

鋼・コンクリート合成床版の張出し部の輪荷重走行試験および 3次元有限要素解析による疲労耐久性評価

Evaluation for fatigue durability of overhanging part of steel plate-concrete composite deck
by wheel trucking test and three-dimensional finite element analysis

街道 浩*, 田坂裕一**, 橋 吉宏***, 松井繁之****, 堀川都志雄*****

Hiroshi KAIDO, Hiroichi TASAKA, Yoshihiro TACHIBANA, Shigeyuki MATSUI, Toshio HORIKAWA

* 工修 川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

** 工修 川田工業(株)橋梁事業部四国技術部 (〒764-8520 香川県仲多度郡多度津町西港町 17)

*** 博士 (工学) 川田工業(株)橋梁事業部富山技術部 (〒939-1593 南砺市苗島 4610)

**** 工博 大阪工業大学教授, 八幡工学実験場構造実験センター (〒614-8289 八幡市美濃山一ノ谷 4)

***** 工博 大阪工業大学教授, 工学部都市デザイン工学科 (〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

The authors have developed a steel-plate concrete composite deck, which consists of the steel-plate, upper re-bars and concrete. The steel plate is stiffened with steel strips and shear studs are welded on the upper surface of the steel plate. The predominant fatigue damage mode of the composite deck was detected as the shear-off failure of studs, and the authors have already estimated the fatigue durability for the simply supported part of the composite deck. In this study, a wheel trucking test and three-dimensional finite element analyses of the overhanging part of the composite deck were conducted, and the measured values and the analytical values were compared. Furthermore, the fatigue durability for the overhanging part of the composite deck were discussed by the deflection characteristics of the specimen and the fatigue damage of the shear studs.

Key Words: steel plate-concrete composite deck, overhanging part, wheel trucking test, fatigue durability, three-dimensional finite element analysis

キーワード: 鋼・コンクリート合成床版, 張出し部, 輪荷重走行試験, 3次元有限要素解析, 疲労耐久性

1. はじめに

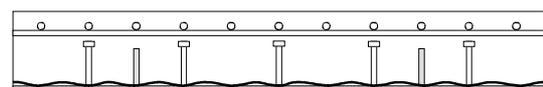
ロビンソン型の鋼・コンクリート合成床版 (以下, 合成床版と略す) は, 合成床版の基本形として広く知られているものであり, 鋼板とコンクリートを鋼板に溶接したスタッドにより合成し, コンクリート打設時の鋼板の変形を許容値以内に低減するために鋼板を橋軸直角方向に横リブで補剛した合成床版である。

道路橋の床版に適用したロビンソン型の合成床版の損傷形態は, これまでの研究により図-1(a)に示す①鋼板とコンクリートを合成するスタッドが疲労損傷し鋼板とコンクリートが分離して別々に挙動する現象¹⁾, 図-1(b)に示す②コンクリート内部のスタッドや上側鉄筋などを起点として水平にひびわれが発生しコンクリートが上下に分離して別々に挙動する現象²⁾が指摘されている。このうち, スタッドの疲労損傷を防ぐためには, 作用するせん断力を制限する疲労設計^{3),4)}が必要である。一方, コンクリート内部の分離を防ぐためには, スタッドを上側鉄筋位置

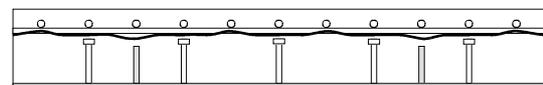
まで高くし, コンクリートの圧縮領域に十分に定着させること²⁾が有効である。

著者らはこれまでに, 上記の損傷形態に着目し, 輪荷重走行試験 (以下, 走行試験と略す) と有限要素解析 (以下, FE解析と略す) を組合せて, 合成床版の単純支持部の疲労耐久性を確認した^{2),5)}。

本研究は, 現在のところ検討がほとんど行われていない合成床版の張り出し部に着目し, 走行試験を実施した張出し部を有する合成床版の試験体を対象として, 単純支持部



(a)スタッドの損傷



(b)コンクリート内部の損傷

図-1 ロビンソン型合成床版の損傷形態

と同様にコンクリート、鋼板、スタッド、鉄筋などについて細部まで忠実に表現した3次元モデルを用いたF E解析を実施し、走行試験の測定値との比較から、張出し部のたわみや各部位のひずみなどの挙動を照査する。

さらに、試験体の弾性たわみの測定結果およびF E解析結果による床版の劣化度の評価や、下鋼板とコンクリートを結合するスタッドに作用するせん断応力に着目した累積損傷度の算定などを通して、合成床版の張出し部の疲労耐久性に関する評価を行うものである。

2. 輪荷重走行試験の結果⁶⁾

2.1 試験体の構造

本研究の対象は、写真-1 および図-2 に示す走行試験を実施した張出し部を有する合成床版の試験体とした。試験体は道路橋示方書⁷⁾に示される張出し部のT荷重に対する支間長を0.725mとして設計した実物大の模型であり、地覆ないし壁高欄の幅およびこれらの縁端からT荷重載荷位置までの距離などを加えた張出し部の全長が1.5m程度の床版に相当する。試験体の構造諸元および鉄筋配置を表-1に示す。下鋼板と横リブは断続するすみ肉溶接で接合している。また、試験体の主鉄筋方向は車輪走行方向に直角としている。

この試験体は、図-2 に示すように2本の主げた上に床版を固定したものであり、橋軸方向の端部に横げたを設け、床版と横げたの間に間詰材を挿入し床版を支持している。主げたと床版はハンチを介して結合しており、主げた上フランジ上のスタッドの橋軸方向間隔はおおむね150mmである。この試験体により実橋の床版の挙動を再現するために、横げた間隔は張出し部のT荷重に対する支間長の4倍の2.9mとした。また、試験装置の寸法の制約上、主げた間隔は一般的な実橋のものよりも狭い0.8mとしているが、このことが床版の張出し部のたわみや曲げモーメントに及ぼす影響が小さいことを確認⁸⁾している。

なお、鋼材はJIS規格の許容差を満足するものを使用しているため、部材寸法は鋼材のミルシートに示された値を採用している。また、コンクリートには、設計基準強度が $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを採用した。

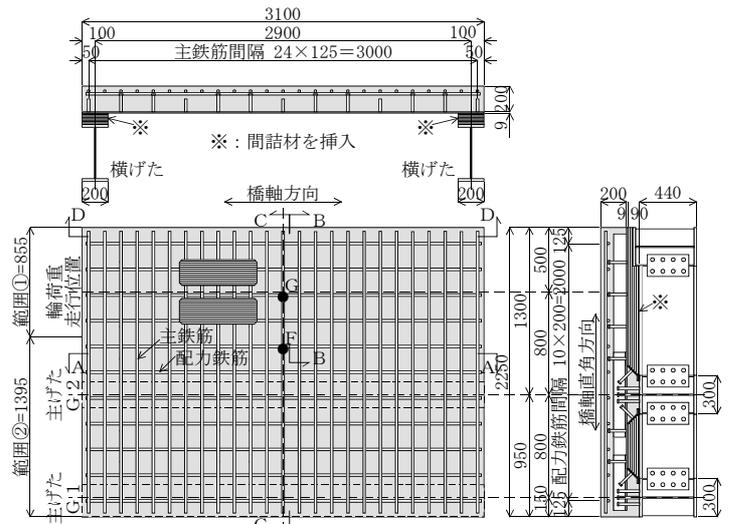
2.2 走行試験方法

走行試験は、図-3 に示すように合成床版の試験体3体とRC床版の試験体1体を直列に配置し、4体同時に実施している。本論文で検討の対象とする試験体は、図-3 中において着色している右から2番目の合成床版基本タイプである。

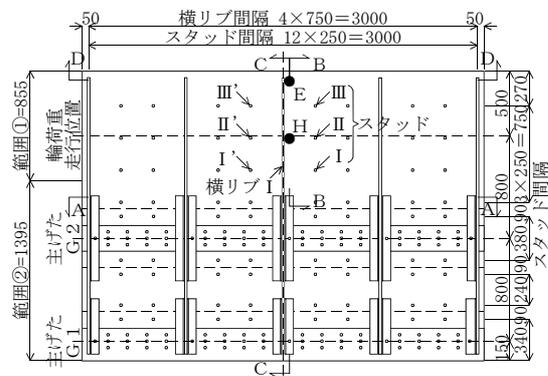
試験体は2本の固定架台に主げた下フランジ部を取付け、固定架台はテストフロアに埋め込んだ2本の地中ばりに取付けた。主げたは両端のみ固定架台に取付けているた



写真-1 張出し部の走行試験の試験体



(a)配筋図



(b)下鋼板図

図-2 試験体の詳細図

表-1 試験体の構造諸元

		単位	構造諸元
コンクリート	版厚	mm	200
	設計基準強度	N/mm^2	30
下鋼板	板厚(材質)	mm	9 (SS400)
	断面(材質)	mm	100×16 (SS400)
横リブ	橋軸方向間隔	mm	750
	寸法	mm	$\phi 16 \times 140$
スタッド	橋軸方向間隔	mm	250
	橋軸直角方向間隔	mm	250
主鉄筋 (橋軸直角方向)	呼び(材質)	-	D19 (SD345)
	間隔	mm	125
配力鉄筋 (橋軸方向)	呼び(材質)	-	D16 (SD345)
	間隔	mm	200

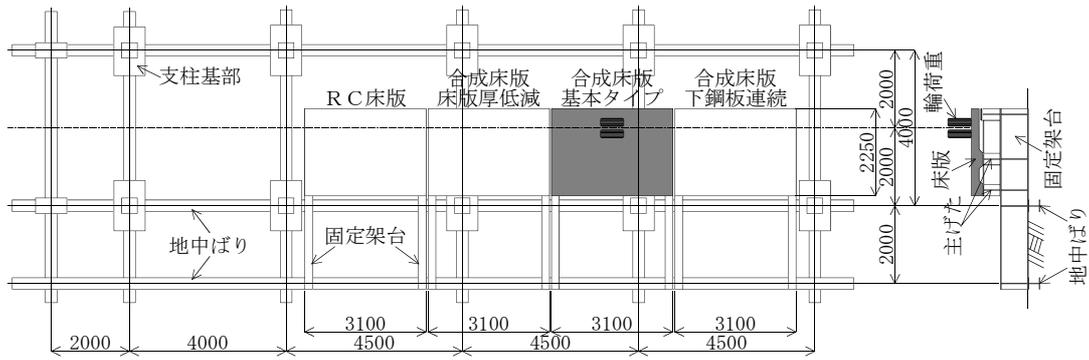


図-3 試験装置および試験体の配列

め、輪荷重の荷重により床版とともに変形する構造になっている。

走行試験における荷重方法は図-4 に示す通りであり、荷重荷重が 98kN から 157kN、総走行回数が 26.6 万回の階段荷重を行った。荷重荷重 98kN は T 荷重に、157kN は実測された最大輪荷重に相当する。各荷重段階において、コンクリートのひびわれ発生がおおむね完了したと判断したところで荷重荷重を増加させた。なお、輪荷重の走行速度は、試験体の変形に伴う車輪の傾きによる荷重装置の損傷を防止するために、一時間当たり 110 往復程度の低速に設定した。

2.3 材料試験結果

(1) コンクリートの材料特性

試験体の床版部に用いたコンクリートは、設計基準強度 $\sigma_{dk}=30\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートである。試験体と同一の条件のもとで養生を行ったコンクリートの供試体の材料試験結果を表-2 に示す。材料試験は走行試験開始時に実施しており、コンクリートの材齢は 44 日である。

材料試験結果のうち、圧縮強度についてはほぼ設計基準強度と同等の値を示しており、静弾性係数については道路橋示方書に規定されている設計基準強度が $\sigma_{dk}=30\text{N/mm}^2$ の場合の静弾性係数 $2.7 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ との差が 4% 程度である。なお、標準養生を行ったコンクリートの供試体の材齢 28 日における圧縮強度の平均値は 30.2N/mm^2 であり、設計基準強度に等しい値を示している。

(2) 鋼材の材料特性

試験体の床版部に用いた材質 SD345 の異形鉄筋および下鋼板に用いた材質 SS400 の鋼板の引張強度試験結果を表-3 に示す。なお、鋼材は JIS Z 2241 金属材料引張試験方法に従って機械的性質を確認した。

引張強度試験結果のうち、異形鉄筋については公称降伏点応力 $345 \sim 440\text{N/mm}^2$ 、公称引張強さ 490N/mm^2 以上を満足している。また、鋼板については公称降伏点応力が 245N/mm^2 以上、公称引張強さが $400 \sim 510\text{N/mm}^2$ を満足している。なお、ミルシートに記載されている引張強度試験結果についても、上記の公称値を満足することを確認した。

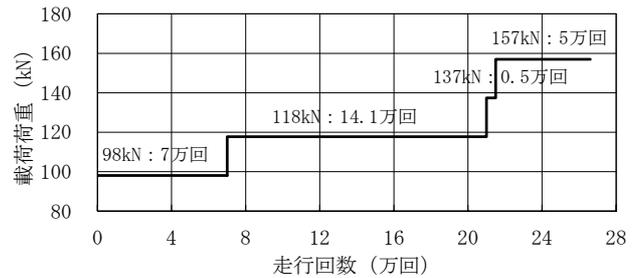


図-4 走行回数と荷重荷重の関係

表-2 コンクリートの材料試験結果

番号	圧縮強度 N/mm ²	静弾性係数 $\times 10^4 \text{N/mm}^2$	ポアソン比	引張強度 N/mm ²
1	30.6	2.78	0.199	2.97
2	32.0	2.39	0.191	2.09
3	28.7	2.60	0.212	2.78
平均値	30.4	2.59	0.201	2.61

表-3 鋼材の引張強度試験結果

番号	異形鉄筋				鋼板			
	D16		D19		PL		FB	
	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ	降伏点 応力	引張 強さ
1	395	594	349	560	288	442	294	444
2	406	598	353	561	279	427	301	442
3	400	595	356	566	278	427	292	445
平均値	400	596	353	562	282	432	296	444

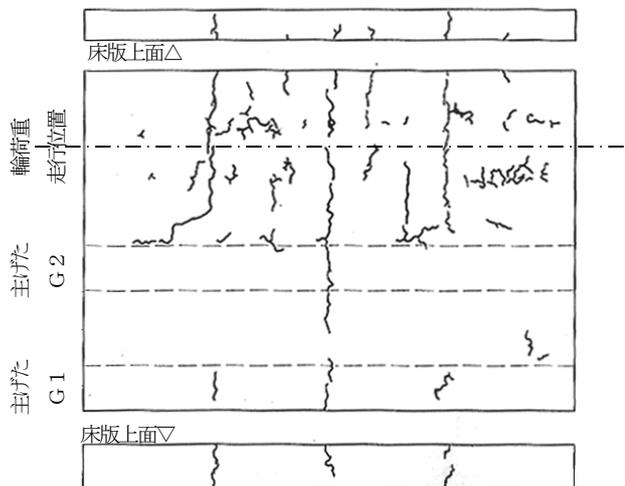


図-5 床版上面・側面のひびわれ状況



写真-2 試験体の橋軸方向の切断面 (A-A断面)

2.4 走行試験結果

(1) 床版上面のひびわれ状況

図-5 に床版上面および側面の走行回数 7.0 万回におけるコンクリートのひびわれ状況図を示す。

ひびわれは、一般的なコンクリート系の床版と同じく橋軸直角方向に発生しており、発生時期は 3.0 万回程度である。また、合成床版の単純支持部²⁾と同様に、主に横リブ上にひびわれが発生し、横リブ間の主鉄筋上にも比較的短いひびわれの発生が確認できる。走行試験全体を通して、ひびわれ幅の最大値は 0.16mm 程度であった。

(2) 床版切断面のひびわれ状況

走行試験終了後において試験体の内部のひびわれ状況を調べるために、縦横に試験体を切断した。これらの切断面のひびわれ状況のうち、図-2 に示す主げた G 2 近傍における橋軸方向の切断線 A-A の状況および試験体中央における橋軸直角方向の切断面 B-B の状況を、それぞれ写真-2 および写真-3 に示す。なお、これらの写真は試験体の切断後に撮影した写真をつなぎ合せたものである。また、写真中のひびわれについては、その位置が明瞭にわかるように着色を施している。

橋軸方向の切断面 A-A を観察すると、図-2(b) に示す横リブ I の頂部から床版上面に向かって縦方向のひびわれが発生している。また、横リブ間の下鋼板とコンクリートの境界部のやや上部に水平なひびわれが発生している。同種のひびわれは、単純支持部の試験体²⁾にも発生していることを観察している。切断面全体にわたり、コンクリートはおおむね健全な状態であり、図-1(b) に示すような上側鉄筋の付近においてほぼ水平に伝播するひびわれは確認できなかった。

一方、橋軸直角方向の切断面 B-B は、輪荷重走行位置の張出し側に下鋼板から縦方向にひびわれが発生している。後述するように、この部分には正の曲げモーメントが作用しており、この作用によりひびわれが発生したものと考えられる。橋軸直角方向の切断面のコンクリートの状態は、橋軸方向と同様におおむね健全な状態であった。

(3) コンクリート除去後の状況

試験体の切断後、コンクリート中のスタッド、横リブ、下鋼板の状態を確認するために、コンクリートを除去した。試験体の中央におけるコンクリートの除去後の状況を



写真-3 試験体の橋軸直角方向の切断面 (B-B断面)

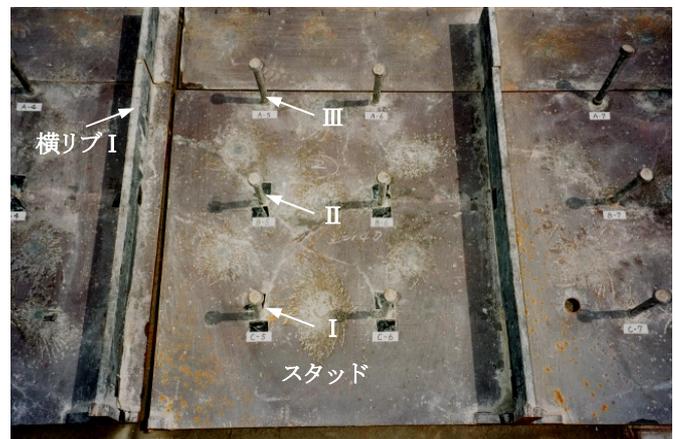


写真-4 コンクリート除去後のスタッドの状況 (スタッド I・II・III)

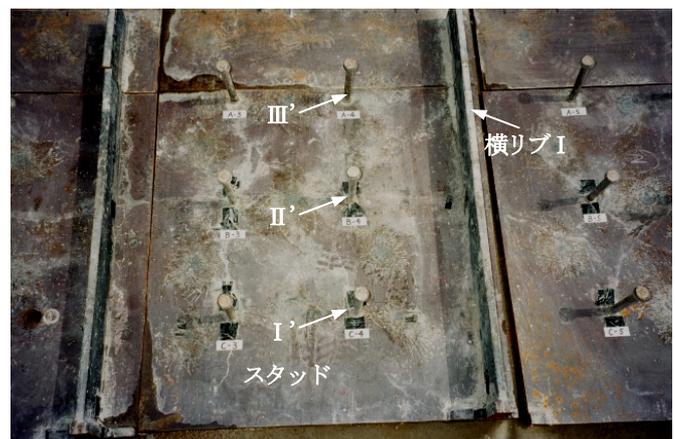


写真-5 コンクリート除去後のスタッドの状況 (スタッド I'・II'・III')

写真-4 および写真-5 に示す。図-2(b) に示す試験体中央の橋軸直角方向のスタッド I・II・III および I'・II'・III' をはじめ、すべてのスタッドには曲がりもなく、下鋼板との溶接部についても損傷を受けていないことを確認した。また、横リブおよび下鋼板についても、曲がりなどの変形がなく、両者の溶接部も健全であった。

3. 3次元有限要素解析

対象とする試験体の細部まで忠実に再現した3次元F E解析における各部位のモデル化や解析方法について以下に述べる。なお、3次元F E解析は、汎用解析コードMSC.Marc⁹⁾を使用した弾性解析である。

3.1 全断面有効モデル

コンクリートの全断面が有効であるモデル（以下、全断面有効モデルと略す）の要素分割は図-6に示す通りである。このモデルの要素構成の概念図を図-7に示す。合成床版のコンクリートはソリッド要素、下鋼板および横リブはシェル要素、スタッドおよび鉄筋ははり要素としている。また、主げたはシェル要素でモデル化し、上フランジと床版のコンクリートはスタッドを設けず剛結合している。

なお、3次元F E解析において、コンクリートと平面で接触している下鋼板および横リブについては、コンクリートとの界面における付着力および摩擦力を無視するとともに、反復増分計算の過程において接触の判定⁹⁾を行った。一方、スタッドおよび鉄筋とコンクリートとの界面については、実際の形状が部分的に凹凸があることから、接触・非接触現象を考慮せず節点において並進変位を共有するものとした。

コンクリート版厚および下鋼板厚、横リブ、スタッド、鉄筋などの形状寸法については表-1に示す値を採用した。また、コンクリートの材料定数は、材料試験結果からヤング係数を $E=2.59 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.201$ とした。一方、鋼材の材料定数については、ヤング係数を $E=2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、ポアソン比を $\nu=0.3$ とした。

全断面有効モデルに関する節点数は約18,000、要素数は約16,400である。

3.2 引張領域無視モデル

コンクリートの引張領域において、橋軸方向および橋軸直角方向にひびわれが発生し、抵抗断面として有効に働かない状態を近似的に解析できるコンクリートの引張領域を無視したモデル（以下、引張領域無視モデルと略す）を導入した。

対象とした試験体の曲げモーメント分布は、著者らの検討⁹⁾により図-2に示す範囲①については橋軸方向・橋軸直角方向ともに正の曲げモーメントが発生し、範囲②につ

いては橋軸方向・橋軸直角方向ともに負の曲げモーメントが支配的である。

引張領域無視モデルの概念図は図-8に示すとおりである。範囲①の正曲げモーメント区間は床版断面における力のつり合いから求めたコンクリートの下縁から90mmの引張領域に位置するソリッド要素に関して、一方、範囲②の負曲げモーメント区間はコンクリートの上縁から170mmの引張領域に位置するソリッド要素に関して、隣接するソリッド要素の節点をお互いに共有しないように設定し、隣接するソリッド要素に節点力を伝達しないモデルを作成した。なお、スタッドを表すはり要素はコンクリートの圧縮領域に位置するソリッド要素のみに結合するものとし、鉄筋を表すはり要素は引張領域においても連続するものとした。

さらに、図-5に示す床版上面のひびわれ状況において、横リブ上には試験の初期においてひびわれが発生していたことを考慮し、引張領域無視モデルの図-7(a)に示す横リブ上部のコンクリートを表すソリッド要素の剛性を無視した。また、この部分についても、鉄筋を表すはり要素は連続させている。

引張領域無視モデルにおいても、下鋼板および横リブとコンクリートとの接触・非接触については、全断面有効モデルと同様の扱いとした。

3.3 支持条件および荷重条件

解析モデルの支持条件については、図-2(a)に示す主げたの橋軸方向の両端部において、下フランジの幅

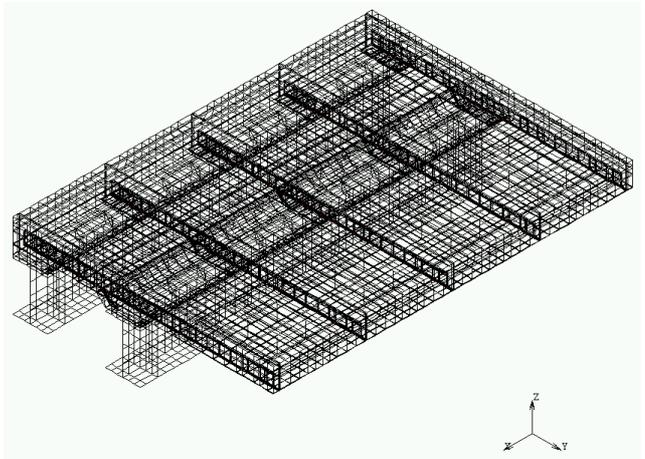


図-6 全断面有効モデルの要素分割

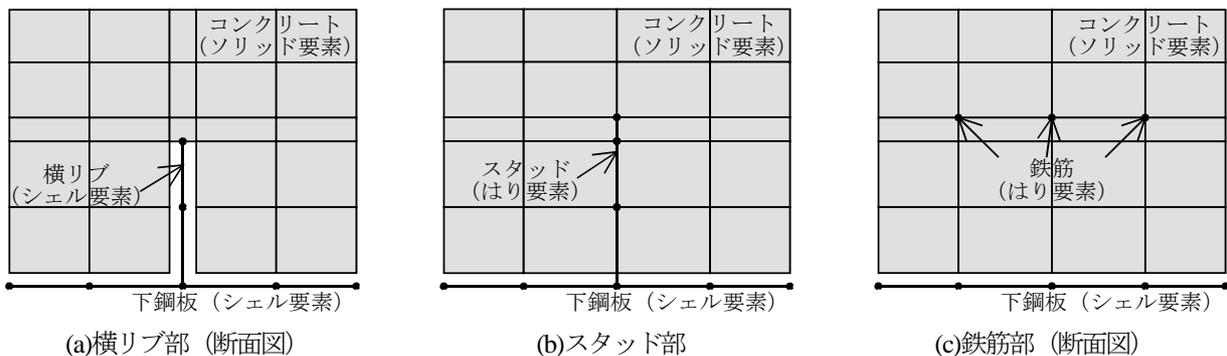
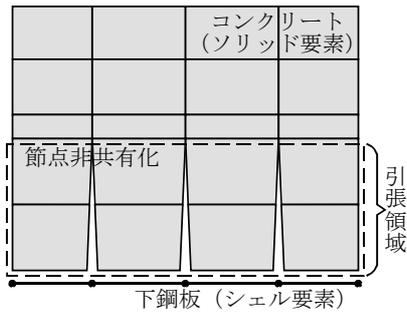
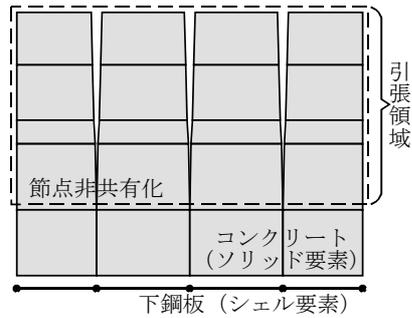


図-7 全断面有効モデルの概念図



(a)正曲げモーメント区間



(b)負曲げモーメント区間

図-8 引張領域無視モデルの概念図 (引張領域の節点非共有化)

300mm・長さ 300mm の範囲の並進変位をすべて拘束した。また、図-2(a)に示す横桁のウェブ位置の鉛直変位を試験体の全幅員にわたり拘束した。

一方、荷重については、図-2に示す輪荷重走行位置上の各箇所へ載荷した。荷重の載荷方法は、道路橋示方書⁷⁾に示される T 荷重の載荷面である橋軸直角方向 500mm×橋軸方向 200mm の範囲に 98kN を等分布載荷した。

4. 測定結果および解析結果との比較

上記の 3次元 F E 解析に関して、解析方法の妥当性を検証するために、荷重を試験体の中央に載荷した場合における走行試験の測定値と解析値の比較を行う。なお、図中には、荷重 98kN を載荷した場合の全断面有効モデルおよび引張領域無視モデルの解析値を同時に示す。また、図中の測定値についてははすべて荷重 98kN に換算した値である。

4.1 試験体のたわみ分布

まず、試験体の中央である図-2の C-C断面における橋軸直角方向の弾性たわみ分布の測定値および解析値を図-9に示す。載荷初期の測定値は全断面有効モデルの解析値にほぼ一致している。また、載荷終了時の測定値は、引張領域無視モデルの解析値の 75%程度であり、両者の分布形状はほぼ等しい。

一方、張出し部の先端である図-2の D-D断面における試験体の橋軸方向の弾性たわみ分布の測定値と解析値を図-10に示す。載荷初期の測定値は全断面有効モデルの解析値におおむね等しい。また、載荷終了時の測定値は中央における値がやや小さいものの、引張領域無視モデルの解析値と比較的近い分布形状を示す。

4.2 試験体のたわみの変化および劣化度

張出し部の先端に近い図-2(b)の E点における弾性たわみの変化を図-11に示す。弾性たわみの測定値は、載荷初期において全断面有効モデルの解析値に近く、その後徐々に増加しはじめ、載荷終了時において引張領域無視モデルの解析値の 75%程度である。

次に、文献 10)において提案されている R C床版の活荷重たわみによる劣化度の評価方法である式(1)を本試験体に適用した。この劣化度の評価方法は R C床版を対象とし

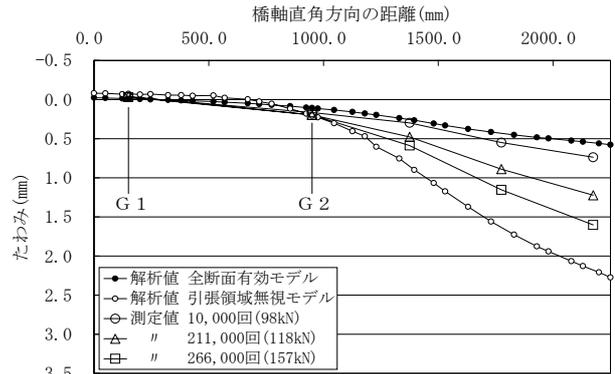


図-9 橋軸直角方向のたわみ分布の比較 (C-C断面)

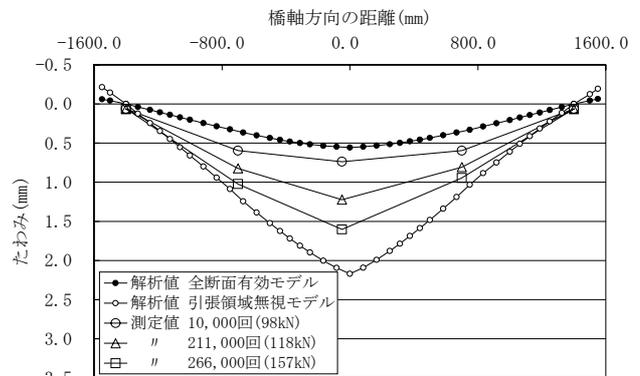


図-10 橋軸方向のたわみ分布の比較 (D-D断面)

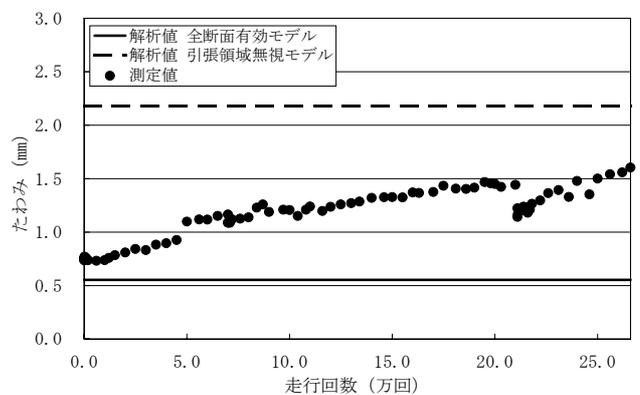


図-11 たわみの進展図 (E点)

て提案されたものであり、床版が板としての機能を喪失したことを判断するものである。合成床版に関しては劣化度の評価方法が確立されていないことから、この評価方法を準用した。

試験体の走行試験における劣化度は、荷重終了時の荷重が 157kN の場合においても使用限界と定義される 1.0 の 65%程度に留まっている。

$$D_{\delta} = \frac{W - W_0}{W_c - W_0} = \frac{1.604 - 0.553}{2.180 - 0.553} \quad (1)$$

$$= 0.646 \leq 1.0$$

ここに、 D_{δ} : 劣化度

W : 弾性たわみの測定値 (mm)

W_0 : 全断面有効モデルの解析値 (mm)

W_c : 引張領域無視モデルの解析値 (mm)

4.3 鉄筋のひずみの変化

張出し部の主げたに近い図-2(a)のF点における試験体の主鉄筋の橋軸直角方向に関する弾性ひずみの変化を図-12 に示す。橋軸直角方向の弾性ひずみの測定値は、荷重初期において全断面有効モデルの解析値に等しく、その後徐々に増加しはじめ、荷重終了時において引張領域無視モデルの解析値の 85%程度である。

また、輪荷重走行位置の直下である図-2(a)のG点における試験体の配力鉄筋の橋軸方向に関する弾性ひずみの変化を図-13 に示す。橋軸方向の弾性ひずみの測定値は、荷重初期において全断面有効モデルの解析値に等しく、その後徐々に増加して走行回数 7 万回以降の荷重 118kN の荷重において引張領域無視モデルの解析値にほぼ一致する。これ以降は、測定値はほぼ一定の値を示すが、走行回数 21.1 万回以降の荷重 157kN の荷重において弾性ひずみは半減している。これは、コンクリートのひびわれの進展に伴い、より広い範囲の配力鉄筋に荷重が分配されたことを示すものと考えられる。

4.4 下鋼板のひずみの変化

輪荷重走行位置の直下である図-2(b)のH点における試験体の下鋼板の橋軸直角方向および橋軸方向に関する弾性ひずみの変化を、それぞれ図-14 および図-15 に示す。橋軸直角方向の弾性ひずみの測定値は、荷重初期において全断面有効モデルの解析値にほぼ一致し、荷重終了時において引張領域無視モデルの解析値の 75%程度である。

一方、橋軸方向の弾性ひずみに関しては、引張領域無視モデルの解析値にひびわれの考慮による床版の異方性の影響が表れ、全断面有効モデルの解析値よりも小さくなっている。測定値は荷重初期において引張領域無視モデルの解析値に等しいものの、走行試験全体を通して両解析値の前後に分布している。

また、配力鉄筋の弾性ひずみが全断面有効モデルの解析値から引張領域無視モデルの解析値へと推移する走行回数 7 万回付近において、下鋼板の両方向の弾性ひずみが一

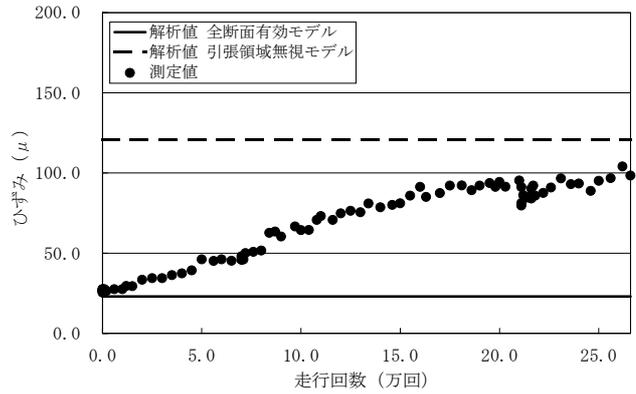


図-12 主鉄筋のひずみ (F点)

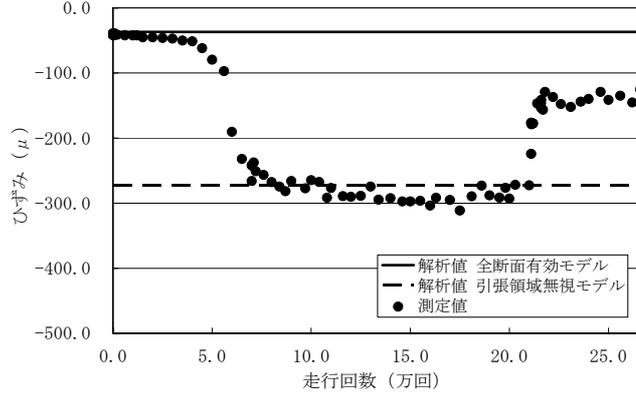


図-13 配力鉄筋のひずみ (G点)

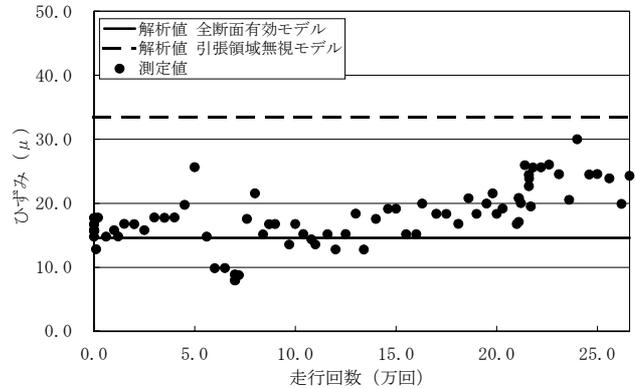


図-14 下鋼板の橋軸直角方向ひずみ (H点)

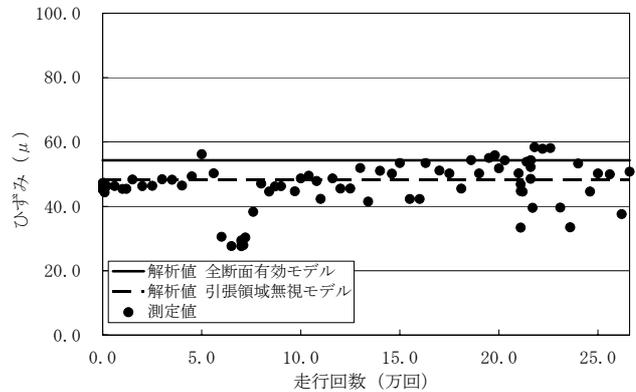


図-15 下鋼板の橋軸方向ひずみ (H点)

表-4 スタッド I に作用するせん断力

試験体の中心から 荷重中心までの距離	番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	mm	-1,000	-750	-500	-250	0	250	500	750	1,000
橋軸直角方向のせん断力 S_y	kN	0.065	0.088	0.226	0.361	0.586	0.636	0.460	0.277	0.150
橋軸方向のせん断力 S_x	"	0.228	0.342	0.529	0.799	1.045	0.048	-0.551	-0.842	-0.507
合成せん断力 S_c	"	0.237	0.353	0.575	0.877	1.198	0.638	0.718	0.886	0.529
合成せん断力の作用方向 θ	deg	15.9	14.4	23.1	24.3	29.3	85.7	140.1	161.8	163.5

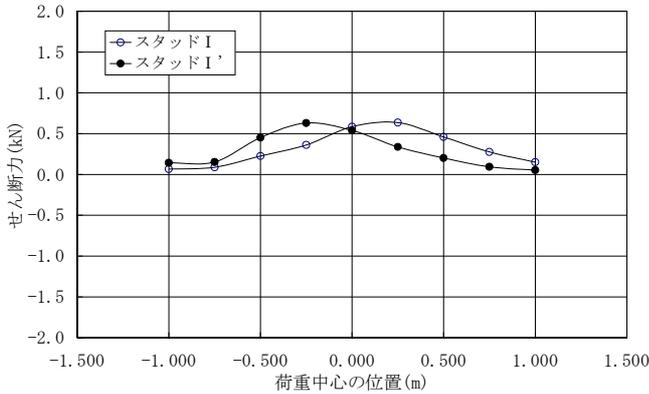


図-16 スタッド I に作用する橋軸直角方向のせん断力

且減少している。これは、ひびわれの発生に伴って局所的に下鋼板のひずみが減少し、その後のひびわれの分散によってひずみが元の値に回復したものと推察される。

上記の結果から、前述したモデル化を適用した3次元F E解析により、試験体のたわみや各部位のひずみの変化が精度よく表現できていることが明らかになった。

また、文献 10)に示された劣化度の評価方法に、弾性たわみの測定値および解析値を代入することにより、本試験体は走行試験の終了時においても使用限界に至っていないものと算定された。この結果は、各部位のひずみの測定値が、おおむね引張領域無視モデルの解析値以下に留まっていることと符合するものである。

5. スタッドに作用するせん断力

ロビンソン型の合成床版の場合、下鋼板とコンクリートを結合するジベルの役割を果たすスタッドの疲労損傷が合成床版自体の疲労耐久性に大きく影響を及ぼす。ここでは、スタッドに作用するせん断力の性状をF E解析により把握するとともに、このせん断力から算出されるせん断応力度を用いて、マイナーの線形被害則によりスタッドの累積損傷度を求め、本合成床版の疲労耐久性について検討を加える。なお、以降に示す検討は、スタッドに作用するせん断力が大きい引張領域無視モデルを用いて行ったものである。

5.1 スタッド I に作用するせん断力

図-2(b)に示す試験体中央のスタッド I・II・IIIに着目

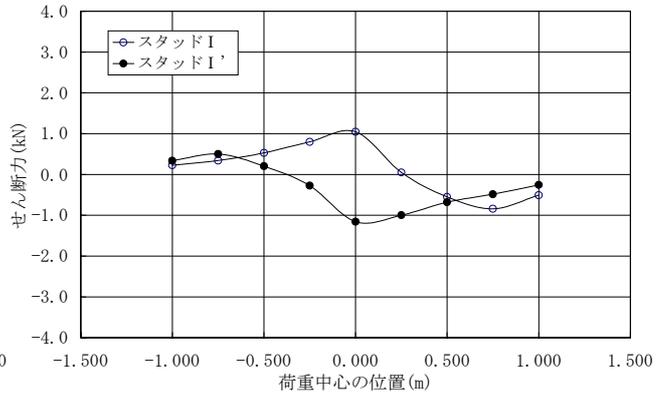


図-17 スタッド I に作用する橋軸方向のせん断力

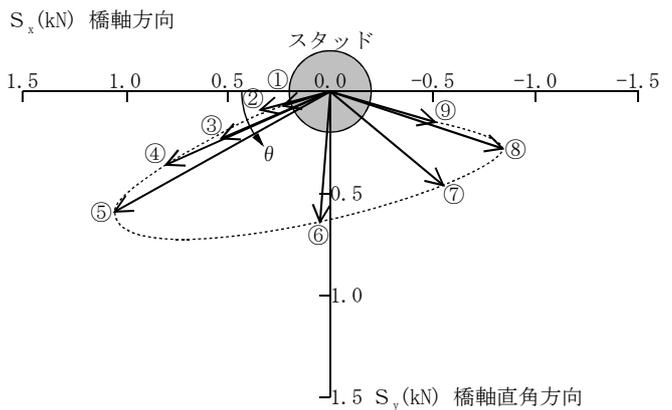


図-18 スタッド I に作用する合成せん断力の作用角度

すると、橋軸直角方向のせん断力の大きさはスタッド I > II > IIIの順に減少する。一方、橋軸方向のせん断力の大きさは、スタッド I < II < IIIの順に増加し、両者を比較すると橋軸方向のせん断力が卓越する。以下に橋軸直角方向のせん断力が最大となるスタッド I と橋軸方向のせん断力が最大となるスタッド IIIの解析結果を示す。

スタッド I は輪荷重走行位置上において荷重載荷範囲の主げた側の縁端に位置するスタッドである。このスタッド I の基部に関して、橋軸直角方向および橋軸方向に作用するせん断力の解析値を表-4、図-16、図-17 に示す。なお、図中に付記するスタッド I' は、図-2(b)に示すように試験体の橋軸直角方向の中心線に関してスタッド I と対称の位置にあるスタッドを示す。

橋軸直角方向のせん断力は、スタッド I の直上に荷重を載荷した場合において最大となっており、せん断力の最大値は0.6kNである。また、橋軸方向のせん断力は、スタッ

表-5 スタッドⅢに作用するせん断力

試験体の中心から荷重中心までの距離	番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	mm	-1,000	-750	-500	-250	0	250	500	750	1,000
橋軸直角方向のせん断力 S_y	kN	0.059	0.061	0.144	0.140	0.009	-0.190	-0.085	-0.006	0.033
橋軸方向のせん断力 S_x	"	0.985	1.556	2.031	2.531	2.670	0.788	-0.737	-1.624	-1.083
合成せん断力 S_c	"	0.987	1.557	2.036	2.535	2.670	0.811	0.742	1.624	1.084
合成せん断力の作用方向 θ	deg	3.4	2.2	4.1	3.2	0.2	-13.6	-173.4	-179.8	178.3

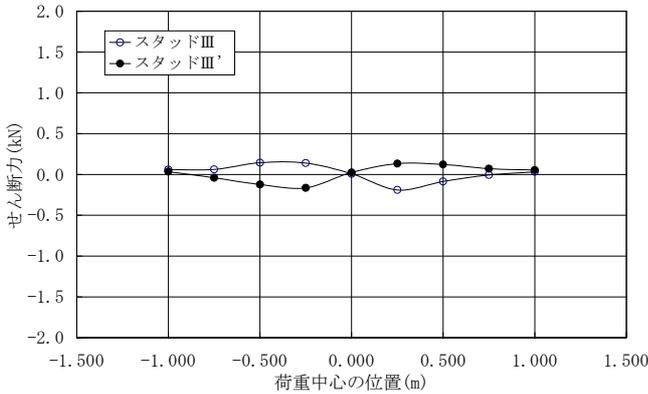


図-19 スタッドⅢに作用する橋軸直角方向のせん断力

ド位置に関して作用方向が交番する性状を示しており、せん断力の最大値は1.0kNである。

次に、合成せん断力の大きさと作用角度を表-4 および図-18 に示す。図-18 中の番号は表-4 の荷重載荷位置の番号に対応している。合成せん断力の最大値は荷重の載荷位置を試験体の中央とした場合に発生しており、その値は1.2kNである。また、合成せん断力の作用角度 θ の変化量は 149.1° である。床版の単純支持部における荷重載荷範囲の主げた側縁端の解析結果⁵⁾と比較すると、合成せん断力の大きさは同じであるものの、橋軸方向のせん断力が卓越しており、作用角度の変化量は1.6倍となる。

5.2 スタッドⅢに作用するせん断力

スタッドⅢは張出し部の先端付近に位置するスタッドである。このスタッドⅢの基部に関して、橋軸直角方向および橋軸方向に作用するせん断力の解析値を表-5、図-19、図-20 に示す。なお、図中に付記するスタッドⅢは、図-2(b)に示すように試験体の橋軸直角方向の中心線に関してスタッドⅢと対称の位置にあるスタッドを示す。

橋軸直角方向のせん断力は $\pm 0.2\text{kN}$ 以下の範囲に留まるが、橋軸方向のせん断力は大きく交番し、最大値は2.7kN、最小値は-1.6kNであり、せん断力の振幅は4.3kNとなる。また、合成せん断力の作用角度の変化量は約 180° である。

また、式(2)に示すようにせん断力の振幅に道路橋示方書⁷⁾に示される衝撃係数を考慮し、スタッドの断面積で除したせん断応力範囲は 29.7N/mm^2 であり、図-21 に示すロビンソン型合成床版のスタッドの疲労強度⁴⁾である 50N/mm^2 の60%程度となる。この結果と床版の単純支持部の解析結果⁵⁾を比較すると、張出し部のせん断力応力範囲

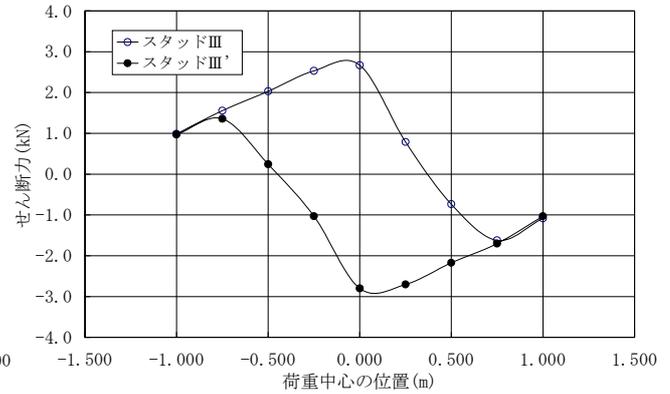


図-20 スタッドⅢに作用する橋軸方向のせん断力

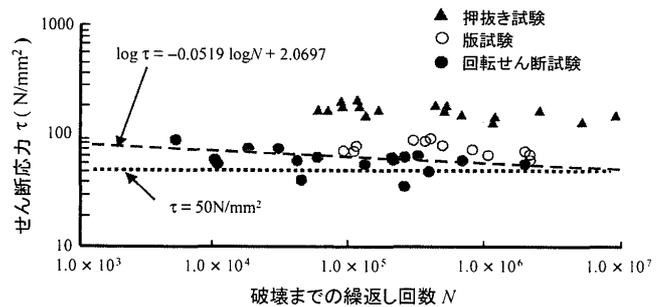


図-21 スタッドの疲労強度⁴⁾

表-6 スタッドⅢの累積損傷度

載荷荷重	走行回数	せん断応力範囲の換算値	τ_i に対応する疲労寿命	損傷度 D_i
kN	n_i	τ_i (N/mm^2)	N_i	$\sum n_i / N_i$
98	70,000	29.7	326,216,429,116	0.000
118	141,000	35.7	9,108,390,392	0.000
137	5,000	41.5	513,031,178	0.000
157	50,000	47.5	37,144,253	0.001
	266,000		累積損傷度 D_i	0.001

は2.3倍となっている。

$$\tau_0 = \frac{S_a \cdot (1+i)}{A_s} = \frac{4.3 \cdot (1+0.389)}{\pi \cdot (16/2)^2} = 29.7 \quad (2)$$

ここに、 τ_0 : スタッドに作用するせん断応力範囲 (N/mm^2)

S_a : スタッドに作用するせん断力の振幅 (kN)

A_s : スタッドの断面積 (mm^2)

i : 衝撃係数

次に、マイナーの線形被害則を適用して、スタッドに作用するせん断力をもとにした累積損傷度を算出する。図-4に示す各載荷段階に関して、載荷荷重をもとに換算したせん断応力度から合成床版のスタッドの疲労寿命曲線⁴⁾である式(3)により各載荷荷重に対する疲労寿命を求める。

$$\log \tau = -0.0519 \cdot \log N + 2.0697 \quad (3)$$

ここに、 τ : スタッドに作用するせん断応力度 (N/mm²)

N : 繰返し回数

この疲労寿命から式(4)により損傷度を算出した結果を表-6に示す。各載荷荷重に対する損傷度の合計である累積損傷度は式(5)に示す通りである。

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad (4)$$

$$D_\tau = \sum D_i = 0.001 \leq 1.0 \quad (5)$$

ここに、 D_τ : 累積損傷度

D_i : 応力範囲 τ_i が n_i 回繰返されたときの損傷度

N_i : 応力範囲 τ_i に対する疲労寿命

n_i : 応力範囲 τ_i の繰返し回数

τ_i : 載荷荷重により換算したせん断応力度 (N/mm²)

試験体の損傷度は、スタッドの破壊と定義される 1.0 に対して非常に小さく、載荷荷重が 157kN の場合においても疲労寿命は 3,700 万回と大きいことがわかる。

6. 鋼部材としての疲労照査

ここでは、下鋼板の各部位に関して、鋼部材としての疲労検討を実施する。具体的には、上記の解析結果に鋼道路橋の疲労設計指針¹¹⁾を適用して照査を行うものとする。なお、以降に示す記号の説明については、文献 11 の記述に従った。

6.1 下鋼板と横リブの溶接部

下鋼板と横リブの接合には断続するすみ肉溶接継手を適用している。このため、橋軸直角方向および橋軸方向に関する疲労強度等級は、それぞれ表-7に示すように文献 11 の F 等級に相当する。ただし、アンダーカットの深さについては 0.5mm 以下とし、疲労強度等級を 1 等級低減している。

橋軸直角方向に関しては、式(6)に示すように図-14 および図-15 に示す引張領域無視モデルの弾性ひずみの解析値から応力度を算出し、道路橋示方書⁷⁾に示される衝撃係数を考慮して直応力範囲を算出する。この直応力範囲は、F 等級の変動振幅応力に対する打ち切り限界としての直応力範囲に比較して十分に小さく、疲労に対する安全性が確保されている。

$$\Delta \sigma_t = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_t + \nu \cdot \varepsilon_\ell) \cdot (1+i) \quad (6)$$

$$= \frac{2 \times 10^5}{1-0.3^2} \cdot (33.4\mu + 0.3 \times 48.3\mu) \cdot 1.389$$

$$= 14.6 \leq \Delta \sigma_{ve} = 21$$

ここに、 $\Delta \sigma_t$: 橋軸直角方向の直応力範囲 (N/mm²)

E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

ν : 鋼材のポアソン比

ε_t : 橋軸直角方向の弾性ひずみの解析値

ε_ℓ : 橋軸直角方向の弾性ひずみの解析値

i : 衝撃係数

$\Delta \sigma_{ve}$: F 等級の変動振幅応力に対する打ち切り限界としての直応力範囲 (N/mm²)

また、橋軸方向に関しても、式(7)に示すように引張領域無視モデルの弾性ひずみの解析値から直応力範囲を算出し、疲労に対する安全性を確認した。

表-7 各部位の継手の疲労強度等級

部 位	強度等級	2×10 ⁶ 回基本許容応力範囲 $\Delta \sigma_f \cdot \Delta \tau_f$ N/mm ²	変動応力振幅に対する打ち切り限界 $\Delta \sigma_{ve} \cdot \Delta \tau_{ve}$ N/mm ²	継手の構造および 応力の作用方向	備 考
下鋼板と横リブ (橋軸直角方向)	F	65	21		アンダーカット は0.5mm以下
下鋼板と横リブ (橋軸方向)	F	65	21		アンダーカット は0.5mm以下
下鋼板とスタッド (主断面)	E	80	29		-
下鋼板とスタッド (スタッド断面)	S	80	42		-

$$\Delta\sigma_\ell = \frac{E}{1-\nu^2} \cdot (\varepsilon_\ell + \nu \cdot \varepsilon_t) \cdot (1+i) \quad (7)$$

$$= \frac{2 \times 10^5}{1-0.3^2} \cdot (48.3\mu + 0.3 \times 33.4\mu) \cdot 1.389$$

$$= 17.8 \leq \Delta\sigma_{ve} = 21$$

ここに、 $\Delta\sigma_\ell$: 橋軸方向の直応力範囲(N/mm²)

6.2 下鋼板とスタッドの溶接部

下鋼板とスタッドの溶接部の疲労強度等級は、主板断面およびスタッド断面に関して、それぞれ表-7に示すように文献11のE等級およびS等級に相当する。

主板断面に関しては、下鋼板と横リブの溶接部の照査において、下鋼板の直応力範囲がF等級を満足することから、疲労に対する安全性が確保されている。一方、スタッド断面に関しては、式(2)により算出したスタッドⅢのせん断応力範囲は、式(8)に示すように変動振幅応力に対する打ち切り限界としてのせん断応力範囲以下となる。

$$\Delta\tau_s = 29.7 \leq \Delta\tau_{ve} = 42 \quad (8)$$

ここに、 $\Delta\tau_s$: スタッドのせん断応力範囲(N/mm²)

$\Delta\tau_{ve}$: S等級の変動振幅応力に対する打ち切り限界としてのせん断応力範囲(N/mm²)

また、文献11ではS等級の疲労設計曲線を式(9)で与えているが、この式を式(3)のように記述すると式(10)となる。式(10)を適用して式(5)および式(6)によりスタッドⅢの累積損傷度を算出した結果を表-8に示す。なお、表中の累積損傷度の算出において、変動振幅応力に対する打ち切り限界以下のせん断応力範囲については、その影響を無視している。

式(10)を適用した累積損傷度は式(3)を適用した表-6の結果と比較してやや大きいものの、非常に小さい値となっている。

$$\Delta\tau_s^5 \cdot N = 2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_f^5 \quad (9)$$

ここに、 $\Delta\tau_f$: S等級のせん断応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲(N/mm²)

N : 繰返し回数

$$\log \Delta\tau_s = -0.2 \cdot \log N + 3.1633 \quad (10)$$

なお、式(3)と式(10)を比較した結果を図-22に示す。両式はせん断応力範囲が48.6N/mm²において交差しており、せん断応力範囲がこれより小さい領域では式(10)のS等級の疲労寿命が短く、これより大きい領域では式(3)の合成床版のスタッドに適用する疲労寿命曲線の疲労寿命が短い。スタッドのせん断応力範囲が50N/mm²より小さい領域に関しては疲労が問題となることが少ないことから、式(3)による評価がスタッドの疲労設計を行ううえで、安全側の評価を与えるものと判断できる。

表-8 スタッドⅢの累積損傷度 (式(10)を適用した場合)

載荷荷重	走行回数	せん断応力範囲の換算値	τ_i に対応する疲労寿命	損傷度 D_i
kN	n_i	τ_i (N/mm ²)	N_i	$\Sigma n_i / N_i$
98	70,000	29.7	285,584,540	0.000
118	141,000	35.7	112,837,910	0.000
137	5,000	41.5	53,488,724	0.000
157	50,000	47.5	27,062,431	0.002
	266,000		累積損傷度 D_s	0.002

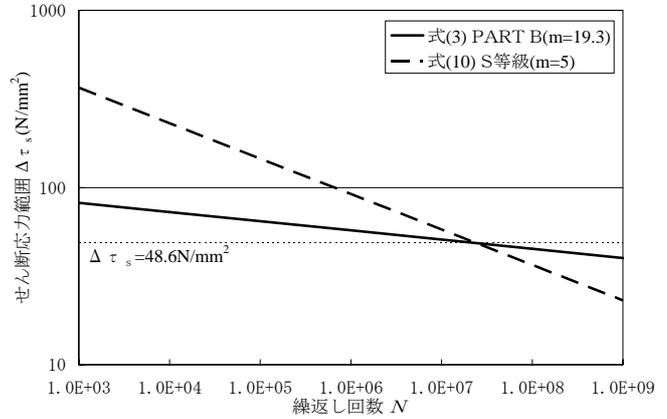


図-22 疲労寿命曲線の比較

7. まとめ

本研究は、走行試験を実施した張出し部を有する合成床版の試験体を対象として、細部まで忠実に表現した3次元モデルを用いたF E解析を実施し、走行試験の測定値との比較を通して、試験体の挙動を把握した。また、試験体の劣化度の評価やスタッドの累積損傷度の算定を通して、合成床版の張出し部の疲労耐久性に関する評価を行った。

本研究において、得られた結果は以下の通りである。

- 1) 対象とした試験体の細部までモデル化した3次元F E解析を提案し、走行試験の測定結果との比較を通して、試験体の挙動を精度よく表現できることを確認した。
- 2) コンクリートの切断面のひびわれ状況およびコンクリート除去後の状況から、試験体は走行試験終了後において、おおむね健全な状態であったことを確認した。
- 3) 弾性たわみの測定値および解析値を活荷重たわみによる劣化度の評価方法に適用した結果、劣化度は0.646となり使用限界と定義される1.0を下回った。
- 4) スタッドに作用する橋軸直角方向のせん断力は主げた側のスタッドほど大きく、橋軸方向のせん断力は張出し部先端のスタッドほど大きい。
- 5) 張出し部の先端付近のスタッドに作用する橋軸方向のせん断力の振幅は4.3kNと大きく、合成せん断力の作用角度の変化量は約180°である。
- 6) スタッドのせん断応力振幅は29.7N/mm²であり、疲労強度である50N/mm²の60%程度、単純支持部での最大値の2倍以上となる。
- 7) スタッドに作用するせん断力の解析値からせん断応力を求め、マイナーの線形被害則により損傷度を算出

した結果、累積損傷度は非常に小さい。

- 8) 下鋼板の各部位に関して鋼部材としての疲労照査を実施し、疲労に対して十分に安全性であることを確認した。
- 9) スタッドの疲労設計において、合成床版のスタッドに適用する疲労寿命曲線はS等級に比較して、安全側の評価を与える。

最後に、本研究においては、試験期間や試験装置の構造の制約により、総走行回数が26.6万回までの走行試験を実施した。したがって、この走行回数の範囲内において、合成床版の張出し部の疲労耐久性を評価したものである。今後の課題としては、実際の橋梁における、床版の張出し部を走行する車両の台数や位置、大型車の混入率などを把握し、本研究の成果に反映する必要があるものと考えられる。また、鉄筋コンクリート床版に関して検討¹²⁾されているように、雨水の浸透による疲労耐久性の低下についても評価を行う必要がある。

参考文献

- 1) 松井繁之, 文 兌景, 福本昉士: 鋼板・コンクリート合成床版中のスタッドの疲労破壊性状について, 構造工学論文集, Vol.39A, 土木学会, pp.1303-1311, 1993.
- 2) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 堀川都志雄: 鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析による疲労耐久性評価, 構造工学論文集 Vol.50A, 土木学会, pp.1119-1130, 2004.
- 3) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物, 平成9年版, 丸善, 1997.
- 4) 土木学会: 構造工学シリーズ11 複合構造物の性能照査指針(案), 丸善, 2002.
- 5) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 田坂裕一, 松井繁之, 堀川都志雄: 鋼・コンクリート合成床版のスタッドに作用するせん断力の性状について, 構造工学論文集 Vol.51A, 土木学会, pp.1531-1540, 2005.
- 6) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 堀川都志雄: 床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について, 構造工学論文集 Vol.48A, 土木学会, pp.1429-1439, 2002.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II鋼橋編, 丸善, 2002.
- 8) 街道 浩, 渡辺 滉, 橘 吉宏, 松井繁之, 堀川都志雄: 「床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について」への討議・回答, 構造工学論文集 討議集 Vol.49A, 土木学会, p.48, 2003.
- 9) 日本エムエスシー: MSC.Marc 2003 日本語オンラインマニュアル, 2003.
- 10) 松井繁之, 前田幸雄: 道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集 第374号/I-6, pp.419-426, 1986.
- 11) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 丸善, 2002.
- 12) 松井繁之: 床版損傷に対する水の振舞い, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, PS I-3, pp.6-7, 1988.
(2006年9月11日受付)