

ランガー桁橋の端横桁の連結部に発生した
疲労亀裂に関する研究

FATIGUE CRACKS AT END FLOOR BEAM CONNECTIONS OF STIFFENED ARCH BRIDGE

大倉 一郎*・芝池 利尚**・前田 幸雄***

By Ichiro OKURA, Toshihisa SHIBAIKE and Yukio MAEDA

In this paper, fatigue cracks which were observed at plates connecting the top flange of an end floor beam to the main girders in a stiffened arch bridge are investigated. First, stresses to induce the fatigue cracks are revealed by the space structural analysis of the stiffened arch bridge, and the relation between the stresses and the overall behavior of the stiffened arch bridge is examined. Secondly, fatigue tests of plate-type specimens are carried out to estimate the fatigue strength of the connection plates.

1. 序 論

近年、鋼橋の主部材と2次部材の連結部に疲労亀裂が発生している事例が幾つか報告されている/1、2/。本研究で取り扱うランガー桁橋は1967年に供用された後、床版の破損が著しくなったために、1976年から1978年にわたり全面的に床版の補修工事が行なわれた。その際、各部材の調査・点検が行なわれた結果、図-1に示すように、つり材の取付部と端横桁の上フランジのコネクションプレートに疲労亀裂が発見された。

図-1(a)に示すつり材の取付部の疲労亀裂は、細長比の大きいつり材が風によって振動を起こし、つり材の取付部で、局部的な繰返し応力が生じたために発生したと考えられる。

他方、図-1(b)に示す端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートの溶接部に発生した疲労亀裂は、発見されたときには、すでにコネクションプレートの全幅にわたって伝播していた。Fisherの著書/3/ から、床組と補剛桁との間の橋軸方向の相対的な変位差の繰返しがこの疲労亀裂の発生原因の一つとして考えられる。しかし、この相対的な変位差の発生機構は明らかではない。さらに、この相対的な変位差以外の因子がこの疲労亀裂の発生に影響している可能性もある。

本論文では、ランガー桁橋の端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートに発生した疲労亀裂を扱う。最初に、疲労亀裂の発生原因となった応力を明らかにし、この応力とランガー桁橋の全体挙動の関係を調べる。次に、コネクションプレートの疲労強度を明らかにするために、コネクションプレートをモデル化した板試験片の疲労試験を行なった結果について述べる。

* 工博 大阪大学助手 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘 2番 1号)

** 工修 大阪府土木部河川砂防課 (〒540 大阪市東区大手前之町)

*** 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科 (〒577 東大阪市小若江 3丁目 4番 1号)

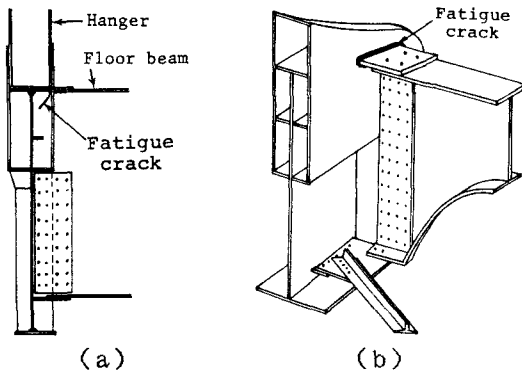


図-1 ランガー桁橋に発生した疲労亀裂

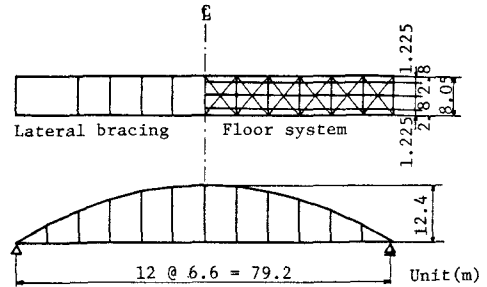


図-2 ランガー桁橋の一般図

2. ランガー桁橋の3次元骨組構造解析

2. 1. 3次元骨組構造モデル

疲労亀裂が実際に発見されたランガー桁橋の一般図を図-2に示す。端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートに疲労亀裂が発見された。この橋の橋格は2等橋である。支間、アーチライズ、補剛桁間隔、横桁間隔は、それぞれ79.2 m、12.0 m、8.05 m、6.6 mである。車道幅員は7.0 mで、片側一車線で、歩道はない。補剛桁、横桁、縦桁、支材はすべてI断面、アーチリブ、つり材、下横構はそれぞれ箱断面、H断面、T断面である。補剛桁、横桁、アーチリブの鋼種はSM50A、他は全てSS41である。

次の仮定のもとに、ランガー桁橋を3次元骨組構造にモデル化する。

i) アーチリブとつり材の間の連結部、つり材と補剛桁の間の連結部は、一般にランガー桁橋の設計においてはヒンジと仮定される。しかし、このランガー桁橋では、これらの連結部ではガセットプレートと高力ボルトが使用されているので、これらの連結部を剛結と仮定する。

i i) 部材連結部で各部材の図心は必ずしも一致していない。本解析では、支点上におけるアーチリブと補剛桁の間の偏心以外の部材間の偏心を無視する。オフセットビーム要素/4/ を用いることにより、支点上におけるアーチリブと補剛桁の間の偏心を考慮する。

下横構は一般に風や地震などの横荷重に抵抗する2次部材として設計される。しかし、ランガー桁橋の場合、下横構は、補剛桁の軸力の一部を負担するので、床組と補剛桁との間の橋軸方向の相対的な変位差を軽減する効果があると予想される。そこで、下横構の効果を調べるために、下横構を考慮するモデルとしないモデルについて計算する。下横構を考慮するモデルとしないモデルをそれぞれ構造モデル(II)、(I)と呼ぶ。

2. 2. 載荷荷重

日本の道路橋示方書/5/ においては、疲労設計のための荷重が規定されていない。また、このランガー桁橋に対する交通荷重に関する資料も発表されていない。そこで、次の３種類の荷重に対して計算を行なう。

(A)：鉄筋コンクリート床版、舗装、地覆、高欄などの死荷重を載荷する。

(B)と(C)：道路橋示方書に規定されるT荷重を集中荷重として縦桁上を移動させる。着目する端横桁のコネクションプレートに最も近い縦桁に沿ってT荷重を移動させる場合を(B)、最も遠い縦桁に沿ってT荷重を移動させる場合を(C)とする。なお、本橋は2等橋であるので、T荷重の大きさは137.3 kNである。

る。

2. 3. コネクションプレートに生じる応力

端横桁の断面力から計算されたコネクションプレートに生じる各応力成分の大きさを表-1に示す。

図-3を参照して、表の σ_x 、 σ_y 、 σ_z 、 τ_y 、 τ_s の各応力成分はそれぞれ N_x 、 M_y 、 M_z 、 Q_y 、 M_x に対応する。端横桁はI断面であるので、せん断力 Q_z に対してコネクションプレートに生じるせん断応力 τ_z は無視できる。他方、載荷荷重(B)と(C)の場合の各応力成分の値は、T荷重が橋上を通過する際に生じる最大値と最小値の差である。

表-1から、載荷荷重と構造モデルの各組み合わせにおいて、応力成分 σ_z が他の応力成分より非常に大きい。したがって、コネクションプレートに生じる面内曲げ応力 σ_z が疲労亀裂の発生原因であると考えられる。他方、構造モデル(I)、(II)に対して σ_z の変動は小さいので、下横構の存在は σ_z の増減にはあまり影響しない。これは、次節で説明するように、面内曲げ応力 σ_z は、床組と補剛桁との間の橋軸方向の相対的な変位差以外の因子の影響も受けるからである。

2. 4. 面内曲げ応力 σ_z の発生機構

T荷重が橋を通過するときの σ_z の変化を、載荷荷重(B)と(C)の両者に対して図-4に示す。荷重が端横桁上を通過する際にも σ_z が生じる。これは次のように説明できる。端横桁に荷重が載ると、支点上で橋軸回りの回転が生じる。支点では、箱断面のアーチが補剛桁に対して斜めに接合されているために、この回転に対して、鉛直軸回りの回転成分が生じる。この鉛直軸回りの回転成分によって端横桁の取付部に面外方向の曲げモーメントが生じ、これによって σ_z が生じる。荷重が端横桁を通過すると、縦桁を通して端横桁に分配される荷重が急激に減少するために、この現象は消滅する。

他方、T荷重が縦桁上を移動するときの σ_z の発生機構は次のように説明できる。図-4の挿入図を参照して、補剛桁と縦桁との間の橋軸方向の相対的な変位差を Δu 、支点到最も近いつり材とアーチリブの交点の橋軸直角方向の変位を w とする。T荷重が縦桁上を移動するときの両者の変化をそれぞれ図-5、6に示す。図-4、5、6より、T荷重が縦桁上にあるとき、 σ_z と Δu と w の間には次の関係があることが予想される。

$$\sigma_z = k_1 \Delta u + k_2 w + c \quad (1)$$

ここに、 k_1 、 k_2 、 c ：係数。

回帰分析により k_1 、 k_2 、 c の値を決定すると、表-2に示す値を得る。ただし、端横桁上にT荷重がある場合の σ_z 、 Δu 、 w の値は回帰分析に使用しない。図-5、6に示した Δu と w の値を式(1)に代入して得られる σ_z の値を図-4に破線で示す。式(1)から得られる σ_z の値は、3次元骨組構造解析から直接得られる σ_z の値をよく近似している。したがって、縦桁上にT荷重があるとき、 σ_z は次の2つの因子によって生じる。

- i) 補剛桁と縦桁との間の橋軸方向の相対的な変位差。
- ii) アーチ部材の橋軸直角方向の変位。

ここで、補剛桁と縦桁との間の橋軸方向の相対的な変位差の発生機構は次のように説明できる。ランガー桁橋においては、補剛桁は常に引張りの軸力を受けているために、補剛桁は橋軸方向に伸び変形を起こす。したがって、補剛桁と縦桁との間に橋軸方向に相対的な変位差が生じる。

表-1 コネクションプレートに生じる応力

Applied load	Structural model	Stress components (MPa)					
		σ_x	σ_y	σ_z	τ_y	τ_s	
A	I	0.1	0.7	254.5	2.0	0.2	
	II	0.1	0.7	248.9	2.0	0.2	
B	I	0.0	2.2	36.3	0.3	0.2	
	II	0.0	2.1	34.4	0.2	0.2	
C	I	0.0	2.1	31.6	0.2	0.1	
	II	0.0	2.0	29.4	0.2	0.1	

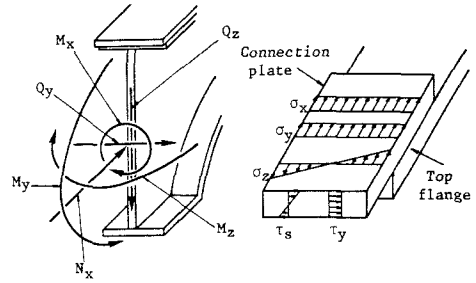


図-3 断面力と応力の対応

表-2 各係数の値

	k_1 (MPa/cm)	k_2 (MPa/cm)	c (MPa)
(B, I)	405.4	39.9	1.4
(B, II)	534.4	35.0	-0.0
(C, I)	847.4	40.9	-0.3
(C, II)	457.6	34.8	1.2

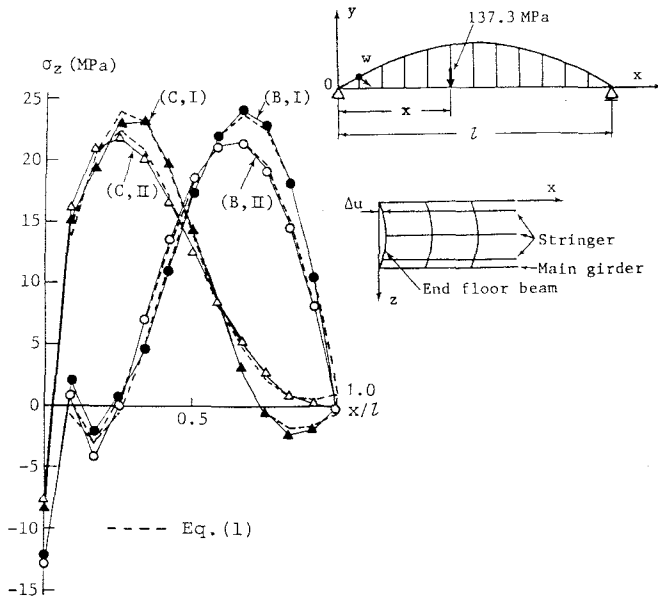


図-4 σ_z の変化

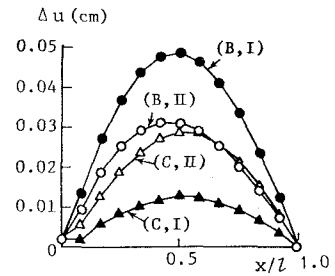


図-5 Δu の変化

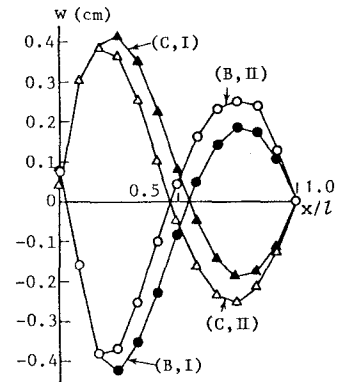


図-6 w の変化

以上述べたように、コネクションプレートに生じる面内曲げ応力 σ_z の発生は、荷重が端横桁上にあるときには、端横桁と補剛桁とアーチリブの連結部の局所的な挙動に起因し、荷重が縦桁上にあるときは、ランカー桁橋の3次元的な全体挙動に起因する。

3. 面内曲げを受けるコネクションプレートの疲労強度

3.1. 疲労試験の概要

ランガー桁橋の端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートの疲労強度を明らかにするために、図－7に示すような面内曲げを受ける板試験片の疲労試験を行なった。疲労亀裂が発生したランガー桁橋のコネクションプレートに従い、試験片の鋼種はSM50A である。また、試験片の隅肉溶接の脚長は6mm であり、板の両端で回し溶接されている。隅肉溶接には、D5016 の低水素系50キロ級高張力鋼用溶接棒を使用した。

疲労試験は、±294 kNの動的容量をもつサーボタイプの疲労試験機により、荷重制御で、荷重の繰り返し速度を毎分300 回で行なった。表－1からわかるように、死荷重によってかなり大きな面内曲げ応力がコネクションプレートに生じている。したがって、応力比（最大応力に対する最小応力の比）が0 と0.5 の場合について、前者に対して10体、後者に対して7 体疲労試験を行なった。ただし、応力比が0 の場合、疲労試験機の载荷テーブルに試験片を密着させるために、4.9 kNの最小荷重を与えた。他方、試験片を疲労試験機に固定する際には、試験片の両面に対称に添付したひずみゲージの測定を行ない、面外曲げひずみが直ひずみに比較して非常に小さいことを確認した。

3. 2. 疲労亀裂の観察

引張側の隅肉溶接の回し溶接で観察された疲労亀裂の発生パターンを図－8に示す。

- (A) 回し溶接のルートから約45° 方向に溶着金属を伝播する疲労亀裂。
- (B) 回し溶接の止端から両側の隅肉溶接の止端に沿って母材を伝播する疲労亀裂。
- (C) 回し溶接で溶け込みがある場合、回し溶接の止端から、溶接による母材熱影響部に沿って伝播する疲労亀裂。

発生パターン(A)の試験片が10体、(B)の試験片が1 体、(C)の試験片が4 体あり、残り2 体は疲労亀裂が観察されなかった。

次に、疲労亀裂の板幅方向の伝播パターンを図－9に示す。

- (a) 溶着金属を伝播する疲労亀裂。
- (b) 溶接の熱影響部に沿って伝播する疲労亀裂。

試験片の片側の隅肉溶接について、この2つのパターンのどちらか一方が生じた。発生パターン(B)の場合、疲労亀裂は約2 cmほど母材を進展したのち、これらの伝播パターンに変化した。

疲労亀裂が板幅方向に約6 cm進展すると、試験片の変形が大きくなり、試験片が疲労試験機の挙動に追従しなくなった。このとき疲労試験を終了した。

3. 3. 疲労強度

試験片の疲労破壊が主に溶着金属または熱影響部で起ったので、S－N線図のSに対して、次式によって計算される隅肉溶接の理論のど厚断面上の応力を採用した。

$$\Delta \sigma_a = \frac{6 \Delta P L}{2 \left(\frac{S}{\sqrt{2}} \right) b^2} \quad (2)$$

ここに、 $\Delta \sigma_a$ =理論のど厚断面上の応力の全振幅、 ΔP =荷重の全振幅、 L =荷重載荷点と回し溶接のルートとの間の長さ、 b =実測された板幅、 S =隅肉溶接の回し溶接で実測された溶接のサイズ。

理論のど厚断面上の応力の全振幅 $\Delta \sigma_a$ と疲労試験を終了したときの荷重の繰り返し数 N_f の関係を図－10に示す。回帰分析により $\Delta \sigma_a$ と N_f の関係は次のように与えられる。

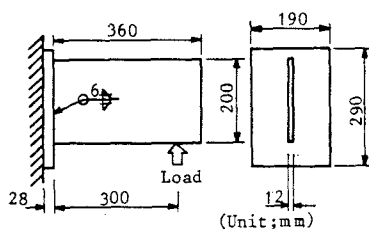


図-7 板試験片

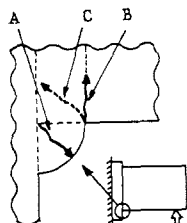


図-8 発生パターン

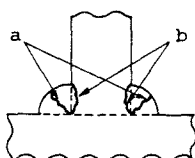


図-9 伝播パターン

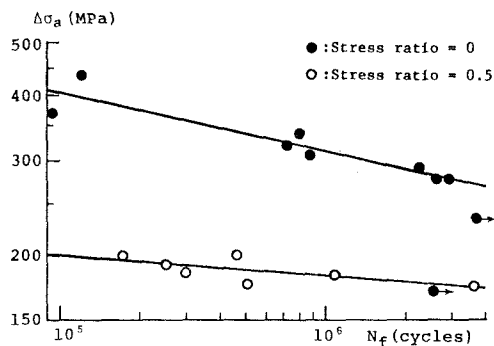


図-10 S-N線図

応力比 = 0に対して

$$\log \Delta \sigma_a = -0.1095 \log \frac{N_f}{10^4} + \log 518.4 \quad (3)$$

応力比 = 0.5に対して

$$\log \Delta \sigma_a = -0.0375 \log \frac{N_f}{10^4} + \log 214.8 \quad (4)$$

200 万回疲労強度は、応力比が0 と0.5 に対して、それぞれ290.2 MPa 、176.1 MPa になる。したがって、応力比を 0から0.5 に変えると、理論のど厚断面上の応力全振幅で表わした 200万回疲労強度は39%低下する。

4. 結 論

ランガー桁橋の端横桁の上フランジを補剛桁に連結するコネクションプレートに発生した疲労亀裂の発生原因は、コネクションプレートに生じる面内曲げ応力であることを明らかにした。この応力は、端横桁の連結部の局所的な挙動あるいはランガー桁橋の3次元的な全体挙動に起因する。さらに、面内曲げを受ける板試験片の疲労試験の実施により、コネクションプレートの疲労強度を明らかにした。

最後に、試験片の製作において御協力をいただいた川崎製鉄株式会社の川井豊博士に感謝の意を表わす。

参考文献

- 1) 橋梁・今日の課題 補修と補強特集、橋梁と基礎、建設図書、Vol.17、No.8、pp.19-34、1983。
- 2) Fisher, J.W.: Fatigue and Fracture in Steel Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1984。
- 3) 文献2)のpp.279-289。
- 4) 川井等：薄板構造解析、コンピュータによる構造工学講座II-7-A、培風館、pp.48-52、1973。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編、1980。

(1985年10月18日受付)