ2mmとなるように鋼床版に吹付(ポリウレア樹脂は二液混合型で吹付後瞬結)、④ポリウレア樹脂吹付後ジベルキャップを取外(ポリウレア樹脂はプレートジベルの端部とラップするため鋼床版上面にポリウレア樹脂とプレートジベルによる防水層が形成)、⑤防水層上にECCの打設(打設に際してプレートジベルの突起部にECCが十分に充填するよう締め固め)、⑥ECCはコンクリートフィニッシャーにより敷き均し、金コテにより仕上げ、⑦養生は、敷設後14日間養生マットで覆い、1日2回の散水養生の施工手順で行われている。

実施工前の検討として、ECC舗装を合成した鋼床版の疲労損傷対策効果を確認するために、実物大試験体を用い、局所応力発生部位に着目した要素試験、定点載荷疲労試験及び輪荷重走行試験が行われ、3次元非線形FEM解析により、プレートジベルとECCのせん断力伝達機構およびECC合成鋼床版構造による鋼床版の応力低減効果について検討されている⁴⁻³⁵⁾。

実橋での補強効果を確認するため、ECCの打設前後で静的載荷試験を行い、ECCによる鋼床版の局部応力の低減を確認している⁴⁻³⁴⁾。

また、水中環境下での疲労耐久性を検証するために、実物大の試験体を用いて水張り方法を変化させた輪荷重走行試験を実施している⁴⁻³⁶⁾。実験結果では、上面及び下面に水がある状態でも大きな疲労耐久性の低下は生じないが、鋼床版上面から ECC 上面までを完全に水浸させた状態では、比較的早期に損傷を生じること、ECC と鋼床版（防水層）間に滞水した水の圧力が静的載荷と比較して大きく上昇することが報告されている。



写真-4.19 美原大橋

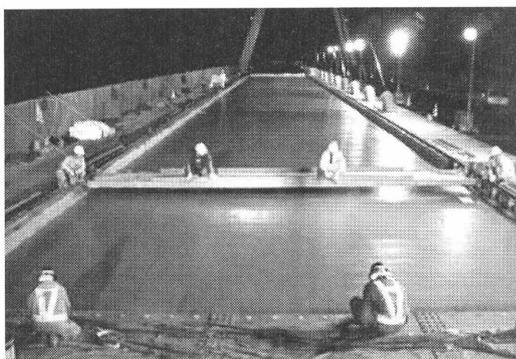


写真-4.20 美原大橋の ECC 舗設⁴⁻³⁷⁾

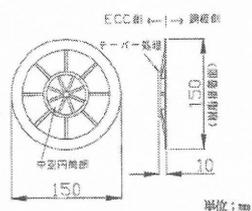


図-4.7 プレートジベルの形状⁴⁻³⁵⁾

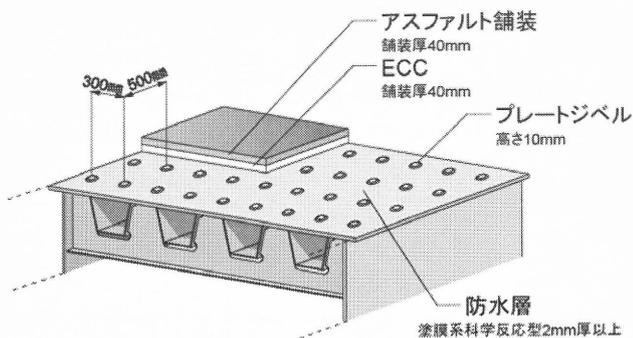


図-4.8 美原大橋の ECC 舗装構成

4.3 その他の特殊な鋼床版舗装

4.3.1 ポリマーセメントモルタル舗装

(1) 概要

ポリマーセメントモルタルは普通モルタルより硬化が速い、収縮が小さい、防水性が高い、耐薬品性が優れるなどの利点を有しており、道路橋の床版や橋脚の補修・補強にも使用されている。このポリマーセメントモルタルの1種で、セメント混和材にゴムラテックス（スチレンブタジエンゴムをベースとしゴムラテックス乳剤を混入）を使用したゴムラテックスモルタルを、グースアスファルト等の基層材料に置き換え、鋼床版に合成させることにより、鋼床版全体の剛性を高め、鋼床版の疲労耐久性の向上を図ることが検討されている。

(2) 阪神高速道路 5号湾岸線の施工例

阪神高速道路株式会社では、2007年に5号湾岸線で、既設鋼床版の疲労損傷の抑制・防止を目的に、ゴムラテックスモルタル舗装の試験施工を行っている（写真-4.21～4.22）。基層のゴムラテックスモルタル舗装45mmの上に、表層はポーラスアスファルト舗装35mmと密粒度アスファルト舗装35mmの2種類舗設している。

施工前の検討として、ゴムラテックスモルタルを接着させた合成鋼板の曲げ試験を行い、その合成効果を検討している⁴⁻³⁸⁾。また、デッキプレート近傍の局部応力低減効果を静的・動的載荷試験により確認し、包括的に疲労耐久性の向上を報告している⁴⁻³⁹⁾。検討で用いた試験体は、デッキプレート上面をブラスト処理後、ゴムラテックスモルタルを45mm打設している。さらに、鋼床版の水張り状態での輪荷重走行試験も実施され、水環境下での合成構造の耐久性を確保するためには、ゴムラテックスモルタル上に防水層を施工する必要があると報告されている⁴⁻⁴⁰⁾。

実橋施工前後でのゴムラテックスモルタル舗装による応力低減効果を25tf大型トラックにて実働応力計測を実施し、鋼床版に発生する応力の低減を確認している⁴⁻⁴¹⁾。



写真-4.21 5号湾岸線のゴムラテックスモルタル舗設



写真-4.22 5号湾岸線のゴムデッキの施工

4.3.2 繊維補強プラスチック格子筋アスファルト舗装 (FRP 格子筋アスファルト舗装)

(1) 概要

繊維補強プラスチック格子筋アスファルト舗装は、鋼床版舗装において基層（一般的にはグースアスファルト）と表層の間に、道路橋の床版や橋脚の補修・補強など広く使用されている繊維補強プラスチック（Fiber Reinforced Plastics, 以下、FRP）格子筋（Grid）を挟んだ舗装である（図-4.9～4.10）。この舗装では、FRP 格子筋による輪荷重を分散、鋼床版への補剛効果の増大により、鋼床版のデッキプレートに生じる疲労損傷に対する補強を目的として検討されている。

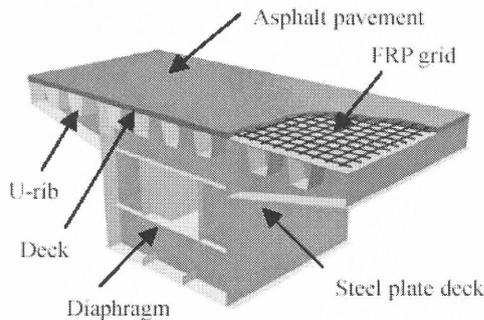


図-4.9 FRP 格子筋アスファルト舗装⁴⁻⁴²⁾

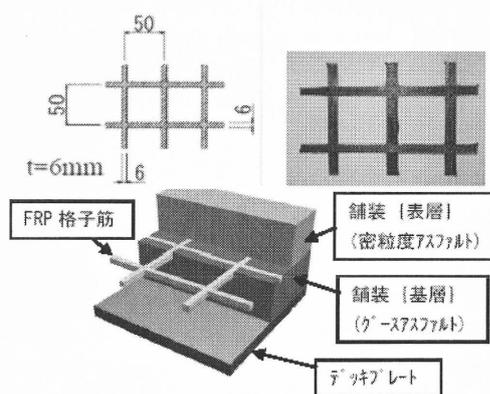


図-4.10 FRP 格子筋の形状・設置位置⁴⁻⁴³⁾

(2) 検討例

FRP 格子筋アスファルト舗装については、補強効果が最も高い鋼床版舗装の基本構造の決定方法、鋼床版舗装構造の部分モデルを用いた曲げ載荷実験及び FEM 解析等の検討が報告されている⁴⁻⁴²⁾。なお、実橋へ適用したとの報告はない。

4.3.3 高性能鉄筋コンクリート舗装 (RHPC 舗装)

(1) 概要

オランダでは、鋼床版舗装で一般的に用いられているマスティックアスファルト舗装を、鋼床版の疲労強度改善やデッキプレート貫通き裂に対する鋼床版補強を目的として、高い剛性を有する高性能鉄筋コンクリート（Reinforced High Performance Concrete, 以下、RHPC）に置き換える方法が採用されている⁴⁻⁴⁴⁾（図-4.11）。

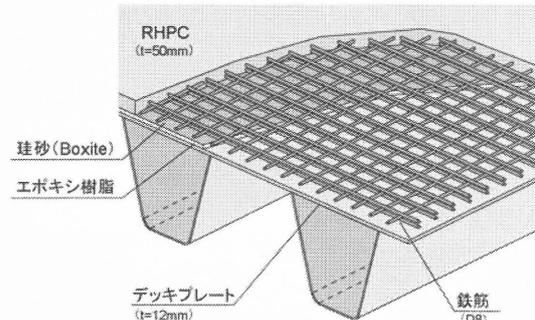


図-4.11 RHPC 舗装⁴⁻⁴⁵⁾

(2) 施工例

オランダの Caland 橋（写真-4.23）の可動部において、RHPC 舗装の試験施工が行われている（写真-4.24）。

採用された RHPC 舗装は、コンクリートの圧縮強度 $84\text{N}/\text{mm}^2$ で、直径 8mm の鉄筋が $50\sim 100\text{mm}$ 間隔で格子状に 3 段重ねた補強鉄筋で構成された厚さ 60mm のコンクリート舗装である。RHPC はエポキシ接着剤によって結合された珪砂で面的に接合されている。

同じオランダの Moerdijk 橋（写真-4.25）では、以前に確認されたデッキプレートの疲労き裂を溶接補修し、従来のアスファルト舗装を RHPC 舗装に置き換えている（写真-4.26）。

採用された RHPC 舗装は、圧縮強度が $110\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の極めて高強度のコンクリートで、さらに靱性を高めるために鋼繊維やアクリル繊維が混入されている。舗装厚はアスファルト舗装と同じ 50mm としている。ひび割れの発生を抑制する目的で、直径 8mm の鉄筋が 50mm 間隔で 3 段配置されている。RHPC の上面に防水層や表層アスファルトは設けられていない。



写真-4.23 Caland橋⁴⁻⁴⁴⁾



写真-4.24 Caland橋のRHPC舗装⁴⁻⁴⁴⁾



写真-4.25 Moerdijk橋

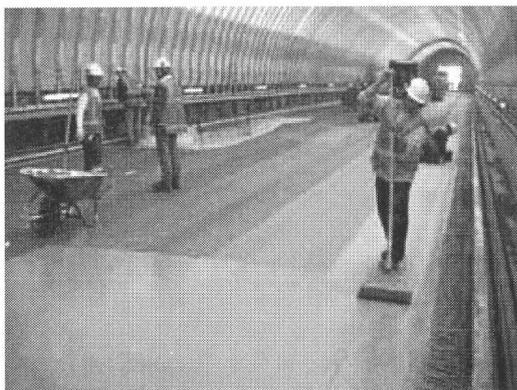


写真-4.26 Moerdijk橋のRHPC舗装⁴⁻⁴⁵⁾

4.3.4 高性能舗装(高性能マスティックアスファルト舗装, 高性能エポキシ舗装)

(1) 概要

英国の Severn 橋では、供用後約 20 年で再舗装が必要となり、またトラフリブとデッキプレートとの再溶接や、横リブの再溶接が必要となった。このため、鋼床版の疲労耐久性向上を目的に、新たな 2 種類の高性能舗装として、高性能マスティックアスファルト舗装と高性能エポキシ舗装が施工されている⁴⁻⁴⁶⁾ (図-4.12)。

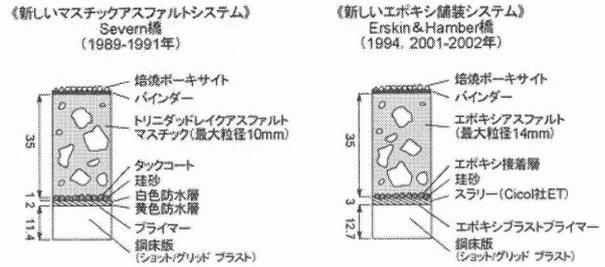


図-4.12 高性能舗装⁴⁻⁴⁷⁾

(2) 施工例

高性能マスティックアスファルト舗装は、1989～1991 年に Severn 橋および Wye 橋で採用されている。また、高性能エポキシ舗装は、1994 年に Erskine 橋、2001～2002 年に Humber 橋で施工されている (写真-4.27)。

二つの高性能舗装は同程度の応力低減効果を有し、2 年、10 年、13 年後の状況は非常に良好と報告されている。高性能エポキシ舗装については、防水層としての界面のせん断剛性にも優れているが、施工温度や舗装との練り混ぜの影響を大きく受けやすい。

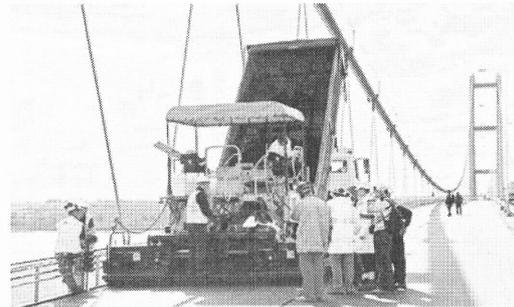


写真-4.27 Humber 橋の高性能エポキシ舗装舗装⁴⁻⁴⁶⁾

参考文献

- 4-1) 井口進, 岩崎雅紀: 合理化鋼床版舗装の高性能化について～SMA舗装の適用～, 横河技報, 2001. 7.
- 4-2) 川上久信, 森清: MC 碎石マスティックアスファルト舗装, 首都高技報, 第 28 号, 1996.
- 4-3) 和田新, 尾身正司, 江籠洋和, 荒井明夫: 鋼床版舗装への碎石マスティックアスファルトの適用事例, 舗装 37/2, 2002.
- 4-4) 東定生, 松本茂, 鈴木浩一, 杉岡弘一: 碎石マスタ

- ックアスファルトの基層への適用：舗装，37/2，2002.
- 4-5) 笹井幸男，富田貴敏，谷口克也：東水戸道路那珂川橋 鋼床版における砕石マスチック舗装について：第23回日本道路会議論文集，1999.10.
- 4-6) 笹井幸男，松島保志，小笠原照夫：鋼床版舗装の塗膜系防水層の選定について：第23回日本道路会議論文集，1999.10.
- 4-7) 笹井幸男，皆方忠雄，小笠原照夫：FEM解析による鋼床版SMA舗装の検討～東水戸道路那珂川橋～：第23回日本道路会議論文集，1999.10.
- 4-8) 笹井幸男，大井正美，大野克紀：鋼床版SMA舗装の挙動調査～東水戸道路那珂川橋～：第23回日本道路会議論文集，1999.10.
- 4-9) 名古屋高速道路公社：舗装設計基準，1994.4.
- 4-10) 名古屋高速道路公社：舗装設計基準，2007.4.
- 4-11) 藤澤信明，野村健一郎：硬化反応特性を改良したエポアス混合物：土木学会第48回年次学術講演会，pp.892-893，1993.9.
- 4-12) 松上泰三，橋本修治，遠藤桂：早期交通開放が可能なエポキシアスファルト混合物の開発：第20回日本道路会議論文集，pp.824-825，1993.10.
- 4-13) 岡本信人，寺田剛，久保和幸：エポキシアスファルトを用いた工期短縮型舗装の開発：舗装，41/11，2006.11.
- 4-14) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋 橋面舗装基準(案)，1983.4.
- 4-15) 樋口康三：本州四国連絡橋公団における橋面舗装，ASPHALT，Vol.38，No.187，1996.
- 4-16) 七五三野茂，酒井脩，小沢隆二：日本道路公団における橋面舗装，ASPHALT，Vol.38，No.187，1996.
- 4-17) ChemCo Systems ホームページより，<http://www.chemcosystems.com/>
- 4-18) Wu Shengdong，Robert Gaul：What is claimed to be the largest-ever orthotropic bridge deck paving project was completed recently in China：Bridge Design & Engineering，Issue 39. Second Quarter 2005.
- 4-19) 井上隆，西川隆晴，瀧口高：グースアスファルトに要求される性状とスチールファイバー混入グースの検討，道路建設，1986.2.
- 4-20) 川田成彦，西川隆晴，藤田広志：急勾配鋼床版部の舗装材の検討と施工，道路建設，1994.4.
- 4-21) 土木学会：コンクリート標準示方書[施工編]，2002.
- 4-22) 寺田博昌，松本好生，有原隆雄：SFRC合成鋼床版の実験，横河橋梁技報，No.11，1981.11.
- 4-23) 寺田博昌，小山清一，松本好生，有原隆雄：SFRC合成鋼床版の研究，第3回コンクリート工学年次講演会論文集，1981.
- 4-24) 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.5，1986.3.
- 4-25) 佐藤章次，前野裕文，北原俊男，中村幸，寺田博昌：鋼繊維補強コンクリート舗装を施した鋼床版の合成効果，橋梁と基礎，1986.2.
- 4-26) 加形護，中丸貢，石田稔，児玉孝善，西川隆晴，栗原和彦：SFRC舗装による鋼床版の疲労損傷対策，橋梁と基礎，2004.10.
- 4-27) 西川和廣：SFRCによる鋼床版舗装，橋梁と基礎，2005.8.
- 4-28) 児玉孝善，加形護，後藤和満，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，2006.11.
- 4-29) 菊池孝雄，児玉孝喜，後藤和満：湘南大橋における鋼床版の疲労対策：鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告書，Vol.10，pp.1-10，2007.8.
- 4-30) 加形護，児玉孝喜，千葉浩幸，近藤充志：鋼床版上SFRC舗装による剛性補強効果確認計測例(その2)，土木学会第61回年次学術講演会，pp.1119～1120，2006.9.
- 4-31) 並川賢治，蔵治賢太郎，高瀬龍二，川崎昭一：首都高速中央環状線(新宿線～池袋線)の舗装，舗装43/1，2008.1.
- 4-32) 小野秀一，下里哲弘，増井隆，町田文孝，三木千壽：既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討，土木学会論文集，No.8，pp.213～226，2005.10.
- 4-33) 三田村浩：高靱性繊維補強セメント複合材料ECCを用いた鋼床版補強工法に関する研究：土木学会論文集，Vol.62 No.1，pp.128-143，2006.3.
- 4-34) 三田村浩，須田久美子，坂田昇，平石剛紀，赤代恵司：鋼床版への高靱性繊維補強セメント複合材料ECCを用いた補強工法の適用，橋梁と基礎，2005.8.
- 4-35) 三田村浩：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，Vol.62 No.2，pp.356-375，2006.5.
- 4-36) 三田村浩：高靱性セメント複合材料で上面増厚した鋼床版の水中環境下の輪荷重走行試験：土木学会第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.273-278，2006.7.
- 4-37) 日成建設株式会社ホームページより，<http://www.nissei-kensetsu.co.jp/bihara.html/>
- 4-38) 大垣賀津雄，杉浦江，奥田久志，星埜正明：ゴムラテックスモルタル合成鋼板に関する基礎実験研究：土木学会第6回複合構造の活用に関するシンポジウム論文集，pp.51-1-51-4，2005.11.
- 4-39) 青木康素，高田佳彦，大西弘志，松井繁之，大垣賀津雄，国島武史：ゴムラテックスモルタルを用いた合成鋼床版の疲労耐久性の検討：土木学会第62回年次学術講演会論文集，2007.9.
- 4-40) 青木康素，高田佳彦：既設鋼床版の合成構造化に関する輪荷重走行試験：阪神高速道路株式会社第39回技術研究発表会論文集
- 4-41) 青木康素，高田佳彦，中島隆：ポリマーセメントモルタルを用いた既設鋼床版の疲労耐久性向上検

- 討：阪神高速道路株式会社技報，第24号，2007.
- 4-42) 林健治，三浦尚，関根健一，村山雅人，長屋五郎，小野昌二：FRP格子筋による鋼床版舗装構造の改良と疲労耐久性の向上：土木学会第2回FRP橋梁に関するシンポジウム論文集，pp.85-92，2006.1.
- 4-43) 小野昌二，長屋五郎，三浦尚，関根健一，村山雅人：FRP格子筋を用いた新しい鋼床版舗装の提案（その2）：トピー鉄構技報，No.22，2006.
- 4-44) Peter Buitelaar, Rene Braam, Niek Kaptijn：Reinforced High Performance Concrete Overlay System for Rehabilitation and Strengthening of Orthotropic Steel bridge decks, OBC, pp.384-401, 2004.8.
- 4-45) 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，2006.6.
- 4-46) Neil McFadyen, Robert Brady, Ian Firth：RESURFACING OF ORTHOTROPIC BRIDGE DECKS IN THE UK -PRACTICAL AND DESIGN CONSIDERATIONS, OBC, pp.346-357, 2004.8.
- 4-47) 川畑篤敬，井口進，内田大介，石川敏之，甲斐雅和，貝沼重信，齊藤史朗，佐々木靖彦，高田佳彦，高仲勝，田谷光，中村進，村山隆之：鋼床版の構造設計と研究動向：土木学会第5回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.229-234，2006.7.

第5章 まとめ

第IV編では、鋼床版の設計や耐久性の検討を行うにあたって関連深いと考えられる、舗装に着目した。

第2章では、代表的な鋼床版舗装としてグースアスファルト舗装をとりあげ、舗装に求められる要求性能や舗装構造、施工方法等についてまとめるとともに、施工事例や維持管理の事例、損傷事例等を紹介した。

第3章では、鋼床版舗装自体の疲労特性や、舗装が鋼床版の応力性状に与える影響について行われている種々の検討事例を紹介した。そして、アスファルト舗装の疲労特性を考慮した鋼床版構造には改善の余地があり、①鋼床版構造がデッキプレートの局部変形に与える影響、②実際に舗装に発生するひずみ、③舗装自体の疲労強度の三者の関連付けを明確に必要があることを述べた。また、舗装が鋼床版の疲労特性に与える影響に関する検討については、今後、鋼床版の疲労設計を行う際の基礎資料になると思われる事例を紹介した。

第4章では、第2章で示したグースアスファルト舗装以外の舗装として、舗装の耐久性や施工性の改善、鋼床版の疲労耐久性向上などを目的に、新たな材料や構造を用いた舗装の検討事例や施工事例を紹介した。

以上、第IV編の内容を総括した。著者らも含め、これまで、鋼床版の計画や設計などに関わる技術者は、鋼床版の舗装に対して十分な関心を払っていたとはいえない。今後は、両者を一体として取り扱うことで、より経済的かつ耐久性の高い鋼床版の設計を行うことができると考えられる。そこで、本編では、鋼床版舗装に関する基礎資料の作成を目指し、鋼床版舗装の基礎知識や施工事例をとりまとめるとともに、舗装を考慮した鋼床版構造を検討する際に必要であると思われる内容についてまとめた。今後、鋼床版の舗装を検討する際に参考として頂ければ幸いである。

付 録

付録1 ドイツにおける鋼床版の施工事例

付録2 国内における鋼床版に関する出願特許事例

付録1 ドイツにおける鋼床版の施工事例

世界で最も早く鋼床版を採用した旧西ドイツ、特にライン川に架けられた橋梁を中心に、デュッセルドルフの橋梁メンテナンスハンドブック (Handbuch der Brücken instandhaltung Vollrath/Tathoff Beton-Verlag) に紹介してある各種縦リブを用いた橋梁 (1950年から1970年代に完成したもの) について、形式毎に分けて紹介する。

縦リブの分類として、開断面、閉断面および組合せリブに分類しており、**図-1**に示すとおりデッキプレートとの取り付けは300mmピッチを基本とし、横リブ間隔は2~5mと比較的大きな値を採用している。我が国の道示Ⅱ鋼床版構造細目において、車道部に主げたや縦げたが配置される場合には、橋面舗装のひび割れの抑制に配慮する必要があると規定されている。**図-2** (道示Ⅱ、**図-解8.4.2**) には縦リブの剛性と横リブ支間長 (横リブ間隔) の関係を簡便的に表現されており、横リブ間隔は1.5~3m弱程度である。

開断面リブのバルブプレートには2種類あり、ドイツでは対称形の Wulstflachstahl が一般的によく使用され、日本の非対称形のバルブプレートは Hollandprofile と呼ばれている。

以下に、それぞれの形式毎に施工事例 (橋梁名、竣工年、縦リブの断面形状、縦リブ間隔、横桁間隔、継手詳細、節点部の接続方法、その他) を紹介し、その内の1橋については、旧橋からの建て替え施工事例を紹介する。

(1) 開断面リブ

- 1) バルブプレート 3橋
- 2) 不等辺山形鋼 2橋
- 3) Wulstflachstahl 2橋
- 4) T形組立断面 2橋

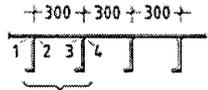
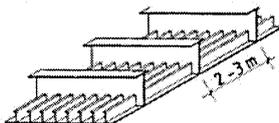
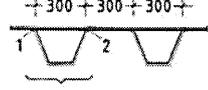
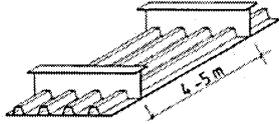
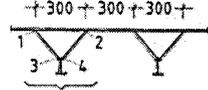
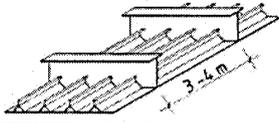
(2) 閉断面リブ

- 1) 台形断面 6橋
- 2) U字形断面 2橋
- 3) V字形断面 1橋
- 4) Y字形断面 9橋

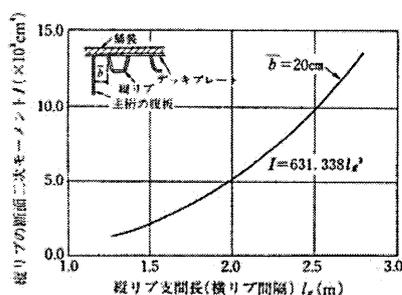
出典:

Vollrath/Tathoff

Handbuch der Brücken-instandhaltung Beton-Verlag (本書は、デュッセルドルフの道路、橋梁、トンネル建設の専門家、研究者、建設業及び設計会社らによって作成されたものである)

<p>1. 開断面軸方向リブを有する</p>  <p>軸方向リブ単位長さ当たり4箇所の軸方向溶接</p>	<p>版単位長さ当たり横桁0.3箇所 軸方向リブ単位長さ当たりおよび版単位長さ当たり交点0.6箇所</p> 
<p>2. 中空断面軸方向リブを有する</p>  <p>軸方向リブ単位長さ当たり2箇所の軸方向溶接</p>	<p>版単位長さ当たり横桁0.2箇所 軸方向リブ単位長さ当たりおよび版単位長さ当たり交点0.2箇所</p> 
<p>3. 組合せ軸方向リブを有する</p>  <p>軸方向リブ単位長さ当たり4箇所の軸方向溶接</p>	<p>版単位長さ当たり横桁0.25箇所 軸方向リブ単位長さ当たりおよび版単位長さ当たり交点0.25箇所</p> 

付1 図-1 各形式のリブ間隔と横桁配置状況

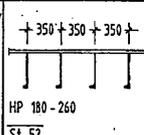
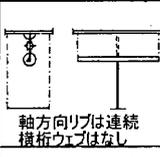
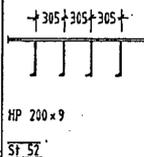
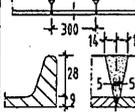
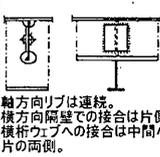
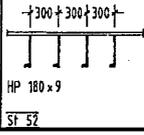
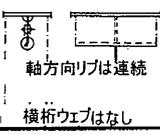


付1 図-2 縦リブの剛性と横リブ支間長 (横リブ間隔) の関係 (出展: 道示Ⅱ)

(1) 開断面縦リブ

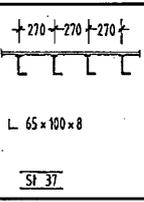
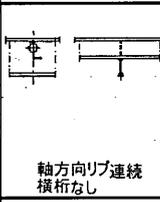
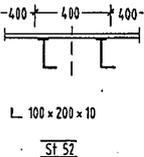
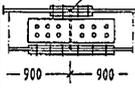
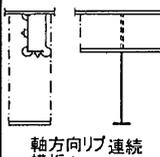
1) バルブプレート

付1表-1 バルブプレート縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	断面形状	軸方向リブ		継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
			間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Norderelbebrücke Hamburg	1957/ 60		340 360	2670	軸方向リブは接触させ溶接で接合。接触はフイラーで行う。引張領域では平鋼を置き、節点領域内の覆われていない断面を溶接で置き換える。		組立: フローティングクレーンで片持 架設組立
Brücke Jülicherstraße Düsseldorf	1963		305	2120	窓状に接合 		ジグザク鉄筋 φ28×6 組立: 次の軸方向移動を伴う一括施工
Fehmarnsund - Brücke (Hauptbrücke)	1963		300	1950	軸方向リブの組立接合はボルト(接合間隔は最大17.5m)		道路橋と鉄道橋の組合せ 中間柱、バックステイ、ケーブルクレーンを用いた組立

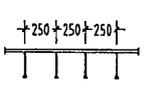
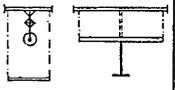
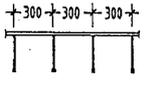
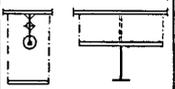
2) 不等辺山形鋼

付1表-2 不等辺山形鋼縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	断面形状	軸方向リブ		継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
			間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Kurpfalzbrücke Mannheim über den Neckar	1950		270	1170			組立: 大部分は門型クレーンで支保工上で一括施工で、部分的に横移動。中間部(32.7m)はフローティングクレーンで設置
Rheinbrücke Düsseldorf Nordbrücke	1957		400	1800	デッキプレート添接  ダブル添接		ジグザグ状の鉄筋からなる車道格子 φ28×6 組立: フローティングクレーン両側張出架設; 架設ケーブルで架橋

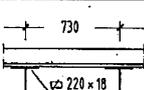
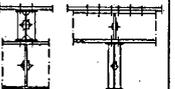
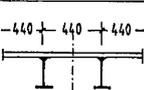
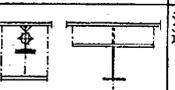
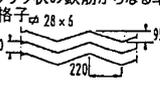
3) Wulstflachstahl

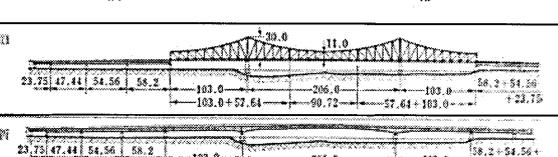
付1表-3 Wulstflachstahl 縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	軸方向リブ			継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
		断面形状	間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Werrabrücke Hedemünden	1952	 Flachwulststahl 160×8	250	2000	軸方向リブは丸く (鋭くなく)溶接 (手作業溶接)	 軸方向リブ連続 横桁ウェブなし	組立: 中間バントによる張出 架設
Bürgermeister Smidt - Brücke Bremen (Weserbrücke)	1952	 Flachwulststahl 160×8 大部分 $\overline{S1\ 52}$	300	1750 1950		 軸方向リブ連続 横桁ウェブなし	車道舗装 砂マットの上に9cm 舗装 組立: 両上部構造の半分をバ ント上で組立、部分的に張出 架設; その後2.5m横移動。両 上部構造を接合

4) T形組立断面

付1表-4 T形組立断面縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	軸方向リブ			継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
		断面形状	間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Rheinbrücke Köln - Deutz	1948	 コンクリート厚=10cm	730	2460	ダブル継手	 軸方向リブおよび横桁が連続	上側プレートの上に10cm のRCスラブ 組立: 大部分は門型ク レーンで支保工上で一括施 工; 中央径間部の残りは 張出施工
Rheinbrücke Düsseldorf - Neuß	1951	 $\frac{1}{2}$ I 36 HSB 50 m.e.S.	440	1910	デッキプレート継手 継手	 軸方向リブ連続 横桁なし	ジグザグ状の鉄筋からなる車 道格子φ28×5  組立: 両側から同時に張出 施工、中間部分は吊り上げ

橋名	橋	形	幅員 [m]	床版形式	鋼材重量 [t]	単位鋼重 [kg/m ²]	建設年
Düsseldorf- Neuß ライン橋			26.90	石塊舗装 コンクリート バックルプレート	St.52 St.Si 12 667 St.37-12	604 (100%)	1929
			29.80	アスファルト 舗装 鋼床版	HSB50 10 570 St.37-12	502 (83%)	1951

(出展: 鋼橋 設計編 I 小西一郎編 丸善 (株) 昭和 50 年)

付1図-3 Rheinbrücke Düsseldorf-Neuss ライン橋の概要

(2) 閉断面縦リブ

1) 台形断面

付1表-5 台形断面縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	断面形状	軸方向リブ		継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
			間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Rheinbrücke Duisburg - Homberg	1954		300	2069 中央径間 2140 側径間	上側プレート添接 ハンドホール HV-M 20	横桁は連続 軸方向リブは溶接	組立 中間支柱を用いた張出架設
Rheinbrücke Mannheim Ludwigshafen	1957/ 59		300	2030	上側プレート添接 ハンドホール HV-M 20	横桁は連続 軸方向リブは溶接	組立 中間補助支柱を用いた張出架設
Hochbrücke Rader Insel ü. d. Nord - Ostsee - Kanal	1972		300	4000	上側プレート添接 溶込溶接	軸方向リブは連続 横桁ウェブなし	組立 側径間部で補助支柱を用いた張出架設
Donaubrücke Schalding	1972		300	4750 5000	デッキプレート継手 窓状の継手	軸方向リブ連続 横桁ウェブなし	橋梁は平面で曲線 R _{min} = 3000 m 車道の横断勾配 2-4%
Köhlbrand - Hochbrücke Hamburg	1974		300	1964 (側径間部) 2150 2120 (1920) 中央径間部	デッキプレート継手	軸方向リブ連続 横桁ウェブなし	組立 塔支柱バックステイを使った張出架設による組立。中央および側径間部の方向で同時に開始。フローティングクレーンを用いて15-23mの長さの全断面ユニットを設置

橋名	橋	形	幅員 [m]	床版形式	鋼材重量 [t]	単位鋼重 [kg/m ²]	建設年
Duisburg-Homberg ワイン橋			13.50	木塊舗装 コンクリート Belageisen	溶鉄 St.37-12 6 835	809 (100%)	1930 補強
			20.80	グースアスファルト 舗装 鋼床版	St.50m.e.S. St.52 6 941 St.37	558 (693%)	1955

(出展：鋼橋 設計編 I 小西一郎編 丸善(株) 昭和50年)

付1図-4 Rheinbrücke Duisburg-Homberg ライン橋の概要

2) U字形断面

付1表-6 U字形断面縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	軸方向リブ			継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
		断面形状	間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Weserbrücke Porta	1954		316	2360	軸方向リブに現場溶接はない		組立: 補助柱上での桁の設置 (張出架設)
Moseltalbrücke bei Winnigen	1972		300	3000	デッキプレート継手		デッキプレート継手 組立: 補助支柱を使った張出架設

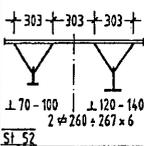
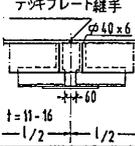
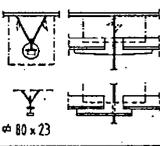
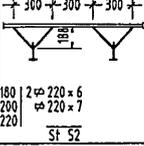
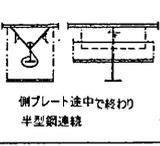
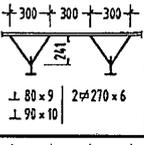
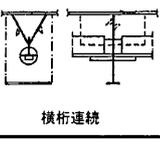
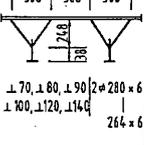
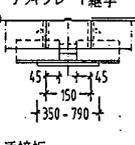
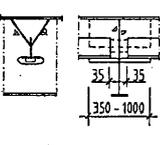
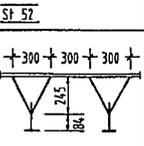
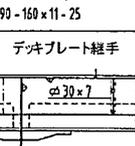
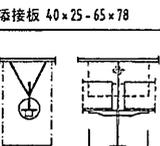
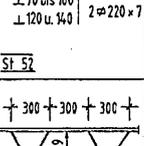
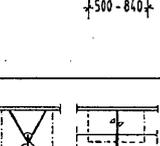
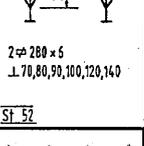
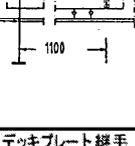
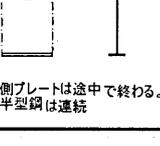
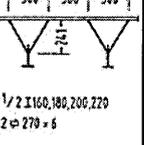
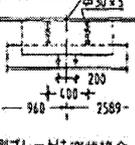
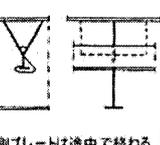
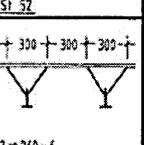
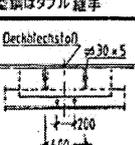
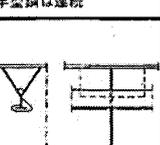
3) V字形断面

付1表-7 V字形断面縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	軸方向リブ			継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
		断面形状	間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Haseltalbrücke	1961		310	2320	上側プレート添接 窓状継手		曲線橋 R = 2000 m 組立: 中間補助支柱を用いた 張出架設

4) Y字形断面

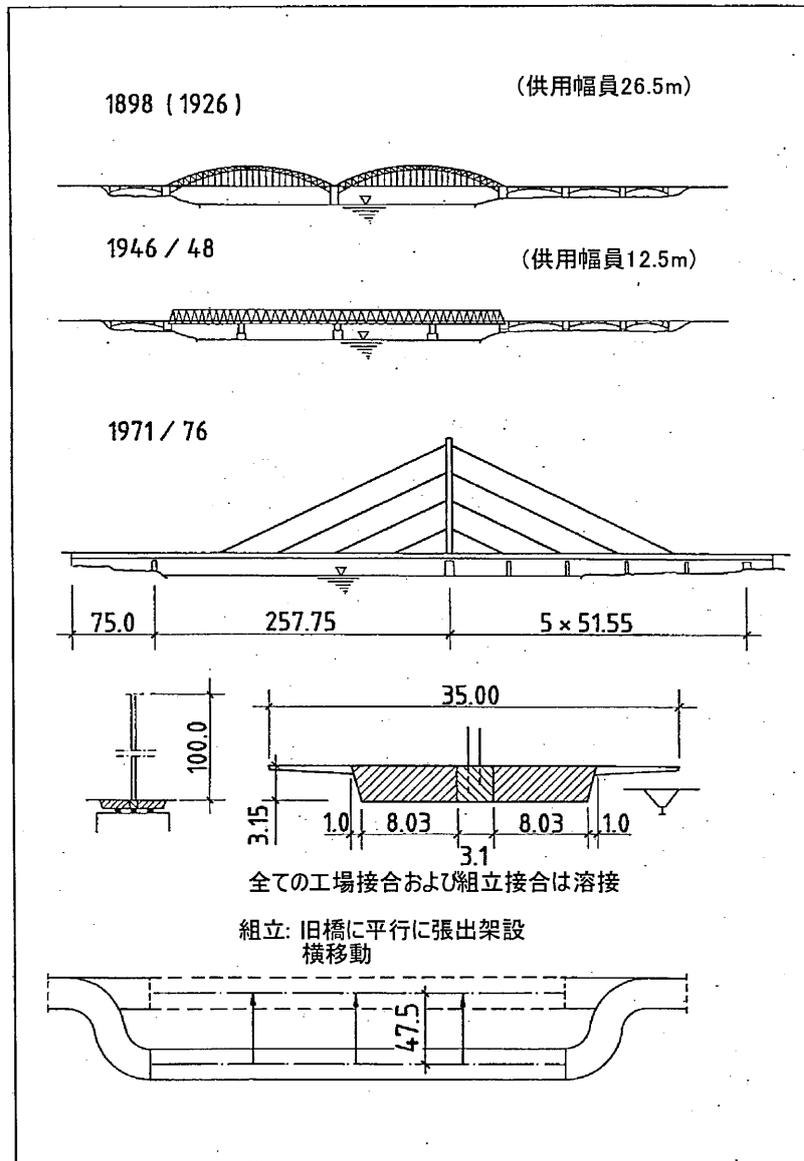
付1表-8 Y字形断面縦リブの施工事例

橋梁	竣工年	断面形状	軸方向リブ		継手詳細	節点 軸方向リブ 横桁	注
			間隔 (mm)	横桁間隔 (mm)			
Ruhrthalbrücke Mintard	1966		303	3600	デッキプレート継手 		曲率半径 3000m 組立: 補助支柱を用いた張出架設
Rheinbrücke Bonn - Nord	1967		300	2243 2253	Deckblechstoß  側プレート: 片面窓状継手 半型鋼: 溶接ダブル継手		組立: 河川部径間は補助支柱なしでの張出架設
Talbrücke über den Haselholmer Wasserlauf in Schleswig	1967		300	3570	Deckblechstoß  側プレート片面窓状継手 半型鋼: 片面窓状継手		組立: 補助支柱を用いた張出架設 現場でプレートユニットを事前に組立
Stephanibrücke über die Weser in Bremen	1967		300	3000	デッキプレート継手  添接板 90 - 160 x 11 - 25		組立: 軸方向部分を2段階
Brücke Kiel - Holtentau Ü. den Nord - Ostsee - Kanal	1972		300	3000 2979	デッキプレート継手 		組立: 張出架設
Rheinbrücke Bonn - Süd	1972		300	3436 3485	デッキプレート継手 		組立: 張出架設
Brücke über den Verschiebebahnhof Neuß	1972		300	3555	デッキプレート継手  側プレートは窓状継手 型鋼はダブル継手		組立: 1. 事前組立ヤード上の1径間目 継続的な軸方向移動 2. 2径間目 補助支柱を用いた張出架設
Franklinbrücke über die Bundesbahn in Düsseldorf	1973		300	3580 3470	Deckblechstoß  側プレートは窓状継手 型鋼はダブル継手		組立: 事前組立ヤード上での一体化 段階的な軸方向移動
Rheinbrücke Düsseldorf - Oberkassel	1973		300	2577 2602	Deckblechstoß  側プレートは窓状継手 型鋼はダブル継手		組立: ハンクステイを用いた張出架設

用 途：道路橋（橋面に路面電車有り）

橋梁形式：斜張橋（1主塔）

橋 長：75+257.75+5@51.55m



付1図-5 Rheinbrücke Düsseldorf-Oberkassel ライン橋の概要

付録2 国内における鋼床版に関する出願特許事例

ここでは、特許公開されている鋼床版構造に関連する数多くの情報の中から、従来の鋼床版構造にはない各種形式の鋼床版を数事例抽出し、①材料、②構造、③補強、④その他の4つのカテゴリーに分類して整理した。各カテゴリーの概要を以下に示す。

なお、これらは、課題解決のためのアイデアを紹介することを目的としたものであり、技術的な検証が行われていない事例が含まれているため、その取り扱いには注意する必要がある。

【カテゴリーの概要】

①材料

鋼材の疲労強度等に着眼した事例である。

- ・長寿命鋼構造物（整理No. 1-1）

②構造

鋼床版への荷重分散、縦リブ構造、横リブ構造に着目した事例である。

- ・鋼厚板を用いたプレートガーダー橋システム（整理No. 2-1）
- ・鋼床版の構造（整理No. 2-2～4）
- ・鋼床版Uリブの密閉ダイヤフラム構造及び鋼床版（整理No. 2-5）

③補強

鋼床版のデッキプレートの補強、Uリブへの充填材注入及び追加リブによる補強等の事例である。

- ・鋼床版の補強方法及び鋼床版構造（整理No. 3-1）
- ・鋼道路橋における鋼床版の補強構造（整理No. 3-2）
- ・鋼床版の補強工法（整理No. 3-3, 5, 6）
- ・鋼床版の補修方法および補強方法（整理No. 3-4）
- ・既設橋梁の鋼床版補強装置及び補強方法（整理No. 3-7）
- ・鋼床版の補強構造、及び、その工法（整理No. 3-8）
- ・鋼床版構造の補強方法（整理No. 3-9）

④その他

鋼床版橋梁は、RC床版橋梁に比べて冬期において路面凍結が発生し、交通のネックになる場合が多い。この路面凍結を抑制する方法の事例である。

- ・蓄熱剤を格納した橋梁（整理No. 4-1）
- ・鋼床版橋梁の凍結防止構造（整理No. 4-2）
- ・鋼床版橋梁の凍結防止設備（整理No. 4-3）

次頁から出願特許事例の一覧表を示す。
情報入手先は、下記に示すとおりである。

【情報入手先】(独)工業所有権情報・研修館HP

<http://www.ncipi.go.jp/info/ipdl/service/index.html>

付2表-1 出願特許事例1

整理 No.	1-1 名称	長寿命鋼構造物	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明				<p>【課題】鋼板に疲労強度の高い鋼材を用いることにより、特にルート側から発生する疲労き裂に対する強化策を施して、疲労寿命の長い鋼構造物を得る。</p> <p>【解決手段】鋼構造物において、溶接接合にあたってルート部が残される鋼構造物または補強リブが溶接される鋼床版構造の床鋼板および横桁のウェブの少なくとも一方に、疲労き裂の発生および進展の少なくとも一方を抑制する鋼材を用い、止端研削、ピーニング、低温変態溶材の使用等による溶接部止端からの疲労に対する強化してなる疲労寿命の長い鋼構造物を得る。</p>
説明図				
備考	<p>発明者：富永知徳 外3名 出願人：新日本製鐵㈱ 出願番号：特許出願 2001-376631 出願日：2001.12.11 公開番号：特許公開 2003-183769 公開日：2003.07.03 (疲労強度の高い鋼材)</p> <p>このような疲労き裂進展の抑制を可能とした鋼材の一例として、例えばフェライト組織を昇温中に加工することにより超細粒化するという新たな冶金原理を適用して、鋼板の表層に超細粒組織を保有する鋼板 (SUF 鋼板：Surface layer with Ultra Fine grain microstructure) が開発されている。</p> <p>また、上記鋼板のように疲労き裂の進展を抑制するのに加えて、疲労き裂の発生を抑制する鋼材としては、当出願人が開発し、特願 2000-322415 号として特許出願した鋼材がある。</p>			

付2表-2 出願特許事例2

整理 No.	2-1 名称	鋼厚板を床版に用いたプレートガーダー橋システム	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明				<p>【課題】耐久性に問題を有する現在の橋床構造を鋼厚板を用いて構造を単純化することにより改善し、あわせて構造力学的にも経済性にも優れた橋構造システムの開発。</p> <p>【解決手段】鋼厚板を床版として使用し、それに主桁プレートガーダーと接合して一体化し、橋の基本構造を鋼床版、主桁および端ダイヤフラムからなる簡潔なものにすることにより実現した。</p>
説明図				
備考	<p>発明者：倉西 茂 出願人：倉西 茂 出願番号：特許出願 2001-256992 出願日：2001.07.25 公開番号：特許公開 2003-34909 公開日：2003.02.07 【特許請求の範囲】</p> <p>【請求項1】28mm以上の厚さを持つ鋼板を無補剛で床版として用い、それと主桁を一体化し、特に支点間に対傾構や横桁を用いない形式のプレートガーダー橋。</p> <p>【関連論文等】倉西他、極厚板デッキプレート鋼床版の提案、土木学会第55回年次学術講演会、平成12年9月</p>			

付2表-3 出願特許事例3

整理 No.	2-2 名称	鋼床版の構造	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】本発明は、簡単な構造で、走行車輛による輪荷重の分散を図って、局部的にかかる応力を低減でき、かつ、床版の重量化を極力抑えることができる鋼床版の構造を得ることを目的とする。 【解決手段】鋼床版の構造であって、デッキプレート上に緩衝材を敷設し、該緩衝材上に平板を設け、デッキプレートと緩衝材と平板とを定着手段によって定着させ、平板上に舗装を施し、舗装面にかかる輪荷重を平板によって面的に分散させ、緩衝材を介してデッキプレートに伝えるようにした。			
説明図				
備考	発明者：小西拓洋 外2名 出願人：住友重機械工業株式会社 外1名 出願番号：特許出願 2003-168889 出願日：2003.06.13 公開番号：特許公開 2005-2700 公開日：2005.01.06 (緩衝材及び平板) 緩衝材には、車輛の走行に伴う衝撃緩衝、荷重分散作用のある粘弾性体、例えば、グーアスファルト、ゴム、合成樹脂、軽量盛土材、砂等が使用できる。平板としては、通常の鋼板の外、結鋼板等も使用できるが、舗装面よりかかる輪荷重を緩衝材に分散して伝えるだけなので、6mm～1mm程度のものが用いられる。			

付2表-4 出願特許事例4

整理 No.	2-3 名称	鋼床版の構造	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】施工の品質保証を確保し、疲労き裂の有無をも容易に点検できる鋼床版の縦リブ用リブを提供する。 【解決手段】鋼床版の縦リブ用のUリブ20を、一対の側板21と、それとは別体をなす底板22とに分割する。各側板21の幅方向の上端部を鋼床版のデッキプレート10に外側と内側の両側から隅肉溶接する。そして、底板22の幅方向の両端部に設けた第2嵌合部22aを各側板21の幅方向の下端部に設けた第1嵌合部21aに嵌合させ、これにより、一対の側板21の下端部どうし間に底板22を架け渡す。			
説明図				
備考	発明者：林 健治 出願人：トピー工業株式会社 出願番号：特許出願 2004-255315 出願日：2004.09.02 公開番号：特許公開 2006-70570 公開日：2006.03.16			

付2表-7 出願特許事例7

整理 No.	3-1	名称	鋼床版の補強方法及び鋼床版構造	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	<p>【課題】鋼床版の疲労き裂の発生を抑える。</p> <p>【解決手段】縦リブ6の内部空間に充填材の軽量発泡コンクリートを注入する。充填された軽量発泡コンクリートは縦リブ6の内部空間で固化する。固化した充填材によって溶接継手部の疲労強度が向上する。</p>				
説明図					
備考	<p>発明者：伊藤 久 外1名 出願人：日本鋼管㈱ 出願番号：特許出願 2000-67200 出願日：2000.03.07 公開番号：特許公開 2001-248114 公開日：2001.09.14 (充填材)</p> <p>充填材としては、軽量発泡コンクリート、高流動性コンクリート、軽量発泡骨材を混練したコンクリート等を用いる。軽量発泡コンクリートは、建築材料として知られている起泡材を用いて発泡させたコンクリート (ALC) である。その製法は、珪石、セメント、石灰等の粉末を水に分散してスラリーとし、これに発泡用のアルミニウム粉末を加えてから速やかに縦リブ内に注入し、アルミニウム粉末が石灰等のアルカリと反応して、発生するガスによりスラリーを膨張させて固化させることにより得られる。</p>				

付2表-8 出願特許事例8

整理 No.	3-2	名称	鋼道路橋における鋼床版の補強構造	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	<p>【課題】容易且つ低コストに鋼床版を補強することのできる鋼道路橋における鋼床版の補強構造を提供する。</p> <p>【解決手段】鋼道路橋1は、鋼床版10の下面に主桁21と横桁22とから成る床組20が一体に構築され、その床組20の主桁21が橋脚2に支承3を介して支持されている。その補強構造は、鋼主桁21間に補強横桁41が鋼主桁21に締結固定されて架設されると共に、該補強横桁41の縦リブ12と対応する位置に支持金具42が設けられて、該支持金具42によって縦リブ12を支持するように構成されている。</p>				
説明図					
備考	<p>発明者：額谷仁博 外1名 出願人：石川島播磨重工業㈱ 外1名 出願番号：特許出願 2000-372466 出願日：2000.12.07 公開番号：特許公開 2002-173912 公開日：2002.06.21</p>				

付 2 表-9 出願特許事例 9

整理 No.	3-3 名称	鋼床版の補強工法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】重量増加を最小限に抑えて、剛性及び耐力が大きく、発生応力の少ない鋼床版の補強工法を提供することを目的とする。 【解決手段】鋼床版のデッキプレート上にデッキプレートの剛性を上げたい方向に波板の波の方向を合せて補強用波板の谷部でデッキプレートとボルトで固着し、前記補強用波板の波の頂部と頂部との間隔を 30mm 以上 180mm 以下とし、デッキプレートと補強用波板の間のスベースにコンクリート等の硬化性充填材料を充填することを特徴とする鋼床版の補強工法。			
説明図				
備考	発明の名称：鋼床版の補強工法 発明者：富永知徳 外 1 名 出願人：新日本製鐵株 出願番号：特許出願 2004-70704 出願日：2004.03.12 公開番号：特許公開 2005-256462 公開日：2005.09.22			

付 2 表-10 出願特許事例 10

整理 No.	3-4 名称	鋼床版の補強方法および補強方法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】補修溶接する際に、裏側からも溶接でき、或いは裏当てを当てることのできる構成とし、溶着部を母材に確実に溶け込ませ、補修した箇所の所定の溶接強度を確実に確保することを目指し、また、デッキプレート上のアスファルト舗装を除去せずに補修・補強工事を可能とし、補修・補強工事のための交通規制の期間および範囲を低減することを目的とする。 【解決手段】デッキプレート 2 と、デッキプレート 2 の下方に複数並設された閉断面状のリップ 3 とを有する鋼床版 1 のうち、リップ 3 に接合された溶着部 6 または溶着部 6 周辺のリップ 3 自体に発生したき裂を補修する鋼床版の補強方法において、リップ 3 の一部を切り欠き切断し、リップ 3 をデッキプレート 2 に溶接された本体部 13 と本体部 13 から切り離された切断部 14 とに分離させる切断工程と、き裂を溶接により補修する補修工程と、切断部 14 を基の位置に戻してボルト固定する閉塞工程とを備える。			
説明図				
備考	発明の名称：鋼床版の補強方法および補強方法 発明者：稲葉紀昭 外 2 名 出願人：納東京鐵骨橋梁 外 2 名 出願番号：特許出願 2004-188110 出願日：2004.06.25 公開番号：特許公開 2006-9412 公開日：2006.01.12 【関連論文等】木下他：U リブ雨樋型カットによる鋼床版疲労損傷に対する補修方法の提案、土木学会第 61 回年次学術講演会、平成 18 年 9 月			

付2表-11 出願特許事例 11

整理 No.	3-5	名称	鋼床版の補強工法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明			<p>【課題】鋼床版のデッキプレートにおけるき裂の発生を防ぐための鋼床版の補強工法の提供。 【解決手段】鋼板製のデッキプレート1下面に複数のUリブ2を平行に設けた鋼床版において、Uリブ2間にUリブ2と平行になるように補強リブ3をデッキプレート1に接合配設すると共に、補強リブ3が面外方向に変位するのを防ぐため、Uリブと補強リブのそれぞれに接合された固定板4を設けるか、補強リブの長手方向端部をUリブと交差する横リブに接合する。</p>		
説明図					
備考					<p>発明の名称：鋼床版の補強工法 発明者：栗原康行 外1名 出願人：J F Eエンジニアリング㈱ 出願番号：特許出願 2004-264838 出願日：2004.09.13 公開番号：特許公開 2006-77523 公開日：2006.03.23</p>

付2表-12 出願特許事例 12

整理 No.	3-6	名称	鋼床版の補強工法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明			<p>【課題】鋼床版のデッキプレートにおけるき裂の発生を防ぐための鋼床版の補強工法及びその補強を施した鋼床版の提供。 【解決手段】鋼板製のデッキプレート1下面にUリブ2を備えた鋼床版の補強工法において、デッキプレート1の局部変形を防止するために、隣接するUリブ2間に該Uリブ2と垂直方向に補強リブ3を配設する。補強リブ3はデッキプレート1下面及びUリブ2側面に直接溶接等により接合してもよいが、補強リブ3と固定板4とを予め一体化した補強部材を製作して、この補強部材を現場において鋼床版本体のデッキプレート1の下面及びUリブ2の側面にボルトなどで接合してもよい。</p>		
説明図					
備考					<p>発明の名称：鋼床版の補強工法 発明者：栗原康行 外1名 出願人：J F Eエンジニアリング㈱ 出願番号：特許出願 2004-282942 出願日：2004.09.29 公開番号：特許公開 2006-97283 公開日：2006.04.13</p>

付2表-13 出願特許事例13

整理 No.	3-7 名称	既設橋梁の鋼床版補強装置及び補強方法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】既設橋梁の鋼床版とリブの溶接部における高所応力や疲労寿命を向上させる。 【解決手段】Uリブ15にボルト30を通し、Uリブ15の内部に軽量セメント等の充填材50を充填し、充填材50内にボルト30の中間部を埋め込む。ボルト30がUリブ15の外部に突出した部分を用いて補強部材20のベアース部21をUリブ15の外側面に取り付けるとともに、この補強部材20とボルト30の突出部分にねじ込んだナット32との間にカム機構40を挟んでおく。そして、ボルト30を締め付けカム機構40のカム作用で補強部材20の押し当て部23を鋼床版13に押し当てる。			
説明図				
備考	発明者：小野昌二 外2名 出願人：トビー工業㈱ 出願番号：特許出願2005-26395 出願日：2005.02.02 公開番号：特許公開2006-214118 公開日：2006.08.17			

付2表-14 出願特許事例14

整理 No.	3-8 名称	鋼床版の補強構造、及び、その工法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】デッキプレートから切除したUリブ等の閉断面縦リブを、溶接によってデッキプレートに再接合することなく、閉断面縦リブの切除後も、鋼床版の強度を維持することができる鋼床版の補強構造、及び、その工法を提供することを目的とする。 【解決手段】連結材7によって互いに連結された複数列のTリブ6が、デッキプレート2の下面から、これを挟むようにして、デッキプレート2の上面に設置された平鋼板5に固定されており、かつ、複数列のTリブ6のうち両外列のTリブ6が、鋼床版1の横リブ4に固定されていることを特徴とする鋼床版の補強構造、及び、その工法。			
説明図				
備考	発明者：町田文孝 外1名 出願人：川田工業㈱ 出願番号：特許出願2005-215792 出願日：2005.07.26 公開番号：特許公開2007-32056 公開日：2007.02.08			

付 2 表 - 15 出願特許事例 15

整理 No.	3-9	名称	鋼床版構造の補強方法	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	<p>【課題】補強桁をデッキプレート5aの下面に容易かつ確実に取り付けることができる鋼床版構造の補強方法を提供する。</p> <p>【解決手段】補強桁7を、デッキプレート5aの下面に固定された横桁と横桁との間に配置し、前記補強桁7の各端部を、前記横桁に設けられた取付部材にそれぞれ固定して、前記補強桁7に、前記補強桁7の上面と前記デッキプレート5aの下面との距離を略一定に保つ隙間保持手段16を取り付けた後、前記補強桁7の周縁にシール材14を施し、前記補強桁7の上面、前記デッキプレート5aの下面、および前記シール材14の内面に囲まれた空間内に充填材15を充填して、前記充填材15が固化した後、前記隙間保持手段16を前記補強桁7から取り外すようにしたことを特徴とする。</p>		<p>説明図</p>	<p>発明者：相場 充 外 2名 出願人：三菱重工業務 出願番号：特許出願 2006-677 公開番号：特許公開 2007-182684 出願日：2006.01.05 公開日：2007.07.19</p>	
備考					

付 2 表 - 16 出願特許事例 16

整理 No.	4-1	名称	蓄熱剤を格納した橋梁	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	<p>【目的】鋼床版等の上にアスファルト層等の舗装面を形成した橋梁において、冬の気温が低下することで舗装面が凍結し、交通のネックになることを防止した橋梁を提供。</p> <p>【構成】鋼床版等の下面に格納空間を形成し、該格納空間には、数℃前後または北海道等の寒冷地域では0℃からマイナス数℃前後で、液体から固体に相変化する蓄熱剤を充填した橋梁。</p>		<p>説明図</p>	<p>発明者：宮本重信 出願人：福井県 出願番号：特許出願平 5-294530 公開番号：特許公開平 8-165612 出願日：1993.10.29 公開日：1996.06.25 (蓄熱剤) 蓄熱剤は数℃前後で液体から固体に相変化する物質であって、例えばポリエチレングリコール、またはポリエチレングリコールと水との混合物を用いる。この物質は水が凍結する0℃よりも僅かに高い温度にて、液体から固体に相変化する為に、その際、凝固熱を発生する。この熱がアスファルト表面の凍結を防止する。なお、蓄熱剤の凝固熱は26cal/cm³で凝固温度は3～5℃である。</p> <p>【関連論文等】檜垣他：凍結抑制型合成鋼床版内部の蓄熱材封入管の輪荷重走行下における力学的挙動と温度現象、土木学会第56回年次学術講演会、平成13年10月</p>	
備考					

付2表-17 出願特許事例17

整理 No.	4-2 名称	鋼床版橋梁の凍結防止構造	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】 簡単に低コストな構成で効率良く凍結や積雪を防ぐことのできる鋼床版橋梁の凍結防止構造を提供する。 【解決手段】 鋼床版桁1のデッキプレート11の上面に、基層21と表層22の二層から成るアスファルト舗装20が施され、基層21と表層22の間には、遠赤外線素子を混入した特殊融雪シート31の間に薄膜シート32を挟んで形成された遠赤電熱シート31が、基層21の上面に形成された収容凹部21Aに収容固定されて間欠的に介装配置されると共に、防水シート32が遠赤電熱シート31を含む基層21の全域を覆って介装され、表層22はアスファルトに遠赤外線素子が混入されて構成されている。			
説明図				
備考	発明者：杉崎 守 出願人：石川島播磨重工業㈱ 出願番号：特許出願平11-261612 出願日：1999.09.16 公開番号：特許公開2001-81725 公開日：2001.03.27 (遠赤外線素子) 遠赤外線素子とは、カーボン、アルミナ、シリカ等を所定の比率で配合して粒子状に形成し、遠赤外線を良く吸収・放射するように設定したものである。融雪用としては、9.8μmの波長域の遠赤外線を吸収・放射するように設定することが最も好ましい。これは、雪、氷などの水の結晶は遠赤外線を吸収する性質があり、その吸収係数のピークが波長9.8μmのところにあることによる。この波長9.8μmの遠赤外線は吸収は水の結晶が共振するために生じ、遠赤外線を吸収することで水の結晶の熱量は増大して結晶は急速に溶解する。			

付2表-18 出願特許事例18

整理 No.	4-3 名称	鋼床版橋梁の凍結防止設備	種別	材料・構造・補強・その他
概要説明	【課題】 低コストで効率良く凍結を防ぐことができ、メンテナンスも容易な鋼床版橋梁の凍結防止設備を提供する。 【解決手段】 凍結防止設備30は、温風供給装置41と供給管路42及びノズル管43とから成る加熱装置40が、鋼床版橋梁1の箱桁20の内部に設けられ、温風供給装置41によって生成された温風を供給管路42を介してノズル管43に供給して鋼床版10の裏面に噴射し、鋼床版10を加熱して凍結を防止するように構成されている。			
説明図				
備考	発明者：石井孝男 外2名 出願人：石川島播磨重工業㈱ 出願番号：特許出願2002-123519 出願日：2002.04.25 公開番号：特許公開2003-313818 公開日：2003.11.06			