

縦リブ補強した鋼床版とR C床版の接合部の疲労照査

FATIGUE STRENGTH OF JOINTS BETWEEN ORTHOTROPIC STEEL DECK AND RC SLAB WITH REINFORCING RIB

山田健太郎*, 北川晴彦**, 酒井吉永***, 横山正則****, 井ヶ瀬良則****

Kentaro YAMADA, Haruhiko KITAGAWA, Yoshinaga SAKAI, Masanori YOKOYAMA and Yoshinori IGASE

- * Ph. D. 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)
- ** 工修 滋賀県庁 彦根土木事務所 (〒522 彦根市元町4-1) (前名大大学院)
- *** 工修 名古屋大学大学院 トビー工業(株)技術研究所 (〒441 豊橋市明海町1)
- **** J H 日本道路公団 伊勢湾岸道路工事事務所 (〒459 名古屋市緑区大高町東山16-4-3)

When RC slab is used as a counter weight for relatively short side spans of cable stayed bridge, the detail with a reinforcing rib in a joint between orthotropic steel deck and RC slab is one of the solution to transfer stresses smoothly.

Static and fatigue tests on four 2/3-models and a full scale model of the joint between orthotropic steel deck and concrete slab are carried out. For the 2/3-models the effect of plate thickness of diaphragm is evaluated. Effect of compressive stress induced by cable forces on fatigue strength is also investigated. The detail seems to have satisfactory strength, provided that axial force is introduced to the joints.

Key Words : fatigue, orthotropic steel deck, trough ribs, reinforcing rib

1. まえがき

最近、コンクリートと鋼の異なる材料特性を生かした複合構造が着目され、橋梁などの構造物に適用され始めている^{1)・2)}。そのなかで、斜張橋の床版の例を図-1に示す。これは鋼床版とコンクリート床版を接合するもので様々な構造が提案されている³⁾。ここでは接合部に補強縦リブを用いて、鋼床版からコンクリート床版に力を伝達する構造を検討する。

鋼床版およびR C床版は舗装を介して輪荷重を直接支

えるため、作用応力範囲が大きくなり、疲労に対する照査が必要である⁴⁾。鋼床版の疲労損傷は縦リブの現場溶接部や縦リブがダイヤフラムや横リブと交差する部分の事例が報告されている⁵⁾。端横桁やトラフリブからバルブプレートに移行する部分では、縦リブを横リブ腹板に突合せ溶接する。この部分は荷重伝達型の溶接継手であり、交差部で縦リブが不連続となる。このような箇所では構造上の応力集中が生じる可能性がある。

コンクリート床版では、繰返し載荷によるコンクリート床版の損傷の進行、鋼とコンクリートの境界面の付着

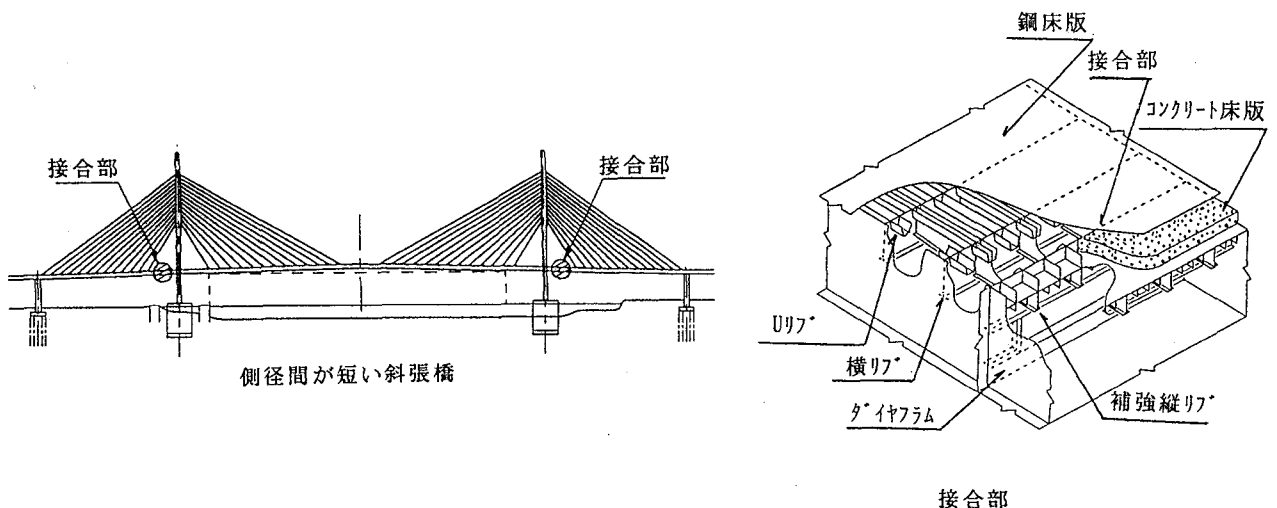


図-1 鋼床版とコンクリート床版接合部の構造案

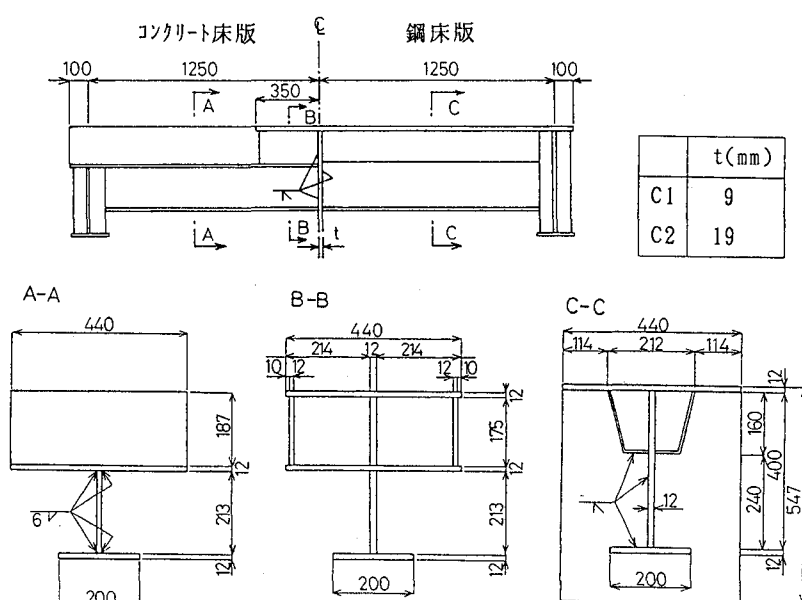


図-2 小型試験体

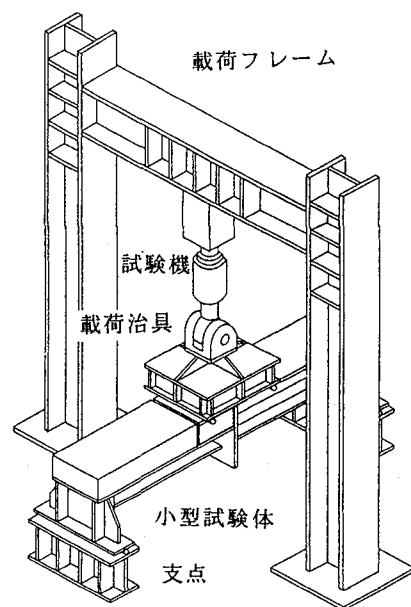


図-3 荷重状況

表-1 コンクリートの材料試験結果

	セメント	圧縮強度 (MPa)	ヤング率 E_c (GPa)	ポアソン比 ν	スランプ (cm)
小型試験体	普通ポルトランド	33.4	31.5	0.21	8
大型試験体	早強ポルトランド	38.3	32.3	0.21	12

力の減少およびそれとともなう応力分担の変化やその疲労強度への影響についても明らかではない。

そこで、鋼床版とコンクリート床版の接合部に着目して、2/3縮尺試験体と原寸試験体の2種類の部分試験体を製作し、疲労試験を実施した。2/3縮尺試験体では、接合部に用いるダイアフラムの板厚が、補強縦リブの溶接部の疲労強度やコンクリート床版の損傷の進行に及ぼす影響を調べた。さらに、原寸大試験体では、実際の斜張橋の主桁に作用する軸方向圧縮力を荷重し、この圧縮力が補強縦リブの溶接部の疲労強度やコンクリート床版の損傷に及ぼす影響を調べた。疲労試験の途中で静的荷重試験を行いひずみや変位の計測値を基にして、接合部の疲労強度を評価した。

2. 小型試験体による疲労試験（曲げ疲労試験）

2.1 小型試験体

小型試験体（曲げ疲労試験に用いた試験体で以下小型疲労試験体と呼ぶ）の形状及び寸法を図-2に示す。この試験体は、鋼床版と合成床版接合部の補強縦リブ1本、ダイアフラムおよび横リブ2区間分をモデル化したものである。小型試験体は疲労試験機の制約から、補強リブの寸法やコンクリート床版厚等は原寸の2/3とした。使用鋼材はすべてSS400で、デッキプレートは板厚12mm、幅440mmとし、トラフリブは上幅212mm、高さ160mm、板厚6mmとした。補強リブの形状は逆T字型で、鋼床版側

のウェブはトラフリブを貫通している。ここでは、補強リブ下部を補強リブ下フランジと呼ぶ。補強リブの板厚は12mmである。また、小型試験体ではダイアフラム厚の増加による疲労強度の改善効果を比較するために、ダイアフラム厚は、9mmと19mmの2種類を用い、厚さ9mmのものを試験体C1、19mmのものを試験体C2とし、各2体合計4体用いた。デッキプレートと補強横リブのウェブおよび下フランジを先に溶接しその後にトラフリブを溶接した。トラフリブと横リブおよびダイアフラムの接合は、裏当て金を用いたレ型開先グループ溶接、補強リブとダイアフラムの接合は、レ型開先をとった完全溶け込み溶接を行い、その他の部分はすべてすみ肉溶接で接合した。

コンクリート床版側の上フランジに19φ×130mmの頭付きスタッドジベルが3×5=15本、20cm間隔で配置されている。鉄筋は使用していない。コンクリート床版上には、鋼床版側のデッキプレートが350mm張り出し、板厚9mmのリブプレートと組み合わせられ鋼セル部を形成している。鋼部の製作後、型枠を組み厚さ約20cmのコンクリートを打設し、28日間養生した。コンクリートの材料試験結果を表-1に示す。

2.2 小型試験体の荷重方法

疲労試験は図-3に示すフレームを用い、荷重治具を介して補強リブとダイアフラムの交差部で正の等曲げが生じるように4点曲げ荷重した。荷重は、下限荷重を19.6kN、

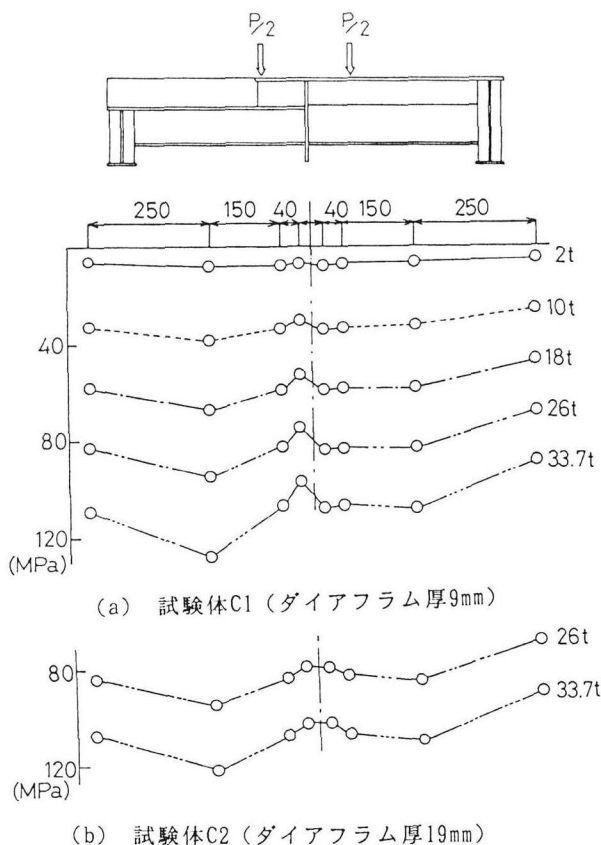


図-4 補強リブ下フランジの応力分布

応力比を0.055~0.059, 1.0~2.0Hzの正弦波で載荷した。試験機は、サーボ式疲労試験機(容量は343kN)を使用した。載荷応力範囲 σ_r は、試験体C1、C2ともに補強リブとダイアフラムの接合部において、補強リブ下面で $\sigma_r = 117.6, 128.4\text{MPa}$ の2レベルで動的載荷を行った。また、き裂の進展状況を観察するため、荷重振幅を上側1/2にしてピーチマークを導入した。

荷重載荷時のコンクリート床版と鋼床版の垂直方向と水平方向の相対的なずれ(以下、相対変位と呼ぶ)をダイヤルゲージで測定した。また、繰返し載荷によるコンクリートの損傷等にもなう作用応力の変化について調べるために、載荷繰返し数20~25万回毎に静的載荷試験を行った。

2.3 試験結果

(1) 静的載荷試験結果

図-4に試験体C1-1(ダイアフラム厚9mm)、C2-1(ダイアフラム厚19mm)の補強リブ下フランジの溶接止端部からそれぞれ10, 50, 200, 450mmの位置での各載荷荷重における試験体長手方向の応力を示す。試験体C1-1では、溶接止端部から10mm離れたところで約12MPaの発生応力の差が生じたが、試験体C2-1では、発生応力の差はほとんどみられなかった。このことから、ダイアフラム厚を増加させることにより、応力がスムーズに伝達されると考え

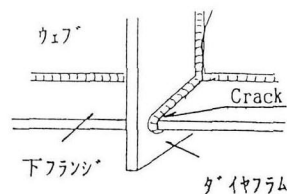


図-5 疲労き裂発生位置

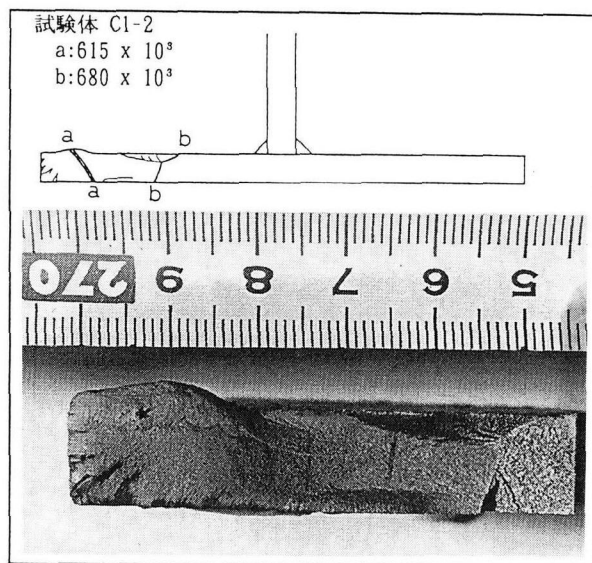


図-6 疲労破面

表-2 疲労試験結果

試験体	応力範囲 σ_r (MPa)	応力比 R	N_c^* ($\times 10^3$)	N_f ($\times 10^3$)	$\frac{N_c^*}{N_f}$	き裂発生 位置
C1-1	117.6	0.055	1175	1342	0.86	C (27)
C1-2	128.4	0.059	615	680	0.90	S (20)
C2-1	117.6	0.055	741	2380	0.31	C (-)
C2-2	128.4	0.059	520	900	0.57	S (-)

N_c^* : き裂発見時の繰返し数

N_f : 疲労寿命

C: コンクリート床版側

S: 鋼床版側

(-): 発生き裂長(フランジ幅方向)(mm)

られる。しかし、溶接止端から200mmの位置での発生応力の差が試験体C1-1で約22MPa、試験体C2-1で約12MPaと、コンクリート床版側の応力大きいことがわかる。

これは、鋼セル部とコンクリート床版部における断面剛性が変化していることによる、局所的な曲げによる影響が原因として考えられる。

(2) 補強縦リブの疲労き裂発生位置と進展状況

小型試験体の疲労き裂は図-5のように補強リブ下フランジとダイアフラムのグループ溶接部のフランジ側溶接止端部から発生した。小型試験体の疲労試験結果および疲労き裂発生位置を表-2に示し、疲労破面を図-6に示す。表-2中に示す記号CおよびSは疲労き裂発見位置が試験体のコンクリート床版側(C)あるいは鋼床版側(S)であ

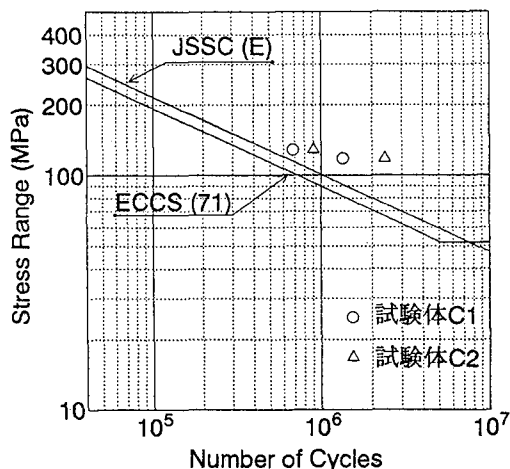


図-7 疲労試験結果

ることを示している。またき裂発見時のき裂長は、補強リブ下フランジのフランジ幅方向の長さである。き裂はすべて下フランジの溶接止端部から発生し、溶接線に沿って橋軸直角方向に進展した。さらに繰返し載荷を行うと、はじめにき裂が発生した位置からダイアフラムを挟んで対角線側の位置に新たなき裂が発生し、橋軸直角方向に進展していくことが認められた。

(3) 補強縦リブの疲労試験結果

小型試験体のき裂発生寿命 N_f^* 、疲労寿命 N_f を表-2に示す。ここでは、目視によりき裂が発見された時の繰返し数をき裂発生寿命 N_f^* 、き裂長が60mm（補強リブ下フランジ幅の約1/3）まで進展した時の繰返し数を疲労寿命 N_f とした。ただし、ビーチマーク試験の回数は疲労寿命 N_f に含まない。

小型試験体の疲労試験結果を図-7に示す。縦軸は、補強リブ下面に作用する公称応力範囲であり、横軸は載荷繰返し数 N_f である。なお、公称応力は、載荷時の曲げモーメントと試験体の断面係数から求めた。疲労寿命は、ダイアフラム厚9mmの試験体C1に比べ、19mmの試験体C2の方が疲労寿命は若干長い。また、疲労試験結果と設計指針

1) ヨーロッパ鋼構造協会連合の鋼構造物疲労設計指針(ECCS)(1985年)⁶⁾

2) 日本鋼構造協会の鋼構造物の疲労設計指針・同解説(JSSC)(1993年)⁷⁾

で規定されている設計S-N線図との比較を行う。設計S-N線図は荷重伝達型十字継手の完全溶け込み溶接、止端部非仕上げ継手であるECCS 71とJSSC E(80)を用いた。図-7に示すように疲労試験結果は設計S-N線図を満足している。

(4) 繰返し載荷による変位とひずみの変化

疲労試験の途中での小型試験体の変位量の変化をプロットしたものを図-8に示す。図の縦軸は、繰返し数 N 回

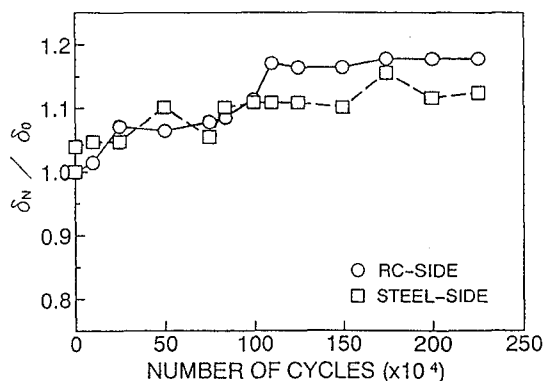
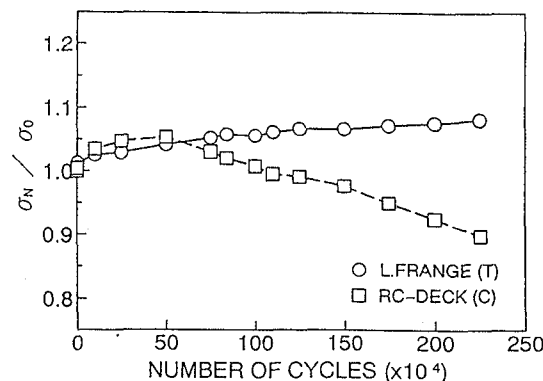
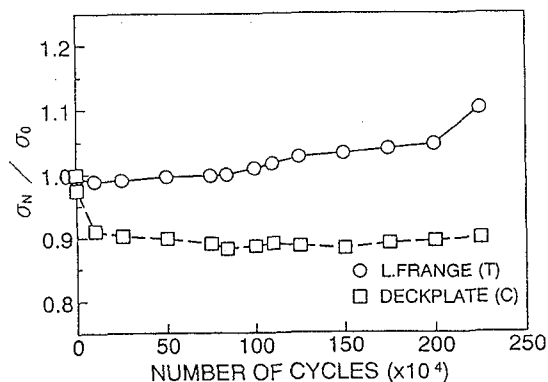


図-8 繰返し載荷による変位の変化



(a) コンクリート床版側



(b) 鋼床版側

図-9 繰返し載荷による応力の変化

時の変位 δ_N を、疲労試験前の変位 δ_0 で除した値である。載荷繰返し数の増加にともない、鋼床版側、コンクリート床版側ともに変位量が増加する傾向が認められた。疲労寿命 N_f に相当する載荷繰返し数では、鋼床版側で13～15%程度、コンクリート床版側で18～22%程度の変位の増加がみられ、コンクリート床版側の方が繰返し載荷による影響が大きい。

載荷繰返し数の増加にともなう、コンクリート床版側ダイアフラムより450mmの位置での応力の変化を図-9(a)に示し、鋼床版側ダイアフラムより50mmの位置での応力の変化を図-9(b)に示す。図-9(a)、(b)ともに、縦軸は繰返し数 N 回時の応力 σ_N を、疲労試験前の応力 σ_0 で除

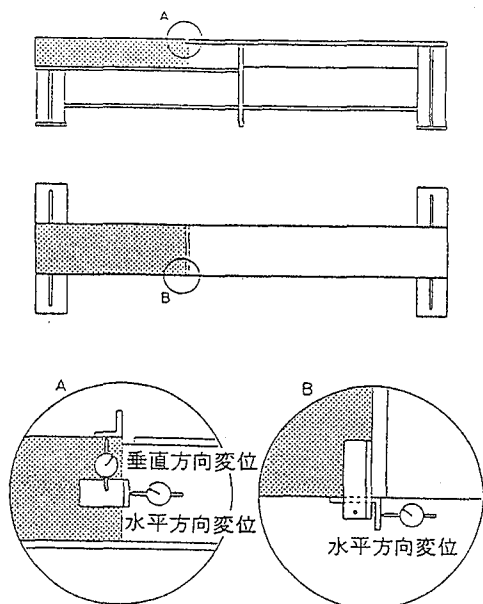


図-10 繰返し載荷による相対変位の変化

した値である。コンクリート床版側においては、載荷繰返し数が増えるに従い、コンクリート床版上面の応力は減少し、逆に補強リブ下フランジの応力は増加する傾向がみられた。鋼床版側についても、同様の傾向がみられた。

床版接合部の疲労試験を行う際、繰返し載荷によるコンクリート床版とデッキプレートとの間に相対的なずれが観察された。コンクリートと鋼の境界面は、数千回の繰返し載荷によって分離し、その後は載荷繰返し数が増すごとに徐々にずれが大きくなることが認められた。図-10に、載荷繰返し数の増加にともなうコンクリートと鋼セル部の垂直方向および水平方向の相対変位の変化を示す。図-10より、載荷繰返し数の増加にともない垂直方向の相対変位は増加傾向にあり、疲労寿命 N_f に相当する載荷繰返し数では疲労試験開始時の約3倍となった。一方、水平方向の相対変位は、垂直方向に比べて変化が少ない。ダイヤフラム厚が9mmの試験体C1の方が19mmの試験体C2に比較して垂直方向および水平方向ともに若干大きい値となった。

疲労試験後にコンクリート部分を切断して、コンクリート部の損傷状況を観察した結果を図-11に示す。ひび割れは、鋼セルに最も近い1列目のスタッドジベルの付近と、鋼セル端部のコンクリート床版下面において、橋軸直角方向に生じていた。

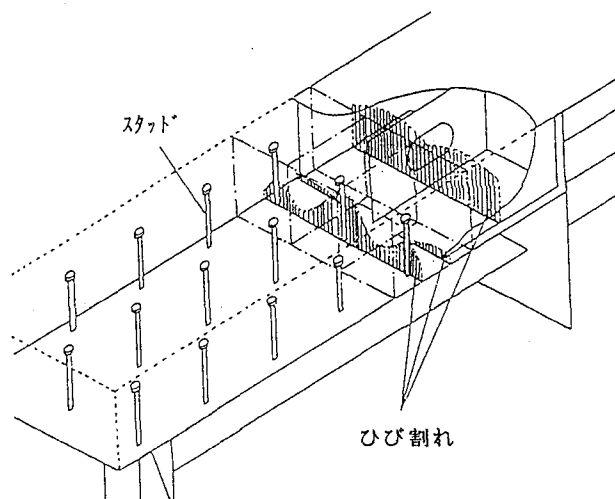


図-11 コンクリート床版のひび割れ状況

であると仮定して、汎用有限要素プログラムCOSMOS/M(㈱横河技術情報)を用いた。

図-12に、解析モデルを示す。コンクリート床版と鋼デッキプレートとの合成の度合いによる応力分担の変化をみるために、以下に述べる3種類のモデルについて有限要素解析を行った。

① 完全合成モデル(RCモデル)：コンクリート床版と鋼デッキプレートは完全に合成しており、一体となって挙動すると仮定したモデルであり、図-12(a)に示す。

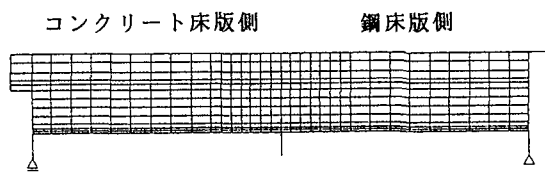
② 非合成モデル(NFモデル)：コンクリート床版と鋼デッキプレートは完全非合成で、コンクリート床版は応力を全く受け持たないと仮定し、コンクリート床版を無視するモデルであり、図-12(b)に示す。

③ 不完全合成モデル(RBモデル)：コンクリート床版と鋼デッキプレートは完全に合成しておらず、相対的に変位するものと仮定した不完全合成モデルであり、図-12(c)に示す。

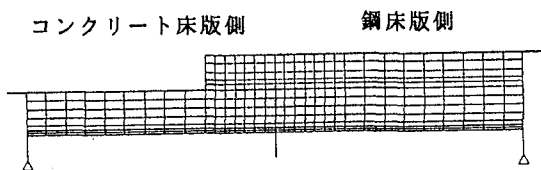
3. 接合部の応力分布の解析

3.1 解析モデル

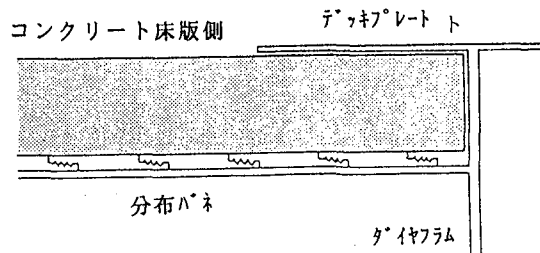
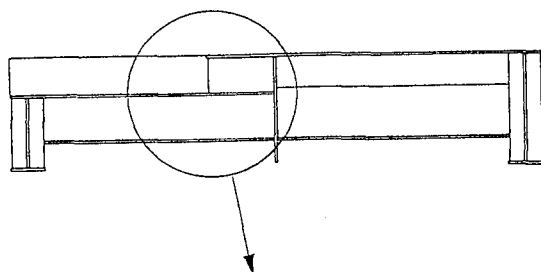
解析モデルは、疲労試験体と同じく補強縦リブ一本分、ダイヤフラムおよび横リブ2区間分とし、載荷条件・支持条件の幾何学的対称性から橋軸方向の1/2を解析した。解析は鋼、コンクリートともに応力-ひずみ関係は線形



(a) 完全合成モデル (RCモデル)

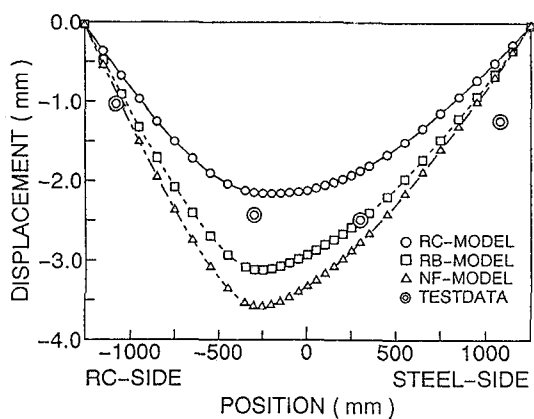


(b) 非完全合成モデル (NFモデル)

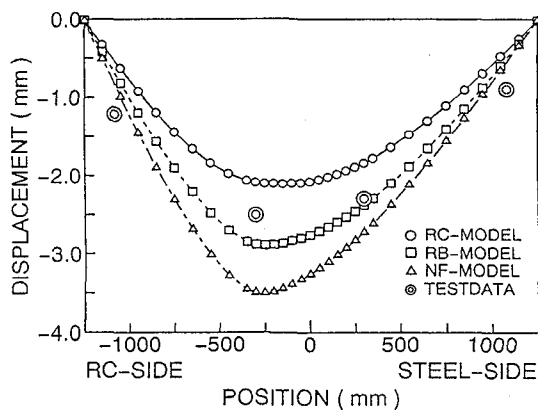


(c) 不完全合成モデル (RBモデル)

図-12 解析モデル

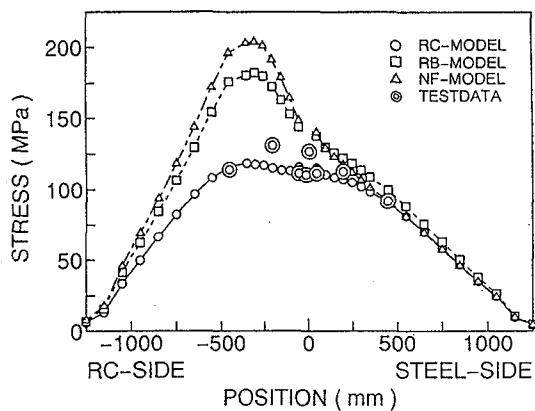


(a) 試験体C1

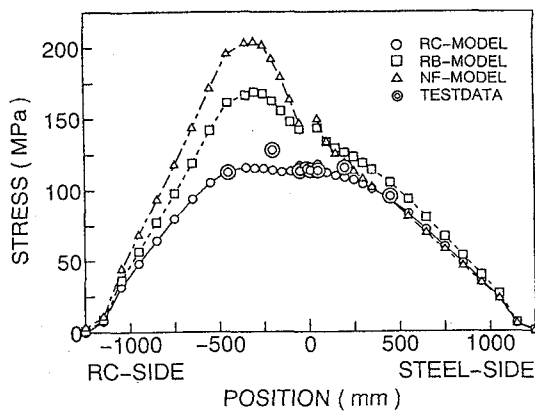


(b) 試験体C2

図-13 変位解析結果



(a) 試験体C1



(b) 試験体C2

図-14 応力解析結果

これらの3種類のモデルを作成し、それぞれダイアフラム厚が9mm, 19mmのモデルについて有限要素解析を行った。解析モデルでは、コンクリート部に3次元固体(SOLID)要素、鋼部に薄肉SHELL要素を用いた。

実際のコンクリートと鋼デッキプレートは変形時に一体とならず、相対的にずれを生じる^{8), 9)}。ここでは、ジベルをコンクリートと鋼のせん断力に抵抗するばねとした。図-12(c)に示すように、デッキプレート全体に橋軸方向単位長さ当たりKのばね定数をもつばねが分布していると仮定し、③の不完全合成モデルの解析を行う。ばね定数には、通常の合成桁橋のジベルのばね定数が $K = 9.8\text{GN/m/m}(10\text{kgf/cm/cm})$ 程度であることから¹⁰⁾、この値を用いる。

3.2 解析結果と測定値の比較

鋼とコンクリートの合成度による影響については、図-13(a)に試験体C1(ダイアフラム厚9mm)、図-13(b)に試験体C2(ダイアフラム厚19mm)の解析による変位と、疲労試験前の実験値をプロットしたものを示す。実測変位はRCモデルとRBモデルの中間にあり、鋼とコンクリートの合成は通常のばね定数 $K = 9.8\text{GN/m/m}$ よりも大きく、合成度は高いと考えられる。

次に、図-14(a)に試験体C1、図-14(b)に試験体C2の補強リブ下フランジに発生する応力解析結果と載荷疲労試験前の実験値をプロットしたものを示す。コンクリート床版の付着の度合いによる影響は、鋼床版側に比べてコンクリート床版側で大きく、特にNFモデルでは鋼セル端

部の断面急変部で大きな応力を生じている。RBモデルにおいても、鋼セル部で応力が高くなっており、鋼セル端部で断面の急変による局所的な曲げが生じると考えられる。応力の解析値および測定値ともに試験体C1の方が試験体C2よりも若干大きくなっているのが認められる。

4. 大型試験体による疲労試験(軸力を作用させた曲げ疲労試験)

4.1 大型試験体

大型試験体(軸力を作用させた曲げ疲労試験に用いた試験体で以下大型試験体と呼ぶ)の形状と寸法を図-15に示す。試験体形状は、小型試験体とほぼ同様であるが、試験体寸法は原寸とした。デッキプレート幅は1000mm、トラフリップは上幅320mm、高さ240mm、板厚6mmとした。RC床版には、早強ポルトランドセメントを使用し、厚さ30cmのコンクリートを打設した。コンクリート床版側のフランジ上に22φx150の頭付きスタッドジベルを3列配置した。なお、デッキプレートはダイアフラムから450mmのばしてRC床版部に鋼セルを形成した。床版コンクリートは斜張橋で想定される前死荷重としての軸力を載荷した後に打設し、28日間養生した後に疲労試験を行った。コンクリートの材料試験結果を表-1に示す。

4.2 大型試験体の載荷試験方法

大型試験体の載荷試験は、図-16に示すように試験体をサーボ式構造物疲労試験機(容量: 200tonf)内にセットし、鉛直ジャッキで載荷治具を介して試験体に作用さ

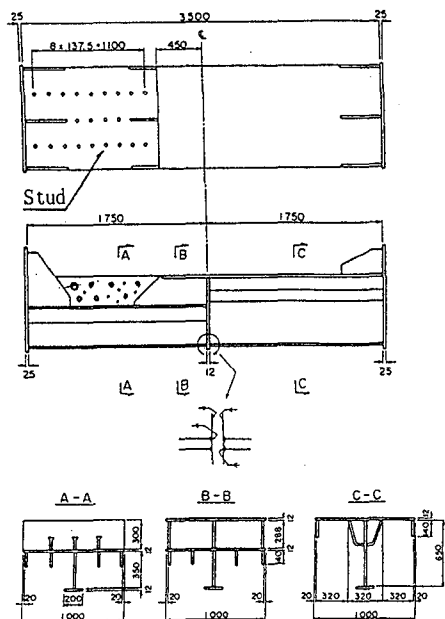


図-15 大型試験体

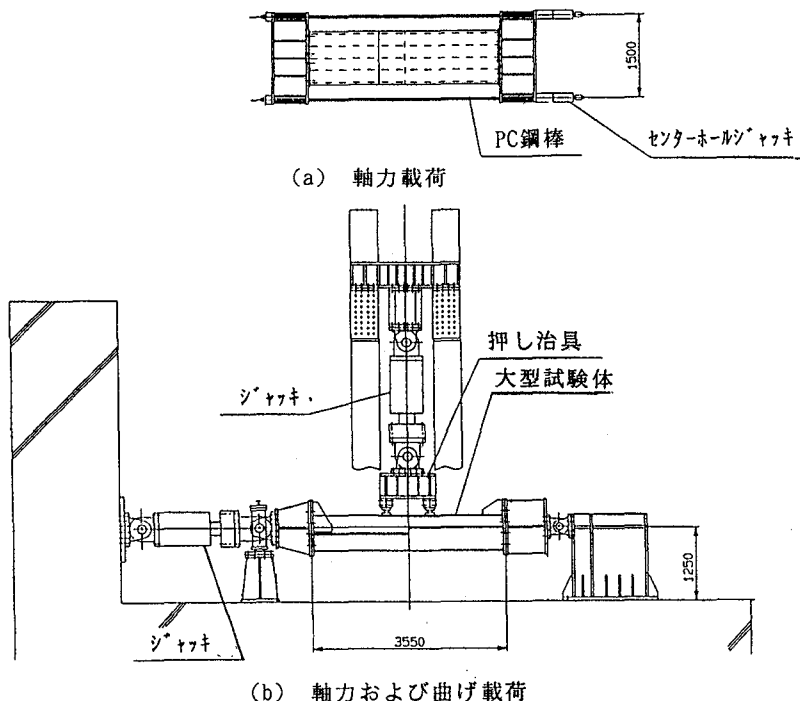


図-16 載荷状況

表-3 試験荷重と疲労試験結果

荷重段階	荷重	軸力 (kN)	輪荷重 (kN)				
			下限	上限	範囲	繰り返し数 $\times 10^5$	記号
①	前死荷重	1880					
②	後死荷重と活荷重	469					
③	疲労試験荷重 1	2349	30	406	376	1000	R1
	2	2349	30	596	564	1000	R2
	3	2349	30	750	720	800	R3
④	疲労試験荷重 4	1409	30	750	720	50	R4

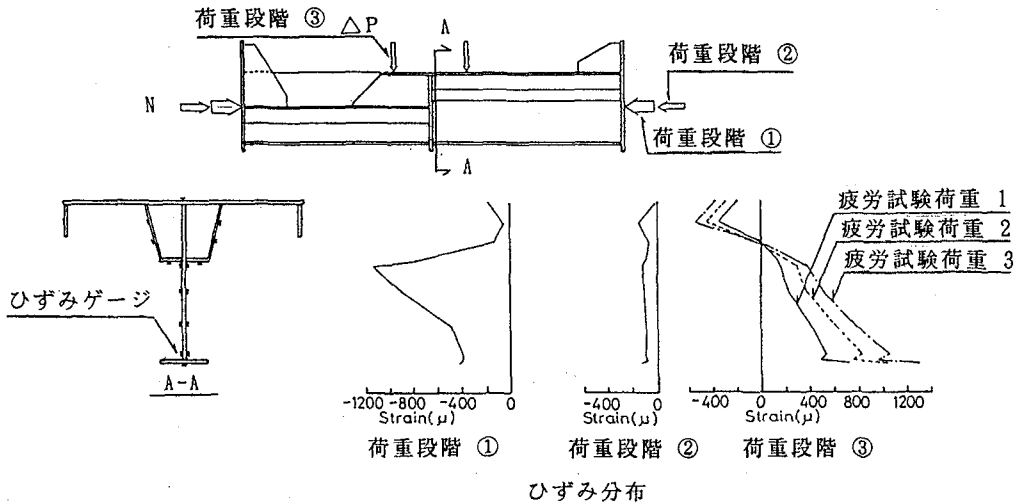


図-17 静的載荷試験結果

せて行った。主桁等の前死荷重による水平軸力の載荷は、図-16(a)に示すようにセンターホージャッキとP C鋼棒で載荷し、床版等の後死荷重及び活荷重による水平軸力の載荷は構造物疲労試験機の水平ジャッキで載荷した。

静的載荷試験は次の項目について行った。

- ① 主桁等の前死荷重による軸力載荷（床版コンクリート打設前）
- ② 床版等の後死荷重および活荷重による全軸力載荷（床版コンクリート打設後）
- ③ 輪荷重による曲げ載荷

試験荷重を表-3に示す。疲労試験中の静的載荷試験は、②の後死荷重および活荷重による軸力と③の輪荷重について行った。静的載荷試験では、疲労試験の上限荷重まで段階的に載荷して、各部の荷重-ひずみ曲線を求めた。静的載荷試験の載荷時期は、20～25万回繰返し載荷毎に行った。なお、①の前死荷重に相当する軸力は一定に保ち、疲労試験の最終段階を除いて解放しなかった。

疲労試験では、軸力の変動成分は小さいので静的に一定に保ち、輪荷重のみを動的に載荷した。輪荷重は、トラフリップとダイアフラムの交差部で正の等曲げが生じるように2点載荷、2点支持の4点曲げ載荷した。荷重は下限荷重を30kN、0.85～1.0Hzの正弦波で載荷した。

4.3 試験結果

(1) 静的載荷試験結果

大型試験体の静的載荷試験の結果を図-17に示す。上限荷重は表-3に示す疲労試験荷重 1, 2, 3 のように3段階に上げた。その時、補強縦リブ下フランジの応力範囲 σ_r は、それぞれ、 $\sigma_r = 120, 200, 250\text{MPa}$ であった。

(2) 補強縦リブの疲労き裂発生位置と進展状況

大型試験体の疲労き裂は小型試験体の場合と同様に補強リブ下フランジとダイアフラムのグループ溶接部のフランジ側溶接止端部から発生した。

(3) 補強縦リブの疲労試験結果

大型試験体の疲労試験結果を表-3に示す。疲労試験は輪荷重に相当する荷重を3段階に上げたが縦リブ溶接部にはき裂は認められなかった。そこで、①の前死荷重を想定した軸力を1/2だけ解放して、繰返し載荷試験を行ったところ、疲労き裂がダイアフラムと補強縦リブフランジのまわし溶接部の止端部から発生した。

大型試験体の疲労試験結果を図-18に示す。□印は①

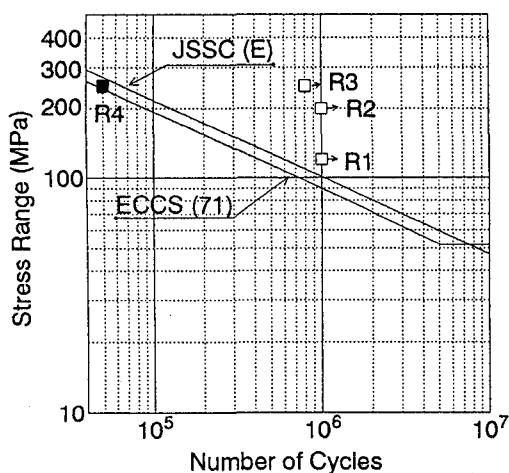


図-18 疲労試験結果

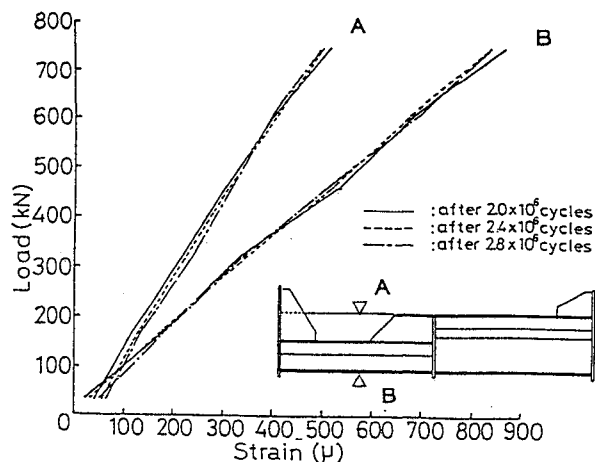


図-19 荷重ひずみ曲線

の前死荷重および②の後死荷重と活荷重を想定した軸力が作用した場合である。応力範囲は3段階に上げており、結果は各応力範囲の繰返し数で示した。この部分の疲労強度を小型試験体の場合と同様に

1) ヨーロッパ鋼構造協会連合の鋼構造物疲労設計指針(ECCS)(1985年)⁶⁾

2) 日本鋼構造協会の鋼構造物の疲労設計指針・同解説(JSSC)(1993年)⁷⁾

で規定されている設計S-N線図と比較する。設計S-N線図は荷重伝達型十字継手の完全溶け込み溶接、止端部非仕上げ継手であるECCS 71とJSSC E(80)を用いた。軸力がある場合の疲労試験結果は設計S-N線図をかなり上回った。静的載荷試験結果から前死荷重、後死荷重および活荷重を想定した軸力により、この部分には約100MPaの圧縮応力が作用している。このため、応力変動は両振りになり、応力比Rはそれぞれ-5.0、-1.3、-0.7、-0.3である。

■印は軸力を1/2だけ解放した場合であり、ECCS 71の設計S-N線図上にデータがあり、比較的短い寿命になった。軸力がある場合に寿命がかなり長いことを考えると、疲労強度に軸方向の圧縮力が影響したと考えられる。

(4) 繰返し載荷による影響

大型試験体の荷重-ひずみ曲線を図-19に、ダイヤフラムから872mm離れた位置でのRC床版上面の荷重-ひずみ曲線を示す。疲労試験中に、繰返し数によるひずみの変化はなかった。同様に、ダイヤフラムから872mm離れた位置での補強縦リブ下フランジの荷重-ひずみ曲線を示す。この場合も疲労試験中に、繰返し数によるひずみの値の変化は認められなかった。

5. 結論

鋼床版とコンクリート床版を橋軸方向に接合し、縦リブで補強した部分を対象として、小型試験体(原寸の2/3)および大型試験体(原寸大)2種類の試験体による疲労試験を行って、繰返し載荷によるコンクリートの損傷とその影響について調べた。さらに、有限要素解析を行い、接合部における応力の分布を求めた。これらの検討から、以下の結論が得られた。

1) 静的載荷試験結果から、小型試験体では、補強縦リブのダイヤフラム取り付け溶接部に応力集中が生じ、その大きさはダイヤフラム板厚が9mmに比較し19mmの方が小さい。また、大型試験体では軸方向力を作用させており、補強縦リブ下フランジの突合せ溶接部には約100MPaの圧縮応力が作用している。

2) 疲労試験の結果、小型および大型試験体のいずれにおいても、き裂はダイヤフラムと補強縦リブ下フランジの溶接止端から発生し、溶接線に沿って進展した。

3) 小型試験体の疲労強度は、ダイヤフラム厚9mmの試験体C1より19mmの試験体C2の方が若干長い傾向を示した。大型試験体の疲労強度は、圧縮の軸力が導入されているため、小型試験体の疲労試験結果をかなり上まわる。

4) 補強縦リブ下フランジの突合せ溶接部の疲労強度は、日本鋼構造協会の疲労設計指針の荷重伝達型十字継手の完全溶け込み溶接、止端部非仕上げ継手の設計S-N線図(JSSC E(80))を満足した。

5) 疲労試験の途中に行った静的載荷試験の結果、載荷繰返し数の増加にともない、小型試験体では、コンクリート床版のひずみは低下し、補強縦リブ下フランジの応力は約1割増加した。コンクリート床版と鋼床版との相

対変位はダイヤフラム厚が9mmの試験体C1の方が19mmの試験体C2よりも大きい。

6) 軸方向圧縮力を作用させた大型試験体では、コンクリート床版および補強縦リブ下フランジの突合せ溶接部のひずみの変化はほとんどなかった。さらに、小型試験体に比べて相対変位も小さく、ひび割れも認められなかった。

謝辞 本研究を進めるにあたり、名城大学 近藤明雅氏、名古屋大学大学院 高橋章氏（現東京電力）、土橋勝氏（現横河ブリッジ）、JH日本道路公団の古郷誠氏、樫山好幸氏、黒田健二氏に貴重な助言を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森邦久，帆足博明，木村一也：生口橋接合部実験報告，本四技報，Vol.13，No.49，pp.48-52，1989.1.
- 2) 山岸一彦，西本聡，矢野保広：生口橋主桁接合部の設計・施工，本四技報 Vol.15，No.58，pp14-22，1991.4.
- 3) 山田健太郎，高橋章，酒井吉永，横山正則，井ヶ瀬良則：鋼床版とRC床版接合部の疲労強度，構造工学論文集，Vol.40A，pp.1265-1274，1994年3月.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，1980.
- 5) 土木学会：鋼床版の疲労，1990.
- 6) ECCS-第6技術委員会「疲労」：日本鋼構造協会 No.43，Recommendations for the Fatigue Design of Steel Structures，1985.
- 7) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.3.
- 8) 橘善雄，足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集第112号，1964，pp.11-19.
- 9) 浜田純夫，有住康則：不完全連続合成桁の有限要素解析，土木学会論文報告集第265号，1977，pp.1-9.
- 10) 阿部英彦，中島章典，堀内博：合成桁におけるスラブ分割の影響と柔ずれ止めの開発，構造工学論文集，Vol.35A，1989，pp.1205-1214.

(1994年9月14日受付)