

6. 米国における鋼床版の設計・施工・維持管理 —FHWA の最新の鋼床版指針の紹介—

技術委員会 鋼床版小委員会

川畑篤敬、井口 進、内田大介、小笠原照夫
工藤祐琢、齊藤史朗、夏秋義広、林 暢彦
平山繁幸、松下裕明、山内誉史

1. はじめに

鋼床版は 1930 年代にドイツで開発された構造で、我が国では 1950 年代から建設されるようになった。我が国の鋼床版構造は、標準的なトラフリブと 12mm 厚のデッキプレート（以下、デッキ）の採用により、設計・製作面からの合理化が図られてきた。しかしながら、近年、重交通路線での鋼床版の疲労損傷の発生が報告されるようになり、その発生メカニズムや耐久性を改善する構造について、日本橋梁建設協会を始め大学や国の研究機関においても研究が行なわれている。

その成果の一つとして、新しい道路橋示方書¹⁾（以下、道示）では、閉断面リブを使用する鋼床版を対象に大型車の輪荷重が載荷される部位のデッキ厚を一律 16mm 以上とすることが規定された。しかしながら、所要のデッキ厚は載荷される輪荷重の大きさと載荷回数、および載荷面積などにより変わると考えられる。現在日本では、鋼床版の疲労設計は疲労を考慮したディテールで規定されているが、合理的な構造を提案するためには疲労設計手法の確立が重要となる。

一方、米国では鋼床版は適切に設計・施工がなされた場合、非常に耐久性の高い床版構造であると評価されており、適切な施工が行われるよう、2012 年 2 月に Federal Highway Administration（以下、FHWA）のマニュアル「米国における鋼床版の設計・施工・維持管理」²⁾（以下、FHWA マニュアル）が発表された。そして、このマニュアルでは、疲労設計荷重と構造各部の疲労強度が定義され、それらを用いた疲労設計を行う方法が示されており、合理的な疲労設計手法の確立を目指していることがわかる。また、米国内では、鋼床版橋梁の施工実績が 100 橋程度と少ないこともあり、世界中の研究成果や施工実績を収集し分析していることも FHWA マニュアルの特徴である。このため、FHWA マニュアルは現状の全世界の主要技術をまとめたものであり、有用な資料だと思われる。

本報告では、鋼床版小委員会の活動の一環として調

査した FHWA マニュアルについて、主に疲労設計の観点からその概要を紹介する。

2. FHWA マニュアルの構成

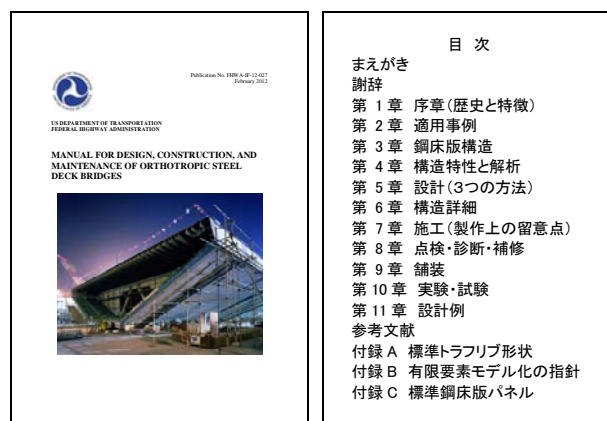
図-1 に FHWA マニュアルの表紙と目次を示す。

第 1 章では、鋼床版橋梁の歴史や鋼床版の一般的な特徴について纏められている。特に米国では、鋼床版が取替え床版として、100 年の長期耐久性が期待できる床版構造であることや、鋼床版が主に疲労限界で設計されることが述べられている。

第 2 章では、鋼床版が死荷重低減を求められる長支間橋梁、可動橋、地震の多い地域の橋梁に適していること、さらに、都市内や架け替えなど急速施工が求められる橋梁、長期耐久性が求められる橋梁、寒冷地でコンクリートの施工が困難な地域の橋梁などに適していることが述べられ、各種橋梁形式への適用事例が紹介されている。

第 3 章では、鋼床版のリブ構造や横リブ間隔などの一般的な構造諸元が紹介されている。

第 4 章では、縦リブと横リブ交差部の構造の変遷、鋼床版の構造メカニズム（荷重と変形）、疲労損傷の発生メカニズム、鋼床版の応力解析手法、鋼床版応力への舗装の影響、局部座屈強度について解説されている。



(a) 表紙

(b) 目次

図-1 FHWA マニュアル

第5章では、鋼床版の設計手法として、3つの方法（設計レベル）が示されている。設計レベル1は実験検証による方法（構造詳細による疲労設計）、設計レベル2は従来の構造設計の延長線上で設計する方法（応力度による疲労設計）、設計レベル3はFEMなど詳細な解析による方法となっている。具体の設計では、疲労設計荷重と構造各部の疲労強度が定義されている。

第6章では、鋼床版の構造詳細として、デッキと縦リブの溶接、縦リブと横リブの交差部の構造、継手部の構造、取替え鋼床版の構造、防護柵設置部の構造が示されている。

第7章では、鋼床版の製作上の留意点について、また、第8章では、鋼床版の点検、診断、補修方法について記述されている。

第9章では、鋼床版に適用される舗装の構成、鋼床版の変形と舗装への影響が述べられている。

第10章では、鋼床版の構造検討で実施された実験の概要について紹介されている。

第11章では、多径間連続のプレートガーダとエッジガーダタイプの斜張橋について、設計レベル3の設計手法となる詳細な解析による疲労設計事例が紹介されている。

この他、付録Aでは標準的なトラフリブ形状としてベスレームスチール社の標準リブ寸法が、付録Bでは有限要素を適用する場合に推奨される要素分割の方法が、付録Cでは、床版取替え用の鋼床版パネルの標準化の事例が紹介されている。

以降、第4章から第6章で提案されている鋼床版の疲労設計手法と、第11章の疲労設計事例について詳細な内容を主に紹介し、その他の章については疲労設計に関係する事項の概要を取り纏める。

3. 鋼床版の疲労

鋼床版は、輪荷重などの局所的な外力に対し、膜作用によりかなり大きな余剰耐力を有している。このため、各部位の設計では局部ねじりによる疲労限界状態を考慮することが重要となる。FHWA マニュアルでは、全体応力と局部応力を求める方法として、構造解析に基づく計算と、FEMによる詳細な解析が示されているが、以下に、このマニュアルで重要視されている、縦

リブと横リブとの交差部における疲労挙動の解明と構造詳細の変遷を紹介する。

(1) 疲労検討の背景

鋼床版の挙動の解明は、1930年代以来、持続的に発展してきた。第二次大戦後、疲労問題が十分認識されていない時代では、最小重量設計が妥当な設計とされた。また、アスファルト舗装が輪荷重を分散させるという信頼もあり、縦リブ間隔305mm、デッキ9mm厚で設計・施工された。その結果、デッキには疲労き裂による損傷が起り、切削と再溶接による周期的な補修が必要となった。なお、最近のヨーロッパにおける補修では、薄いデッキの疲労損傷に対し、まず鋼部材を補修して、スタッドを打ち、100mm程度の鉄筋コンクリートを敷設している。

1950年代、鋼床版でも227.7Mpa鋼材が使用され、最近ではGrade345鋼材（最小降伏応力345Mpa）が使われ始めた。1990年初頭、縦リブ断面には大きな変更はなかったが、デッキが増厚された。この理由は、デッキのたわみが舗装性能に影響を及ぼすこと、鋼床版の疲労が、特に縦リブと横リブの交差部の疲労に支配されるためである。

(2) 縦リブ-横リブ交差部のバルクヘッド

アメリカにおける初期の鋼床版では、縦リブ内面にバルクヘッド（隔板）を設けることはなかったが、その後、疲労対策としてその設置が検討された。

バルクヘッドは、Westgate Bridge (Melborn, Australia, 1990) で発見された疲労き裂³⁾への対応策として提案された。バルクヘッドの設置により、横リブウェブに設けられた大きなスリット部の局所的な応力集中が緩和されると想定された。更に、横リブウェブの裏補強として、縦リブウェブのねじりを小さくすると考えられた。

(3) 縦リブ-横リブ交差部のスリット形状

鋼床版の構造詳細に関し、縦リブと横リブとの交差部では大きな変革があった。それは、横リブ位置での縦リブの回転と、それに起因する応力が考慮されたことである。そして、縦リブ底部近傍における高い局部面外応力を低減し、最大応力点と溶接部を一致させない、応力緩和用のスリットが横リブウェブに設けられた（図-2(a)参照）。

なお、初期の横リブウェブのスリット形状は、縦リブ底部の開口周りに大きな応力集中を発生させないという思想から、感覚的に扁平にされていた。そして、設計ではスリットの長さは試行錯誤的に決められ、水平軸周りの縦リブの回転により生ずる横リブと縦リブの面外応力を低減する構造であると考えられていた。

初期のスリット形状に対する疲労試験では、スリット上端で損傷が発生した。これはポアソン効果による縦リブ底面の伸長（Ostapenko 効果）が原因であると推測され、縦リブ底上方のスリット高さが縦リブ高の1/3以上必要であることが分かり、AASHTO LRFD 橋梁設計基準（2010年）に採用された（図-2(b)参照）。採用されたスリット形状では、横リブウェブの主応力が縦リブと横リブとの溶接に対して垂直となるよう、スリット終端が縦リブウェブに垂直となっている。また、横リブと縦リブとの継手には隅肉溶接が規定されている。

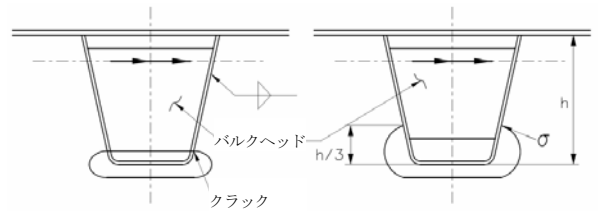
（4）実橋を対象とした検討

実橋における挙動について、Williamsburg Bridgeの床版取替え用に設計された鋼床版モデルに対し、1998年に実物大モデル実験がLehigh大学で実施された。

その結果、バルクヘッドは、デッキと接合していないので、水平せん断力による変形を止めることができず、図-3のような応力場となり面外方向に変形することが分かった。そして、引張領域となるバルクヘッドと縦リブ溶接部のルートと、横リブウェブと縦リブ溶接部の止端部から疲労き裂（Type “b”）が発生することが確認された（図-4参照）。この結果を受け、ルートき裂箇所は隅肉溶接から完全溶け込み溶接に変更された。なお、横リブとバルクヘッドの応力は、面外応力ではなく面内応力が支配的であり、面外応力成分の比率は約15～20%で、横リブウェブの厚さに応じて変化することが分かった。

その後、Bronx-Whitestone Bridgeの取替え鋼床版に対し、FEMによるパラメトリック解析が実施された結果、以下に示す①～④の事実が明らかとなった。

- ① 従来の設計で用いられていた解析では、縦リブと横リブ交差部の溶接部における橋軸方向応力（ σ_{lr} ）は荷重載荷位置と縦リブ中心線位置の関係によら



(a) 初期形状 (b) 後の形状

図-2 応力軽減用スリット形状

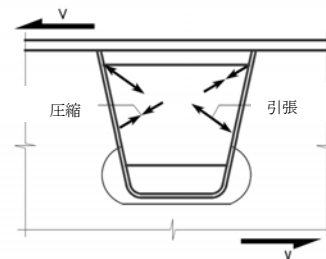


図-3 バルクヘッドを通る水平せん断応力場

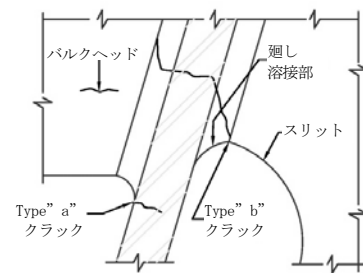


図-4 スリットに生じるクラック

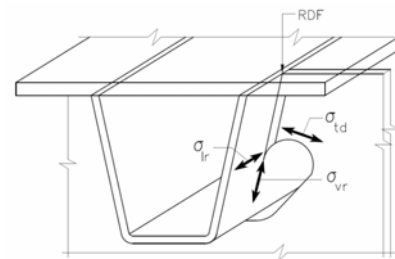


図-5 改良された滑らかなスリット終端

ず圧縮となる。しかし、実際には横断方向輪荷重位置によってスリット近傍では図-5のような力が発生し、引張か圧縮が生じる。これは、輪荷重の偏載荷が縦リブ支間中央での横方向変位を生じさせることによるねじりに起因するものであり、横リブウェブからの作用力が原因ではない。このため、縦リブウェブ面の左右の基部には相互関係が

あり、横断方向輪荷重位置によって、引張か圧縮が生じる。

- ② 初期の AASHTO LRFD では、縦リブウェブ基部の局所的な垂直応力 (σ_{vr}) が考慮されていなかったが、FEM によりスリットの縦リブ側面の端部で、この応力が急変することが確認され、**図-5** に示すような滑らかな形状が必要であることが分かった。
- ③ バルクヘッドは、横リブウェブの面内変位を低減するため、縦リブとデッキおよび横リブ交差部（以下、RDF）には有利であるが、バルクヘッドを設置することにより、縦リブ内部の応力集中、製作上の課題、追加コストが生じる。
- ④ 横リブウェブ板を増厚し、面外曲げ剛性を増大させると、面外応力が増加するが、より大きな面内応力を低減することができる。また RDF のような、剛性の低い箇所の応力緩和も可能となる。なお、最適なウェブ厚はこの部位の全体的な構造緒元によって決定される。最近では、バルクヘッドを使用しない場合には、RDF 部の応力を低減するために横リブウェブを増厚する傾向にある。

2007 年 8 月の California-San Diego 大学からの報告によると、新設橋梁の鋼床版を対象とした場合でも、なめらかでない形状のスリットやバルクヘッド部において、FEM 解析で確認されていた縦リブ部の垂直応力 (σ_{vr}) の発生が確認されている。疲労試験の結果、疲労き裂はスリット端部の横リブ側止端ではなく、縦リブウェブの止端 (Type “a”) に生じた (**図-4** 参照)。なお、横リブ溶接部、あるいはバルクヘッド溶接部の縦リブ側溶接止端部のうち、下側に位置する止端部からき裂が生じることが確認されている。

(5) スリットを設けない構造

ヨーロッパとカナダでは、スリットを設けない構造が同時に発展した。この構造は、丸底の縦リブが横リブを貫通しており、縦リブは横リブウェブに全周溶接されている (**図-6** 参照)。横リブ高さ (d) と縦リブ高さ (h) の比は経験的に $d/h > 2$ と決められている。

この構造の利点および欠点は以下の通りである。

利点

- ① スリットを有する場合に求められることの多い

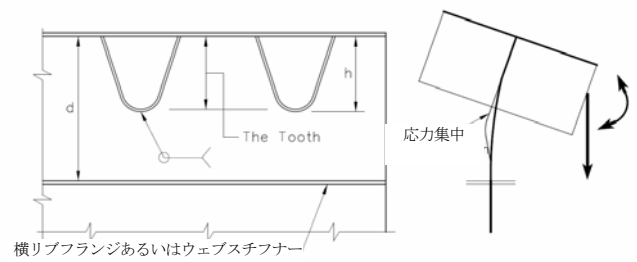


図-6 スリットがない時の縦リブの面外変形

端部のグラインダー仕上げがないため、縦リブと横リブ接合部の製作コストを 25~40%削減、鋼床版全体では 15%削減できると報告されている。

- ② スリットを設けバルクヘッドのない構造より縦リブ間の横リブウェブ (**図-6** The Tooth) の面内ねじりを低減し、輪荷重による横リブウェブの鉛直変位とデッキの曲げも低減するため、RDF の構造詳細の寿命が延びることから優れている。

欠点

- ① 縦リブ底での橋軸方向応力を AASHTO LRFD の疲労強度等級 C 以下のレベルまで低減するためには、スリットありのケースよりかなり大きな縦リブ剛性が必要である。
- ② 横リブウェブの面外応力がより大きくなる。

(6) 今後の縦リブ-横リブ交差部の構造

また、バルクヘッドの採用については、以下の通りである。

- ① グラインダー仕上げが必要な構造は、コストがかかる。
- ② バルクヘッドとリブの溶接部の検査ができず、疲労き裂がリブウェブに進展する可能性がある。
- ③ 横リブを配置する前に縦リブとデッキが組み立てられるので、横リブとの直線性が保証されてなく、2次的変形と応力が付加される可能性がある。

従って、バルクヘッドは可能であれば設けないことが望ましい。

以上、FHWA マニュアルに示された縦リブと横リブ交差部の検討について示したが、2006 年の Bronx-Whitestone Bridge での取り替え鋼床版での事例では、**図-7(a)** に示すような内リブ形式が採用されている。また、我が国でも、今年 2 月に開通した東京

港臨海大橋（東京ゲートブリッジ）で、Bronx-Whitestone Bridge と同様の内リブ形式が用いられている（図-7(b) 参照）⁴⁾。

このように、縦リブと横リブとの交差部の構造詳細に関しては、未だ研究が続けられている段階である。

4. 疲労設計

鋼床版橋梁の構造詳細は、局部構造に対する照査結果により決定されたため、個々の橋梁に応じた構造詳細を決定する必要があり、全ての橋梁に適用可能な標準的な構造詳細は設定されていない。FHWA マニュアルでは、照査対象箇所や活用できる従来の試験データに応じて設計に要する労力は変わりうるとして「設計レベル」を定義している。また、構造詳細ごとに疲労強度等級が設定されており、局部応力に対しても3次元FEM解析にて疲労照査する方法が提案されている。

(1) 設計レベル

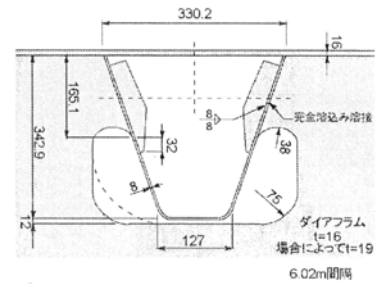
「設計レベル」は3種類あり、レベル1では実験、レベル2では骨組み解析、そしてレベル3では3次元FEM解析によって安全性の検証を行う。

設計レベル1は、実験により疲労耐久性が確認された構造詳細を適用するか、新たに実験を実施する手法となっており、適用にあたっては、形状や設計応力、製作時の品質が実験時と同等であることを確認する必要がある。

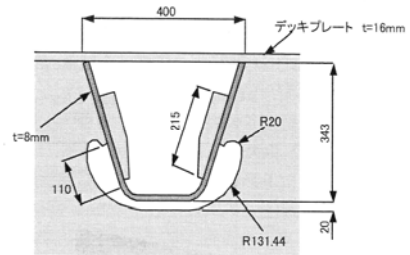
さらにFHWA マニュアルには、ユーロコードや道示¹⁾では、設計レベル1で適用される標準化された構造詳細が示されているが、米国ではそのような構造詳細が確立しておらず、早期の確立が求められていると記載されている。

設計レベル2は、単純化された1次元もしくは2次元解析を使用する。それらの解析結果より公称応力を求めるが、局部応力集中は考慮しない。従って、公称応力が定義できていないような中間横リブやダイヤフラムなどには設計レベル2を適用することができない。また、評価は次に示す疲労強度等級ごとに設定されたAASHTO LRFDのS-N曲線を用いて実施する。

AASHTO LRFDのS-N曲線を図-8に示す。このS-N曲線は、疲労試験結果より97.5%の非超過確率で引かれた曲線であり、A~E'までの8等級が設定されてい



(a) Bronx Whitestone 橋



(b) 東京ゲートブリッジ

図-7 最近の交差部の事例⁴⁾

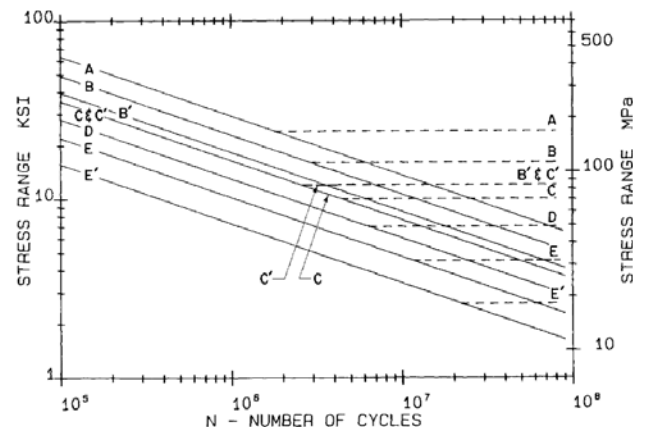


図-8 S-N曲線

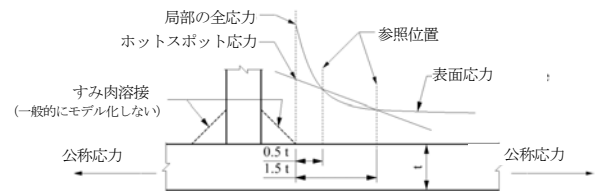


図-9 ホットスポット応力

る。なお、疲労設計曲線の傾きは3であり、これは我が国の道示¹⁾で示されている傾きと同じである。

設計レベル3は、3次元のFEM解析を実施し、局部応力を求める。この局部応力を直接用いて疲労照査を

行う方法もあるが、溶接止端から 0.5・t 位置および 1.5・t 位置の表面応力から直線外挿して求めたホットスポット応力による評価方法もある（図-9 参照）。なお、参照位置および FHWA マニュアルに記載されている図は IIW（International Institute of Welding）から引用されたものである。

ホットスポット応力を用いる場合は C 等級として評価することになる。なお、C 等級は我が国の E 等級に相当しており、JSSC の鋼構造物の疲労設計指針・同解説⁵⁾で示されているホットスポット応力に対する疲労強度等級と同じである。

（2）設計の流れ

疲労設計フローチャートを図-10 に示す。

構造詳細の耐久性が既に実験により確認されており、さらに形状・設計応力・製作品質が、試験時と同等であれば、試験を実施した道路管理者の承認を得た上で、適用することが可能となる。一方、局部応力の考慮が不要な部位のみが改良された構造詳細を適用する場合は、改良効果を検証するための設計レベル 2 を実施した上で、構造詳細を適用することが可能となる。

新たな構造詳細を採用する場合、その構造詳細がねじりの影響を受けず、かつ公称応力で評価できる構造であれば、設計レベル 1~3 のいずれも適用できるが、そうでない場合は、設計レベル 1 もしくは設計レベル 3 を適用することになる。

（3）荷重係数

疲労照査では、活荷重による応力振幅に荷重係数を乗じたものが基準疲労強度以下となることを確認する。疲労設計は、載荷頻度に応じた設計手法が提案されており、載荷頻度の低い交通荷重に対応する「疲労寿命設計」と載荷頻度の高い交通荷重に対する「疲労限設計」がある。

「疲労寿命設計」は、載荷頻度に応じて基準疲労強度が変化する。疲労設計曲線の傾きを表す係数は我が国と同様 3 であり、また、疲労照査時に使用する衝撃係数 0.15 が終局限界状態および使用限界状態における衝撃係数 0.33 の 1/2 程度となっている点についても我が国と同様の考え方となっている。

一方、「疲労限設計」は、荷重係数が「疲労寿命設計」の 0.75 に対して、2 倍の 1.50 と設定されている。更

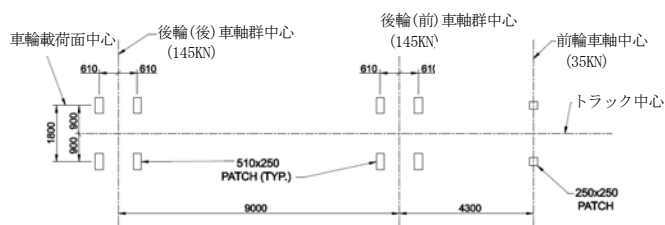
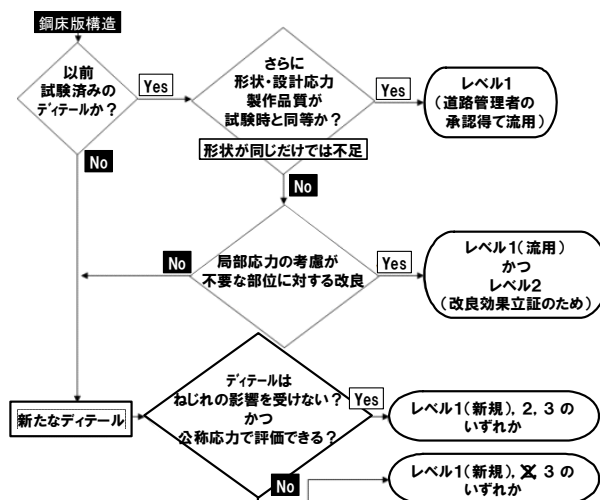


図-11 疲労設計用荷重（設計レベル 3）

には、デッキ継手と横リブスリット周辺の構造詳細に対しては、更に荷重係数が 1.5 倍され、2.25 倍の係数を乗じて照査することになる。これは、「疲労寿命設計」で設定されている荷重係数 0.75 に対して、3 倍の値となり、我が国における簡便な疲労照査時の T 荷重に対する補正係数 3.0 と同様な考え方となっている。

（4）疲労設計用荷重

設計レベル 3 時の疲労設計用荷重を図-11 に示す。我が国と異なり、米国では鋼床版構造にも適用可能な疲労設計用の荷重が設定されている。終局限界状態および使用限界状態設計時に使用する HL-93 トラック荷重において、後輪の軸重 145kN はもともと 71kN×2 軸のタンデムをまとめたものである。疲労設計では荷重繰り返し数を正確に反映することが必要なため、後輪をタンデムに戻して 5 軸を表現する改良を行い疲労設計用荷重としている。なお、軸重スペクトルデータを用いて地域特有の疲労設計荷重を構築しても良いことになっている。なお、シングルタイヤである前輪の載荷幅 250mm がトラフリブの腹板間にちょうどはまり込むサイズとなっており、鋼床版の疲労設計上、支配的

となりうると指摘している。

また、荷重の繰り返し数については、通常の疲労設計ではトラック荷重1台が通過した際の頻度を1(N=1)とカウントするが、輪荷重を直接支持する鋼床版では、トラックの車軸数も考慮し、頻度N=5とカウントする。従って、照査時の繰り返し回数が非常に多くなることから、ほとんどのケースにおいて「疲労限設計」が求められることになる。

(5) 舗装の扱い

設計レベル3における舗装の取り扱いには我が国の基準と相違が見られ、解析では舗装の荷重分散効果を考慮しても良いことになっている。また、舗装の剛性についても、強度設計では安全側として考慮しないが、疲労設計では設計者の裁量で考慮してよいとの記述がある。

(6) 疲労強度等級

構造詳細ごとの具体的な疲労強度等級と適用基準を表-1に示す。

縦リブと鋼床版溶接部は、C等級が設定されており、C等級を適用するにあたっては、ルート部の溶け込み深さの目標値が縦リブ厚の80%であることが要求され、縦リブとデッキのルートギャップは0.5mm以下とする必要がある。照査対象とする応力は、輪荷重が作用した際に発生する縦リブウェブを支点としたデッキの面外曲げ、および縦リブのたわみ差により発生する橋軸直角方向曲げ応力である。

縦リブの溶接継手は、D等級が設定され、裏当て材付きの片面開先溶接であること、およびギャップ量がリブ板厚以上であることが求められる。ボルト継手の場合は、溶接継手よりも等級が高くB等級が設定されている。いずれの継手も対象応力は、橋軸方向応力である。

デッキの溶接部は、面内応力および面外応力に対して、それぞれDおよびC等級が設定されている。その条件としては、裏当て材付きの片面開先溶接である。

交差部の疲労強度等級は、縦リブ側に進展する疲労き裂に対しては、橋軸方向の主要な曲げ応力が支配的であると考え、C等級と設定され、設計レベル2も適用可能であると示されている。横リブウェブ側に進展する疲労き裂に対しては、交差部のねじれが原因であ

表-1 鋼床版の疲労設計要求

詳細	図例	備考	等級区分	設計レベル
縦リブとデッキ溶接部		80%溶け込み(最低70%) ルートギャップ ≤ 0.5mm	C (JSSC-E)	1.2or3
縦リブ継手部 (溶接継手)	橋軸方向応力	裏当て材付きの片面開先溶接 ギャップ > リブ板厚	D (JSSC-F)	1.2or3
縦リブ継手部 (高力ボルト)	橋軸方向応力	高力ボルトによる接合	B (JSSC-C)	1.2or3
デッキPL溶接部		裏当て材付きの橋軸方向および直角方向の片面開先溶接	面内応力: D (JSSC-F) 面外応力: C (JSSC-E)	1.2or3
縦リブと横リブ溶接部 (縦リブ側)	橋軸方向応力	溶接止端き裂	C (JSSC-E)	1.2or3
縦リブと横リブ溶接部 (横リブ側)	縦リブ交差部のねじり力	溶接止端き裂	C (JSSC-E)	1.2or3
横リブスリット部	面内および面外応力	母材縁端はM-S仕上げ 部材切断荒さは、AWS D1.5	A (JSSC-B)	1or3
スリット部の縦リブウェブ	縦リブ交差部のねじり力	止端き裂	C (JSSC-E)	1or3
交差部での縦リブとデッキ溶接部		リブとデッキのすみ肉溶接 ルート部のデッキ側母材	C (JSSC-E)	1or3

注) 等級区分の () 内は、JSSC 疲労設計指針⁵⁾ の等級区分を示す

り、公称応力が定義できないため、設計レベル2は適用できない。等級は、縦リブ側と同様のC等級が設定されている。なお、交差部の構造として、「スリット構造」と「縦リブと横リブの全周溶接する構造」の2通

りの構造があるが、いずれも公称応力での評価が困難であり、設計レベル1もしくは設計レベル3を用いて評価する必要がある。

横リブスリット部に発生する面内および面外力により母材に発生する疲労き裂に対しては、A等級が設定され、その前提条件として母材縁端を滑らかな仕上げとし、部材粗さもAWS (American Welding Society) に従う必要がある。また、交差部のねじり力により、スリット部の縦リブウェブ水平方向に進展する疲労き裂に対しては、C等級が設定されている。いずれも公称応力が定義できないことから、設計レベル1もしくは設計レベル3が求められる。

交差部の縦リブとデッキ溶接部で、デッキ側に進展する疲労き裂に対しては、C等級が設定されているが、C等級の妥当性については、今後の研究対象であるとも記載されている。

5. 構造詳細

鋼床版パネルの構造詳細に関する規定は、表-2に示すとおりである。

前述のように、我が国におけるデッキ最小厚は16mmとなったが、アメリカでは14mmとなっている。縦リブの間隔は、輪荷重が直接載る箇所と載らない箇所と異なる。また、横リブ間隔（縦リブ支間）は、我が国では2.5m以下であるが、アメリカでは6.0m以下とかなり長くなっている。

鋼床版の疲労耐久性上、重要な箇所として、縦リブとデッキの溶接部がある。この部位の疲労強度に影響を与える因子としては、溶込み量、メルトスルー、ルートギャップがある。

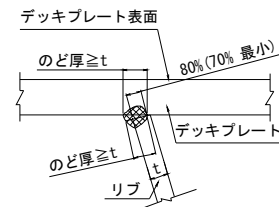
溶込み量は、我が国では縦リブ厚の75%以上と規定されているのに対し、アメリカでは目標値が80%（最小70%）となっている（図-12参照）。

メルトスルーとは、溶接金属が縦リブを突き抜けてしまう現象（図-13参照）で、メルトスルーが起点となってデッキ方向にき裂が進展する可能性があるため、許容されていない。

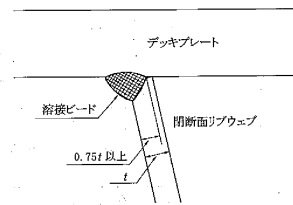
ルートギャップについては、ギャップがなければ疲労強度が改善されるため、ギャップ量を0.5mm以内と制限している。

表-2 鋼床版パネルの構造詳細に関する規定

構造緒元	制限値
デッキ厚	$t_d > 14\text{mm}$
縦リブ厚	$6\text{mm} < t_r < 12\text{mm}$
縦リブ間隔(輪荷重直接載荷あり)	$600\text{mm} < s < 762\text{mm}$
縦リブ間隔(輪荷重直接載荷なし)	$600\text{mm} < s < 1000\text{mm}$
横リブ間隔	$L < 6000\text{mm}$
縦リブと横リブの高さ比	$h_{rb} / h_{FB} < 0.4$
横リブウェブ厚	$10\text{mm} < t_{FB} < 20\text{mm}$
切込みと縦リブ高さの比	$h_{\text{cutout}} / h_{rb} > 0.33$



(a) AASHTO



(b) 日本道路協会

図-12 デッキと閉断面リブの溶接部



図-13 メルトスルー



(a) 縦リブウェブのき裂 (b) 横リブウェブのき裂

図-14 スリット部の損傷事例

我が国での横リブスリット部の損傷事例を図-14

に示す。縦リブのウェブに発生するき裂と、横リブのウェブに発生するき裂があり、数としては、縦リブのウェブに発生するき裂が多い。この原因は、縦リブのねじりによる面外曲げを横リブが拘束するためと考えられている。

スリット形状は、溶接部や切込み部自由端での応力集中に配慮する必要がある。板の切断はNC設備で行うため、作業上の制約はないが、最適なスリット形状とするためには、以下の点に留意する必要がある。

- ① 応力集中が小さくなるよう、曲率半径を大きくとる。
- ② 横リブのウェブ高は、せん断と曲げによる面内応力を最小限に抑えるため、大きくする。
- ③ スリットの終端部は、縦リブの高応力領域を避け、縦リブの回転に対して面外の柔軟性を持たせる。
- ④ スリットの終端部は、過度のねじりを防ぐ必要がある。
- ⑤ バルクヘッドは、溶接終端部で応力が集中するため設けない。

我が国での現状のスリット形状と、FHWA マニュアルに記載されているスリット形状を図-15に示す。

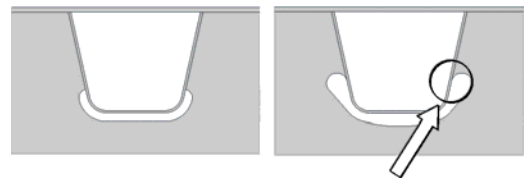
FHWA マニュアルでは、横リブのウェブを縦リブのウェブに擦り付けることで、縦リブの面外曲げに対する応力集中を低減している。

横リブウェブを縦リブに擦り付ける終端部の構造詳細を図-16に示す。

横リブウェブと縦リブの溶接は、終端部に近づいたがって、すみ肉溶接から、部分溶込み溶接、完全溶込み溶接となっている。終端部は、板の状態で溶接した後、スリットの形状に沿って切断し、最後にグラインダーで滑らかに仕上げている。このように横リブウェブを滑らかに擦り付けることで、縦リブウェブの応力集中を低減している。

我が国では、縦リブの突合せ継手部を溶接継手とした場合、溶接の施工性が悪く、疲労損傷事例が多数報告されていることから、ボルト継手が標準とされている(図-17(a)参照)。

一方、アメリカでも、縦リブの突合せ継手はボルト継手である。デッキの突合せ溶接で用いた裏当て金を除去するために、大きなハンドホールを設けている。



横リブを縦リブに擦り付けることで、縦リブの面外曲げに対して応力集中を低減

(a) 日本道路協会 (b) FHWA マニュアル

図-15 交差部スリット形状の比較

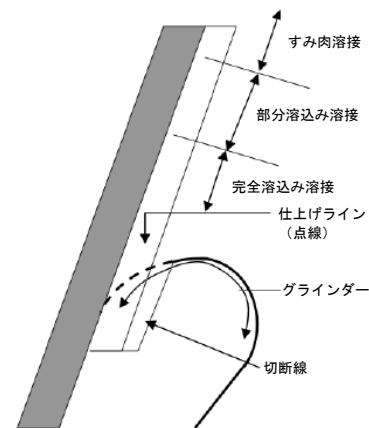
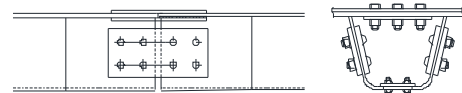
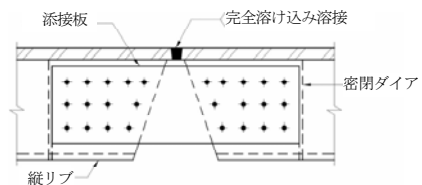


図-16 スリット終端部の構造詳細



(a) 日本道路協会



(b) アメリカ

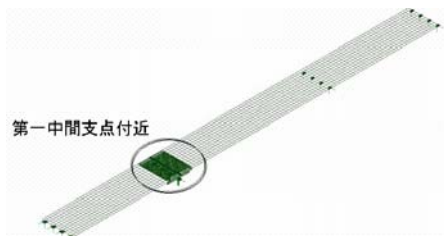
図-17 閉断面リブの突合せ継手部

また、我が国と同様に、防錆上の理由から、ボルト継手部の近傍には密閉ダイヤフレームが設けられている(図-17(b)参照)。

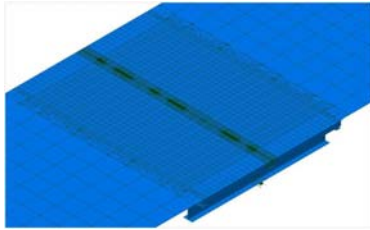
6. 疲労設計事例

本章では、FHWA マニュアルに基づく、実際の鋼床版設計における疲労設計の適用事例を紹介する。3次元FEM解析による応力照査であり、「4. 疲労設計」で説明した、設計レベル3である。

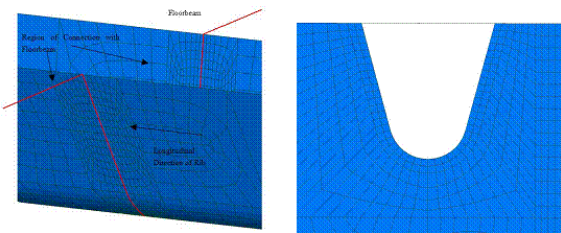
図-18は、3径間連続プレートガーダの全橋モデルで、



(a) 全橋モデル



(b) 第一中間支点付近のモデル



縦リブ

横リブ

(c) 縦リブ・横リブ交差部のモデル

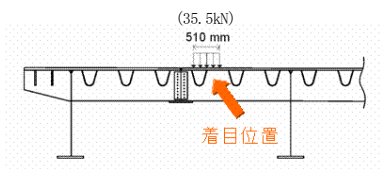
図-18 FEM モデル

第一中間支点上に着目し、主桁、横リブ、縦リブ、およびデッキは全てシェル要素でモデル化し、着目位置から離れるとビームと粗いメッシュのシェル要素が用いられている。縦リブと横リブ交差部には細かいメッシュのシェル要素が用いられ、最小要素サイズは板厚と同じである。外挿法により疲労照査を行うエリアは8接点シェル要素が用いられる。なお、溶接ビードのモデル化と、舗装による荷重の分散は考慮していない。

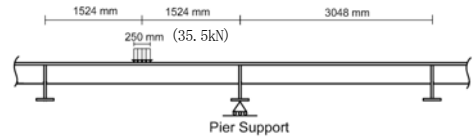
計算例にはないが、「ソリッド要素を用い、溶接形状を考慮した詳細なモデル化を行うことにより、より正確な局部応力を得ることができる」と記載されている。

図-19 は、デッキと縦リブ溶接部の計算例である。最大応力範囲を得るために、一つの後輪荷重 (35.5 kN) が用いられ、横リブ間中央で、縦リブの片側のウェブ直上に載荷している。着目位置は、荷重直下と反対側のウェブの縦ビードであり、この部位では、外挿法は使用しない。

モデルから抽出した縦リブの応力値は 13.1Mpa、デ

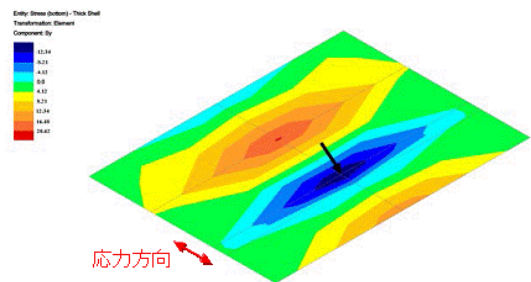


橋軸直角方向



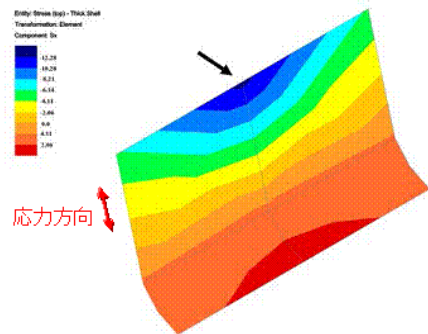
橋軸方向

(a) 荷重載荷位置



応力方向

デッキ



応力方向

閉断面リブ

(b) 解析結果

単位: Mpa

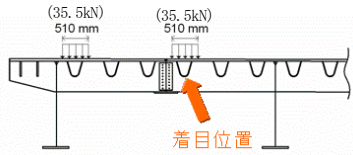
	解析結果 Δf	照査応力	強度等級	疲労限 強度
デッキ	21.6	55.9	C	69.0
リブ	13.1	33.9	C	69.0

照査応力 = 2.25 × (1.15 × Δf)

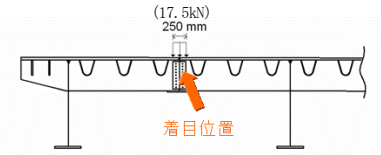
(c) 疲労照査結果

図-19 デッキと縦リブの溶接

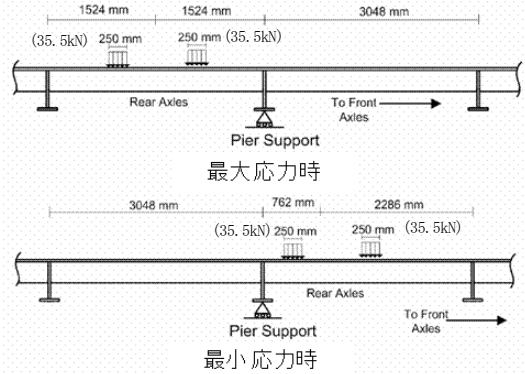
デッキは 21.6Mpa、疲労限設計の荷重係数 (2.25) と衝撃係数 (1.15) を考慮すると、それぞれ 55.9Mpa と 33.9Mpa で疲労限強度 69.0Mpa 以下である。



橋軸直角方向

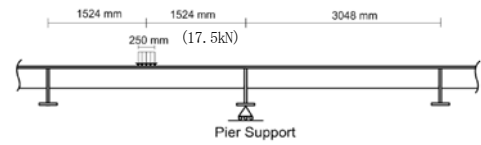


橋軸直角方向



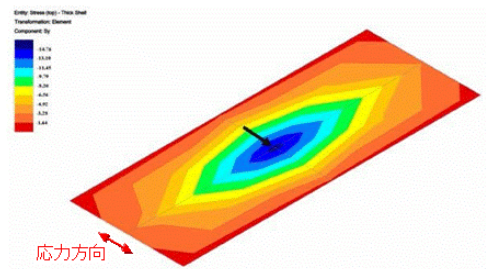
橋軸方向

(a) 荷重載荷位置

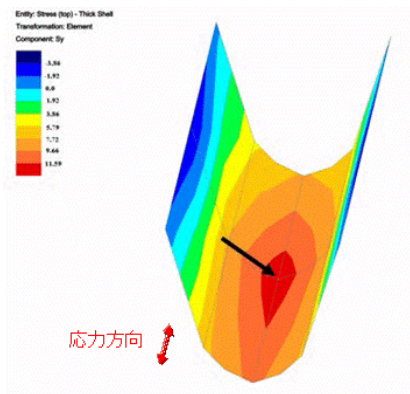


橋軸方向

(a) 荷重載荷位置



(b) 解析結果



(b) 解析結果

単位: Mpa

解析結果	照査応力	強度等級	疲労限 強度
Δf	34.3	D	48.0

$\Delta f = 12.97 - (-4.7) = 17.67 \text{ Mpa}$
 照査応力 = $1.5 \times (1.15 \times \Delta f)$

(c) 疲労照査結果

図-20 縦リブの継手

図-20 は、縦リブ継手部の計算例である。縦リブの継手は、死荷重モーメントの反曲点に近い、支点から支間の 0.3 倍の位置に配置すると仮定する。荷重 (35.5kN) は着目する縦リブの直上に載荷し、橋軸方向の載荷位置は、最大応力と最小応力が発生する位置である。この部位でも外挿法は使用しない。

単位: Mpa

解析結果	照査応力	強度等級	疲労限 強度
Δf	40.0	C	69.0

照査応力 = $2.25 \times (1.15 \times \Delta f)$

(c) 疲労照査結果

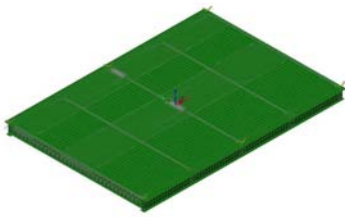
図-21 デッキの継手

モデルから抽出した縦リブの応力値は 13.0Mpa と -4.7Mpa で応力範囲は 17.7Mpa、疲労限設計の荷重係数 (1.5) と衝撃係数 (1.15) を考慮すると、34.3Mpa で疲労限強度 48.0Mpa 以下である。

図-21 は、デッキ継手部の計算例である。最大応力範囲を得るために、一つの前輪荷重 (17.5kN) が用いられ、荷重載荷位置は継手直上で、横リブ間隔の中央である。この部位でも外挿法は使用しない。

モデルから抽出したデッキの応力値は 15.4Mpa、疲労限設計の荷重係数 (2.25) と衝撃係数 (1.15) を考慮すると、40.0Mpa で疲労限強度 69.0Mpa 以下である。

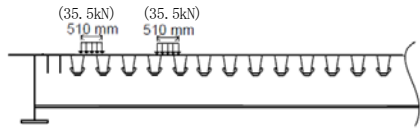
図-22 は、エッジガーダタイプの斜張橋における縦リブ横リブ交差部の疲労計算の適用事例である。縦リブ 4 スパンを抽出して、3次元 FEM 解析を行っている。使用した要素は 8 節点シェル要素、メッシュサイズは



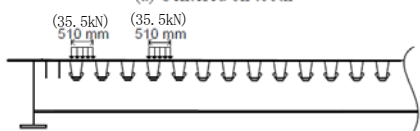
(a) 解析モデル

設計寿命	75年
ADTT	485台
衝撃係数	1.15
荷重係数	0.75

(b) 疲労設計条件

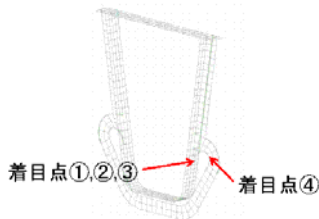


(a) Centered on tooth

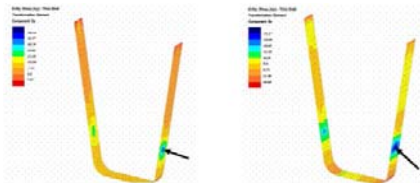


(b) Centered over Rib Web

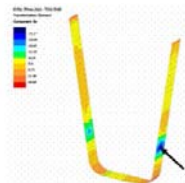
(c) 橋軸直角方向荷重載荷位置



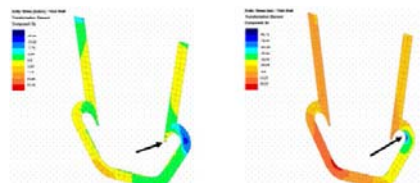
(d) 着目点



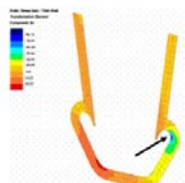
着目点①



着目点②



着目点③



着目点④

(e) 解析結果

単位: Mpa					
着目点	着目応力	解析結果 (HSS) σ_r	照査応力	疲労強度等級 (AASHTO)	基本疲労強度
①	縦リブ側橋軸方向	-44.8	38.6	C	47.7
②	縦リブ側鉛直方向	55.3	47.7	C	47.7
③	横リブ側最大	20.8	17.9	C	47.7
④	スリットR部接線方向	75.7	65.3	A	85.2

照査応力 = $0.75 \times 1.15 \times \Delta \sigma_r$

(f) 等価応力範囲を用いた疲労照査結果

図-22 縦リブ横リブ交差部

板厚である。着目点は、

- ① スリット部の縦リブ側の橋軸方向応力
- ② スリット部の縦リブ側の鉛直方向応力
- ③ スリット溶接部の横リブ側の最大応力
- ④ スリットの縁に沿った方向の応力

の4箇所であり、荷重 (35.5kN) については縦リブ間中央に輪があるタイプと、縦リブウェブ中心と輪の中心を合わせた2種類である。

疲労照査は、等価応力範囲を用いて行われる。この部位では外挿法を使用する。まず、FEM 解析より得られた板厚の 0.5 倍、1.5 倍位置の応力から着目位置の応力を直線補間して算出し、荷重係数 (0.75) と衝撃係数 (1.15) を乗じた値を照査応力とする。

外挿法により算出した①～④のそれぞれの応力値は、-44.8Mpa、55.3Mpa、20.8Mpa、75.7Mpa、疲労寿命設計の荷重係数と衝撃係数を考慮すると、それぞれ 38.6Mpa、47.7Mpa、17.9Mpa、65.3Mpa であり、設計寿命と大型車交通量を考慮した基本疲労強度 (①～③は 47.7Mpa、④は 85.2Mpa) 以下である。

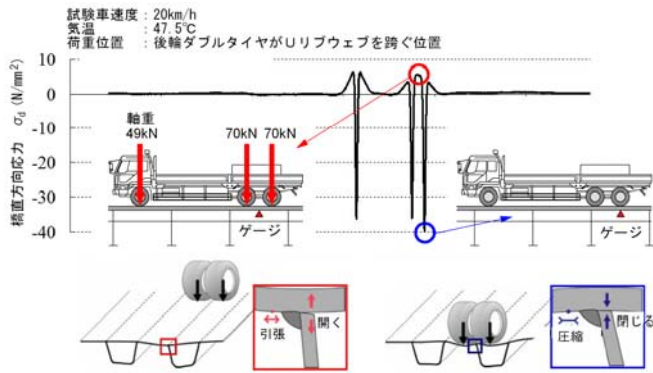
7. その他

(1) 実橋計測事例

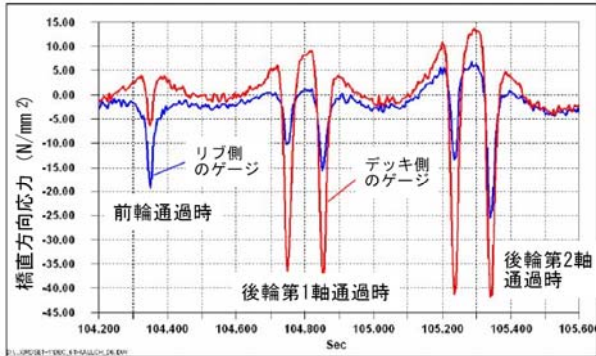
FHWA マニュアルでは、鋼床版の疲労に関する知見として、代表的な継手に対して現地計測から得られた応答値の特性や、き裂の発生・進展状況についての調査結果がまとめられている。

図-23(a)は、我が国におけるデッキと縦リブ溶接部近傍の橋軸直角方向応力の現地計測結果である。計測位置は図中に示すようにデッキ下面である。特徴としては、前輪および2軸の後輪の通過による応力振幅が個別に把握できていること、および、輪荷重の通過により圧縮応力だけでなく、応力は低いものの引張応力が作用していることなどが挙げられる。

図-23(b)は、アメリカにおける同部位の現地計測結果である。図中の赤線がデッキ下面での橋軸直角方向応力である。荷重条件が異なるため、応力振幅の大きさは異なるものの、5軸のトラックの通過が個別に把握できるとともに、圧縮応力、およびそれより小さい引張応力が確認できる。



(a) 我が国



(b) アメリカ

図-23 実橋計測事例

この様に、FHWA マニュアルで示された現地計測結果から得られた応答値やき裂の発生・進展状況は、概ね我が国の知見と一致している。

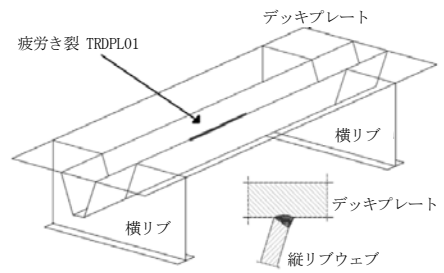
(2) 維持管理

鋼床版は、薄いデッキの下側に数多くの橋軸方向のリブが溶接されているため、点検は他の形式の橋梁と比べて独特のものになる。

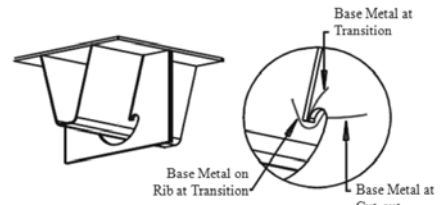
デッキと縦リブの溶接ルート部は直接見ることができず、閉断面リブの場合は外側から点検を行う。ルート部から発生するき裂に対しては、UTが有力な検査方法となる。UTを実施する際に重要なのは、あらかじめどのような継手の構造詳細が疑わしいのかを理解しておくことである。

図-24に示すように、縦リブとデッキの溶接部、縦リブと横リブの交差部に疲労き裂が発生した事例があり、このような箇所は点検時に注意が必要である。

鋼床版橋梁で発生する代表的な2つの問題は、舗装の損傷と鋼材の疲労き裂と考えられる。既設橋梁の中には疲労に対する配慮が不十分なものもあり、また設計で考慮していない応力が発生することも損傷の原因



(a) 縦ビードのき裂



(b) 交差部のき裂

図-24 疲労き裂の例



(a) 舗装の劣化 (b) デッキプレートのき裂
(舗装除去後に発見)

図-25 舗装の劣化とデッキプレートのき裂

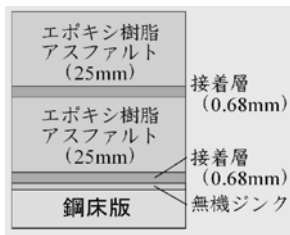
となっている。舗装が劣化している箇所の舗装除去後にデッキのき裂が見つかる(図-25参照)こともあり、これは我が国でも同様の研究結果が得られている⁶⁾。

鋼材の疲労き裂の対処としては、鋼床版橋梁がリダンダンシーのある構造であることも考慮し、橋梁のライフサイクルコストを分析した上で決定する。多くの場合、特定の橋梁のための復旧計画が立てられるが、ストップホールや当て板施工は他の橋梁にも適用できる工法である。

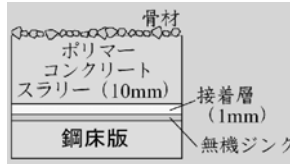
その他、デッキに発生したき裂に対しては、き裂の発生した部分を切り取って厚いデッキに取り替える方法や、鋼繊維補強コンクリートにより剛性を増す方法もある。これらの補修方法は、我が国と同様のものがある。

(3) 舗装

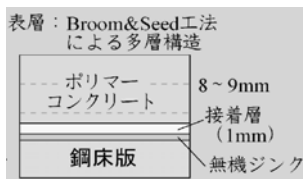
鋼床版舗装については、舗装構成や各種要求性能、



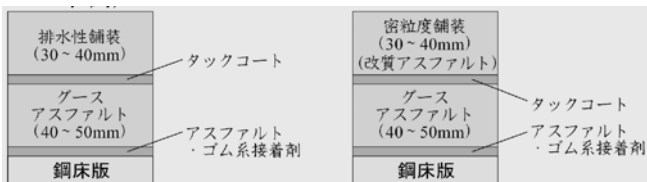
(a) エポキシ樹脂アスファルト



(b) ポリマー樹脂コンクリート



(c) 多層ポリマー樹脂コンクリート



(d) 我が国の事例

図-26 舗装の分類

設計への配慮事項、施工や維持管理などについて記載されている。

図-26 に舗装の分類を示す。FHWA マニュアルでは、瀝青材料系とポリマー樹脂系に分類している。

アメリカや中国などではポリマー樹脂系が一般的である。ポリマー樹脂系の舗装には、熱可塑性の瀝青材料とは異なり熱硬化性の樹脂で、エポキシ樹脂アスファルト、ポリマー樹脂コンクリート、ならびに多層ポリマー樹脂コンクリートの3種類がある。

一方、我が国では大半が瀝青材料系であり、このうち基層材料としては防水層を兼ねたグースアスファルトが基本である。表層は、排水性舗装または密粒度アスファルト舗装などが選択される。

(4) 試験・実験

小型試験体を用いて検討する場合の留意点が以下のように記載されている。

① 作用力や境界条件は実橋と同様とする。実橋より

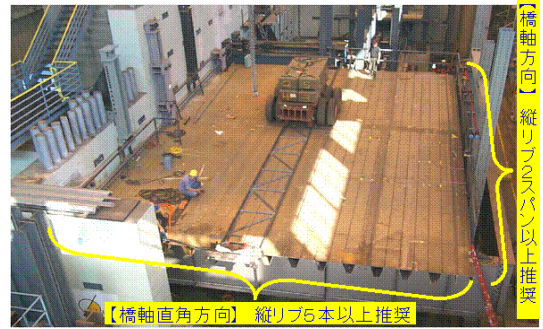


図-27 Bronx-Whitestone Bridge の実大試験

表-3 アメリカで実施された最近の実大試験 (デッキ取り換えが主)

Project	Testing Location	Date
Verrazano Narrows Bridge Redecking	Lehigh University	ongoing
California Dept. of Transportation	University of California San Diego	2007
Bronx Whitestone Bridge Redecking	Lehigh University	2001
Williamsburg Bridge Redecking	Lehigh University	1995, 1998

も荷重の振幅を大きくしてもよいが、それによって損傷モードが変わるようなことがあってはならない。

- ② 試験体の製作は実橋の作り手と同じでなければならない。
- ③ 既往の確立されている基準と比較ができるように、計測機器を設置しなければならない。
- ④ 統計的に十分な数の試験を実施しなければならない。
- ⑤ 小型試験体による検証は、実寸の試験体の代わりとなりうるならば使用できる。
- ⑥ 計測されたひずみや変位は FEM 解析結果と比較すべきである。大きな矛盾 (例えば 10%以上) については検討し、原因を正すか、結果が正しいことを証明しなければならない。

図-27 は、Bronx-Whitestone Bridge のデッキの取り換えに際して行われた実大試験の状況である。試験体サイズは、橋軸方向は縦リブ 2 スパン以上、橋軸直角方向には縦リブ 5 本以上が推奨されており、この写真からも我が国とは比較にならない大規模な実験であることが分かる。この試験では、ボルト連結部の挙動など、FEM による事前解析では得られなかった現象が解明されたと記載されている。3 章でも一部の結果を紹介したが、アメリカでは表-3 に示すように、幾つかの実大試験が行われている。

8. 今後の橋建協での取り組み

以上、FHWA マニュアルを紹介したが、橋建協においても、FHWA と同様に鋼床版の疲労設計手法の確立を目指している。

我が国の鋼床版においても多くの疲労損傷事例が報告されているが、橋建協では、ここに示した比較的多く報告されている疲労損傷に対して、合理的な設計手法の確立を目指して活動しており、その一環として「高耐久性鋼床版 設計・施工の手引き（仮称）」を作成中である。

現在、大学などの他機関との共同研究を通じて鋭意検討を進めているが、その内容については、次年度以降の橋梁技術発表会などであらためて報告したいと考えている。

[参考文献]

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書，2012. 3.
- 2) FHWA：MANUAL FOR DESIGN, CONSTRUCTION, AND MAINTENANCE OF ORTHOTROPIC STEEL DECK BRIDGES, 2012. 2
<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/if12027/if12027.pdf>
- 3) Paul Grundy：Fatigue Studies of Westgate Bridge, ASEC, 1994.
- 4) (社) 土木学会：鋼床版の疲労 2010 年改訂版，土木学会鋼構造シリーズ 19，丸善，2010. 12.
- 5) (社) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，2012. 6.
- 6) 国土交通省・国土技術政策総合研究所，(社) 日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究－実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討一，国総研資料 NO. 471，2008. 8.