

既設鋼道路橋における疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（理事長特別枠）

研究期間：平 21～平 25

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，遠山直樹，
木ノ本剛，澤田守

【要旨】

我が国の鋼道路橋は約 5 万 8 千橋（橋長 15m 以上）を数えるが、近年、重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において、疲労損傷事例が顕在化しつつある。鋼道路橋の疲労損傷については、交通条件、構造条件、溶接品質等により損傷傾向、原因及び対策方法が異なる場合が多く、これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる。本研究では、鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向、各種要因との関係について既存事例に基づく実態分析を行うとともに、具体的な事例について実験・解析的検討を行い、調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている。本年度は、鋼床版に発生した疲労き裂に対する詳細調査資料を分析し、損傷発生率と構造的要因、大型車交通量との関連を整理した。また、疲労照査が実施されていない既設鋼 I 桁橋を対象とした疲労耐久性評価手法の検討を実施した。

キーワード：鋼道路橋，疲労き裂，鋼床版，疲労耐久性照査手法

1. はじめに

近年、重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において、重大な疲労損傷事例が顕在化しつつある。鋼道路橋の疲労損傷については、交通条件、構造条件、溶接品質等により損傷傾向、原因及び対策方法が異なる場合が多く、これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる。本研究では、鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向、各種要因との関係について既存事例に基づく実態分析を行うとともに、具体的な事例について実験・解析的検討を行い、調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている。

本年度は、鋼床版に発生した疲労き裂に対する詳細調査資料を分析し、損傷発生率と構造的要因、大型車交通量との関連を整理した。また、疲労照査が実施されていない既設鋼 I 桁橋を対象とした疲労耐久性評価手法の検討を実施した。

2. 鋼床版における疲労損傷の発生傾向の分析

2.1 検討概要

鋼床版は比較的薄板のデッキ PL に縦リブ、横リブの補剛材を溶接した薄板集成構造であり、床版としての役割のみならず、主桁上フランジとしての機能を有する構造である。そのため、大幅に死荷重の軽減が可能であり、河川上の橋梁や長大橋に広く使用されている。しかし、

交通荷重を直接支え主構造へと伝えるため、各部に生じる応力が非常に複雑で疲労損傷を生じやすいことが指摘されており、道路橋示方書においても疲労に対する配慮がなされてきた。

デッキプレートに補剛する縦リブは、初期には平リブやバルブプレートなどの開断面リブが使用されていたが、昭和 40 年代後半より一部の橋梁で閉断面リブが使用されるようになり、昭和 55 年の道路橋示方書改定において、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を 6mm としてもよい、と規定されたことにより、鋼重および溶接量の低減が図れる閉断面縦リブを使用した鋼床版橋梁が多く建設されるようになった。

近年、重交通の都市内高速道路を始めとして、鋼床版の疲労損傷が数多く報告されている。特に閉断面縦リブを有する鋼床版橋梁ではデッキプレートと縦リブの溶接ルート部からデッキプレートへ進展し、貫通すると交通供用に支障をきたす可能性のき裂（デッキ貫通き裂）の発生を始めとして、多様なタイプの損傷が発見されている。これらの損傷の多くは輪荷重の載荷によるデッキプレートや縦リブの局所的な変形による応力集中が原因となっていると考えられるが、鋼床版の局所的な変形は縦リブ板厚や縦リブ支間などの構造諸元の影響を受けることが考えられる。そこで、ここでは点検計画作成や詳細調査に資する資料の作成を目的として、鋼床版の点検結

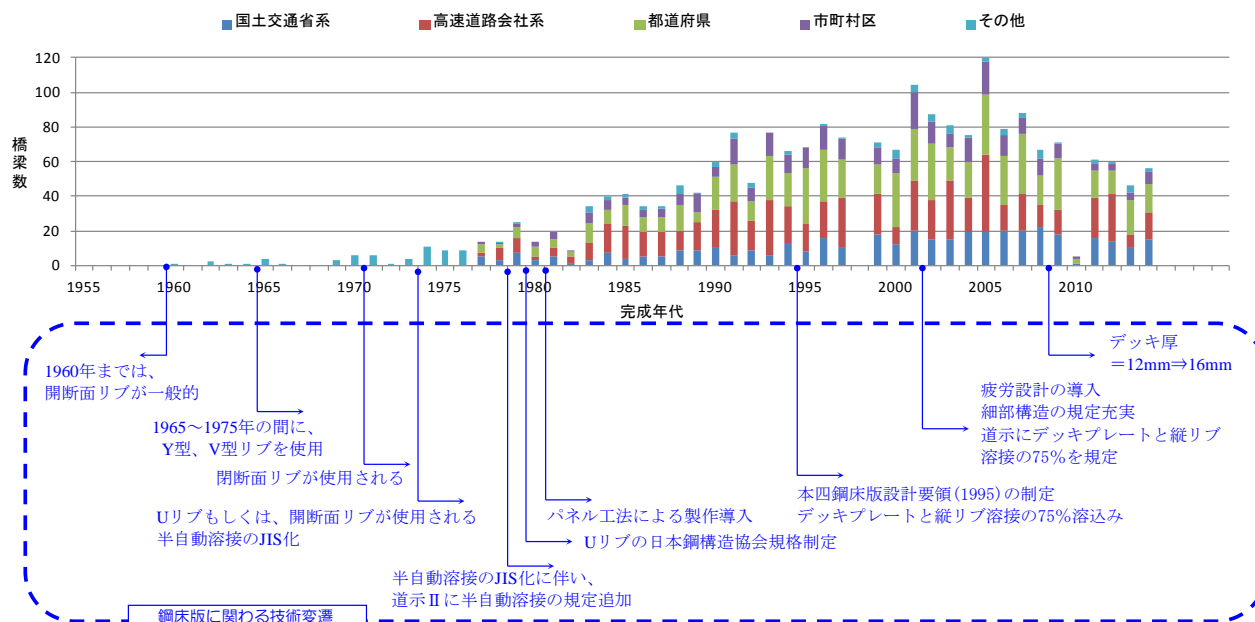


図-1 鋼床版建設橋梁数と鋼床版に関わる技術の変遷

果および詳細調査結果に基づき、閉断面縦リブ鋼床版橋梁における疲労損傷の発生傾向と構造諸元，大型車交通量の関連を分析した。

2.2 分析内容

分析は一地方整備局における橋梁点検結果，技術相談における詳細調査の資料，平成 22 年度の交通量センサデータに基づき実施した。なお，橋梁点検結果については平成 21 年度までの結果を用いており，詳細調査の資料は平成 24 年度までに実施された技術相談や現地調査において受領したものであり，橋梁により調査時期が若干異なっている。分析の対象とした閉断面縦リブを有する鋼床版橋梁は 41 橋梁，164 径間である。

分析の対象とした損傷は閉断面縦リブの損傷として代表的なデッキプレートと縦リブ溶接部の損傷，縦リブの突合せ溶接部の損傷，縦リブと横リブ交差部のスリット溶接部の損傷，デッキプレートと垂直補剛材溶接部の損傷とした。分析では損傷箇所数を対象箇所数で除した損傷発生率と累積大型車交通量の関連を調べた。なお，累積大型車交通量は平成 22 年度の交通量センサデータに示された日大型車交通量に，供用開始から詳細調査もしくは橋梁点検までの経過年数と年間日数（365 日）を乗じた値としている。

2.3 分析結果

(1) 鋼床版諸元の変遷

損傷発生傾向の分析に先立ち，鋼床版の技術変遷と分

各年代における閉断面リブ厚の推移 (径間数)

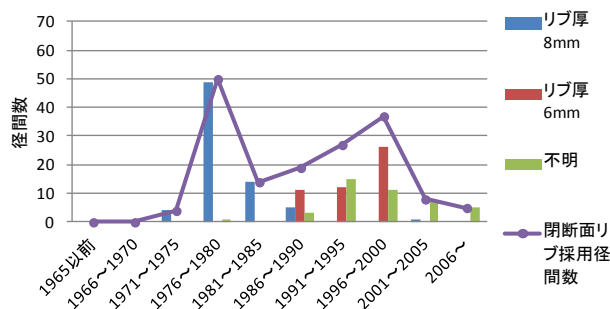


図-2 各年代における閉断面縦リブ厚の推移

析対象における鋼床版諸元についての整理を行った。

図-1 には鋼床版の技術変遷を日本橋梁建設協会の橋梁年鑑データベース¹⁾のデータに基づく完成年代別の鋼床版橋梁建設数とあわせて示す。ただし，橋梁年鑑データベースは主径間 30m 以上の橋梁を対象としていること，日本橋梁建設協会に加盟している橋梁メーカーが製作した橋梁を対象としていることから，建設された全ての橋梁数ではないことに留意する必要がある。1980 年代から年間 40 橋以上の鋼床版橋梁が建設され，2000 年には 120 橋を数えるなど鋼床版橋梁のストックは全国的に増加してきているのがわかる。国土交通省管轄では 1995 年までは年間 10 橋梁程度，それ以降は年間 20 橋梁弱で推移していることがわかる。

図-2 に分析対象とした鋼床版橋梁について，閉断面縦リブの板厚と建設径間数の推移を示す。1991 年以降は損

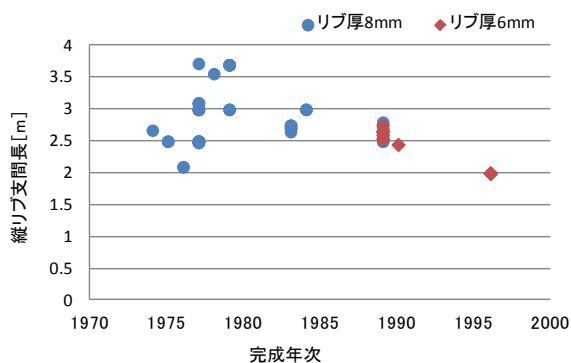


図-3 完成年次と縦リブ支間長及び縦リブ厚の関係

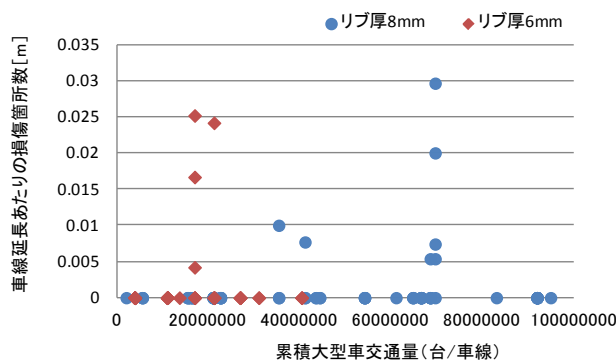


図-4 デッキ貫通き裂の発生率と累積大型車交通量の関係

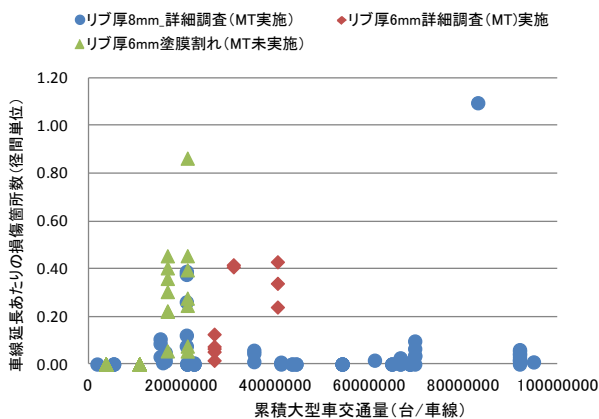


図-5 ビード貫通き裂の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

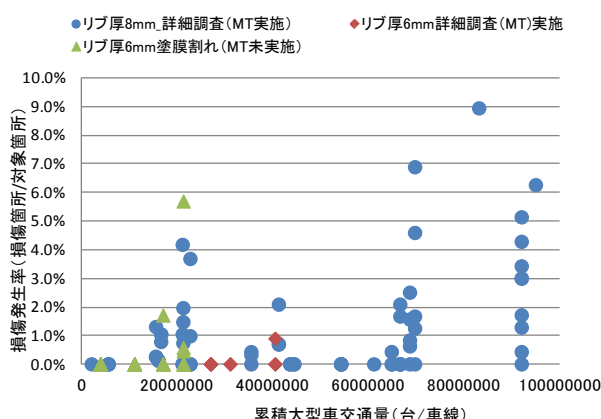


図-6 縦リブ突合せ溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

傷が未発生で詳細調査が実施されていない板厚が不明な橋梁が多いものの、縦リブ厚8mmの鋼床版橋のほとんどは1990年までに建設されたと考えられ、それ以降は縦リブ厚6mmの使用が一般的になっていることが伺える。

図-3は縦リブ支間長と建設年代を縦リブ厚6mm、8mmで分類して整理した結果である。閉断面縦リブが使用された初期の段階では縦リブ支間長は幅広い範囲に分布しているものの、1980年以降は3.0m以下となっていることがわかる。ただし、縦リブ厚6mmに関しては縦リブ支間長が既知の橋梁数が少ないため、更にデータを収集して傾向を分析する必要がある。

(2) デッキプレートと縦リブ溶接部の損傷の傾向

図-4にデッキ貫通き裂の車線延長あたりの損傷箇所数と累積大型車交通量の関係を示す。デッキ貫通き裂数は、舗装を撤去してデッキプレート上面より貫通を確認したき裂の数であり、集計の単位は径間としている。明確な傾向はみられないが、縦リブ厚6mmの橋梁で比較的早期にデッキ貫通き裂が確認されているのがわかる。

同様に、ビード貫通き裂についてまとめた結果を図-5に示す。縦リブ厚6mmに関して、一部で塗膜割れのデー

タを使用しているが、全般的に累積大型車交通量が少ないにも関わらず損傷の発生が確認されており、累積大型車交通量に比例して車線延長あたりの損傷箇所数は増加する傾向にある。一方、縦リブ厚8mmに関しては累積大型車交通量に対して明確な傾向はみられない。この部位については溶接のど厚の大きさが疲労強度に影響を与えることが指摘されており、溶接溶込みを考慮した分析が必要と考えられる。

(3) 縦リブ突合せ溶接部の損傷の傾向

図-6に縦リブ突合せ溶接の損傷発生率(損傷数/対象箇所数)と累積大型車交通量の関係を示す。なお、対象箇所数は、現場継手数(ブロック数)×縦リブ本数×2(2溶接継手/箇所)として算出している。また、縦リブ本数は、断面内の縦リブ本数から明らかに車両が通行しない(歩道、地覆等)縦リブ本数を除いている。縦リブ厚に関わらず累積大型車交通量と損傷発生率の関係に明確な傾向はみられない。また、累積大型車交通量が同じにも関わらず、損傷発生率が異なる径間が多く、ばらつきが大きい結果となった。縦リブの突合せ溶接は現場溶接で、さらに施工が難しい上向き姿勢での、上下進溶接と

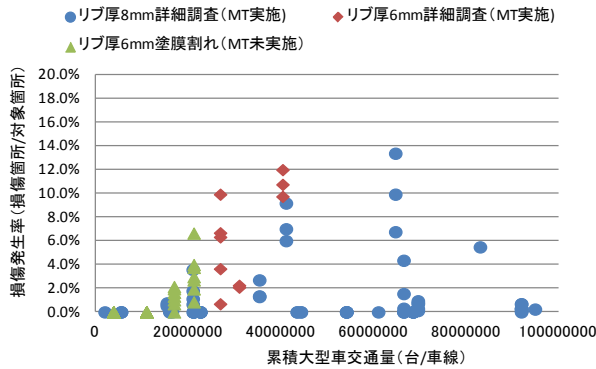
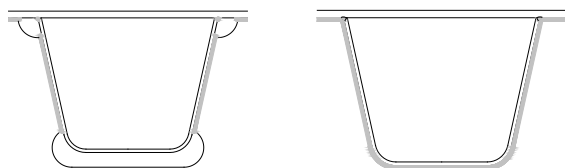


図-7 縦リブ・横リブ交差部のスリット溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係



(a)対象とする構造 (b)対象としない構造

図-8 鋼床版縦リブと横リブ交差部の溶接継手の種類

なり作業者の技量が溶接品質に大きな影響を及ぼすこと、はめ込んだ縦リブの部材精度が溶接品質に大きな影響を及ぼすことなどから、溶接品質のばらつきが、損傷発生率のばらつきの主要因となっている可能性が考えられる。

(4) 縦リブ・横リブ交差部のスリット溶接部の損傷の傾向

縦リブと横リブ交差部のスリット溶接部の損傷発生率と大型車交通量との関係を図-7に示す。なお、対象とするのは縦リブを連続させるために交差部の横リブウェブに設けたスカラップ部近傍に発生している損傷であり、横リブウェブに縦リブ全周を溶接で取り付けられた溶接部の損傷は対象外としている(図-8)。損傷発生率算出における対象箇所数は、横リブ本数×縦リブ本数×2(溶接線/箇所)として算出している。

縦リブ厚6mmでは累積大型車交通量の増加ともない損傷発生率が増加する傾向がみられるのに対して、縦リブ厚8mmに関しては累積大型車交通量が多くても損傷が発生していない径間があり明確な傾向はみられない。

解析による検討から、輪荷重の載荷位置にもよるが、縦リブと横リブ交差部の応力性状には縦リブ支間長が影響し、縦リブウェブ上に輪荷重の中心が載荷される場合、縦リブ支間長が2mから3mに変化すると、交差部の縦リブ側の発生応力は1.5倍程度上昇することが確認されて

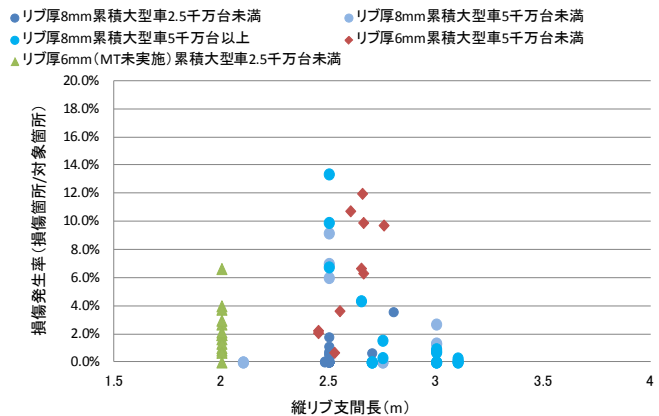


図-9 縦リブ支間長と損傷発生率の関係

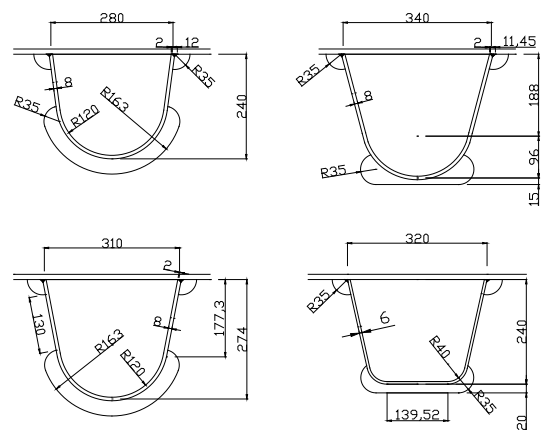


図-10 実橋梁で採用されているスリットの例

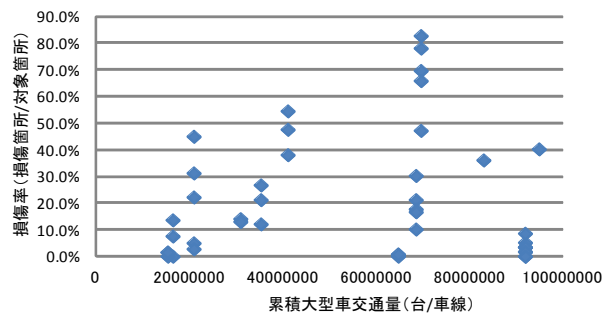


図-11 デッキプレートと垂直補剛材溶接部の損傷発生率と累積大型車交通量の関係

いる。そこで、累積大型車交通量に関して2.5千万台未満、5千万台未満、5千万台以上(日大型車交通量2,000台の場合、約69年で累積大型車交通量5千万台)の3ケースに分類し、縦リブ支間長と損傷発生率の関係を整理した結果を図-9に示す。縦リブ厚6mmに関しては、縦リブ支間長が2.5mの損傷発生率が高いものの、累積大型車交通量が異なるため、縦リブ支間長の影響が否かは明確でない。一方、縦リブ厚8mmに関しては、縦リブ支間長と損傷発生率との間に明確な関連はみられない。こ

のようなばらつきの一因として、図-10 に示すように古い鋼床版橋梁では、縦リブを連続させるために横リブに設けるスリットに様々な形状があり、交差部の応力性状に影響を及ぼしていることが考えられる。

(5) デッキプレートと垂直補剛材溶接部の損傷の傾向

垂直補剛材溶接部の損傷発生率と大型車交通量との関係を図-10 に示す。損傷発生率算出における対象箇所数は、垂直補剛材数×主桁数×2（箱桁の場合）としており、明らかに車両が通過しない箇所や中間支点付近の非溶接箇所などについては確認できた範囲で対象数から除外している。なお、垂直補剛材溶接部の損傷については、桁形式等によって垂直補剛材が設置されない橋梁も存在するため、詳細調査資料等により損傷発生の有無等が明確な橋梁のみを対象としている。累積大型車交通量の増加に伴い、損傷発生率は増加する傾向にあるが、損傷発生率のばらつきは大きい。この部位の損傷は輪荷重が垂直補剛材の近傍に載荷された際に生じる大きな応力集中が原因であることが指摘されており、レーンマーク位置と垂直補剛材位置との距離などを詳細に調べることで累積大型車交通量との関連が明確になる可能性がある。

2.4 まとめと今後の課題

鋼床版の疲労損傷の詳細調査資料、交通量センサデータに基づき、鋼床版に発生する代表的な損傷に関して、累積大型車交通量と損傷発生率の関連性を分析した。今回の分析では、ほとんどのデータで累積大型車交通量と

損傷発生率との間に明確な関連性がみられなかったが、一部のデータでは縦リブ厚による損傷発生率の違いなどがみられ、今後、それぞれの損傷原因となっている局部応力に影響を及ぼす因子を含めた分析を実施し、分析精度の向上を図ることが重要と考えられる。

3. 既設鋼 I 桁橋に対する疲労耐久性評価手法の検討

3.1 検討概要

疲労設計導入以前に建設された鋼橋の疲労耐久性を把握するため、鋼 I 桁橋を対象として建設当時の適用基準による再現設計を行い、鋼道路橋の疲労設計指針²⁾（以下、疲労指針という。）に基づく疲労照査を行うとともに、適用基準および構造条件の違いによる疲労設計荷重による応力範囲及び累積損傷度の傾向を把握する。

鋼 I 桁橋の疲労照査は、一般に格子解析により応答値を算出して行われるが、疲労設計導入以前の橋全てに対して実施することは多大な労力を要する。このため、簡易な疲労耐久性の評価手法によるスクリーニング等を行い、段階的に検討する方法が合理的と考えられる。このような背景から、代表的な構造諸元データに基づく簡易な疲労耐久性の評価手法について検討する。

3.2 既設橋の再現設計による累積損傷度に関する検討

3.2.1 対象橋梁と設計条件

表-1 に対象とした橋梁を示す。溶接接合が道路橋に本格的に導入された昭和 30 年代以降、溶接構造を採用した

表-1 検討対象とした橋梁

形式・支間幅員・主桁本数・主桁間隔・斜角	単純合成桁										単純非合成桁 ^{注1)}		連続非合成桁 ^{注1)}		桁高/支間長	
	支間25m	支間30m	支間40m	支間50m	支間25m	支間30m					支間25m	支間40m	支間40.50,40m	支間40-40-40m		
	有効幅員9.5m				有効幅員8.0m		有効幅員8.5m	有効幅員7.0m	有効幅員9.5m(歩道2.5m)	有効幅員9.5m	有効幅員9.5m					
	4主桁					3主桁			5主桁	4主桁	4主桁		4主桁			
	主桁間隔2.9m				主桁間隔2.3m		主桁間隔2.6m	主桁間隔3.0m	主桁間隔2.7m	主桁間隔2.9m						
適用基準	斜角90°								斜角60°							
S31 道示				SC 40.9.5 _1/17(S31)												1/17
S39 道示												SN 25.9.5 _1/18(S39)				1/18
	SC 25.9.5 _1/20(S39)	SC 30.9.5 _1/20(S39)	SC 40.9.5 _1/20(S39)	SC 50.9.5 _1/20(S39)	SC 25.8.0 _1/20(S39)	SC 30.8.0 _1/20(S39)	SC 30.8.5 _1/20(S39)	SC 30.7.0 _1/20(S39)	SC 30.9.5+ 2.5 _1/20(S39)	SC S 30.9.5 _1/20(S39)		SN 40.9.5 _1/20(S39)				1/20
				SC 40.9.5 _1/22(S39)										CN 40+50+ 40.9.5 _1/22(S39)	CN 40+40+ 40.9.5 _1/22(S39)	1/22
														CN 40+50+ 40.9.5 _1/24(S39)		
S55 道示 ^{注2)}				SC 40.9.5 _1/20(S55)												1/20
H14 道示				SC 40.9.5 _1/20(H14)												1/20

注1) 疲労照査は合成断面および非合成断面の両方で実施する。
 注2) 断面変化位置を変えて合計2ケースの試験設計を行い疲労照査を実施する。
 注3) 太線で囲んだケースは、疲労照査において載荷位置を変えて合計3ケース実施する。

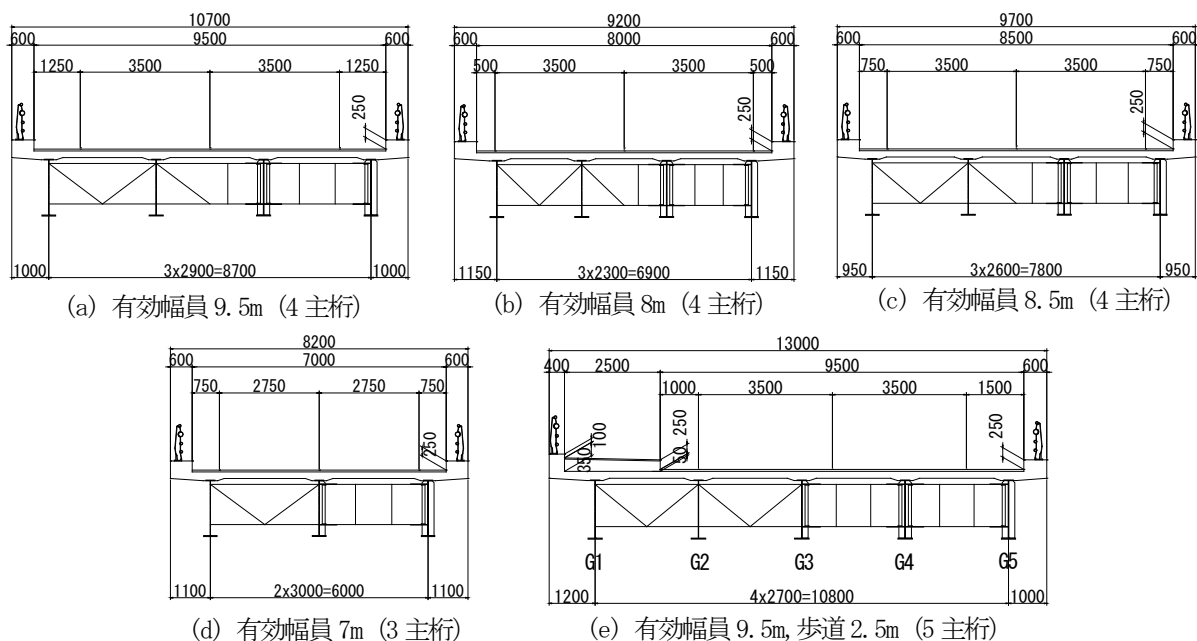


図-12 幅員構成と桁配置

表-2 主な設計条件

設計条件	設計基準	S31道示	S39道示	S55道示	H14道示
活荷重			TL-20		B活荷重
床版	設計床版厚(支間40m)	170mm	180mm	230mm	250mm
	床版重量	4.1kN/m ²	4.5kN/m ²	5.8kN/m ²	6.1kN/m ²
たわみの許容値		L/600m	L/500m	L ² /20,000m	
主な鋼種 (許容応力度)		SS400(130kN/mm ²)	SM490(190kN/mm ²)	SM490Y(210N/mm ²)	
桁高/支間長		単純合成桁: 1/17~1/22, 単純非合成桁: 1/18~1/20, 連続非合成桁: 1/18~1/24			

設計基準である昭和39年の鋼道路橋設計示方書(以下、S39道示という。)による単純桁を基本ケースとして、適用基準、支間長、構造形式、主桁本数、幅員、桁高支間比、斜角等の設計・構造条件の異なるケースを選定した。また、適用基準に関して、支間長40mのケースに対してS39道示のほか、設計上の断面諸元の変化(RC床版規定の改定に伴う死荷重及び使用鋼材(許容応力度)の変化、活荷重の改定(平成6年)、鋼道路橋設計ガイドライン(案)の適用(平成7年)³⁾による作用応力への影響が大きいと考えられる昭和31年、昭和55年、平成14年の設計基準(以下、それぞれS31道示、S55道示、H14道示という。)を対象とした。

幅員構成と桁配置を図-12に示す。有効幅員、主桁本数、歩道の有無等の影響を検討するため5条件とした。また、疲労照査における疲労設計荷重の載荷位置の影響を把握するため、表-1の太線で囲んだケースは、疲労照査において載荷位置を変えて合計3ケース実施した。

線形条件は直橋(斜角90度)を基本とし、斜橋の影響についても概略把握するため、斜橋(斜角60度)を1ケース実施した。疲労設計導入以前の既設橋の単純桁の

場合、非合成桁に比べ合成桁が占める割合が多いため合成桁を基本としたが、合成桁と非合成桁の違いを把握するため、単純非合成桁について2ケース実施した。なお、非合成桁については、一般に床版と主桁との接合部の健全性が保たれている場合には合成挙動することが既存の研究により確認されていることから疲労照査の応力算出時には合成桁断面と仮定した。

連続桁についても、実績を踏まえ支間割を2ケースとした。桁高は、適用基準当時の桁橋の標準的な桁高/支間長の範囲を踏まえて、単純合成桁では1/17~1/22、単純非合成桁では1/18~1/20、連続非合成桁では1/20~1/24とした。

なお、主桁断面の計算では応力余裕量は0MPaを目標とし、ガセット継手の設置位置は、建設当時の標準設計を参考に下フランジ上面から270mmの高さに統一した。表-2に、単純合成I桁橋について建設当時の適用基準及び設計方法による主な設計・構造条件の相違点を示す。

3.2.2 累積損傷度の算出

累積損傷度は、疲労指針に従い、次式により計算した。

$$D = \sum D_i \quad (1)$$

D_i : 車線*i*に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積
損傷度

nt_i : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載
荷回数

$N_{i,j}$: $\Delta\sigma_{i,j}$ に対応する疲労設計曲線より求められる疲
勞寿命

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \quad (2)$$

$ADTT_{SLi}$: 一方向一車線(車線*i*)当たりの日大型車交通量
(台/(日・車線)) (ここでは2000台としている)

γ_n : 頻度補正係数 (ここでは0.03としている)

Y : 設計で考慮する期間(年)

(ここでは100年としている)

$$ADTT_{SLi} = ADTT/n_L \times \gamma_L \quad (3)$$

$ADTT$: 一方向当たりの日大型車交通量(台/(日))

n_L : 車線数

γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数 (ここでは
1.0としている)

$$N_{i,j} = 2 \times 10^6 \cdot (\Delta\sigma_f \cdot C_R \cdot C_t)^3 / \Delta\sigma_{i,j}^3 \quad (4)$$

$\Delta\sigma_{i,j}$: 車線*i*に対する疲労設計荷重一組の移動載荷によ
って得られる*j*番目の応力範囲

$\Delta\sigma_f$: 直応力に対する200万回基本許容応力範囲

C_R : 平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打
ち切り限界を補正するための係数

3.2.3 検討結果

(1) 設計応力度及び応力範囲

図-13に、各橋梁における支間中央下フランジ(連続
桁は中央径間中央)の設計死・活荷重応力度と疲労照査
に用いる最大応力範囲(以下、応力範囲という。)につい
て整理した結果を示す。ここで、応力範囲とは、疲労設
計荷重に対する最大応力度と最小応力度の差の絶対値に
活荷重補正係数、衝撃の影響、構造解析係数(=0.8)を
考慮した値である。図-14に、下フランジにおける応力
範囲の橋軸方向分布について、適用基準、断面変化位置
の影響について整理した結果を示す。図-14(a)では、主
桁の合成断面剛度についても併記している。図-14(b)は、
適用基準はS55道示とし、その他の構造諸元は同じ条件
で、主桁の断面変化位置のみを変えて設計、疲労照査し
た結果の比較を示している。図-15に、疲労照査時に載
荷位置を変化させた場合の応力範囲を示す。ここでは、
代表的な4主桁と3主桁の結果を示している。

適用基準に着目すると、応力範囲は、S39、S55、H14、
S31道示の順に小さくなっている(図-13(a)、図-14
(a))。S31道示では、鋼種がSS400に限定され許容応力
度が小さいことから、主桁の合成断面剛度が大きくなり、
応力範囲が小さくなっているものと考えられる。また、
H14道示では、自動車荷重の増大や床版厚が厚くなり死
荷重が増大すること等から主桁の合成断面剛度が大きく
なり、応力範囲が小さくなっているものと考えられる。

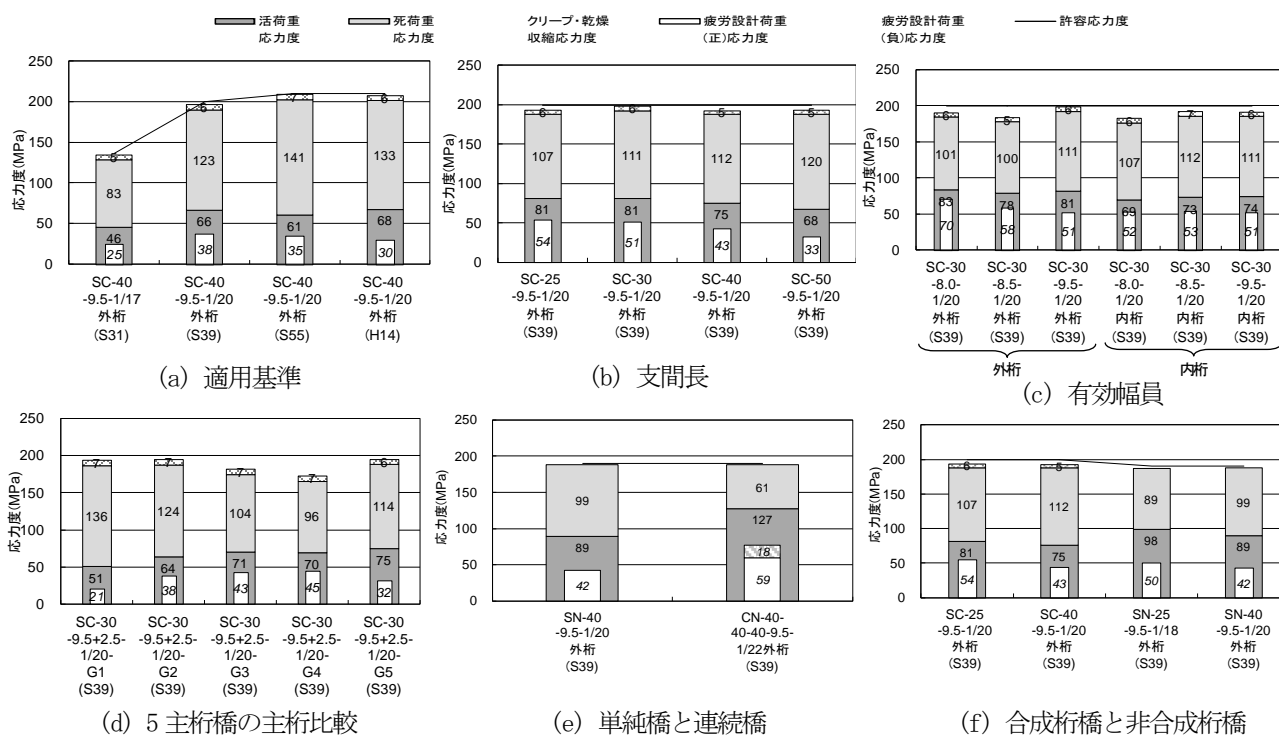


図-13 支間中央下フランジの設計応力度及び応力範囲

また、橋軸方向分布を見ると、断面変化位置の関係から主桁の合成断面剛度がH14道示とS39及びS55道示で近くなっている箇所では、応力範囲も同程度になっている。一方、S39とS55道示の応力範囲はS31やH14道示に比べ大きく、値は同程度となっている。

S55道示では床版が厚くなり死荷重が増加するものの、鋼種がSM490からSM490Yとなり許容応力度の高い鋼材を使用しているため、主桁の合成断面剛度は、若干、S55道示のほうが大きいものの同程度となり、応力範囲も結果的にS39道示の場合とほぼ同じ値になっているものと考えられる。図-14(b)は、主桁の断面変化位置のみを変えて設計し、疲労照査した結果の比較を示しているが、同一の構造諸元及び適用基準であっても、断面変化位置が変わることで、その近傍の溶接継手の応力範囲は異なっている。当然ながら断面変化位置に対して応力照査側の断面付近に溶接継手がある場合には応力範囲は大きくなる。前述の適用基準の違いによる応力範囲の傾向

は、断面変化位置を同じとした条件での比較結果によるものであり、断面変化位置と溶接継手の位置関係によっては、傾向が異なる場合が考えられる。

支間長の影響に着目すると、当然ながら支間長が短いほど、活荷重応力度の占める割合が大きくなり、応力範囲は大きくなる傾向が見られる(図-13(b))。

図-13(c)は、有効幅員の影響について検討するため、主桁本数は4本と同一条件で有効幅員の異なるケースの結果の比較を示している。外桁と内桁で傾向が異なることから、内桁についても図中に示している。外桁では有効幅員が小さいほど応力範囲が大きくなっているが、内桁ではほとんど差が見られない。図-15は、疲労照査時に疲労設計荷重の載荷位置を変化させた場合の応力範囲を示しており、外桁では載荷位置の影響を大きく受けるものの内桁では影響が小さく、図-13(c)の傾向と同じとなっている。外桁については、疲労設計荷重が外側に載荷されるほど外桁で受け持つ荷重が増えるため応答値が

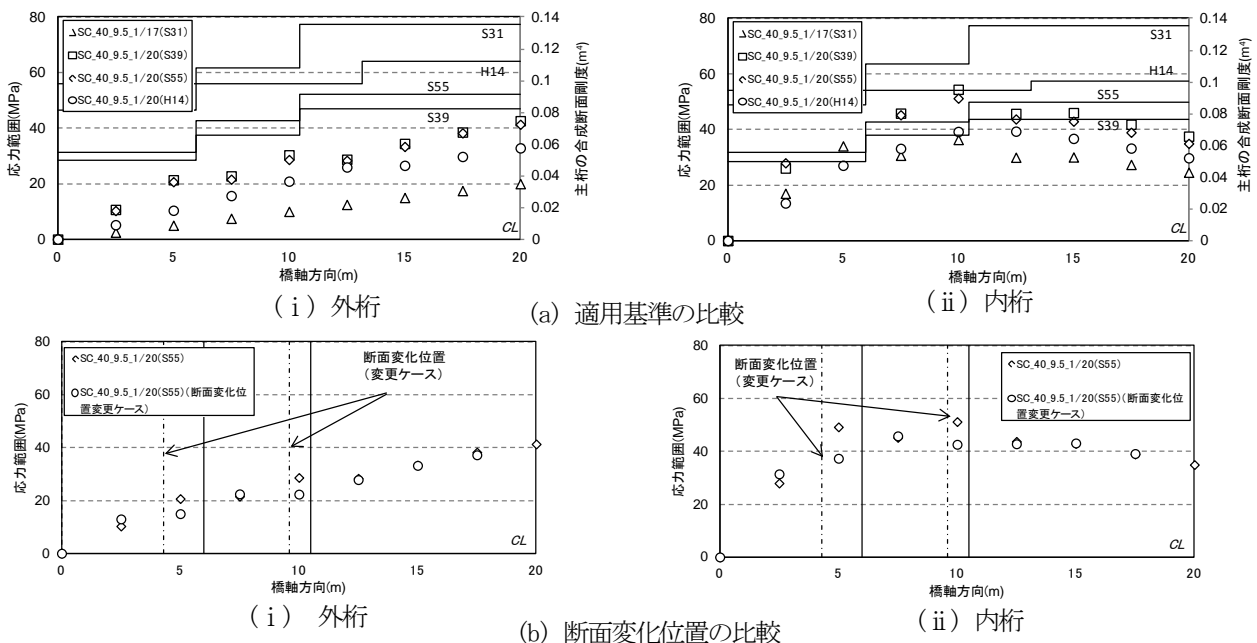


図-14 下フランジにおける応力範囲の橋軸方向分布

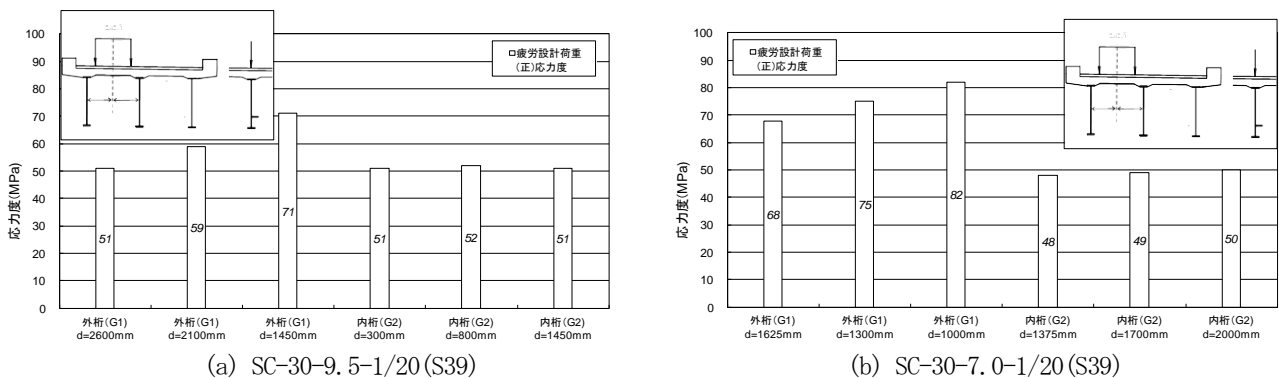


図-15 載荷位置を変化させた場合の応力範囲

大きくなり、内桁については、両側の桁で荷重分配されるため、荷重位置の影響は小さいものと考えられる。また、有効幅員の影響に関して、図-13(c)の内桁において差が小さいことから、有効幅員による影響は相対的に小さいものと考えられる。

単純桁と連続桁の違いについて、連続非合成桁については、支間長が同じ単純桁と比較して、許容応力度に占める設計活荷重応力度の比率が大きくなり、かつ、負曲げの応力振幅も考慮する必要があることから、疲労設計応力範囲は単純桁と比較して大きくなっている(図-13(e))。

合成桁と非合成桁の影響について、非合成桁のほうが若干、疲労設計応力範囲が小さくなっている(図-13(f))。

(2) 累積損傷度

図-16 に、各橋梁についての照査部位別の累積損傷度を示す。ただし、ここでは、約 5m ごとに配置している対傾構位置のみ示すものとし、また、設計供用年数 100 年、日大型車交通量 2,000 台/車線と仮定し、疲労設計応力範囲が一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界を超えた部位、すなわち累積損傷度を考慮した照査が必要になる部位についてのみ示す。累積損傷度が 1.0 を超える部位は、単純桁では、すべてウェブガセット溶接部 (G 等級) である。一方、連続非合成桁では、ウェブガセット溶接部の他に、下フランジと垂直補剛材溶接部 (E 等級) や、ウェブと水平補剛材溶接部 (G 等級) も 1.0 を超える部位が見られる。

適用基準別に見ると、S39, S55, H14, S31 道示の順

に累積損傷度が高い。適用基準による違いはみられるものの、支間長や単純桁と連続桁の違い等の構造諸元が累積損傷度に与える影響のほうが相対的に大きい傾向となっている。なお、H14 道示による設計では、日大型車交通量を 2,000 (台/車線) とした場合でも、継手の変更等を行うことなく、一定応力振幅に対する応力範囲の打ち切り限界を用いた照査を満足していた。

主桁と横桁の交差部において、下フランジが主桁ウェブを貫通する構造ディテールの場合、疲労強度等級は H' 等級に該当し、G 等級に対して累積損傷度は 4.6 倍となる。文献⁴⁾の損傷事例のように、S39 道示適用の連続非合成桁の場合で、かつ大型車交通量が多い場合には、相対的に厳しい疲労条件下であったと考えられる。

(3) まとめ

適用基準、支間長、構造形式、主桁本数、幅員、桁高支間比、斜角等の設計・構造条件の異なるケースの試設計及び疲労照査を行い、これらが累積損傷度に与える影響について検討した。適用基準について、S31 と H14 道示に比べ、S39 と S55 道示で設計した場合、疲労照査時に応力範囲が大きくなり、累積損傷度も若干大きくなることがわかった。一方、適用基準に比べ構造諸元のほうが応力範囲や累積損傷度に与える影響が相対的に大きく、単純桁においては、支間長と、外桁に関しては疲労設計荷重の荷重位置が顕著に影響を及ぼすことがわかった。以上、限定されたケースではあるが、既設橋の疲労耐久性に関して、各種諸元が応力範囲や累積損傷度に与える影響の傾向について概略把握できたものと考えられる。

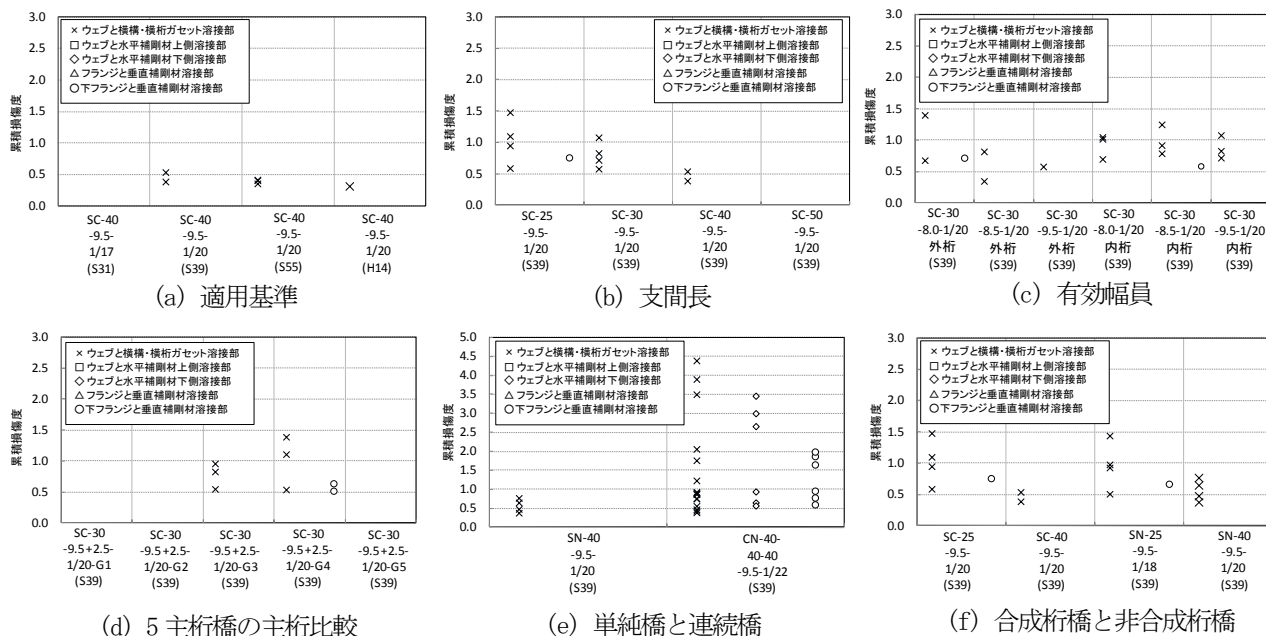


図-16 各照査部位の累積損傷度

3.3 簡易な疲労耐久性の評価手法の検討

現在、新設橋における疲労設計では、格子解析により応力を算出し、代表的な幹線道路における大型の実交通の活荷重実態を考慮して定められた方法に基づき照査が行われている。これを既設橋に適用する場合に、古い年代の設計図書類から構造計算に必要な情報を抽出し計算するには時間と労力を要する。一方、計算応力と実際の応力との違いについても、実応力比として指摘されている。実務的な観点からすると、照査自体の信頼性に不確実な要因が多い中、疲労損傷度推定の精度を要求する必要性に乏しく、むしろ、長期供用された活荷重条件の厳しい橋梁や構造的に活荷重（T荷重）応力が大きいと想定される橋梁について、疲労損傷度の蓄積を踏まえた上で疲労条件のスクリーニングを行い、点検の質（例えば、点検間隔、優先度等）や予防保全策を講じる橋梁を抽出するレベルの評価法を考案することが重要と考えられる。すなわち、すぐに入手可能な情報に応じて簡便な手法で、疲労損傷の相対的な起こりやすさの相場観を把握できるようにすることが実用的かつ有用と考えられる。例えば、米国の橋梁設計基準⁵⁾では、主桁設計において格子解析を行わずに、荷重分配効果を表現するための荷重分配係数を規定し、これを1主桁の活荷重断面力に乗じる形で主桁の断面力を算出している。ここでは、この荷重分配係数の考え方を参考にして、疲労照査に用いる活荷重応力度の推定方法について検討する。

3.3.1 推定方法

橋梁台帳レベルの情報を基本に、支間長、主桁間隔、載荷位置を考慮することとし、継手位置も考慮できる方法を検討した。具体的には、前節及び文献6)の試設計(合計34ケース)における格子解析結果を基に、これらの断面諸元を推定する回帰式を作成し、定式化を図った。推定式の作成手順は以下のとおりである。

- ・1本桁のT荷重応力範囲の推定式の作成
支間長による中立軸位置及び断面2次モーメントの回帰式を作成
- ・荷重分配を考慮したT荷重応力範囲推定式の作成

3.3.2 推定方法

対象とする応力算定式を以下のとおり仮定する。ここでは、疲労照査用T荷重を載荷し、それに荷重分配を考慮するための係数を乗じることとした。ここでは、荷重分配係数を1本桁モデルの応力に対して、荷重分配を考慮した応力との比率を呼ぶこととする。

$$\Delta\sigma = g \cdot \frac{\Delta M}{I} \left(\frac{h}{2} - y - h' \right) \quad (5)$$

ここに、

$\Delta\sigma$: T荷重応力範囲

ΔM : T荷重を最大応力範囲が生じるよう梁モデルに載荷した場合の曲げモーメント範囲

L : 支間長(m)

I : 断面2次モーメント(cm⁴)

外桁 : $I = 603L^3 - 44100L^2 + 1410000L - 14600000$

内桁 : $I = 338L^3 - 17900L^2 + 532000L - 5120000$

y : 中立軸(cm)

外桁 : $y = -0.896L - 25.682$

内桁 : $y = -1.165L - 24.384$

h' : 対象とする継手位置

g : 荷重分配係数

ここで、桁高/支間の比は、概ね経済性の観点から単純合成桁では1/20であることから、単純桁のウェブ高は1/20と仮定した。

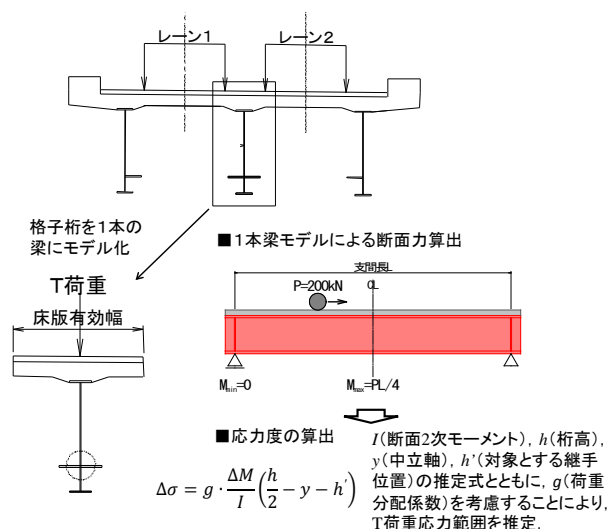


図-17 T荷重載荷応力の算出方法

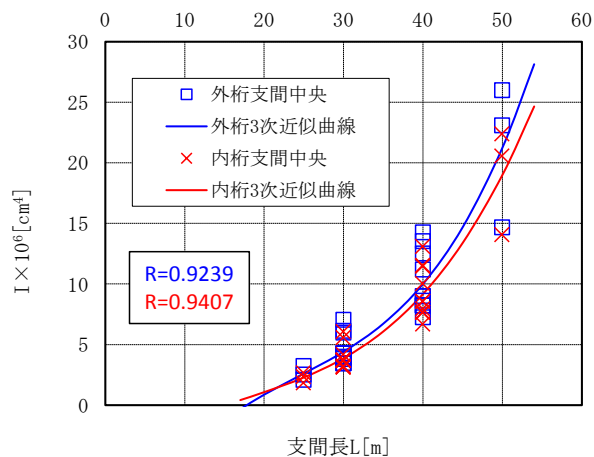


図-18 断面2次モーメントの回帰結果

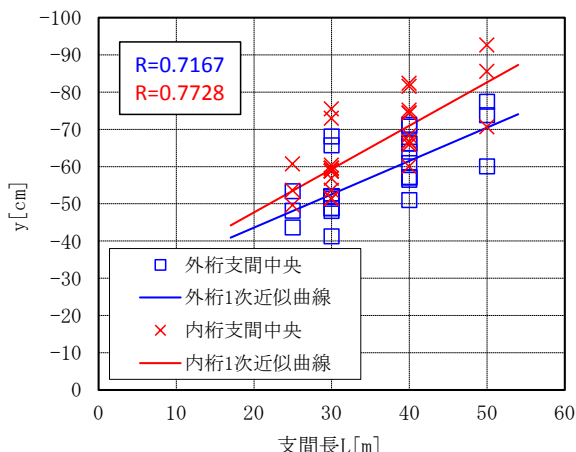


図-19 中立軸位置の回帰結果

3.3.3 荷重分配係数

米国の橋梁設計基準における荷重分配係数は構造形式、車線数、曲げせん断、内外桁で異なっており非常に複雑である。一例として、鋼I桁（桁本数は4本以上）の内桁の曲げ（1車線）の場合の荷重分配係数を示す。

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad (6)$$

ここに、

L : 主桁支間長 (mm) (適用範囲 : 6000—73000)

S : 主桁間隔 (mm) (適用範囲 : 1100—4900)

t_s : 床版厚 (mm) (適用範囲 : 110—300)

K_g : 床版と鋼桁の各重心間距離 (mm)

(適用範囲 : $4 \times 10^9 - 3 \times 10^{12}$)

この式において、床版の諸元の影響は小さいものと考え、載荷位置中心と対象主桁間の距離 d 及び主桁間隔 s 、支間長 L 、床版張出長 d_e によるパラメータを導入し、内桁と外桁を別々に次式のとおり与えた。これに格子解析結果と実測値が一致するように、係数 A, B, C, D, E, F を回帰分析により算出した。

$$g(\text{内桁}) = A + B \left(\frac{d}{s}\right) + C \left\{ \left(\frac{s}{4300}\right)^{0.4} \times \left(\frac{s}{L}\right)^{0.3} \right\} + D \cdot h' \quad (7)$$

$$g(\text{外桁}) = E \cdot DF(\text{内桁}) \times \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) + F \cdot h' \quad (8)$$

ここに、

g : 回帰分析の結果で予測された荷重分配係数

L : 支間長(mm)

s : 主桁間隔(mm)

d : 載荷距離(mm)

h' : 着目する部位の下フランジ上面からの高さ(mm)

d_e : 床版張出し長(mm)

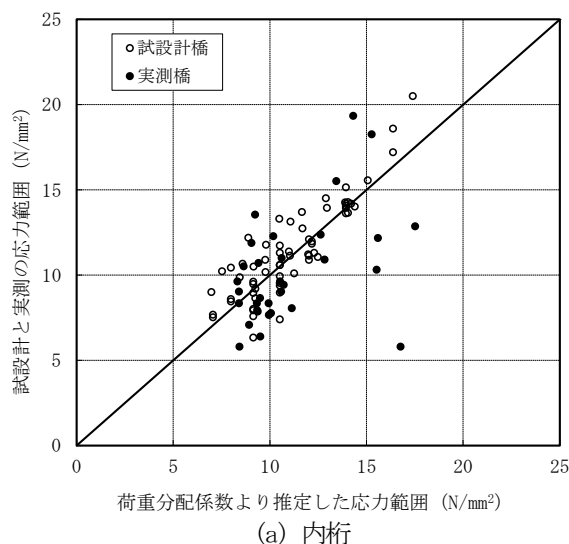
表-3 g の回帰結果

係数の 回帰結果	A	B	C
	0.453	-0.110	-0.411
	D	E	F
	-0.000136	1.27	-0.0000696

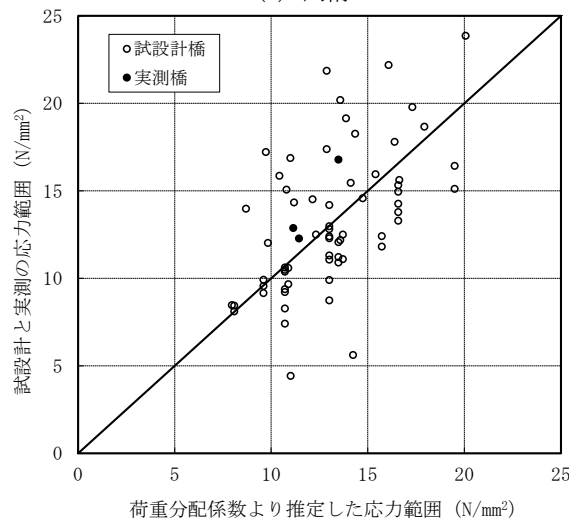
3.3.4 推定結果

図-20 に、格子解析による計算値と、推定値を比較して示す。図中のプロットデータには、文献7)の30橋の内10橋のレーン1とレーン2の全桁（全データ数：66データ）も使用している。

内桁については、概ね良い精度で推定できているが、一部の実測値で推定値と乖離しているデータが見られる。一方、外桁については内桁に比べて推定精度が低い。ここでは、米国の荷重分配係数の式形を参考にして検討を行ったが、別の式形を含め、精度向上に向けて引き続き検討を行っていく予定である。



(a) 内桁



(b) 外桁

図-20 応力範囲比較

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会ホームページ：
<http://www.jasbc.or.jp/>
- 2) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
- 3) 建設省道路局国道課：鋼道路橋数量集計マニュアル
(案)，建設物価調査会，1996.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋補修・補強事例集2009年版，
pp.151～156，2009.10.
- 5) American Association of State Highway and Transportation
Officials：AASHTO LRFD Bridge Design Specifications，
6th Edition, 2012.
- 6) 村越潤，梁取直樹，小森大資，前田和裕，清水英樹：
鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討-鋼桁橋の照
査項目を対象とした信頼性指標 β の評価と抵抗係数の
設定に関する検討-，土木研究所資料，第4141号，
2009.3.
- 7) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価向上技術に
関する調査研究Ⅲ，土木研究所資料，第2682号，1988.12.

RESEARCH ON TECHNIQUES FOR INSPECTION, DIAGNOSIS, AND RETROFIT FOR THE FATIGUE DAMAGES OF EXISTING STEEL HIGHWAY BRIDGES

Abstract : Recently, serious fatigue damages have been observed increasingly on steel highway bridges where severe traffic condition. The damages are generally considered to be caused by the combination of factors such as traffic volume, structural detail, and the quality of welded connection of each bridges. Therefore, it is important to systemize the diagnostic examination technique for fatigue damages and retrofit methods for each case. The aim of this research is to figure out characteristics and causes of the fatigue damage based on experimental and analytical studies, and to prepare technical guidelines for inspection, diagnosis and retrofit of steel highway bridges.

In FY2012, in order to survey relation among structural details, truck traffic volume and damage ratio, detailed investigation data about fatigue damages of steel orthotropic decks were analyzed. Also, fatigue assessment technique for existing steel I-girders designed in the past design code were discussed.

Key words : steel highway bridges, fatigue crack, orthotropic steel decks, fatigue assessment technique