

デッキ進展き裂に対するデッキ増厚の効果に関する検討

Influence of Stiffness of Deck Plate on Fatigue Life of Welded Joints between Deck Plate and U-Shaped Rib

宮下敏*, 平山繁幸*, 内田大介*, 井口進*, 川畑篤敬*

Satoshi Miyashita, Shigeyuki Hirayama, Daisuke Uchida, Susumu Inokuchi, Atsunori Kawabata

*日本橋梁建設協会, 鋼床版小委員会 (〒105-0003 東京都港区西新橋 1-6-11)

Recently, some fatigue cracks which initiate from the root of welded joint between a deck plate and U-shaped ribs and propagate toward the upper surface of the deck plate have been reported. One of the major cause of those cracks is considered to be a lack of the bending stiffness of deck plate. Therefore, the guideline for the minimum thickness of orthotropic steel deck has been notified by Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. In this study, the effect of the improvement of stiffness of deck plate has been examined using reference strain obtained from FEM analyses. As a result, it is clear that the increment of the thickness of deck plate can reduce the reference strain in inverse proportion.

Key Words: orthotropic steel decks, deck-through cracks, reference strain, fatigue design

キーワード: 鋼床版, デッキ進展き裂, 参照ひずみ, 疲労設計

1. はじめに

近年, 重交通路線の鋼床版橋梁において, デッキプレート (以下, デッキ) と U リブ溶接線の溶接ルート部を起点として, デッキ板厚方向に進展するき裂 (以下, デッキ進展き裂) が問題になっている¹⁾。デッキ進展き裂は, 当該溶接線上における橋軸方向断面の発生位置により U リブ支間部 (以下, 一般部) と U リブと横リブ交差部のき裂に分類される。これらのき裂の発生原因については筆者らが研究を進めている²⁾⁴⁾ほか, 様々な機関において検討がなされている¹⁾。その結果, デッキ進展き裂に対しては, デッキの剛性を向上させることが有効との認識が一般的になりつつある。このような背景の下, 平成 21 年 12 月に国土交通省より「新設橋への鋼床版の適用に関するデッキプレート最小板厚の見直しについて」という事務連絡⁵⁾ (以下, 事務連絡) が通知された。事務連絡では, 大型車の走行位置にデッキ進展き裂が多数発生しているという状況を鑑みて, 今後設計・製作する鋼床版に対する当面の対策として, 「閉断面リブ (U リブ) を使用する場合, 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下においては, デッキプレートの板厚は 16mm 以上とすることを標準とする。」と示されている。

一方, 国内で 5000 径間以上ある鋼床版橋梁¹⁾でデッキ進展き裂が問題となっているのは, 重交通路線に位置する限られた橋梁のみであり, その数は全体の 1%にも満

たない。よって, 交通実態を考慮したデッキ厚の決定が, 合理的であると考えられる。

交通実態を考慮して鋼床版の疲労照査を行い, デッキ厚を決定した事例はオランダでの報告がある⁶⁾。国内においては, 文献 7) や文献 8) で, 当該溶接線近傍のひずみを用いた疲労照査が試みられているが, デッキ増厚の効果については検討されていない。

筆者らは一般部のデッキ進展き裂を対象に, 実物大試験体と実橋を対象とし, き裂の発生起点となる溶接ルート部の局部応力を間接的に把握するための物理量について解析的な検討を行っている。そして, 図-1 に示す当該溶接線のデッキ側溶接止端から 5mm 離れた位置における, 橋軸直角方向 (以下, 橋直方向) のひずみ (以下, 参照ひずみ) を提案している⁴⁾。

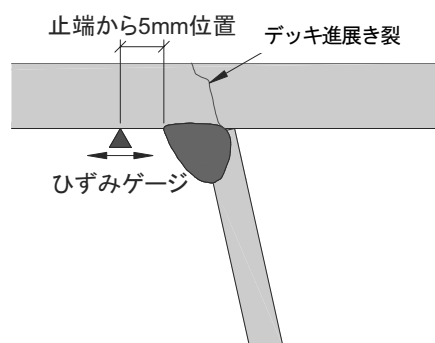


図-1 参照ひずみゲージ位置

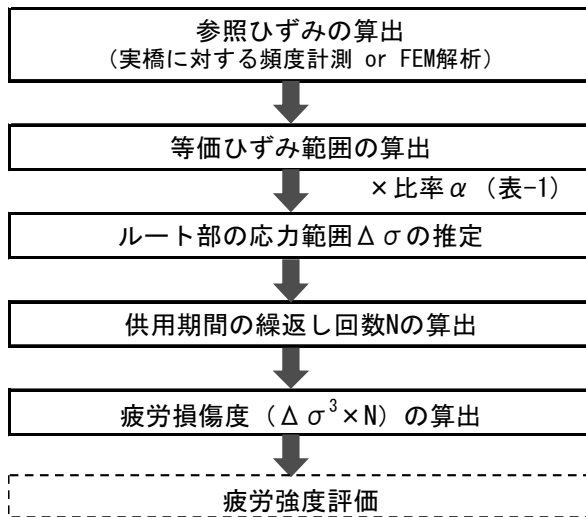


図-2 疲労照査のフロー

本報告では、参照ひずみを用いた疲労照査法の紹介と、実橋への適用例を示すとともに、デッキ進展き裂が確認された橋梁を対象としてデッキを16mmとした場合の疲労寿命向上効果を定量的に評価することを試みた。さらに、デッキを増厚する際の参考となるよう、従来のデッキ12mmの場合と16mmとした場合について経済的な比較も行い、結果を示した。

2. 参照ひずみと大型車交通量を用いた疲労照査法

デッキ進展き裂に対する疲労強度を算定し疲労照査を実施するためには、疲労強度評価式が必要となるが、現状では適切な評価式は提案されておらず、その構築には疲労試験の蓄積や試験結果の実橋への適用方法の検討等、課題が残っている。そこで本章では、ルート部の応力を精度よく捉えることが可能な参照ひずみと大型車交通量に着目した疲労損傷度の定量化手法を紹介する。疲労照査法の概略手順を図-2に示す。なお、本章では既設橋梁の疲労照査法を主体に紹介するが、解析的手法については適切な荷重設定を行うことにより、新設橋梁にも適用可能である。

1) 参照ひずみの算出

疲労損傷度は溶接ルート部の等価応力範囲 $\Delta\sigma$ と荷重の繰返し回数 N を用いて $(\Delta\sigma^m \times N)$ として算定されるが、ルート部の応力を直接計測することは不可能なため、文献4)でその妥当性が検証されている参照ひずみから応力範囲を算定する手法を用いる。

参照ひずみは図-1に示すようにUリブ溶接止端部からデッキ側に5mm離れた位置の橋直方向ひずみとして定義される。参照ひずみの算定には、実橋計測により直接得る手法と実橋を対象としたFEM解析により算定する手法が考えられる。なお、この部位に発生するひずみはアスファルト舗装の剛性の影響を受けるため、季節の変動について留意する必要がある。また載荷荷重について

表-1 参照ひずみ範囲とルート部応力範囲の関係⁴⁾

舗装剛性 (N/mm ²)	500	1500	5000
α	0.710	0.793	0.990
$\Delta\sigma = \alpha \times \Delta\varepsilon$ $\Delta\sigma$: ルート部における橋直方向の応力範囲 $\Delta\varepsilon$: 参照応力位置におけるひずみ範囲			

は、輪荷重の接地面積や橋軸直角方向の載荷位置により、発生ひずみが大きく変動するため、FEM解析を実施する際には適切な仮定が必要となる。

2) 等価ひずみ範囲の算出

実橋計測もしくはFEM解析から得られた参照ひずみの変動範囲（以下、参照ひずみ範囲）を、下記の式(1)に代入して、等価ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_e$ を算出する⁴⁾。疲労設計曲線の傾きを表す係数 m については、国内外の疲労設計指針において溶接継手の疲労設計曲線の傾きを1/3 ($m=3$)としていることから、ここでも便宜上、3としている。

$$\Delta\varepsilon_e = \sqrt[m]{\sum \Delta\varepsilon_i^m \times n_i / \sum n_i} \quad (1)$$

ここに、

n_i : ひずみ範囲 i の繰返し数

$\Delta\varepsilon_i$: 参照ひずみ範囲

m : 疲労設計曲線の傾きを表す係数 ($m=3$)

なお、舗装剛性の温度依存性（舗装剛性の季節変動）の影響を考慮する際は、想定する舗装剛性毎に等価ひずみ範囲を算出し、次節に示すルート部の応力範囲を算出する必要がある。

3) ルート部の応力範囲の算出

2)で算定された等価ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon_e$ から等価応力範囲 $\Delta\sigma_e$ を算出する。ここで、文献4)では実橋および移動輪荷重試験に用いた供試体に対してFEM解析を実施し、参照ひずみ範囲 $\Delta\varepsilon$ とルート部の応力範囲 $\Delta\sigma$ が、デッキやUリブの板厚に関わらず、舗装剛性のみをパラメータとした線形式で近似できることを明らかにしている。線形式における傾き(α)を表-1に示す。2)で算定された等価ひずみ範囲に対し α を乗じることで $\Delta\sigma$ を算定することができる。

4) 荷重の繰返し回数 N の算出

荷重の繰返し回数 N の算定は、対象橋梁の供用年数と想定される大型車交通量から算出する。大型車交通量は交通センサスの結果から算定することが可能である。また、実橋に対してひずみ頻度測定を実施して N を算出することも可能である。新設橋梁で計画交通量が明確になっている場合はその値を用いてもよい。

5) 疲労損傷度の算出と疲労強度評価

疲労寿命が3)で求めた等価応力範囲 $\Delta\sigma$ の3乗に反比例すると仮定して疲労損傷度 $(\Delta\sigma^3 \times N)$ を算出する。疲労損傷度を算定することで、疲労強度の相対的な比較

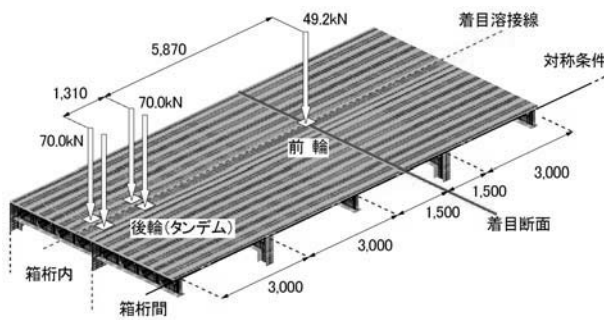


図-3 I 橋の解析モデル

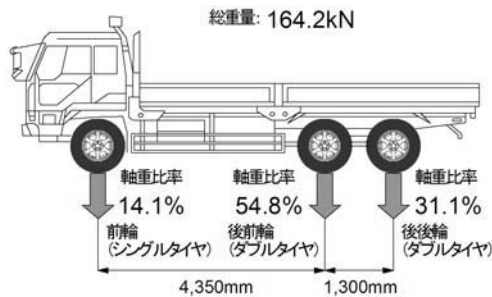


図-4 想定する大型トラック

が可能となる。例えば、実際にき裂発生までの供用年数が明らかになっている実橋梁に対して上記手法により算定された疲労損傷度と、検討対象とする橋梁の疲労損傷度を比較することで、検討対象橋梁に対するき裂発生までの年数の推定が可能となる。

3. 実橋における疲労照査例

3.1 実橋における疲労損傷度

実際にデッキ進展き裂が発生した橋梁を対象として、前章で述べた方法に従い、供用開始からき裂発見時までの疲労損傷度の試算を行った。照査の対象としたのは、3 径間連続鋼床版箱桁橋と単純箱桁橋 2 連からなる橋長 405.8m の I 橋である。I 橋は、1980 年の供用開始後、25 年経過した 2005 年に一般部にデッキ進展き裂が発見されたため、き裂の発生原因の解明を目的とし、舗装剛性の小さい夏季に荷重車による動的載荷試験ならびに平日 3 日間のひずみ頻度測定が実施された橋梁である⁴⁾。

疲労損傷度を試算するためには、参照ひずみ範囲を実橋計測または FEM 解析により算定する必要があるが、ここでの試算では両手法により算定された参照ひずみ範囲を用いることとする。

I 橋に対する FEM 解析は図-3 に示されるモデルに対して実施されているが、解析の詳細は文献 4) で詳述されているためここではその概要を記載することとする。前章で述べたとおり、FEM 解析では季節によるアスファルト舗装の剛性の変化と車両走行位置の橋直方向のばらつきを考慮する必要がある。ここでは、アスファルト舗装の弾性係数の温度依存性を考慮するため、舗装設計

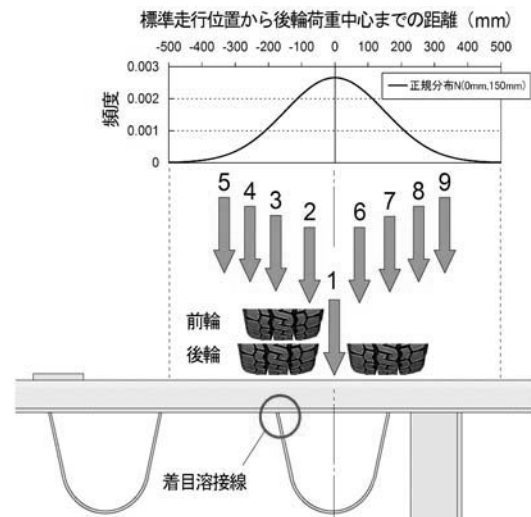


図-5 橋直方向の載荷位置

表-2 参照ひずみ範囲とルート部応力範囲の関係

	参照ひずみ範囲	季節	大型車交通量の算定
ケース1	解析値	夏季	交通センサス
ケース2	解析値	通年	交通センサス
ケース3	実測値	夏季	応力頻度測定
ケース4	実測値	通年	応力頻度測定

便覧¹⁰⁾等を参考に、夏季を 500N/mm^2 、春秋季を 1500N/mm^2 、冬季を 5000N/mm^2 と仮定した。荷重は種々の交通車両をモデル化することも考えられるが、ここでは図-4 に示す「鋼道路橋の疲労設計指針」⁹⁾ (以下、疲労設計指針) に記載されている大型トラックに代表させて荷重強度とし、この荷重を橋軸方向に連行載荷した。前輪と後輪に対する解析を別々に実施し 125mm から 750mm 間隔で橋軸方向に連行載荷し、それらの結果を重ね合わせることで車両通過時における参照ひずみの波形を得た。その際、橋直方向における実際の走行位置のばらつきも考慮した。車両走行位置の分布は車線幅や車両の種類によって異なるが¹¹⁾、ここでは車両が車線中央を走行するときの位置を中心とした正規分布 (標準偏差 $\pm 150\text{mm}$) に従うと仮定した上で、橋直方向 $\pm 500\text{mm}$ の範囲に 9 種類の走行位置を設定した (図-5)。以上の条件のもとで実施した FEM 解析で得られた参照ひずみ範囲を式(1)に適用することにより、大型車 1 台が通過した場合の等価ひずみ範囲を算出した。結果は季節ごとにそれぞれ、夏季で 164μ 、春秋季で 98μ 、冬季で 41μ となった。

一方、実橋計測で得られた等価ひずみ範囲は文献 4) に記載されている様に 168μ となる。載荷試験は夏季に行われたため、FEM と同様に季節ごとの等価ひずみ範囲を算定しておく。算定は夏季の実測により得られた等価ひずみ範囲 168μ に対し、FEM 解析で得られた夏季の等価ひずみ範囲に対する各季節の等価ひずみ範囲の比率を乗じることとした。たとえば FEM 解析で算定され

表-3 疲労損傷度の試算結果

検討ケース		等価ひずみ範囲 (μ)	α	ルート部の応力範囲 $\Delta \sigma$ (N/mm ²)	繰返し回数 N	疲労損傷度 $N \times \Delta \sigma^3$	
ケース1	夏季	164	0.710	116	4.59E+07	7.25E+13	
ケース2	夏季	164	0.710	116	1.15E+07	1.81E+13	2.81E+13
	春秋季	98	0.793	78	1.91E+07	0.90E+13	
	冬季	41	0.990	41	1.53E+07	0.10E+13	
ケース3	夏季	168	0.710	119	1.07E+08	18.22E+13	
ケース4	夏季	168	0.710	119	2.68E+07	4.55E+13	7.24E+13
	春秋季	101	0.793	80	4.47E+07	2.30E+13	
	冬季	48	0.990	48	3.58E+07	0.38E+13	

注：CASE2およびCASE4における各季節の繰返し回数Nは、夏季および冬季を3カ月、
春秋を6カ月としてそれぞれCASE1とCASE3の繰返し回数を各季節に割り振った値

表-4 デッキ進展き裂が確認された橋梁の概要

橋梁名	デッキ厚 (mm)	リブ厚 (mm)	横リブ間隔 (mm)	完成年	き裂発見 までの年数	片側車線数	大型車交通量 (台/日/車線)	き裂発生位置
A橋	12	6	2,000	1995	10	2	4,509	交差部
H橋	12	6	3,000	1993(供用)	12	2	4,086	交差部
Y橋	12	6	2,500	1989(供用)	16	3	3,080	一般部
C橋	12	8	2,500 損傷部1,250(析端)	1978(供用)	24	3	4,799	一般部
I橋	12	8	3,000	1980	25	3	5,032	一般部、交差部
K橋	12	8	2,070	1986	19	2	9,385	一般部、交差部
S橋	12	8	2,750	1986(供用)	13	1	3,073	一般部
T橋	12	8	2,950	1979	24	3	2,588	一般部、交差部

た春秋季と夏季の等価ひずみ範囲の比率は $98/164=0.6$ であることから、春秋季の実測値に相当する等価ひずみ範囲は $168\mu \times 0.6=101\mu$ となる。同様に冬季の等価ひずみを算定すると $168\mu \times (41/164)=42\mu$ となる。

各季節における等価ひずみに対して表-1 に示される係数 α を乗じることで季節ごとのルート部の応力範囲が算定される。

この後、荷重の繰返し回数Nを算定すれば疲労損傷度を算出することができるが、ここでは、季節変動および繰返し回数の算定方法の違いが疲労損傷度に与える影響を比較するために表-2に示す4つのケースに対して疲労損傷度を算定することとした。ケースの内訳は、等価ひずみ範囲として解析値および実測値に対して夏季の値を用いた場合と季節の影響を考慮した場合、および荷重の繰返し回数として交通センサス（平日24時間）の結果を用いた場合と実橋計測の結果を用いた場合である。

大型車交通量は、交通センサスのデータを利用すると 4.59×10^7 台、ひずみ頻度計測結果を利用すると 1.07×10^8 台となる。なおひずみ頻度計測結果の値は、交通センサスのデータを用いて、次節に示す交通量の推移を補正している。

各ケースに対する疲労損傷度の算定結果を表-3 に示す。ケース1とケース2の比較あるいはケース3とケース4の比較の結果から、等価ひずみ範囲として夏季の結果を用いた場合に算定される疲労損傷度のほうが季節を考慮した場合よりも2.5倍程度大きく安全側の評価を与えることがわかる。またケース1とケース3を比

較すると頻度計測の結果から繰返し回数を算定した場合の方が交通センサスにより算定した場合よりも2.5倍程度大きく変わることがわかる。この要因としては、実交通自体のばらつきも考えられるが、ひずみ頻度測定は、交通量の多い第1車線で実施したものである一方で、交通センサスの値については、全交通量を車線数で除した平均値を用いた影響が大きいと推測される。車線毎の交通量の偏りについては交通センサスの結果を用いる場合に留意すべき点の一つであるといえる。なお、ひずみ頻度計測の精度を向上させるためには、可能な範囲で計測日数を増やす、平日以外の休日の計測も実施する、年間に何回かの計測を実施する等が考えられる。また、解析については前述したとおり、本試算は荷重として図-4に示される大型車1台が通過した場合を前提にしているが、例えば文献7)に示されるような車種や軸数別といった詳細な実態交通荷重を反映した荷重モデルを用いることで、算定される疲労損傷度の精度を向上させることが可能である。

3.2 デッキ増厚による疲労寿命向上効果

事務連絡では、参考資料として平成17年の道路交通センサスの結果を基に、デッキ貫通寿命（き裂発生までの供用年数）と大型車交通量の関係を示している。本項では前項までに示した方法で算出した疲労損傷度により、デッキ増厚効果を定量的に評価するとともに、デッキ貫通寿命と大型車交通量の関係から疲労寿命の算出を試みた。具体的には、参考資料の基となったデッキ進展き裂が確認された8橋（表-4）の供用後の道路交通セ

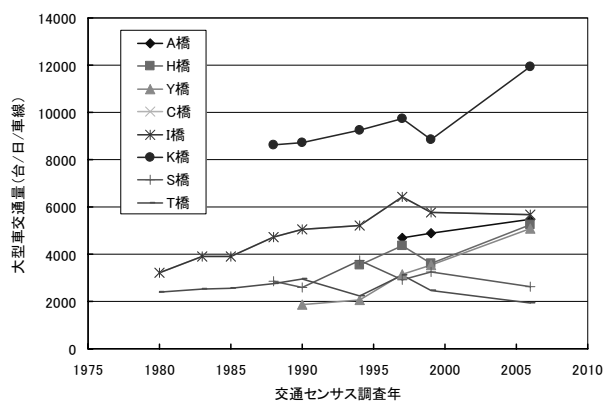


図-6 大型車交通量の推移

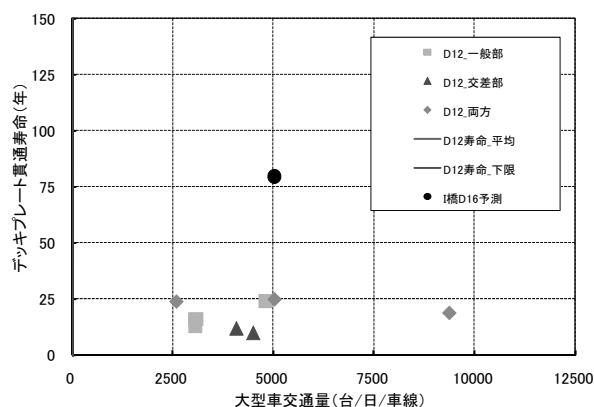
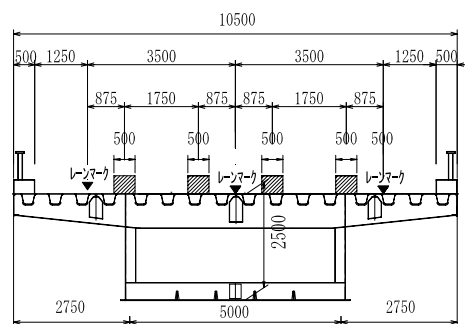


図-7 デッキ貫通寿命と大型車交通量の関係

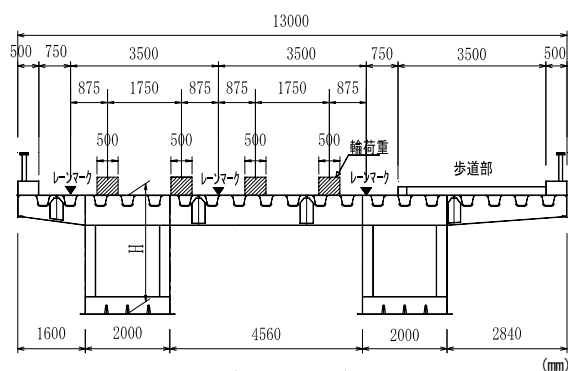
ンサス全データを追加調査し、デッキ貫通寿命と大型車交通量の関係を再整理するとともに、図-2 に示す解析モデルでデッキ厚を 16mm とした場合の解析を実施した。

まず、対象とした 8 橋の交通センサスを調査年ごとにまとめた結果を図-6 に示す。図から大型車交通量は一定の値で推移するのではなく、経年変動することがわかる。既設橋梁の疲労損傷度を算定する際には、ある特定の調査年の結果以外に、ここに示されるような大型車交通量の経年変動を考慮することが必要であると言える。

図-7 は表-4 に示される 8 橋について、デッキ貫通寿命と大型車交通量の関係をき裂発生箇所ごとに「一般部」「交差部」および「一般部、交差部の両方」で種別してプロットしたものである。ここで採用した大型車交通量は図-6 の結果をもとに大型車交通量の経年変化を考慮した値であり、交通量は全交通量を車線数で除した平均値である。図中に示された曲線のうち、「D12 寿命_下限」とは、き裂が発見されるまでの車線あたりの累積大型車交通量が最も少なかった S 橋のデッキ進展き裂発生までの累積大型車交通量を用いて作成したラインである。同様に「D12 寿命_平均」とは 8 橋の累積大型車交通量の平均値を用いて作成したラインである。さらに、「I 橋 D16 予測」としてプロットした点は、文献 4) における解析結果においてデッキ厚を 12mm から 16mm とすることで参照ひずみが 68% に低減されたことを利用してデッキ 16mm の場合の寿命を推定したもので、具体的に



モデル 1



モデル 2 ～モデル 4

図-8 検討モデルの標準断面図

はデッキ厚 12mm の場合のデッキ貫通寿命に係数 $(1/0.680^3)$ を乗じて貫通寿命を算出している。I 橋の場合、デッキ厚が 12mm ではデッキ貫通寿命が 25 年であるのに対し、デッキ厚を 16mm とすることにより 80 年の寿命となることがわかる。なお、ここで示した参照ひずみの低減率は、デッキ進展き裂の発生寿命への影響が大きい交差部のき裂をを対象とした検討ではあるが、き裂の進展については、デッキ厚を 12mm から 16mm へ増厚すると遅くなるという研究成果³⁾もあり、実際にき裂がデッキを貫通するまでの寿命はここで推測したものよりも長くなると考えられる。

4. デッキ増厚に対する経済性の検討

デッキ進展き裂に対する疲労寿命向上対策として、デッキ増厚が効果的であることを前章までに示した。本章では、デッキ増厚の判断材料の一つになると考えられる経済性について検討を行った。すなわち、デッキ増厚が鋼床版の断面決定に与える影響を明らかにし、全体鋼重の増加量を試算した。さらに、デッキ増厚区間を幅員の特定区間に限定した場合について、全体鋼重の増加量や工数の増加量を試算し、その結果に対して考察を行った。

4.1 デッキ増厚が主桁断面に与える影響

鋼床版デッキが幅員全体にわたって増厚された場合に、主桁断面形状が受ける影響を試算し、全体鋼重の増加量について考察した。具体的な検討の方針は以下の通りである。

表-5 主桁作用による発生応力の比較

デッキプレート厚 (mm)			12	14	16	19
モデル1	支間中央	t_f	23	23	23	24
		σ_d	-149.3	-137.4	-127.5	-115.4
		σ_f	204.1	206.1	208.1	205.2
モデル2	支間中央	t_f	28	28	28	28
		σ_d	-132.1	-126.5	-115.1	-115.4
		σ_f	206.5	207.5	207.3	208.7
モデル3	支間中央	t_f	23	23	23	24
		σ_d	-125.1	-115.9	-107.3	-98.1
		σ_f	207.5	208.3	207.8	205.5
	支点部	t_f	16	16	16	16
		σ_d	133.4	128.2	119.5	109.1
		σ_f	-204.6	-204.6	-205.1	-206.9
モデル4	支間中央	t_f	23	23	23	24
		σ_d	-121.9	-112.5	-104.1	-95.6
		σ_f	206.1	206.7	206.5	205.7
	支点部	t_f	18	18	19	19
		σ_d	159.5	145.6	137.6	126
		σ_f	-208.7	-208.7	-204.8	-207.1

注1：表中の記号は以下の通り。

t_f ：主桁下フランジ板厚 (mm)

σ_d ：デッキプレート応力 (N/mm²)

σ_f ：主桁下フランジ応力 (N/mm²)

注2：デッキプレートと下フランジの許容応力は全モデルで以下の通り

下フランジ：140N/mm² (SM400)

デッキプレート：210N/mm² (SM490Y)

1. デッキ厚 t_d は 12, 14, 16, 19mm の 4 ケースを対象とする。このとき、デッキ厚は橋梁全体において一定とする。
2. U リブサイズは 320×240×6 とする。
3. U リブ支間は疲労設計指針に従い 2.5m とする。
4. 対象とする橋梁形式は単純 1 箱桁橋および 3 径間連続 2 箱桁橋とする。支間長は 70m を基本とするが、連続箱桁では側径間と中央径間のバランスを考慮して 80m+100m+80m についても検討を行い、支間割が与える影響についても確認する。

以上の条件の下で設定したモデルについて、標準断面を図-8 に、支間割を図-9 に示す。なお、幅員構成は 2 車線とし、モデル 2 からモデル 4 は歩道部も考慮した。

試設計の結果を表-5 および表-6 に示す。表-5 は主桁作用を考慮した試設計により得られた結果である。デッキと主桁下フランジに発生応力を示しているが、いずれのモデルにおいてもデッキ増厚による応力の変動はほとんどないことが確認できる。これは、鋼重が増加する一方で、デッキ増厚により部材剛性が増加したことを意味している。表-6 は 3 径間連続箱桁橋のケースにおいて、床組作用を考慮して得られた試設計の結果であるが、主桁作用と同様、デッキ増厚に伴う U リブの応力変動はわずかである。

以上より、デッキ増厚が U リブや主桁下フランジ等の断面決定に与える影響は小さいと言える。

4.2 デッキ増厚が経済性に与える影響

前節で実施した試設計により得られた各モデルの鋼重を図-10 に示す。前節でも述べた通り、デッキ増厚が主桁断面に与える影響は小さいため、鋼重の増加はデッ

表-6 床組作用による発生応力の比較

鋼床版板厚 (mm)		12	14	16	19
支間部	σ_d	-42	-37	-34	-30
	σ_f	110	107	105	103
支点部	σ_d	22	19	18	16
	σ_f	-57	-56	-55	-54

σ_d ：デッキプレートの応力度 σ_f ：Uリブ下端の応力度

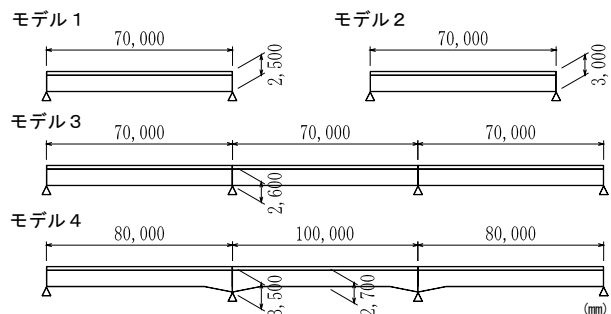


図-9 検討モデルの支間割

キに限定されていることがわかる。

以上はデッキ厚が幅員全体にわたり一律に増厚されたモデルに対する検討結果であるが、デッキ増厚の範囲を輪荷重走行位置やレーンマーク位置を考慮したケースについても検討した。検討対象としたのは、3 径間連続箱桁橋のモデル 3 を基本とした以下の 5 ケース (図-11) である。

ケース 1：全幅員において $t_d=12\text{mm}$

ケース 2：全幅員において $t_d=16\text{mm}$

ケース 3：車道部を含むブロックは $t_d=16\text{mm}$

それ以外のブロックは $t_d=12\text{mm}$

ケース 4：レーンマーク内の車道部のみ $t_d=16\text{mm}$

それ以外のブロックは $t_d=12\text{mm}$

ケース 5：輪荷重走行位置のみ $t_d=16\text{mm}$

それ以外のブロックは $t_d=12\text{mm}$

各ケースに対する経済比較として概略工数を算出した。その結果を表-7 に示す。なお、前節での検討結果から、デッキ増厚の影響はデッキに限定されるため、ケース 3 からケース 5 については試設計を実施せず、ケース 1 の結果にデッキ増厚した部分の鋼重の増加量を加算することで全体鋼重を算出した。表-7 の結果をまとめると以下の通りとなる。

1. ケース 5 は、デッキ厚 $t_d=16\text{mm}$ 区間を輪荷重走行位置に限定することで、全体鋼重の増加を抑えることができるが、大型材片数と工場板継溶接延長が大幅に増加するため、製作工数が最大となる。加えて、輪荷重走行位置にあわせて追加したデッキの板継溶接線を輪荷重が通過する可能性が高く、鋼床版の疲労耐久性の観点からも好ましくないと考えられる。
2. ケース 3 とケース 4 を比較すると、ケース 1 からの鋼重増加率はケース 4 の方が 1% 小さいが、大型材片数と工場板継溶接延長が増加し、結果的に製作工数

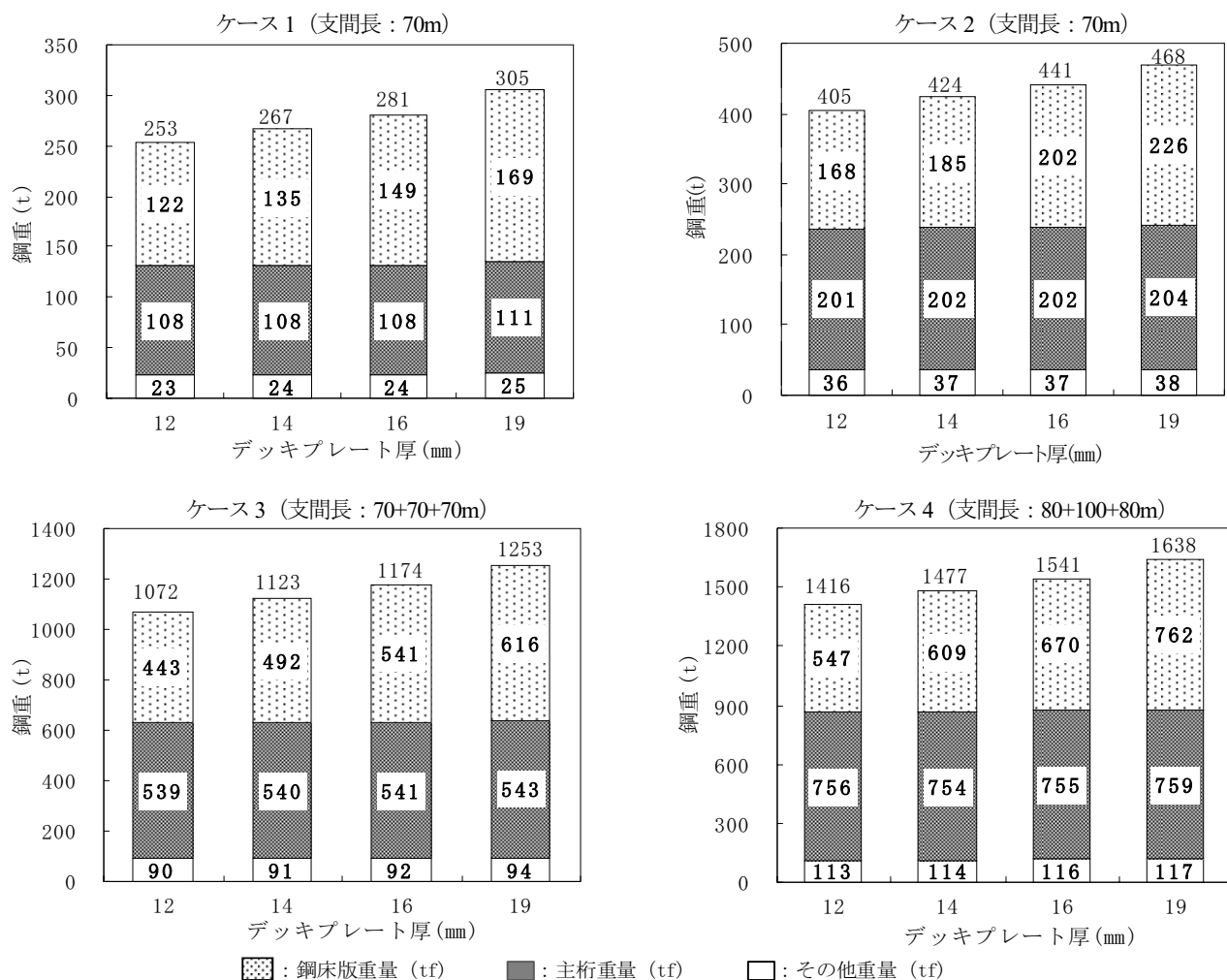


図-10 各モデルの全体鋼重

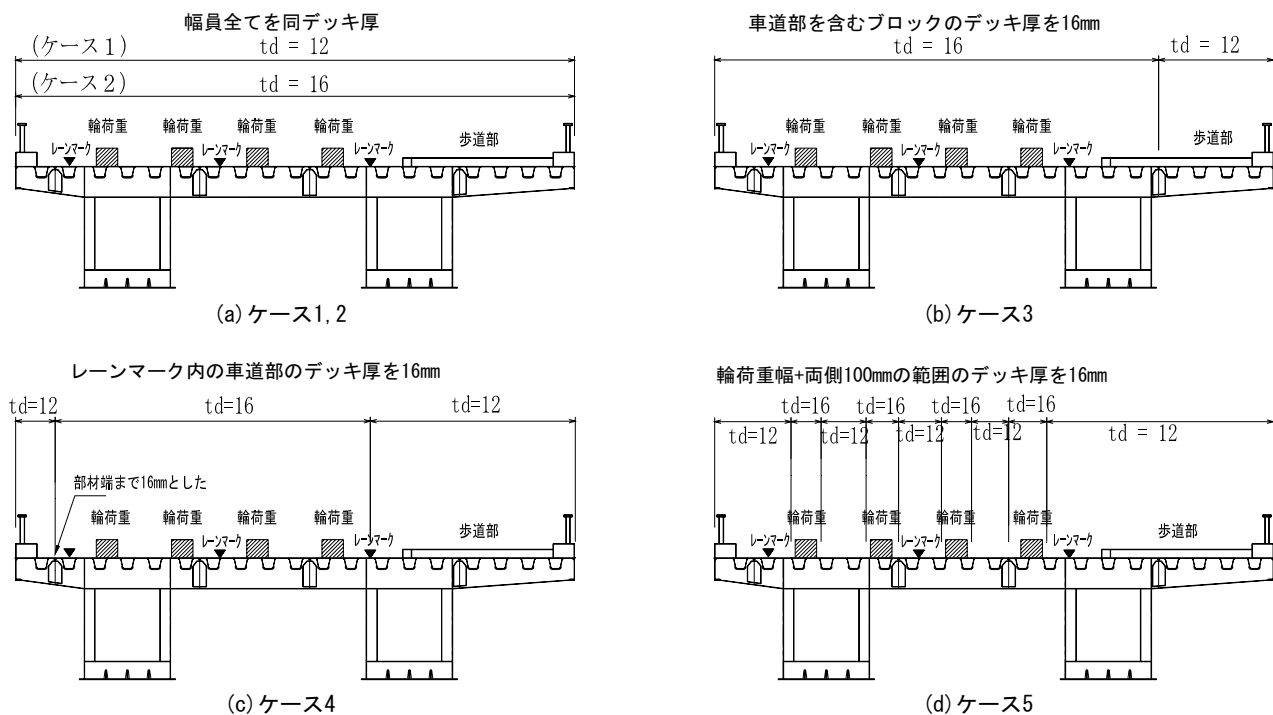


図-11 デッキ増厚範囲

表-7 各ケースの工数算定要素

		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5
大型 材片	材片数(個)	339	339	339	362	477
	材片重量(t)	622.539	709.948	680.382	663.623	642.352
小型 材片	材片数(個)	9531	9531	9531	9531	9531
	材片重量(t)	428.999	441.976	438.816	435.858	432.104
総加工重量(t)		1051.538 (1.00)	1151.924 (1.10)	1119.197 (1.06)	1099.481 (1.05)	1074.457 (1.02)
内570材加工重量(t)		0	0	0	0	0
板継溶接延長(m)		0	0	0	1896	11378
T継手溶接延長(m)		3685	3685	3685	3685	3685
部材数(個)		135	135	135	135	135
製作工数(人工)		6225 (1.00)	6514 (1.05)	6427 (1.03)	6591 (1.06)	7636 (1.23)

加工鋼重と製作工数における () 内の値はケース1に対する比率を表す。

が増加するため、ケース3と比べると不経済になる。

- ケース2とケース3を比較すると、ケース1からの鋼重増加率はケース3の方が4%小さい。材片数および工場板継溶接延長に差異はないことから、ケース3の方が製作工数は少なくなり経済的となる。

以上より、ケース3のように車道部と歩道部でデッキ厚を使い分け、かつ工場板継溶接が生じないように部材継手を設けることが、最も経済的であると言える。

5. まとめ

本報告では、文献4)で提案した参照ひずみを用いた疲労照査法を示し、実際にデッキ進展き裂が確認されたI橋を対象として疲労損傷度を試算した。また、デッキ厚を12mmから16mmへ変更することによるデッキ進展き裂に対する疲労寿命向上効果を解析的に検討した。そこでは、デッキを増厚すれば参照ひずみは32%低減されるため、寿命は約3.2倍向上するという結果になった。

さらに、デッキ増厚による経済比較を行い、デッキ増厚の影響は限定的であり、主桁断面にはほとんど影響を及ぼさないこと、車道部と歩道部でデッキ厚を使い分け、かつ工場での板継溶接が生じないような継手位置とすれば最も経済的であることを示した。

ただし、デッキ増厚による疲労寿命向上効果については、一橋梁に対して大型トラック1台が通過した際のひずみ低減率をベースとしており、各橋梁での車種、軸重構成により疲労寿命向上効果も異なる可能性があることに注意する必要がある。また、き裂の進展寿命の評価や疲労寿命の定義については今後の課題である。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会:鋼床版の疲労 2010 年改訂版, 2010.
- 2) 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
- 3) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬, 原田英明, 森猛:デッキプレート貫通型疲労き裂の発生・進展に対する板厚の影響, 鋼構造年次論文報告集 Vol.18, pp.113-120, 2010
- 4) 井口進, 内田大介, 平山繁幸, 川畑篤敬:鋼床版のデッキとUリブ溶接部の疲労寿命評価法に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.67, No.3, pp.464-476, 2011.
- 5) 国土交通省 都市・地域整備局, 道路局:事務連絡「新設橋への鋼床版の適用に関するデッキプレート最小板厚の見直しについて」, 2009.
- 6) M. H. Kolstein: The Role of Site Measurements to Improve the Knowledge About the Fatigue Behaviour of Steel Orthotropic Bridge, pp.626-646, Proceedings of 2004 Orthotropic Bridge Conference, Sacramento, California, USA, August 2004.
- 7) 井口進, 石井博典, 石垣勉, 前野裕文, 鷺見高典, 山田健太郎:舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートとUリブ溶接部の疲労耐久性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 1, pp.79-91, 2010.
- 8) 渡邊英, 内藤雅喜, 山田健之:矢作川橋におけるデッキプレート進展き裂に対する検討, 鋼構造年次論文報告集 第19巻, pp.337-344, 2011.
- 9) 日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.
- 10) 日本道路協会:舗装設計便覧, 2006.
- 11) 例えば, 高田 佳彦, 木代 穰, 中島 隆, 薄井 王尚: BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討, 構造工学論文集 A, Vol. 55A, pp.1456-1467, 2009.