

実働応力を考慮した鋼床版縦リブ現場継手の疲労照査法

Practical Fatigue Assessment Method of Orthotropic Steel Deck with Service Stresses

岩崎 雅紀*, 永田 考**, 稲田育朗***, 山田 健太郎****

Masanori IWASAKI, Koh NAGATA, Ikuro INADA, Kentaro YAMADA

* ㈱横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒261 千葉市美浜区新港 88)

** 工修 ㈱横河ブリッジ 技術本部 研究所 (〒261 千葉市美浜区新港 88)

*** ㈱横河メンテック 技術管理室 開発課 (〒273 千葉県船橋市山野町 27)

**** Ph.D. 名古屋大学 大学院研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市中種区不老町)

Abstract

Orthotropic steel decks are widely used not only for long span bridges and elevated highways, but also regular highway bridges because of their lighter weight over the RC slabs. Recent increase in traffic volume and weight often made it necessary to carry out more precise durability assessment for existing highway bridges, as well as newly designed bridges. In this report more simplified, yet precise fatigue assessment method is proposed. It considers actual service stresses based on the stress measurement and temperature effect of asphalt pavement, and hence deck plate, on the service stresses in trough ribs. The method is applied to assess the fatigue life of the conventional orthotropic steel deck, and it was found that increase in stiffness and/or decrease in cross beam spacing is necessary when it is subjected to heavy daily traffics, such as over 5000 trucks per lane.

Key Words: fatigue assessment, orthotropic steel deck, service stress, pavement

1. はじめに

近年、長大橋や都市内高架橋の他、一般の橋梁においても鋼床版橋の建設量が増加している。これは、RC床版に比べて死荷重が小さい、工場で製作されるために高品質である、現地架設工期が短いなどの数多くの特長によるものと考えられる。一方、鋼床版は、輪荷重を直接支持し、全応力に占める活荷重応力の割合が高いため疲労に対する配慮が必要であり、そのための設計法が道路橋示方書¹⁾に定められている。しかし、近年における重車両交通量の増加は著しく、いものがあり、鋼床版の一部に疲労損傷事例^{2), 3)}も報告されており、従来にも増して疲労に対する配慮が重要になってきている。

鋼床版の疲労照査法として、参考文献4)～8)があげられる。このうち、参考文献4)は道路橋示方書の疲労設計の基となった検討である。ここでは、最近の疲労照査法として、参考文献5)～8)について述べる。参考文献6)～8)の疲労照査事例の基となった、参考文献5)では、単位荷重を載荷して鋼床版を等価格子桁法により解

析して影響面を求めている。これに阪神高速道路の活荷重実態調査結果⁸⁾に基づいてモデル化した実働車両モデルを載荷して発生応力範囲をレインフロー法により計数し、疲労寿命を求める手法について述べられている。参考文献6)はJSSC疲労設計指針の設計例として示されたものであり、基本的に参考文献5)に述べられた手法が用いられている。ここでは、疲労限(変動応力下の打切り限界)の影響を考慮するため、実働荷重を軸種別にモデル化して行う手法についても述べている。また、衝撃係数、計算補正係数(計算応力と実働応力の差を補正する係数)や横断面補正係数(輪荷重の横断面載荷位置のばらつきを補正する係数)など、各種補正係数や安全係数が用いられている。参考文献7)では、上記2つの文献の手法が用いられた他、参考文献6)において示された各種の補正係数を既往の研究結果を基に定量的に示されている。これら既往の疲労照査手法は、鋼床版の疲労耐久性を詳細に評価するため、いずれも多種の実態活荷重モデルに対してレインフロー法により応力全範囲を計数する手法が用いられており、一般の設計に適用するには煩雑であると考えられた。

参考文献 9) では、標準的な諸元の鋼床版を対象に詳細な実働応力測定を実施した。この結果、鋼床版各部の発生応力とデッキプレート温度の間には舗装の剛性によると考えられる比例関係が見られたので、それを考慮した疲労照査を行って、各部の疲労寿命を評価した。ただし、この研究は、標準的な諸元の鋼床版を対象にしているものの、鋼床版 1 橋の調査結果に基づくため、構造や舗装の諸元が異なる鋼床版についても適用できるか定かではない。

そこで、本研究では、諸元の異なる鋼床版 4 橋^{8), 10) - 12)}の実働応力調査を実施し、実働応力に及ぼす構造および舗装の諸元の影響を調査して、疲労照査法の一般化を試みた。

2. 鋼床版の実働応力調査

2.1 対象橋梁諸元と測定方法

実働応力調査を行った対象鋼床版^{8), 10) - 12)}の諸元を表 -1 に示す。応力測定部のデッキプレート板厚は、B 橋の中間支点部を除いて各橋とも 12mm である。

表 -1 対象鋼床版の諸元一覧

No.	主桁間隔	横リブ間隔	横リブ寸法		縦リブ間隔	縦リブ寸法	アスファルト舗装表層(厚さ) 基層(厚さ)
			ウェブ	フランジ			
A	3,500	2,500	890X9	220X12	660	U-320X240X6	密粒度アスコン(40)
B	3,000	2,150	850X9	220X12	570		グースアスファルト(40)
							改質アスコン(40)
							グースアスファルト(40) (ゴム入り)
C	11,200	3,875	400X8	200X8	660	U-300X250X6	密粒度アスコン(30)
							アスファルトモルタル(35)
							ゴム(5, 防水層)
D	3,100	5,000	450X9	200X10	620	Y-310X280	マスチック
							アスファルト(60)

- (1) A 橋と B 橋は現在における標準的な構造諸元の鋼床版桁橋である。ただし、A 橋は供用後約 8 年経た縦断勾配約 8% のランプに位置する直橋であり、B 橋は供用後約 4 年経た曲率半径約 1,000m の曲線橋である。
- (2) C 橋は昭和 40 年代末に設計、建設された鋼床版桁橋である。昭和 55 年の道路橋示方書¹³⁾以前であるから、疲労設計がなされていない。このため、横リブ間隔が広い上、横リブ寸法が小さい。ただし、横リブはトラス組みされた斜材および鉛直材で支持されている。また、舗装材料としては、基層に軟らかいアスファルトモルタルが使用されている他、デッキプレート上面の防水層に 5mm 厚のゴムが使用されている。
- (3) D 橋は、昭和 40 年代前半に設計、建設された、国内で初めて Y 型断面縦リブが使用された鋼床版である。C 橋と同様、疲労設計されていないので、横リブ間隔が 5m と広い上、横リブ寸法が小さい。ただし、縦リブが横リブのウェブを貫通していないので、横リブウェブは全断面有効である。舗装材料は元々厚さ 40mm のグースアスファルト 1 層であったが、劣化が著しいことから何度となく打ち替えられ、実橋調査を実施した 1994 年以降現在まで、マスチックアスファルト 1 層となってい

る。舗装厚は 60mm と A 橋や B 橋に比べて薄い。

応力測定は、A 橋～C 橋の 3 橋については、図 -1 に示すほぼ同じ諸元の 3 軸トラックを一定速度で反復走行させた。走行速度は、A 橋 :50km/h、B 橋 :5～80km/h、C 橋 :5～40km/h とした。また、応力測定は、夏季および冬季に同じ条件で 2 回実施した。さらに、A 橋についてのみ、舗装撤去前後に静的載荷試験を実施した。D 橋は、ヒストグラムレコーダを用いて 24 時間を 1 単位とする実働応力頻度測定を約 2 年間の間に 9 回実施した。

図 -2 に横断面載荷位置と応力測定位置を示す。各橋とも、輪荷重直下に位置する縦リブ下面の橋軸方向応力と近傍のデッキプレート下面の温度を測定した。特に、A 橋と B 橋は主桁端部から支間中央方向に広範囲に渡って測定した。

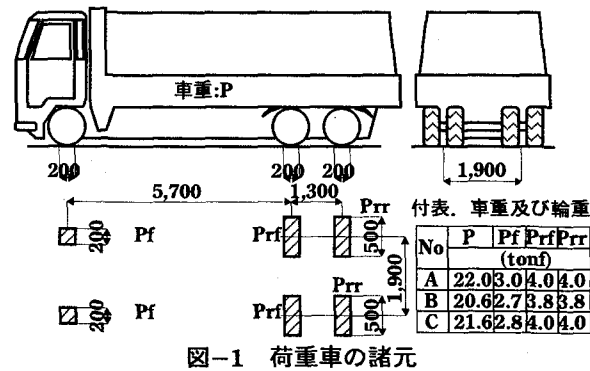


図-1 荷重車の諸元

2.2 実働応力測定結果

図 -3 ～図 -5 に、A 橋～C 橋の横リブ間隔中央の縦リブ下面における測定応力全範囲と測定時のデッキプレート温度の関係を示す。縦軸は測定応力全範囲とデッキプレート板厚を 12mm として実施した有限帯板法による解析値(以下、F.S.M. 解析値という)との比率(以下、実応力比 α という)で示した。また、図 -6 に D 橋の横リブ間隔中央の縦リブ下面における実働応力頻度測定結果から求めた累積損傷度とデッキプレート温度の 24 時間平均値との関係を示す。これらの測定結果をまとめると次のようである。

(1) A 橋

- 1) 舗装撤去前後の測定値(図中の☆印および点線)は、静的載荷試験結果である(以下、静的測定値という)。舗装撤去後の静的測定値は F.S.M. 解析値にほぼ等しい。有限帯板法は簡便な解析法であるにも係わらず、比較的精度の高い結果が得られている。
- 2) 舗装撤去前の静的測定値は舗装撤去後の静的測定値の約 65% となっている。これは、アスファルト舗装の剛性によるものと考えられる。
- 3) 図中の○印および●印は、動的載荷試験結果である(以下、動的測定値という)。同じデッキプレート温

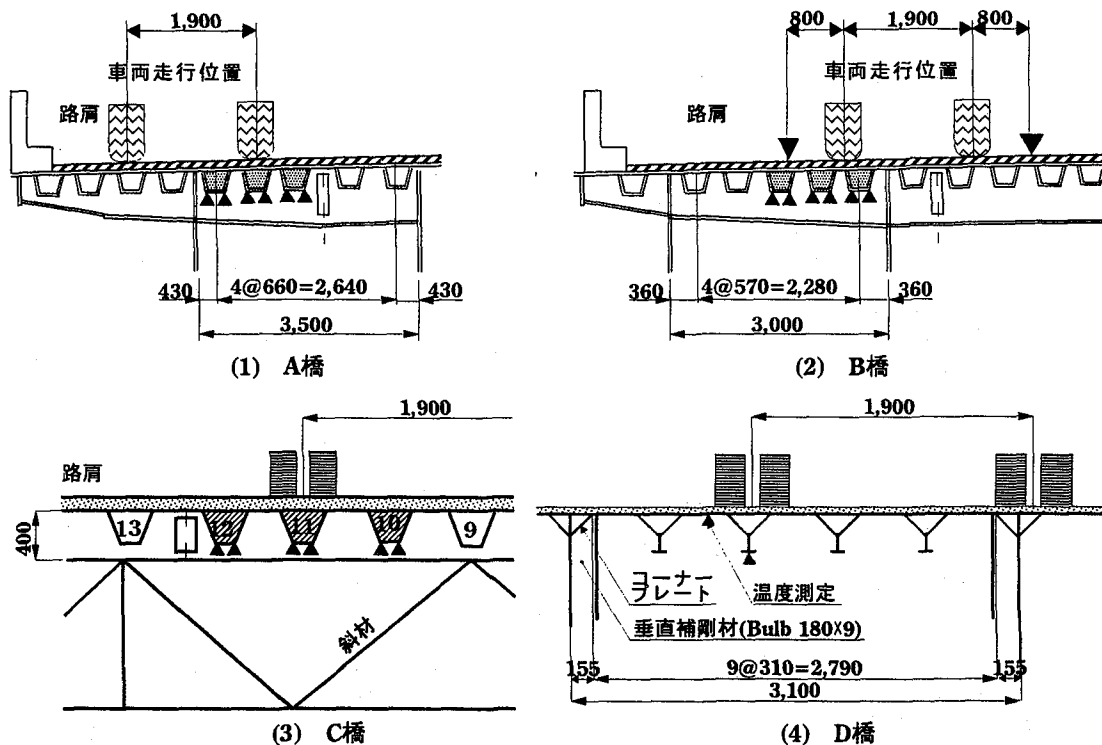


図-2 載荷位置と測定位置の関係

度において測定値が異なるのは、横断面載荷位置が異なるデータもプロットしたためである。

4) デッキプレート温度が約 40℃を越える温度域において、動的測定値は解析値よりも高い。路面の不陸、車両の振動などによる荷重車輪重の動的変動によるものと考えられる。

5) 動的測定値とデッキプレート温度との間に比例関係が認められる。図中に示す斜線は、実応力比 α の上限を結んだ線分であり、約 35℃において $\alpha = 1.0$ となっている。

6) 図-7は、横リブ間隔内における測定位置の違いに着目して、実応力比 α の上限値を結んだ線分を図化したものである。ただし、F.S.M.解析値よりも動的測定値が高い場合は $\alpha = 1$ とした他、 $T < 15^\circ\text{C}$ の温度範囲の動的測定値はないために 15℃以下では一定とした。横リブ間隔中央 (2/4 位置) に比べて、横リブ位置に近づく程、実応力比 α は低下することがわかる。

(2) B 橋

1) A 橋に比べて動的測定値のばらつきが大きい。これは、本橋が曲線橋で、路肩が広いので、荷重車の横断面載荷位置がばらついたことによると考えられる。

2) A 橋の場合に比べて最大測定温度が低い。35℃以上においても、実応力比 α は 1.0 以下である。

3) 先と同様、実応力比 α の上限を結んだ線分を図中に示す。実応力比 $\alpha = 1.0$ となる温度は A 橋とほぼ同じ約 34℃である。

(3) C 橋

1) A 橋や B 橋の測定結果に比べて夏季と冬季の測定

温度範囲にばらつきが小さいのは、測定日の日温度変化が小さかったためである。

2) 先と同様、実応力比 α の上限を結んだ線分を図中に示す。A 橋や B 橋に比べて実応力比 α が高く、デッキプレート温度 20℃において $\alpha = 1.0$ となっている。これは、F.S.M.解析において横リブ剛性の算出にトラス組補強の影響を高めに見込んだこと、他、舗装が軟らかいことが影響しているものと考えられる。

(4) D 橋

1) D 橋における実働応力測定は約 2 年間の結果であるから、交通量も温度変化量も測定日より異なる。また、約 2 年の間に舗装も経年劣化していたと考えられる。しかし、累積被害度とデッキプレート温度の間には比例関係が見られる。

このように、構造および舗装の諸元や測定時期が異なるにも係わらず、縦リブの実働応力とデッキプレート温度の間には、一定の比例関係があると考えられる結果が得られた。もちろん、全ての鋼床版あるいはその構成部材にこのような関係が期待できるわけではない。しかし、図-8に示す主桁支間位置別の関係からもわかるように、主桁端部および中間支点部において若干高い傾向が見られるものの、主桁支間位置の影響は低いと考えられる。また、図-9に例示する載荷速度との関係を見ても、載荷速度の影響は低いと考えられる。

したがって、疲労のような長期間に渡る累積被害により構造諸元が決まる場合が多い鋼床版では、上記の関係を疲労照査に適用できれば、構造を複雑化することなく、

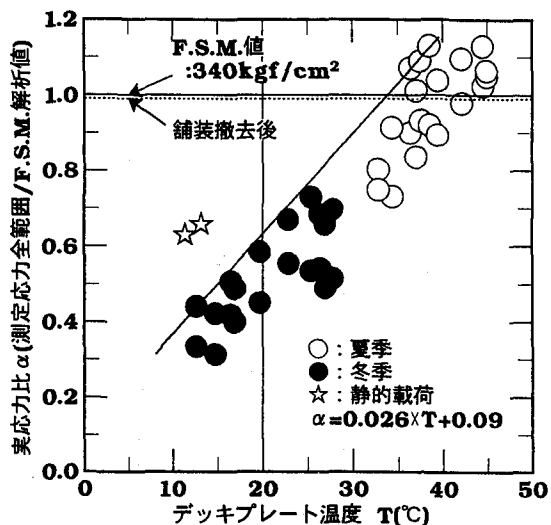


図-3 A橋の測定結果

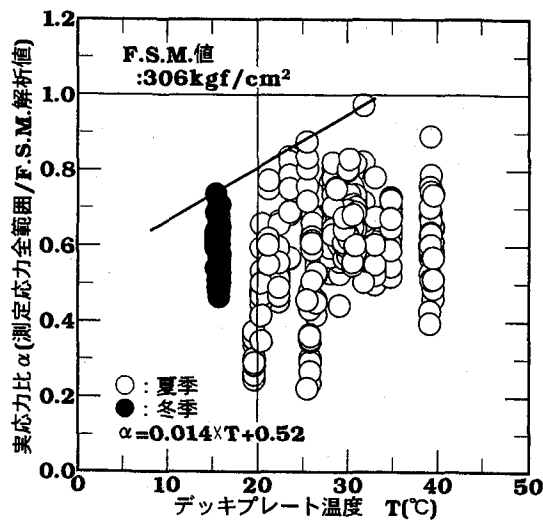


図-4 B橋の測定結果

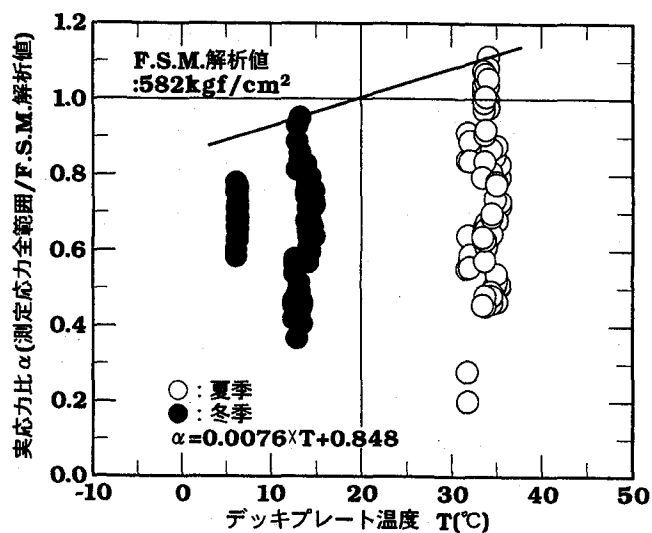


図-5 C橋の測定結果

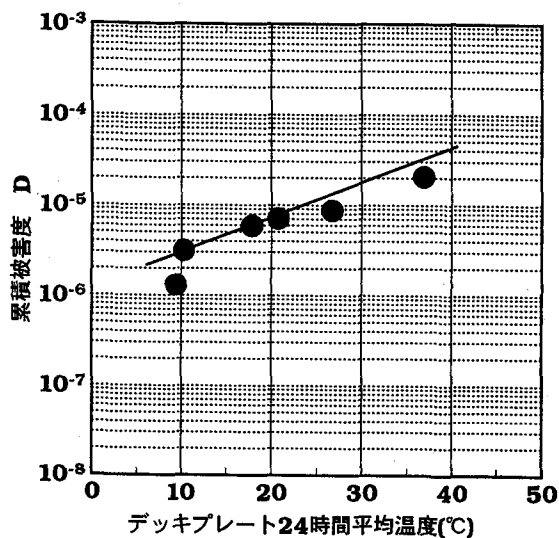


図-6 D橋の測定結果

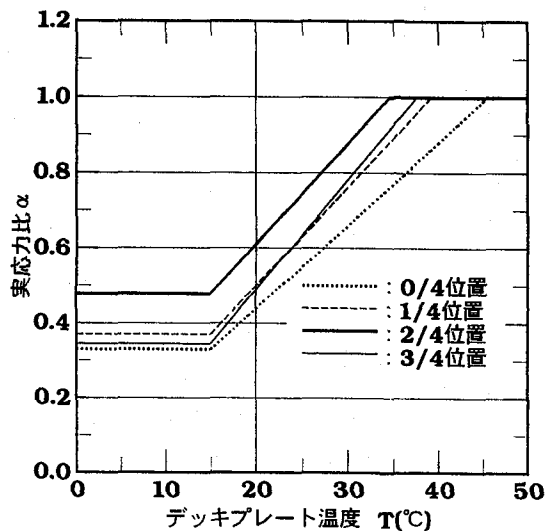


図-7 縦リブ支間の違いが実応力比 α に及ぼす影響

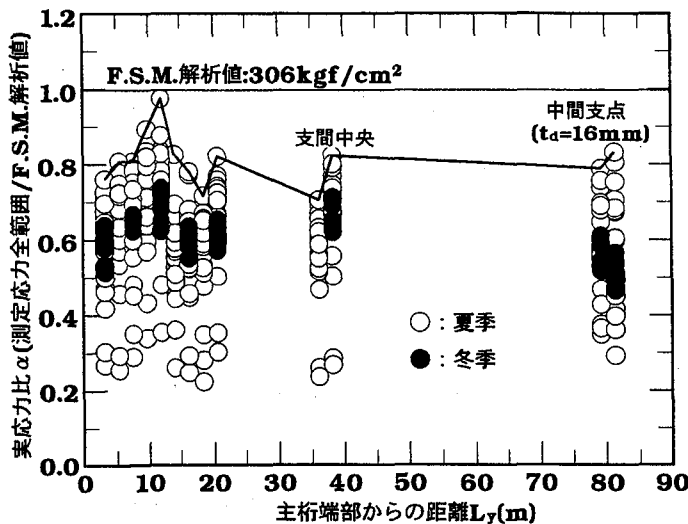


図-8 B橋における測定応力と主桁位置の関係

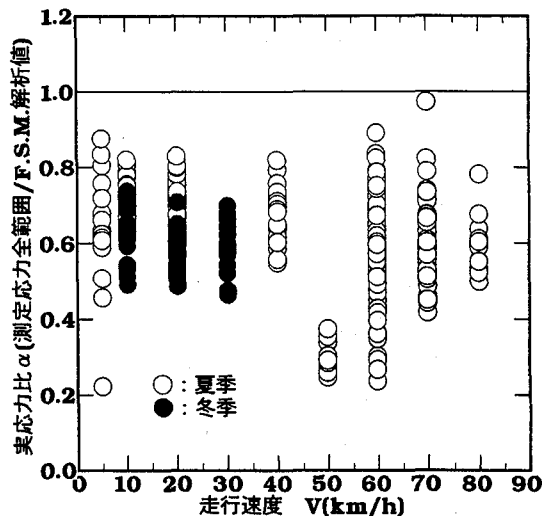


図-9 B橋における測定応力と走行速度の関係

疲労耐久性に優れた鋼床版を設計することが可能であると考えられた。

3. 疲労照査法の検討

3.1 疲労照査の考え方

参考文献 8)で筆者らは、参考文献 5)の等価格子桁法に換えて有限要素解析法を用いた詳細な疲労照査を行った。この結果をもとに、活荷重実態に基づく単一の活荷重モデル(図-10に示す大型車モデルであり、以下、T25 荷重という)と実働応力測定結果に基づく簡便な疲労照査手法を提案し、両者を比較してその妥当性を検討した。この疲労照査法は、従来、疲労照査手法がなかった構造細部にも適用できる利点があるが、実働応力測定結果を必要とするため、適用範囲に限られる。

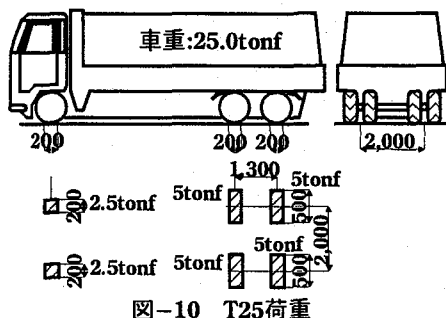


図-10 T25荷重

そこで、JSSC 疲労設計指針⁹⁾の(1)式で示される疲労照査式を用いて、さらに適用範囲を広げるとともに、簡便化することを試みた。

$$\gamma \times \Delta \sigma_d \leq \Delta \sigma_R \quad \dots(1)$$

γ : 安全係数 ($= \gamma_b \times \gamma_w \times \gamma_i$)

γ_b : 冗長度係数, γ_w : 重要度係数, γ_i : 検査係数
 $\Delta \sigma_d$: 設計応力範囲 ($\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_e$)
 $\Delta \sigma_e$: 等価応力範囲
 $\Delta \sigma_R$: 許容応力範囲
 $\Delta \sigma_R = 3 / C_0 n_t \times C_R \times C_t$
 n_t : 設計繰返し数

ここで、鋼床版を対象にすると、(1)式の安全係数 γ 、許容応力範囲 $\Delta \sigma_R$ (縦リブ現場継手を対象とした場合、JSSC-F 等級 65MPa)などは、JSSC 疲労設計指針を参考に次のようになる。

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 0.8 \text{ (冗長度係数)} \\ \gamma_w &= 1.0 \text{ (重要度係数)} \\ \gamma_i &= 1.0 \text{ (検査係数)} \\ C_0 &= 650^3 \times 2 \times 10^{-8} \text{ (JSSC-F)} \\ C_t &= 1 \end{aligned}$$

すなわち、設計応力範囲 $\Delta \sigma_d$ (等価応力範囲 $\Delta \sigma_e$)および設計繰返し数 n_t が与えられれば、縦リブ現場継手の疲労照査が簡便にできる。これらについては、次のように考えた。

(1) 疲労寿命を 50 年、また、図-10に示した T25 荷重の 1 車線当たりの日走行台数を n 台とする。したがって、設計繰返し数 n_t は、

$$n_t = 50 \times 365 \times n \quad \dots(2)$$

とする。

(2) 等価応力範囲 $\Delta \sigma_e$ は、T25 荷重による計算応力範囲に前の実働応力測定結果に基づく設計補正係数(衝撃係数 I 、計算応力補正係数 α 、および横断面載荷位置補正係数 β)を乗じて(3)式で求める。

$$\Delta \sigma_e = I \times \alpha \times \beta \times \Delta \sigma_{cal} \quad \dots(3)$$

I : 衝撃係数
 α : 計算応力補正係数
 β : 横断面補正係数
 $\Delta\sigma_{cal}$: T25 荷重による応力範囲

3.2 設計補正係数の検討

上記で述べた設計補正係数については次のように考えた。

(1) 衝撃係数 I

参考文献 8) で明らかにしたように輪重は、車両の振動、路面の不陸などの影響を受けて、常時 $\pm 25\%$ 、伸縮継手位置の段差通過時 100% 程度変動する。しかし、疲労のように長期間の累積値を問題とする場合、1 としよてよいと考えられる。

したがって、衝撃係数 I は 1 とした。

$$I=1 \quad \cdots(4)$$

(2) 計算応力補正係数 α

図 -3 ~ 図 -5 に示した実測値と計算値の比率である実応力比 α は、計算応力補正係数に相当するものである。しかし、実応力比 α は、デッキプレート温度に依存して変化するので、疲労照査が複雑になる。これについては次のように考え、一定値とした。

道路橋示方書¹⁾ では鋼構造物の温度変化の影響を考える場合、

- 1) 基準温度は 20℃ を標準とする。
- 2) 設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし、温度の昇降は基準温度との差として考慮する。ただし、とくに検討した場合は実状に応じて定めることができる。
- ① 温度変化の範囲は、-10℃ から +50℃ とする。
- ② 部材間あるいは部材各部における相対的な温度差は 15℃ とする。

と規定されている。また、日照の影響を受けやすい鋼床版でも温度差が生じるのは日中のみであることが実測されている¹⁴⁾。さらに、理科年表¹⁵⁾によれば、北海道や沖縄を除く日本各地の年平均気温は、約 15℃ である。

したがって、年平均気温に若干の余裕値を加えた温度における実応力比 α を用いることができると考え、ここでは、その温度を構造物の温度変化の影響を考える場合の基準温度 20℃ とする。

図 -3 ~ 図 -5 中に示した斜線は、実応力比 α の上限値を直線で結んだ線分から、20℃ における値を見ると、A 橋 : 0.61, B 橋 : 0.80, C 橋 : 1.0 となっている。また、図 -6 中に示す累積被害値の上限値を結ぶ線分について 20℃ と 40℃ との比率をとると、約 0.35 となる。

したがって、計算応力補正係数は、現在における標準的な諸元の鋼床版橋である A 橋および B 橋の内、安全を考慮して高い方の 0.8 とした。

$$\alpha = 0.8 \quad \cdots(5)$$

(3) 横断面補正係数 β

横断面補正係数は、車両の横断面走行位置のばらつきによって着目部に生じる応力の低減程度を表すものであり、(6) 式で表される。

$$\beta = \sqrt[3]{\gamma(L_y)^3 \cdot g(\sigma)} \quad \cdots(6)$$

$\gamma(L_y)$: 横断面走行位置 L_y と実応力比 α の関係から求める包絡線を表す関数

$g(\sigma)$: 横断面走行位置のばらつきを表す正規確率密度関数 (ただし、 $\Delta\sigma_d \geq \Delta\sigma_{ve}$)

σ : 横断面走行位置のばらつきを表す標準偏差

$\sigma = 300\text{mm}$

$\Delta\sigma_{ve}$: 変動応力下の打切り限界

参考文献 6) および 7) では 0.85 程度の値が用いられているが、その算出には疲労限以下の応力を発生させる走行位置のばらつきは考慮する必要はない。A 橋の実働応力測定結果を基に横断面補正係数 β を求めると表 -2 のとおりであるので、

$$\beta = 0.8 \quad \cdots(7)$$

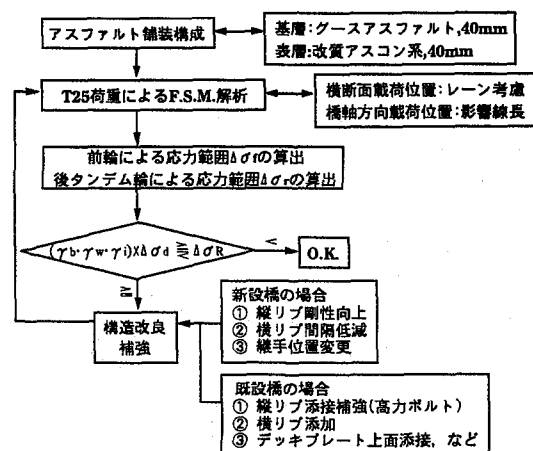
とした。

表-2 横断面補正係数 β の試算結果

縦リブ支間位置 横断面 補正係数	0/4	1/4	2/4	3/4
β	0.79	0.81	0.83	0.82

3.3 疲労照査手順の提案

図 -11 に、以上をまとめた疲労照査手順を示す。



$\gamma_b=0.8$ (冗長度係数)

$\gamma_w=1.0$ (重要度係数)

$\gamma_i=1.0$ (検査係数)

$\Delta\sigma_R$: 許容応力範囲

$\Delta\sigma_R = 3 / (C_0 \cdot n_f \cdot C_R \cdot C_t)$

$C_0 = 650^2 \times 2 \times 10^6$ (JSSC-F, 溶接の場合)

$C_0 = 650^2 \times 2 \times 10^6$ (JSSC-F, ボルト接合の場合)

$C_t = 1$

n_f : 1車線当たりの総計画大型車交通量

$n_t = 50 \times 365 \times n$

n : 1車線, 1日当たりの計画大型車交通量

$\Delta\sigma_d$: 設計応力範囲

$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_e$

$\Delta\sigma_e$: 等価応力範囲

$\Delta\sigma_e = \alpha \times \beta \times \Delta\sigma_{cal}$

$I=1.0$ (衝撃係数)

$\alpha=0.8$ (計算応力補正係数)

$\beta=0.8$ (横断面補正係数)

$\Delta\sigma_{cal}$: T25 荷重による応力範囲

($\Delta\sigma_e, \Delta\sigma_R$)

図 -11 提案疲労照査手順

図中に示すように、疲労照査結果によっては、

- (1) 新設橋の場合、構造の改良を行う。
- (2) 既設橋の場合、補強を行う。

が必要になる。ただし、ここで示した疲労照査法は簡便な手法であるから、既設橋の場合、供用下において安易な補強を行うことは新たな疲労損傷の発生源を作りかねない。このような場合、参考文献 8) などの手法により詳細な疲労照査を行う、あるいは補強に当たって構造詳細を厳密に検討するなどするがよいと考えられる。

4. 疲労照査結果および考察

前記で提案した疲労照査法に従って、疲労照査を実施した結果について以下に述べる。鋼床版縦リブの曲げ応力度は、道路橋示方書¹⁾に述べられているように、縦リブおよび横リブの剛性と支間の影響を受ける。ここでは、A 橋の主桁内鋼床版を対象に、横リブ間隔と縦リブ剛性を変化させて F.S.M. 解析を行った。載荷荷重は先の図 -10 に示した T25 荷重である。

図 -12 に T25 荷重による応力波形の一例を、図 -13 に横リブ間隔を変えて実施した T25 荷重の後タンデム輪による応力波形を示す。当然のことながら、前輪によって発生する応力振幅は 1 波であるのに対し、後タンデム輪（軸間距離 1.3m）によるそれは横リブ間隔が狭くなるに従って 2 波に分離し、双峰形状の応力波形となる。トラフリブを使用した実鋼床版の一般的な横リブ間隔は 2m ～ 5m と考えられるので、後タンデム輪による発生応力振幅は 1 波とした。

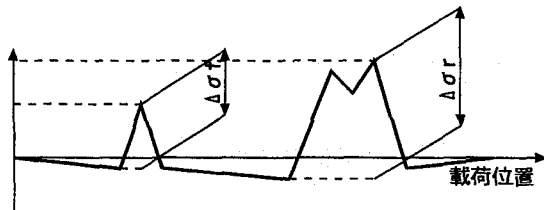


図 -12 T25 荷重による応力波形の一例

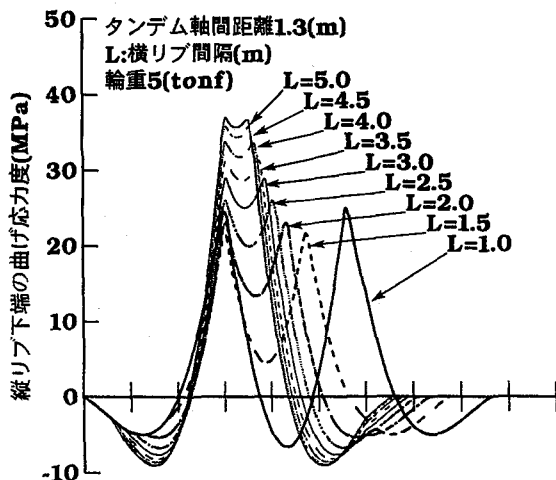


図 -13 後タンデム輪による応力波形

図 -14 に疲労照査結果を示す。図は、縦リブ下端の断面定数 Z_L をパラメータとして、横軸を T25 荷重走行台数、縦軸を横リブ間隔として示している。また、表 -3 に、縦リブの種類やデッキプレート板厚を変えて縦リブ下端の断面定数 Z_L と鋼床版重量比を試算した結果を示す。

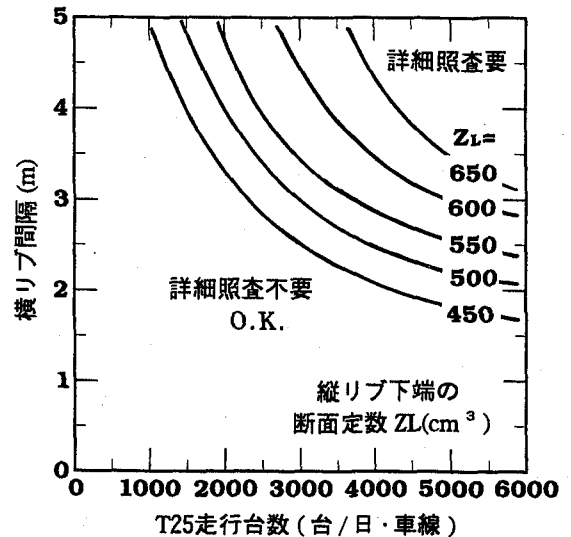


図 -14 疲労照査結果

表 -3 縦リブ断面性能の比較

デッキプレート 板厚×有効幅 (mm)	縦リブ 種類	断面定数 Z_L (cm ³)	Z_L 比	重量比*
502×12	320×240×6	462	1.00	1.00
	320×260×6	504	1.09	1.02
	320×240×8	601	1.30	1.09
	320×260×8	656	1.42	1.10
502×16	320×240×6	477	1.03	1.17

*：重量比は鋼床版全鋼重に対する比率

一般的な縦リブ U-320 × 240 × 6 を使用した鋼床版橋の場合、大型車の計画交通量が少なければ、現行よりも構造を簡素化し、軽量化することが可能であるといえる。

一方、都市高速道路のように大型車交通量が 5,000 (台/日・車線) 程度と予想される路線に架ける鋼床版の場合、
(1) U-320 × 240 × 6 を使用する場合、横リブ間隔を 2m 未満に制限する。

(2) 横リブ間隔を 2.5m 以上にする場合、U-320 × 260 × 6 以上の剛性を有する縦リブを使用する。
といった構造の制限が必要であるといえる。

ただし、上記は、縦リブの現場継手が溶接継手の場合であり、高力ボルト継手の場合は疲労強度が JSSC-E 等級 (80MPa) と 1 等級高くなるので、このような構造の制限が緩和できることはいうまでもない。

5. まとめ

鋼床版縦リブを対象に鋼床版4橋の詳細な実働応力測定を行うと共に、既往の疲労照査手法に関する研究成果を基にそれらの結果を用いて、簡便な疲労照査を提案した。以下に得られた結果をまとめる。

- (1) 鋼床版4橋の詳細な実働応力測定を実施した結果、縦リブの曲げ応力とデッキプレート温度の間には、構造や舗装の諸元が異なるにも係わらず、比例関係があることが明らかになった。また、この関係は、長期間に渡っても見られた。
- (2) 現行の設計基準で設計、施工された鋼床版橋の縦リブの曲げ応力とF.S.M.解析値との比率(実応力比 α)は、デッキプレート温度20℃の場合、0.6～0.8であった。
- (3) 上記の実応力比と既往の疲労照査手法に基づいて、簡便な疲労照査手法を提案した。
- (4) この簡便な疲労照査手法に基づいて疲労照査を行った結果、5,000(台/日・車線)程度の重車両が走行する路線に架けられる鋼床版については、縦リブ剛性を向上する、横リブ間隔を制限するなどの構造の制限が必要ながことが明らかになった。

なお、鋼床版橋の実働応力測定に際しては、名古屋高速道路公社、首都高速道路公団他の関係各位には多大な協力を頂いた。ここに記して感謝する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書，平成6年2月
- 2) 岩崎雅紀，名取暢，深沢誠，寺田博昌：鋼道路橋の疲労損傷事例と補修・補強対策，横河橋梁技報，No.18，pp.36-52，1989.1.
- 3) 柳瀬保：鋼床版Uリブの疲労亀裂の補修，橋梁と基

礎，Vol.28，No.8，pp.52-54，1994.8.

- 4) 金井道夫，大塩俊雄：橋梁の応力頻度と疲労設計法に関する一提案，土木技術資料，Vol.22，No.3，pp.1-8，1979.3.
- 5) 長谷川和正，近藤明雅，山田健太郎，石崎浩：箱桁鋼床版の疲労照査，構造工学論文集，Vol.35A，pp.929-938，1989.4.
- 6) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.4.
- 7) 岩崎雅紀，坂井渉：鋼床版縦リブ現場溶接継手の疲労検討，横河ブリッジ技報，No.23，pp.40-51，1994.1.
- 8) 阪神高速道路公団：阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究，設計荷重(HDL)委員会報告書，1986.12.
- 9) 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，(土木学会論文集投稿中)
- 10) 小林文男，森清，坂井渉，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調査，土木学会第49回年次講演会概要集，I-184，pp.366-pp.367，1995.9.
- 11) 石井博典，永田考，岩崎雅紀：鋼床版縦リブ補強に関する検討，土木学会第51回年次講演会概要集，I-A373，1997.9.
- 12) 鳥羽正樹，森清，高草木智也：鋼床版デッキプレートの当て板工法の検討，土木学会第51回年次講演会概要集，I-A337，1997.9.
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書，昭和55年2月
- 14) 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の熱が鋼床版に与える影響，横河橋梁技報，No.18，pp.53-65，1989.1.
- 15) 国立天文台編：理科年表，平成7年，1994.11.

(1996年9月6日受付)