

## 合成I桁橋の主桁と横桁の取合部の疲労

FATIGUE BEHAVIOR OF CONNECTION PLATE BETWEEN MAIN GIRDER  
AND CROSS BEAM IN COMPOSITE PLATE GIRDER

松本信二\*・堀川浩甫\*\*・北沢正彦\*\*\*

By Shinji MATSUMOTO, Kohsuke HORIKAWA and Masahiko KITAZAWA

Since urban freeway bridges were opened for traffic more than ten years ago, there have been so many reports on the necessity of repairing cracks and deformations. For an example, the cracks at the connection plate between girder and lateral load-distribution cross beam are reported, and also the cracks at the connection plate between girder and sway bracings for composite plate girders. The investigation for the cracks, the establishment of repair and reinforcement method, and the feedback to the design standard specifications are now urged and many arguments are in progress in many places. In this research, we would like to find out one of the effective solutions by fabricating the test girders with the previous design and with present design, investigating the effects of the rigidity of the cross beam upon the fatigue crack and comparing and discussing the proposed structural details.

Keywords: fatigue crack, highway bridge, web gap plate

## 1. ま え が き

都市内高速道路のうち、供用開始後10年以上経過した鋼橋において部材の亀裂、変形など補修を必要とする損傷が数多く報告されている<sup>1),2)</sup>。それらの損傷例の1つとして合成I桁橋の主桁と分配横桁、主桁と中間対傾構との取合部の亀裂損傷が挙げられている。また、アメリカにおいても類似した損傷をウェブギャップの疲労とよんで事故原因の第1位としている<sup>3)</sup>。ウェブギャップとは、ウェブに取り付けられた横桁ブラケットや垂直補剛材の端部と主桁上フランジとの間に残されたわずかなギャップのことである(図-1参照)。

この亀裂損傷の原因究明と損傷桁の補修、補強方法の確立、ならびに標準設計への反映は急を要する課題とされ、各所で調査、検討が進められている。その1つとして、これらの取合部を対象にした有限要素法による詳細な応力解析がなされている<sup>4)</sup>。

わが国において昭和40年代に建設されたプレート

ガーダーのコンクリート床版に亀裂損傷が多数発生した。このため、当時、主桁間隔  $l=3.85$  m, 床版厚さ  $d=18$  cmであった標準設計が主桁間隔  $l=2.85$  m, 床版厚さ  $d=25$  cmに改定され、現在に至っている。以下では前者を旧設計、後者を現設計とよぶことにする。

取合部の亀裂損傷もまた旧設計のものについてだけであり、現設計のものについての報告はない。

応力解析の結果によれば旧設計と現設計では橋全体の剛性に違いがあり、旧設計では上記取合部の応力が大きいこと、そして、その箇所と亀裂の位置が一致していることが報告され、その対策として取合部の改良案がいくつか提案されている<sup>4)</sup>。

そこで本研究では旧、現標準設計に則った実橋に近い試験桁を製作し、疲労試験を行って全体剛性が疲労に及ぼす影響、ならびに、提案されている細部構造の適性を比較検討し、この種の問題の解決の一助としようとするものである。

## 2. 試験桁の設計および実験方法

## (1) 実験概要

ウェブギャップの疲労亀裂の主たる原因としては、主桁上フランジの首振りによる影響と主桁間の相対変位差による影響が考えられている。

\* 正会員 日本鉄塔工業(株)橋梁製造部工務課係長  
(〒808 北九州市若松区北浜1-7-1)

\*\* 正会員 工博 大阪大学溶接工学研究所教授  
(〒567 茨木市美穂ヶ丘11-1)

\*\*\* 正会員 阪神高速道路公団神戸建設部課長補佐  
(〒650 神戸市中央区新港町16-1)

そこで、本研究では第1段階としてウェブギャップの疲労亀裂の主要原因を調査することとした。すなわち、第1段階での試験桁は、旧設計基準により製作することとし、Aタイプ(A-1試験桁、図-1)は首振りの影響(実験1)をBタイプ(B-1試験桁、図-2)は相対変位差の影響(実験3)をみようとした。Aタイプについては、床版と等価な剛性をもつH形鋼をボルトにより取り付け、その中央に荷重を載荷した。Bタイプは床版の剛性と横桁の剛性を比較すると、床版/横桁=1/100程度で床版の剛性は無視できるほど小さいため無視し、中主桁の上から直接載荷した。

第2段階においては、影響の大きかった原因について実験を進めた。すなわち、第一段階の実験ではA-1試験桁に亀裂が生じ、B-1試験桁では亀裂が生じなかったため、現設計基準によるA-2試験桁(図-3)を製作し実験を行った(実験4)。相対変位差の影響が大きい場合は、横桁の剛性(横桁の断面2次モーメント)を変化させたB-2試験桁を用いて実験を行うことを予定したが首振りの影響が大きかったので実施には至らなかった。

さらに実験を進めていくうちに、種々実験を追加した。図-4に実験のフローチャートを示す。すなわち、実験1において亀裂が発生したため、ウェブギャップ板の板厚を9mmから28mmに取り換え疲労試験を行った(実験2)。その試験桁をA-1'試験桁とした。

次に、A-1試験桁の天地を逆にし、ウェブギャップ

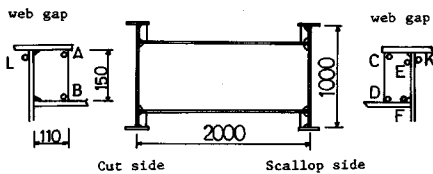


図-1 A-1試験桁

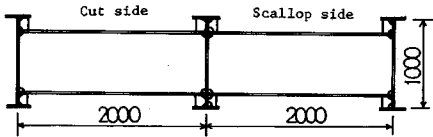


図-2 B-1試験桁

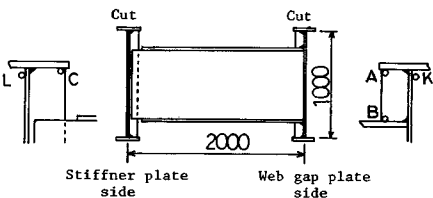


図-3 A-2試験桁

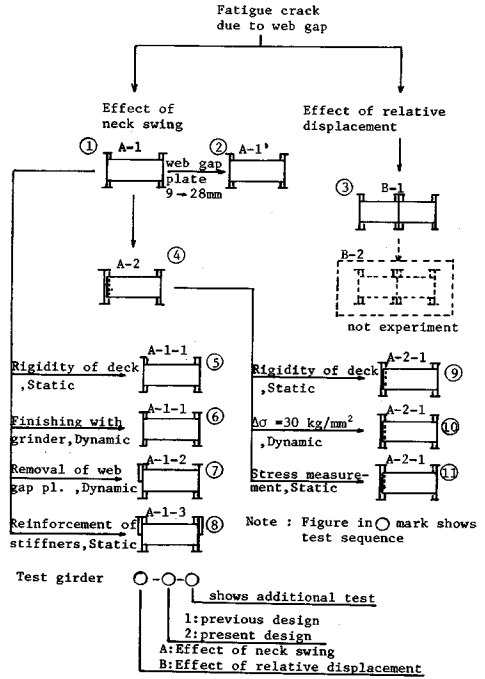


図-4 実験のフローチャート

板のビード止端部を棒サンダーで整形したもの(A-1-1試験桁)を用いて、以下の実験を行った。A-1-1試験桁ではまず、H形鋼の剛性(床版の剛性)とH形鋼のたわみ角およびウェブギャップ板の応力の関係を見るために3種類のH形鋼を用いて静的載荷試験を行った(実験5)。

次にA-1-1試験桁でサイズ100×200のH形鋼( $I = 1840 \text{ cm}^4$ )を用いて疲労試験を行った(実験6)。ここではビード仕上げの効果をみようとしたものである。A-1試験桁はグラインダー仕上げをしていなかった。

A-1-1試験桁の一方の桁のウェブギャップ板を除去し、他方をスティフナー補強して(A-1-2試験桁)実験を行った(実験7)。ここではウェブギャップの疲労防止方法を得ようとした。A-1-2試験桁ではウェブギャップ板除去の影響が大きすぎてスティフナー補強の効果がみられなかった。そこで両側にスティフナー補強して(A-1-3試験桁)その効果をみようとしたのが実験8である。A-2試験桁の天地を逆にしたものをA-2-1試験桁とし、実験5と同様に静的載荷試験を行った(実験9)。

ここまでの疲労試験から得られたことは応力範囲 $\Delta\sigma$ が約40 kg/mm<sup>2</sup>以上であれば亀裂が発生し、16.8 kg/mm<sup>2</sup>(亀裂が発生しなかつたうちで最大の応力範囲)以下であれば発生しないということであった。そこで、その間ではどうなのかみるため、ウェブギャップ板の

コーナー部(図-1, 3に示すA, C点に対応)の応力範囲が $\Delta\sigma=30\text{kg/mm}^2$ 前後となるように荷重を設定して疲労試験を行った(実験10)。

また, 実験でのウェブギャップ板の応力と実橋のウェブギャップ板の応力との間に差のあることが実験当初より問題になっていた<sup>5)</sup>。原因の1つにひずみゲージを貼る位置が考えられた。そこで, 実験11ではウェブギャップ板のコーナー部近辺に密にゲージを貼りゲージ位置による応力の変化を調べた。

(2) 試験桁の設計

試験桁はAタイプ, Bタイプともに旧設計基準によるものと現設計基準によるものを, おおの, 2種類計画した。旧設計基準と現設計基準の主たる違いを表-1に示す。試験桁はすべて, 橋長方向の長さ1m, 主桁間隔2m, 桁高1mとし, 床版および横桁の断面2次モーメントを変化させることにより, 旧設計と現設計の剛性の違いを再現した。

a) 床版の剛性

試験桁の床版の剛性は, 図-5のA点における床版のたわみ角が実橋と試験桁で等しくなるように定めた。床版の有効幅は100cmとした。単純ばりと仮定し, 主桁間の中央に荷重を載荷したときのA点における床版のたわみ角を $\theta$ としたとき, 実橋のたわみ角を $\theta_p$ , 試験桁のたわみ角を $\theta_e$ として $\theta_p=\theta_e$ となるように床版の断面2次モーメントを求め, それに近い断面2次モーメントをもつH形鋼を試験桁の床版とした。

b) 横桁の剛性

試験桁の横桁の剛性は中主桁の変位 $\delta$ と主桁間隔 $l$ の比 $\theta=\delta/l$ が実橋と試験桁で等しくなるように定めた(図-6参照)。

c) 実験荷重

Aタイプは図-7(a)に示すように, 実橋において単位の連行荷重が幅員方向に移動するとき, たわみ角 $\theta_a$ の最大値 $\theta_{a\max}$ を求める。試験桁を単純ばりと仮定し, H形鋼の中央に荷重を載荷するとき, たわみ角 $\theta_{a\max}$ を与える荷重 $P$ を求め, その荷重を実験荷重とした。

Bタイプは図-7(b)に示すように, 単位の連行荷重が幅員方向に移動するとき, 中主桁の最大反力を実験荷重とした。

d) 試験桁の細部構造

試験桁の鋼種は, すべてSS41材を用いた。ウェブギャップ板は板厚9mmのものを用い, 取り付けは脚長6mmで手溶接で行った。

A-1試験桁のウェブギャップ板の細部構造はスカラップ構造とカット構造の2種類とした(図-1参照)。スカラップ構造は35Rのスカラップを取り, まわし溶接を行った構造, カット構造は10mmカット後溶接で埋め戻した構造である。補修後のA-1試験桁(A-1')は, 両側共, カット構造にした。ウェブギャップ板の自由端の上下をコーナー部とよぶ。また, Aタイプの試験桁は亀裂の位置をもよりのゲージの記号で表示することにしたので比較するうえで便利のようにゲージ位置の記号を統一した(図-1, 3参照)。

A-2試験桁は片側は垂直スティフナーに横桁ウェブが高力ボルトで接合され, 他方はA-1試験桁と同じように, 横桁は主桁ウェブに直接溶接されている構造である。細部構造は, 両側とも, カット構造にした(図-3参照)。

B-1試験桁は上下左右対称に製作し, ウェブギャップ板はスカラップ構造とカット構造の2種類とした。横桁は主桁ウェブに直接溶接する構造とした(図-2参照)。

(3) 疲労試験

疲労試験は, 3点曲げ負荷による荷重制御条件で行った。疲労試験機は油圧サーボ疲労試験機( $P_{\max}=20\text{t}$ ,  $\delta_a=\pm 30\text{mm}$ )を使用した。支持スパンはAタイプで2m, Bタイプで4mである。各試験桁の荷重条件および

表-1 旧設計と現設計の主たる相違

Items	Standard specification	
	Previous design	Present design
d (cm)	18	25
l (m)	3.85	2.85

d: Thickness of reinforced concrete slab  
l: Spacing of main girder

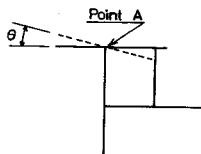


図-5 床版のたわみ角

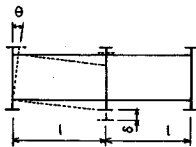


図-6 主桁間の相対変位差の影響

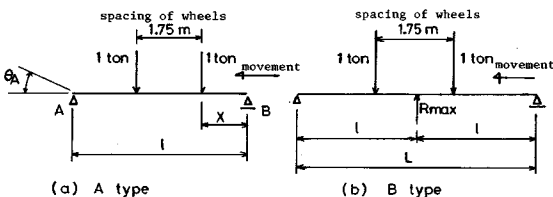


図-7 単位連行荷重の移動

表-2 各試験桁の実験条件

Test girder	Load range (ton)	Speed of loading (Hz)
A-1	1-13.8	1-2
B-1	1-13.4	3-5
	1-19.0	3-5
A-2	1-11.0	4-5
	1-19.0	4-5
A-1-1	1-13.8	1-3
A-1-2	1-13.8	1
A-2-1	1-12.0	1-3

載荷速度を表—2に示す。疲労試験の最高荷重は(c)で求めた実験荷重に最小荷重  $P=1t$  を加えた値とした。

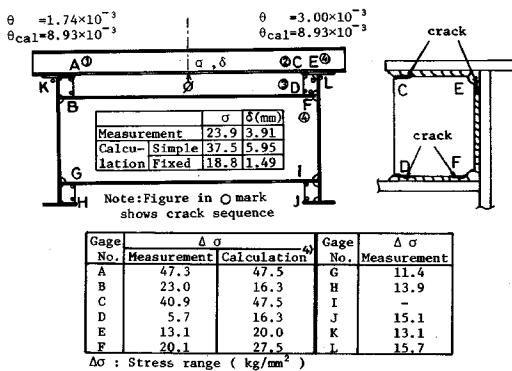
亀裂長さの測定は、浸透探傷試験の浸透液を定期的に吹付け目視で測定した。亀裂長さは、ウェブギャップ板の自由端より計った長さとした。

### 3. 実験結果および考察

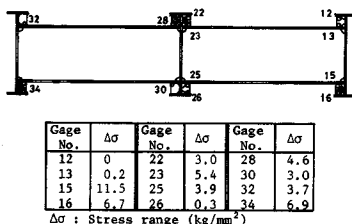
#### (1) 首振りの影響と相対変位差の影響の比較

ここでは、実験1と実験3を比較し、ウェブギャップの疲労に与える首振りの影響と相対変位差の影響を検討する。ウェブギャップの疲労のメカニズムをAタイプ、Bタイプについて次のように想定した。Aタイプの試験桁は床版のたわみ角によって床版と剛結された主桁上フランジが回転変形(首振り)しようとするが、床版と比較して剛性の高い横桁はその変形に追従せず、ウェブギャップ板のコーナー部に局部的に大きな応力が生じる。一方、Bタイプの試験桁は主桁の相対変位差によって横桁は曲げ変形を受けるが、ウェブギャップ板は床版によって拘束されているため、その結果、ウェブギャップ板に局部的に大きな応力が生じる。実験では、その状態を図—9の斜線部で示した部分で再現しようとした。

実験1の応力測定結果を図—8に、実験3の応力測定結果を図—9に示す。疲労試験の結果、A—1試験桁ではA、C、D、E、F点の5か所に亀裂が生じ、いずれもビード止端部に生じた。亀裂発生箇所を図—8に示す。A—1試験桁のウェブギャップ板のコーナー部の応力は



図—8 A-1試験桁の応力測定結果 ( $P_{max}=13.8t$ )



図—9 B-1試験桁の応力測定結果 ( $P_{max}=13.4t$ )

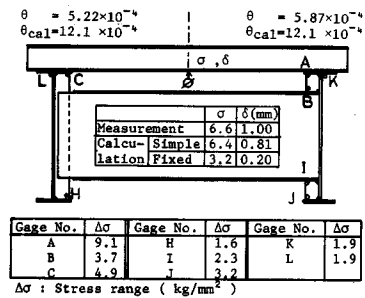
A点で、 $\Delta \sigma = 47.3 \text{ kg/mm}^2$ 、C点で  $\Delta \sigma = 40.9 \text{ kg/mm}^2$  であった。

この実験の結果は、応力解析報告書<sup>4)</sup>の応力値と比較的よく一致していた。そして、その応力の高い箇所にも亀裂が生じた。一方、B—1試験桁は当初荷重(13.4t)でも、また荷重を19tに増加しても、亀裂は生じなかった。B—1試験桁の最も応力の高い箇所(ゲージ番号15)で  $\Delta \sigma = 11.5 \text{ kg/mm}^2$  であり、A—1試験桁の約1/4程度であった。荷重を19tに増加しても同じ箇所でも  $\Delta \sigma = 16.4 \text{ kg/mm}^2$  であった。BタイプよりAタイプの方がウェブギャップ板の応力が高くなるであろうことはたわみ角の計算結果からも予想されたことであった。計算結果では、A—1試験桁のたわみ角は  $\theta = 8.48 \times 10^{-3} \text{ rd}$ 、B—1試験桁は、 $\theta = \delta/l = 3.38 \times 10^{-4} \text{ rd}$  であった。以上のことから、ウェブギャップの疲労亀裂の原因は主桁上フランジの首振りによる影響が大きいと思われる。

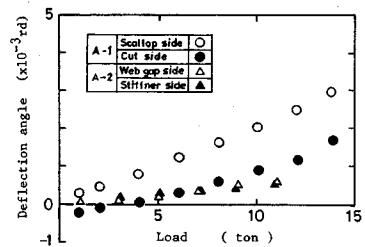
#### (2) 旧設計基準と現設計基準の比較

ここでは、主に実験1と実験4を比較し、旧設計基準により製作した試験桁と現設計基準により製作した試験桁を比較検討する。実験4の応力測定結果を図—10に示す。実験1の結果は図—8に示した。疲労試験の結果A—1試験桁では早期に亀裂が5か所に発生したが、A—2試験桁では、当初荷重(11t)でもまた、荷重を19tに増加しても亀裂が発生しなかった。図—11にA—1試験桁とA—2試験桁のたわみ角を比較したものを示す。A—2試験桁は、当初荷重のたわみ角をプロットした。

図—11における各直線の勾配は、床版剛性を表わしており、勾配が大きいほど剛性は小さくなる。A—1試験



図—10 A-2試験桁の応力測定結果 ( $P_{max}=11t$ )



図—11 A-1、A-2試験桁のたわみ角の比較

試験の勾配はスカラップ側で  $0.21 \times 10^{-6} \text{rd/kg}$ , カット側で  $0.15 \times 10^{-6} \text{rd/kg}$  であった。一方, A-2 試験桁は  $0.05 \times 10^{-6} \text{rd/kg}$  で剛性は 3 ~ 4 倍に上がっている。その結果, A-2 試験桁のコーナー部の応力は A 点で  $9.1 \text{ kg/mm}^2$ , C 点で  $4.9 \text{ kg/mm}^2$  となり, A-1 試験桁と比較してコーナー部の応力は著しく減少していた。

次に, 実験 5 および 9 では床版剛性すなわち H 形鋼の断面 2 次モーメントを変化させて静的載荷試験を行った。図-12 に各試験桁の荷重とたわみ角の関係を示す。図中には左右両主桁のうち大きい方の勾配を示した。実験結果より, 床版剛性が大きくなるほど, たわみ角は小さくなり, その結果, ウェブギャップ板のコーナー部の応力が小さくなることが認められた。

また, 主桁上フランジのたわみ角とウェブギャップ板のコーナー部の応力 (A, C 点に対応) の関係を図-13 に示す。図中には, すべての実験結果をプロットした。図より, A-1' および A-1-3 試験桁の結果を除くと, ばらつきはあるがたわみ角が大きくなると, ウェブギャップ板のコーナー部の応力は大きくなるという傾向が認められる。A-1', A-1-3 試験桁の実験結果がばらついた原因として, 前者はウェブギャップ板の板厚を 28 mm に増厚した結果, 応力が約 1/4 ~ 1/5 になったためであり ((5) 参照), 後者はスティフナー補強することによって主桁上フランジの剛性が大きくなり, その結果, H 形鋼の回転中心が移動し, 支持条件が変わったためと考えられる。

旧設計基準により製作した A-1 試験桁は床版剛性が

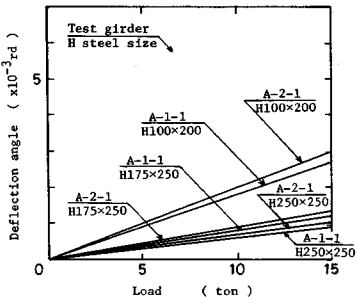


図-12 床版剛性を変化させた試験桁のたわみ角の比較

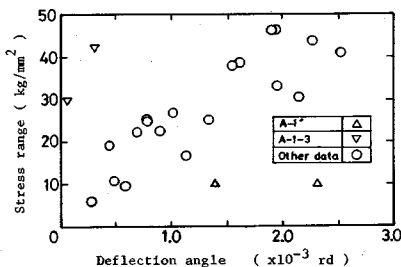


図-13 たわみ角とコーナー部の応力の相関

小さく, その結果, ウェブギャップ板のコーナー部の応力が大きくなり, 亀裂が生じたものと思われる。

(3) S-N 線図と各種設計基準との比較

疲労試験の結果, A-1, A-1-1, A-1-2, A-2-1 試験桁に亀裂が生じた。この試験結果を繰り返し回数  $N$  と応力範囲  $\Delta\sigma$  でプロットした。図-14 は亀裂発見時の繰り返し回数で整理したものである。図中, 本実験結果と比較できるように日本鋼構造協会疲労設計指針 (継手形式 E)<sup>6)</sup>, 国鉄建造物設計標準・同解説 (継手形式 C) ならびに BS 5400 (継手形式 F<sub>2</sub>) を示した。

図-14 において, 本実験結果は他の基準類よりかなり高寿命側にきている。このことは, コーナー部の平均応力が圧縮側にあったためと考えられる。日本鋼構造協会疲労設計指針においても, 応力範囲が同じであっても平均応力が減少し, 圧縮領域での変動範囲が増すにつれ, 亀裂進展に対する貢献度は減少すると考え, この影響も安全率に考慮すると述べられている。

表-3 に本実験結果より得られた勾配  $k$  と他の資料の勾配  $k$  および材料定数  $m$  を示す。実験結果より勾配  $k$  を求めるとき, D, E, F 点の値は除外した。(6) で述べるように, スカラップまわし部の E, F 点はピード止端部形状が, コーナー部の A, C 点より厳しいこと,

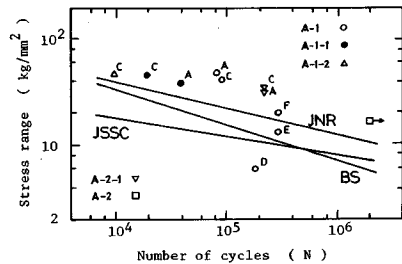


図-14 疲労試験結果

表-3 勾配  $k$  の比較

Reference		$k$	$m$
This test data		0.185	5.41
JSSC (E) <sup>6)</sup>		0.18	(5.56)
Other data	PWRI report <sup>7)</sup>	(0.186)	(5.376)
	JNR (C)	(0.25)	4
BS 5400 (F <sub>2</sub> )		(0.33)	3

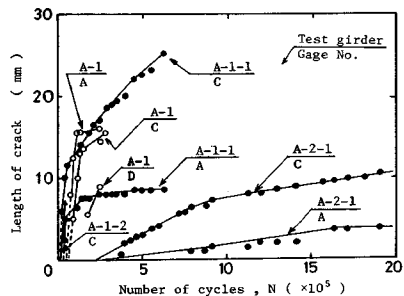


図-15 亀裂長さとし繰り返し回数

また E, F 点では、引張の主応力が支配的であること、などからである。k=0.185 の値は、日本鋼構造協会疲労設計指針、建設省土木研究所<sup>7)</sup>の値とよく一致している。本実験の S-N 線図より  $2 \times 10^6$  回の疲労強度を求めると、 $\Delta\sigma = 21 \text{ kg/mm}^2$  が得られた。

(4) 亀裂の進展と停留亀裂

ウェブギャップ板に亀裂の生じたいくつかの試験桁について、亀裂の進展する様子を観察した。図-15 にその結果を示す。

図中の A-1-1 試験桁の A 点の亀裂進展状態をみると、亀裂の進展は亀裂が急激に進展する範囲と前者よりゆるやかな範囲および亀裂進展が非常に遅くなりやがて停留する範囲の 3 つの範囲に分類できる。各亀裂について上記分類に従って亀裂進展速度を求めると、亀裂が急激に進展した範囲は  $10^{-4} \text{ mm/cycle}$  のオーダー、次の範囲では  $10^{-5} \text{ mm/cycle}$  のオーダー、停留する範囲では  $10^{-6} \text{ mm/cycle}$  のオーダーであった。

次に、応力範囲  $\Delta\sigma$  と疲労試験終了時の亀裂長さを図-16 に示す。図中、亀裂が発生しなかったうちで、最も応力の高かった箇所を 1 点示した (A-2 試験桁の A 点で  $\Delta\sigma = 16.8 \text{ kg/mm}^2$ )。図中、黒くぬりつぶした点は亀裂進展速度が  $10^{-6} \text{ mm/cycle}$  のオーダーとなり停留したと思われる亀裂、ぬりつぶしていない点はまだ進展すると思われる亀裂を示す。繰り返し回数が異なるため一概にいえないが、応力範囲  $\Delta\sigma$  が大きくなると、最終的な亀裂長さが長くなる傾向が認められる。D 点の平均応力は引張であり、他の亀裂はすべて圧縮の平均応力であった。ウェブギャップ板のコーナー部では、外的平均応力は圧縮応力であり (9) 参照)、ウェブギャップ板のコーナー部に引張の残留応力が作用していると、平均応力はプラス側に移行する。ところが、亀裂の進展に伴い残留応力が解放されると、平均応力は小さくなり、その結果、亀裂が停留したものと思われる。

(5) ウェブギャップ板の増厚補修の効果

ウェブギャップ板の板厚が 9 mm の A-1 試験桁では早期に亀裂が発生し、28 mm に増厚した A-1' 試験桁では  $2 \times 10^6$  回まで亀裂が生じなかった。ウェブギャップ板のコーナー部の応力は A 点では  $47.3 \text{ kg/mm}^2$  が  $10.3 \text{ kg/mm}^2$  に、C 点で  $40.9 \text{ kg/mm}^2$  が  $9.3 \text{ kg/mm}^2$  と

なり、A-1' 試験桁のコーナー部の応力は A-1 試験桁と比較すると約 1/4-1/5 程度に減少していた。しかし、たわみ角は応力の減少ほど小さくならなかった。この応力の減少は板厚が約 3 倍になったことによる効果と思われる。応力解析の報告によると、ウェブギャップ板の板厚を 9 mm から 27 mm に増厚すると、応力は約 1/3 に減少すると報告されており、実験結果と比較のよく一致している<sup>8)</sup>。

以上のことから、ウェブギャップ板の増厚補修は、効果があると思われる。

(6) ビード仕上げによる影響

ビード仕上げしない A-1 試験桁では、A, C, D, E, F 点の 5 か所に亀裂が発生した。一方、棒サンダーでビード止端部を仕上げた A-1-1 試験桁では、コーナー部の A, C 点には亀裂が生じたが、D, E, F 点には亀裂が生じなかった。A-1-1 試験桁の A 点の応力範囲は  $\Delta\sigma = 38.9 \text{ kg/mm}^2$ 、C 点では  $\Delta\sigma = 45.4 \text{ kg/mm}^2$  であった。応力範囲が  $40 \text{ kg/mm}^2$  以上の高い範囲ではビード仕上げの効果はないが、低い応力範囲では効果があると思われる。スカラップまわし部の E, F 点とコーナー部の A, C 点を比較するとスカラップまわし部の E, F 点はビード止端部が鋭角となり、A, C 点より応力集中が高くなると思われる。したがって、亀裂の発生した近傍の局所的な応力は高くなり、そのためにゲージによって測定した低い応力でも亀裂が生じたものと思われる。このような箇所をビード仕上げすることは効果があると思われる。

(7) ウェブギャップ板除去の効果

実験 7 の応力測定結果を図-17 に示す。

疲労試験の結果、A-1-2 試験桁のウェブギャップ板では C 点に亀裂が発生し、ウェブギャップ板除去側では主桁のウェブとフランジの隅肉溶接部 (H 形鋼の直下) に亀裂が生じた。表-4 に床版剛性を表わす直線の勾配とウェブギャップ板のコーナー部の応力 (C 点) および主桁隅肉溶接部近傍の応力 (K, L 点) を示す。表-4 よりウェブギャップ板除去側のたわみ角は A-1

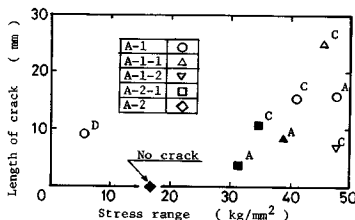
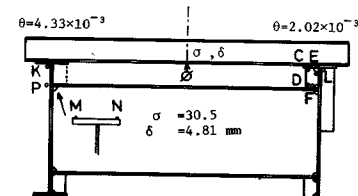


図-16 応力範囲と亀裂長さ



Gage No.	$\Delta\sigma$	Gage No.	$\Delta\sigma$	Gage No.	$\Delta\sigma$
C	47.4	F	14.6	M	22.0
D	30.0	K	39.6	N	19.9
E	3.4	L	8.6	P	19.1

$\Delta\sigma$ : Stress range (kg/mm<sup>2</sup>)

図-17 A-1-2 試験桁の応力測定結果

表—4 たわみ角とコーナー部の応力 (A-1-1 と A-1-2 試験桁の比較)

Test girder	Position	Slope ( $\times 10^{-6}$ rd / kg)	Deflection angle ( $\times 10^{-3}$ rd)	$\Delta\sigma$ (kg/mm <sup>2</sup> )	
				at corner	at fillet weld
A-1-1	Scallop side	0.18	2.59	45.4	20.2
	Cut side	0.14	1.78	38.9	6.6
A-1-2	Stiffener plate side	0.19	2.02	47.4	8.6
	Web gap plate side	0.31	4.33	-	39.6

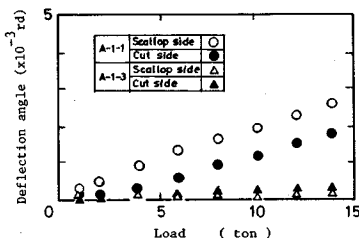
Slope = Deflection angle(rd) / Load(kg)  
 $\Delta\sigma$  : Stress range

—1 試験桁と比較して約 2 倍前後に増加しており、その結果、主桁隅肉溶接部の応力 (K 点) は引張側で 39.6 kg/mm<sup>2</sup> と非常に高い値が出た。主桁隅肉溶接部に生じた亀裂はその影響で早期に発生したものである。また、ウェブギャップ板除去側の主桁ウェブはウェブと横桁上フランジの取付け点を中心として、大きく面外変形しており、その結果横桁上フランジの隅肉溶接部に (M, N 点) 引張側で 20 kg/mm<sup>2</sup> 前後の応力が出ていた。実験では、M, N 点に亀裂は生じなかったが、この箇所にも亀裂の生じることが懸念される。

次にスティフナー補強側であるが、たわみ角は A—1—1 試験桁と比較してさほど減少せず、コーナー部の C 点には 47.4 kg/mm<sup>2</sup> の高い応力が生じた。そしてその結果、C 点にも早期に亀裂が生じた。ウェブギャップ板を除去することにより主桁上フランジのねじり剛性が低下し、その影響でスティフナー補強の効果が得られなかったものと思われる。したがって、ウェブギャップ板を除去すると上フランジのねじり剛性が低下し、除去した側だけでなく他の部材にも悪影響を及ぼすことなどを考えると、ウェブギャップ板の除去はウェブギャップの疲労防止に不適當であると思われる。

(8) 両側スティフナー補強の効果

図—18 に A—1—1 試験桁と A—1—3 試験桁のたわみ角を比較したものを示す。A—1—3 試験桁のたわみ角は大きく減少しているが、着目しているコーナー部の応力は、A 点で 39.6 kg/mm<sup>2</sup> が 42.8 kg/mm<sup>2</sup> に増加し、C 点で 45.4 kg/mm<sup>2</sup> が 29.8 kg/mm<sup>2</sup> に減少しており、スティフナー補強の効果が現われていなかった。また、A—1—3 試験桁の H 形鋼のたわみおよび H 形鋼の中央の応力はたわみ角ほど減少していなかった。したがって、



図—18 A-1-3 と A-1-1 試験桁のたわみ角の比較

A—1—3 試験桁ではスティフナー補強の効果を判断することができなかった。

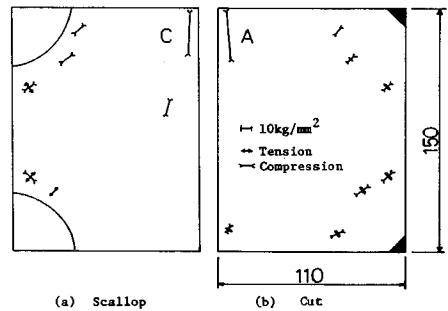
(9) ウェブギャップ板の応力状態

ここでは、A—1 試験桁を取り上げ、ウェブギャップ板の応力状態を考える。ウェブギャップ板の応力測定結果を図—19 に示す。図—19 により、ウェブギャップ板上部では、主桁上フランジの曲げモーメントによる圧縮応力が支配的であり、特に自由端 (A, C 点) では、圧縮応力が非常に高くなっている。そして、自由端から主桁ウェブに行くにつれて、主軸は傾き、複雑な応力状態になっている。これらのことは実験 11 のウェブギャップ板の自由端を詳細に応力測定した結果からも認められる (図—20 参照)。ウェブギャップ板下部では、上部と比較して引張応力が高くなっており、この傾向はスカラップ構造に特にみられる。D, E, F 点の亀裂はこの引張応力の影響が大きかったと思われる。このようなウェブギャップ板の複雑な応力状態は、主桁上フランジの回転変形とウェブの面外変形により生じたと思われる。

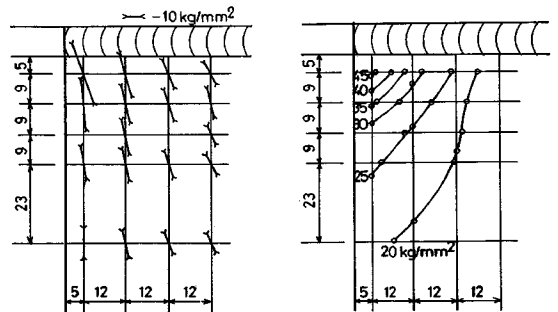
(10) ウェブギャップ板のコーナー部近傍の応力

実験 11 の結果より、ウェブギャップ板のコーナー部近傍の主応力線図を図—20 に、等応力線図を図—21 に示す。

図—21 よりコーナー部に行くに従って等応力線は密



図—19 ウェブギャップ板の応力測定結果



図—20 コーナー部近傍の応力測定結果 図—21 コーナー部近傍の等応力線図

になっており、特に  $30 \text{ kg/mm}^2 \sim 45 \text{ kg/mm}^2$  の範囲ではかなり密である。試験桁と実橋の応力の違いが問題になっていたが、このような複雑な応力状態の場合、測定した応力がどのポイントを指しているのか、明確にする必要があると思われる。  $30 \text{ kg/mm}^2$  以下であれば、等応力線はまばらになり、 $\sigma = 20 \text{ kg/mm}^2$  程度の値はコーナー部の応力集中の影響を受けない平均的な応力を示していると思われる。

(11) 主桁隅肉溶接の亀裂

いくつかの試験桁の主桁のウェブと上フランジの隅肉溶接部に亀裂が生じた。亀裂発見時の長さ、隅肉溶接部近傍の応力等を表-5 に示す。

亀裂は、いずれも H 形鋼の直下でウェブ外面の隅肉溶接の止端部に発生した。上止端部の亀裂は上フランジの板厚方向に、下止端部の亀裂はウェブの板厚方向にまっすぐ進展し、ウェブを貫通しているものもあった。亀裂進展の状態を図-22 に示す。

亀裂の生じなかった A-2 試験桁の応力範囲は  $1.9 \text{ kg/mm}^2$  と低い値であった。亀裂の発生した試験桁の荷重とたわみ角の関係を図-23 に示す。図中、各試験桁

表-5 各試験桁の主桁隅肉溶接の亀裂

Test girder	Location of crack	N1 ( $\times 10^3$ )	l1 (mm)	lf (mm)	$\Delta \sigma$ at fillet weld
A-1	Scallop side, lower	261	85	238	15.7
	Out side, upper	261	95	305	13.1
A-1-1	Out side, upper	31	26	132	6.6
	Out side, lower	31	27	118	
	Scallop side, upper	43	15	108	
A-1-2	Scallop side, lower	108	41	118	20.2
	No web gap pl. side	25	-	-	
A-2-1	Stiffener side, lower	1630	43	48	14.6
	Web gap pl. side, lower	1630	48	57	10.7
A-2	-	-	-	-	1.9
A-1-3	-	-	-	-	7.0

N1 : Number of cycles when the crack was first detected  
 l1 : Length of crack when it was first detected  
 lf : Length of crack when test finished  
 $\Delta \sigma$  : Stress range ( $\text{kg/mm}^2$ )

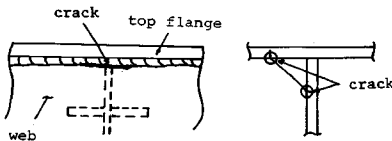


図-22 主桁隅肉溶接の亀裂

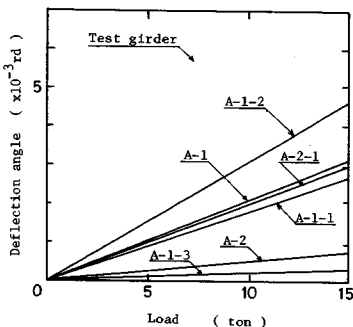


図-23 各試験桁のたわみ角

の直線の勾配は、左右主桁のうち大きい方を示した。比較のため亀裂の生じなかった A-2 試験桁とたわみ角の小さかった A-1-3 試験桁も示した。図-23 および表-5 より、直線の勾配が大きくなれば、すなわち床版剛性が小さくなるとたわみ角が大きくなり、その結果、隅肉溶接部の応力も大きくなったと考えられる。ウェブの変形を観察するとウェブは主桁ウェブと横桁上フランジの取り付け点を中心として変形していた。主桁隅肉溶接部の亀裂は、床版のたわみ角が大きくなることによって生じたと思われ、その対策として床版の剛性を大きくすること、疲労試験は行わなかったが A-1-3 試験桁のスティフナー補強などが効果的であると思われる。

4. ま と め

(1) 首振りの影響をみようとした A-1 試験桁では亀裂が発生し、相対変位差の影響をみようとした B-1 試験桁では当初荷重 (13.4 t) でも、また、荷重を 19 t に増加しても亀裂は生じなかった。このことより、ウェブギャップの疲労に与える影響は、主桁間の相対変位差の影響より主桁上フランジの首振りによる影響の方が大きいと思われる。

(2) 旧設計基準により製作した A-1 試験桁は、5 か所に亀裂が生じた。一方、現設計基準により製作した A-2 試験桁は、当初荷重 (11 t) でも、また荷重を 19 t に増加しても亀裂は生じなかった。A-1 試験桁は、A-2 試験桁より床版剛性が小さく、そのため亀裂が生じたと思われる。

(3) 疲労試験の結果、S-N 線図の勾配は  $k = 0.185$  が得られた。この値は日本鋼構造協会疲労設計指針の  $k = 0.18$  および建設省土木研究所の  $m = 5.376$  に近い値であった。また、S-N 線図より、 $2 \times 10^6$  回の疲労強度を求めると、約  $21 \text{ kg/mm}^2$  であった。

(4) ウェブギャップ板のコーナー部 (A, C 点) に生じた亀裂は停留すると思われる。コーナー部の外的平均応力は圧縮応力であり、亀裂の進展に伴い引張の残留応力が解放され、平均応力が小さくなるためと考えられる。

(5) A-1 試験桁で亀裂の生じたウェブギャップ板を板厚 9 mm から 28 mm に増厚補修した。その結果、ウェブギャップ板のコーナー部の応力は約 1/4 に減少し、亀裂は生じなかった。

(6) 隅肉溶接の止端部をビード仕上げすることは応力範囲の大きい箇所では効果がなかったが、応力範囲の小さい箇所、かつ、スカラップまわし部のように応力集中の高い箇所では効果があった。

(7) ウェブギャップ板を除去する補修方法は、主桁上フランジのねじり剛性が著しく低下し、主桁上フラン



ジのたわみ角および、主桁ウェブの変形が大きくなる。したがって、主桁のウェブとフランジの隅肉溶接に早期に亀裂が発生し、また実験では亀裂は生じなかったが、横桁上フランジと主桁ウェブの取付け部に高い引張応力が生じており、亀裂の発生が懸念される。また、上フランジのねじり剛性が低下することにより、他の部材にも悪影響を及ぼし亀裂が生じた。

(8) スティフナー補強する方法はたわみ角は減少したが、ウェブギャップ板のコーナー部の応力は期待したほど小さくならなかった。しかし、主桁隅肉溶接の応力は、たわみ角が減少した影響で小さくなっており、主桁隅肉溶接の疲労に対しては、効果があると思われる。

(9) ウェブギャップ板の応力状態は、ウェブギャップ板の上部では主桁上フランジの回転変形による圧縮応力が支配的で、特にコーナー部では高い圧縮応力が出ていた。そして、その箇所(A, C点)に亀裂が生じた。ウェブギャップ板の下部では引張応力が高くなり、特に、スカラップ構造でこの傾向がみられた。スカラップまわし部の亀裂(E, F点)はこの影響を受けたと思われる。また、スカラップ回し部ではビード形状が鋭角になりやすいことなどを考えると、スカラップ構造よりカット埋め戻し構造の方がよいと思われる。

(10) ウェブギャップ板のコーナー部近傍の等応力線図は $\sigma=30\text{ kg/mm}^2$ 以上から密になり、コーナー部の応力を問題にするときは、どのポイントの応力を指しているのか明確にする必要があると思われる。

(11) いくつかの試験桁の主桁の隅肉溶接に亀裂が生じた。この亀裂は床版のたわみ角が大きくなることに

よって生じたものと思われる。この亀裂を防止するためには床版の剛性を上げること、および主桁ウェブにスティフナーを取り付けることなどが効果的であると思われる。

謝辞：この研究は阪神高速道路公団から災害科学研究所への委託研究に関連して行われたものであり、このような機会を与えられた関係各位に感謝します。また、本研究を実施するにあたり貴重なご意見、ご助言および励ましを頂いた大阪大学溶接工学研究所 鈴木博之助手 および中辻義弘技官、ならびに、終始暖いご支援を頂いた岸川寛治氏および河野 巖氏をはじめ日本鉄塔工業(株)の多くの方々に厚く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 橋梁と基礎、鋼橋の補修・補強特集号、1983.8.
- 2) John W. Fisher: Fatigue and Fracture in Steel Bridges.
- 3) 三木千寿・John W. Fisher: 海外の橋梁における疲労問題と補修・補強、橋梁と基礎、1983.
- 4) 合成I桁の主桁及び横桁の取合部の検討(その2)、業務報告概要、阪神高速道路公団、川崎重工(株)、昭和60年3月.
- 5) 阪神高速道路公団、技術審議会、鋼構造分科会資料、昭和60年度、第2回.
- 6) 日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説(案)、日本鋼構造協会、JSSC, Vol. 10, No. 101, 1974.5.
- 7) 佐伯ほか: 鋼床版Uリブ現場溶接継手の疲労試験、土木技術資料、No. 25-3, 1983.
- 8) 阪神高速道路公団: 鋼橋の補修に関する調査研究委員会、第1回、第1分科会資料.

(1986.10.24・受付)