

プレートガーダー橋の横桁連結部の 局部応力と橋の3次元挙動の関係

RELATION BETWEEN LOCAL STRESSES AT CROSS BEAM CONNECTION AND
THREE DIMENSIONAL BEHAVIOR OF PLATE GIRDER BRIDGE

大倉 一郎・指吸 政男・平野 浩

By Ichiro OKURA, Masao YUBISUI and Hiroshi HIRANO

It has been reported that in plate girder bridges, fatigue cracks were initiated at the connections of cross beams to main girders. In this paper, the relation between the local stresses which induced the fatigue cracks and the three dimensional behavior of plate girder bridges is formulated by using the results of the static loading test of an actual plate girder bridge and the ones of its three dimensional finite element analysis. The obtained equation shows that the rotation of reinforced concrete slab at cross beam connections, due to its plate bending deformation has an great influence on the local stresses.

1. 序 論

近年、国の内外で鋼橋の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)~3)}。プレートガーダー橋の場合、主桁と横桁の連結部に図-1に示すように4種類の疲労亀裂が発生していることが報告されている⁴⁾。

タイプ1：横桁の上フランジと主桁の上フランジ

との間のコネクションプレートで、主桁の上フランジとの間の隅肉溶接に発生する疲労亀裂。この亀裂は、回し溶接部の溶接ビードに発生するものとコネクションプレート側の溶接止端に発生するものがある。

タイプ2：コネクションプレートの上側のスカラップから発生し、コネクションプレートを斜めに進展する疲労亀裂。

タイプ3：コネクションプレートと主桁のウェブとを連結する隅肉溶接のスカラップ内の回し溶接部の溶接止端から発生し、コネクションプレート側の溶接止端に沿って伝播する疲労亀裂。

タイプ4：主桁の上フランジとウェブとの間の隅肉溶接で、ウェブ側の溶接止端に沿って発生・伝播する疲労亀裂。

タイプ4：主桁の上フランジとウェブとの間の隅肉溶接で、ウェブ側の溶接止端に沿って発生・伝播する疲労亀裂。

・ 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)

・ 大阪大学大学院生 (〒565 吹田市山田丘2番1号)

・ 工修 大阪府土木部 (〒540 大阪市東区大手前之町)

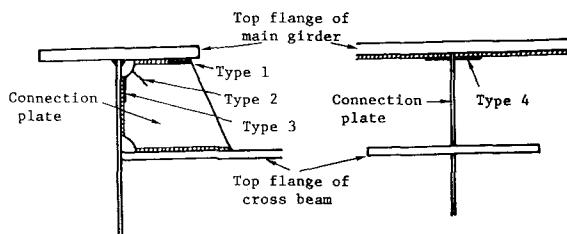


図-1 プレートガーダー橋の横桁連結部に発生する疲労亀裂

労亀裂。

これらの疲労亀裂は、それぞれ単独で発見された場合もあり、幾つかのタイプの疲労亀裂が同時に発見された場合もある。疲労亀裂の発生の順番は明らかではない。現在、各機関^{6)~7)}において疲労亀裂の発生原因の究明および補修法の検討がなされているが、総括的な結論が得られるまでには至っていない。

疲労亀裂の発生原因として、主桁間の鉛直変位差、床版の変形が指摘されている^{8), 9)}。しかし、疲労亀裂を発生させた横桁連結部の局部応力とこれらの因子がどのような関係にあるのか、またこれらの因子が橋のどのような挙動に起因して生じるのかなどは明らかにされていない。さらに、疲労亀裂の発生に対して、これらの因子以外の因子の影響も考えられる。

既に、著者等は、実際のプレートガーダー橋の応力実測を行い、主桁と横桁の連結部の応力状態を詳細に調べ、疲労亀裂の発生に対して主因となった局部応力を明らかにした^{10)~12)}。本論文では、この局部応力と橋の3次元挙動の関係を明らかにすることを目的とする。最初に、局部応力、横桁連結部に生じる床版と横桁の回転および床版と横桁の水平変位差の関係に対して線形式を仮定する。次に、プレートガーダー橋の応力実測の結果および有限要素法による3次元解析の結果を用いて、この式の未定係数を最小2乗法によって決定する。最後に、この式の特性を調べることにより、局部応力と橋の3次元挙動の関係を明らかにする。

2. 横桁連結部の局部応力の推定式

2.1. 局部応力の発生モデル

図-2に示すように、タイプ1とタイプ4の疲労亀裂の発生に対して、それぞれ膜応力 σ_{my} と板曲げ応力 σ_{by} が主因であることを実際のプレートガーダー橋の応力実測により明らかにした^{10)~12)}。主桁と横桁の連結部における、鉄筋コンクリート床版と横桁の橋軸回りの回転および橋軸直角方向の水平変位によってこれらの局部応力が生じると考えられる。そこで、図-3を参照して、膜応力 σ_{my} または板曲げ応力 σ_{by} がこれらの因子と次式に示すように線形関係にあると仮定する。

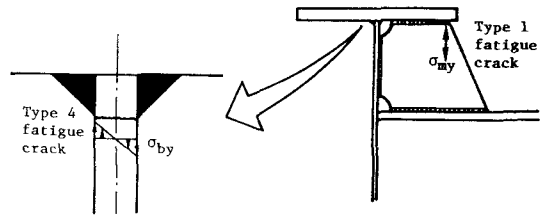


図-2 局部応力

$$\sigma_y = k_1 \theta_s + k_2 \theta_g + k_3 \Delta u_{sg} \quad (1)$$

ここに、 σ_y : σ_{my} または σ_{by} 、 $\Delta u_{sg} = u_s - u_g$ 、 θ_s と u_s :それぞれ、床版厚中央で定義された床版の回転角と水平変位、 θ_g と u_g :それぞれ、横桁の中立軸で定義された横桁の回転角と水平変位、 $k_1 \sim k_3$:係数。

床版の回転角 θ_s は、次式に示すように、主桁が鉛直変位しないときの床版独自の変形によって生じる回転角 θ_{s0} と主桁の鉛直変位によって生じる回転角 θ_{s1} の和として表すことができる。

$$\theta_s = \theta_{s0} + \theta_{s1} \quad (2)$$

式(2)を式(1)へ代入すると、次式を得る。

$$\sigma_y = k_1 \theta_{s0} + k_1 \theta_{s1} + k_2 \theta_g + k_3 \Delta u_{sg} \quad (3)$$

式(3)において、右辺第1項は、床版の独自の変形によって生じる局部応力の成分を表し、第2項から第4項までは主桁の鉛直変位によって生じる橋の3次元挙動に起因する局部応力の成分を表している。

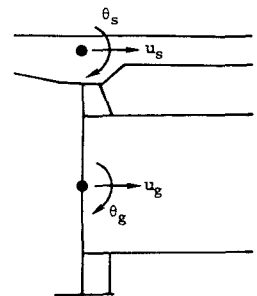


図-3 記号の説明

2.2. θ_{s0} の推定式

前節で述べたように、 θ_{s0} は主桁が鉛直変位しないときに床版独自の变形によって生じる床版の回転角である。図-4に示すように、2辺で単純支持された無限板の任意の点 (x, y) に集中荷重 P が作用したときに点1、2に生じる y 軸回りの回転角が、文献(13)の式(148)の微分をとることにより、それぞれ次式で与えられる。

$$\theta_{y1}(x, y) = \frac{Pa}{2\pi^2 D} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \left(1 + \frac{m\pi |y|}{a}\right) \cdot e^{-\frac{m\pi |y|}{a}} \quad (4)$$

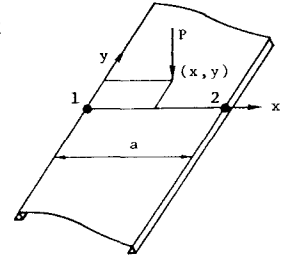


図-4 2辺で単純支持された無限板

$$\theta_{y2}(x, y) = \frac{Pa}{2\pi^2 D} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^m}{m^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \left(1 + \frac{m\pi |y|}{a}\right) e^{-\frac{m\pi |y|}{a}} \quad (5)$$

ここに、 θ_{y1} 、 θ_{y2} ：それぞれ点1、2の y 軸回りの回転角、 D ：床版の板曲げ剛性、 a ：支持辺の間隔、 m ：整数。

図-4において、横桁の位置を x 軸にとれば、主桁間隔が a の2本主桁のプレートガーダー橋の θ_{s0} の推定式が式(4)、(5)で与えられる。荷重が横桁から遠ざかるときの θ_{y1} の変化を、 $x=a/2$ の場合に対して図-5に示す。図から分かるように、荷重が横桁から $2a$ 以上離れると θ_{y1} はほとんど生じなくなる。したがって、荷重が横桁の位置から主桁間隔の2倍以上離れると、荷重が θ_{s0} の発生に与える影響は無視できる。

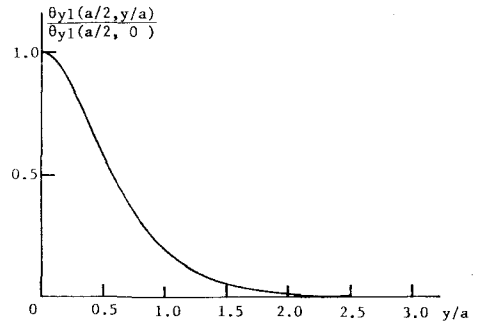


図-5 θ_{y1} の変化

次に、3本以上の主桁を有するプレートガーダー橋の θ_{s0} の推定式について考える。最初に、図-6に示すように、5箇所線で支持された連続板について考える。この連続板の支持線上の点1、2、3に生じる回転角をそれぞれ θ_{s01} 、 θ_{s02} 、 θ_{s03} で表す。有限要素法解析によって得られるこれらの点の回転角と式(4)、(5)が与える結果との比率を調べることにより、点1、2、3の回転角が次のように与えられる¹⁴⁾。

a) 集中荷重 P が支持線 G_1 と G_2 の間に存在するとき

$$\theta_{s01} = \phi_{12} \theta_{y1}(x_{12}, y) \quad (6)$$

$$\theta_{s02} = \phi_{21} \theta_{y2}(x_{12}, y) \quad (7)$$

ここに、 $\phi_{12} = -0.475x_{12}/a + 1.034$ 、 $\phi_{21} = 0.030x_{12}/a + 0.470$ 、 x_{12} ： x 軸上で支持線 G_1 からの距離 ($0 \leq x_{12} \leq a$)。

b) 集中荷重 P が支持線 G_2 と G_3 の間に存在するとき

$$\theta_{s02} = \phi_{23} \theta_{y1}(x_{23}, y) \quad (8)$$

$$\theta_{s03} = \phi_{32} \theta_{y2}(x_{23}, y) \quad (9)$$

ここに、 $\phi_{23} = -0.237x_{23}/a + 0.533$ 、 $\phi_{32} = 0.228x_{23}/a + 0.289$ 、 x_{23} ： x 軸上で支持線 G_2 からの距離 ($0 \leq x_{23} \leq a$)。

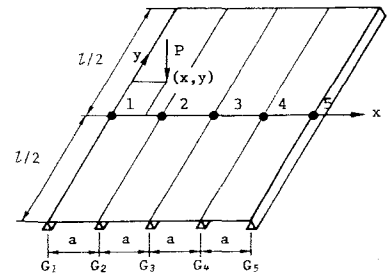


図-6 5箇所線で支持された連続板

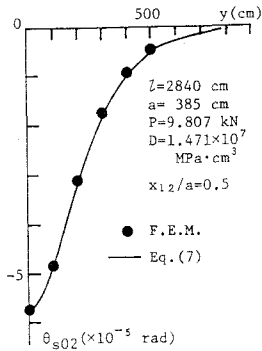


図-7 式(7)と有限要素法
解析の結果との比較

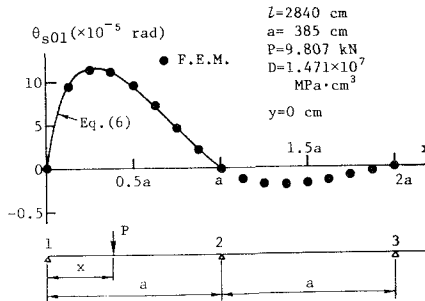


図-8 θ_{s01} の変化

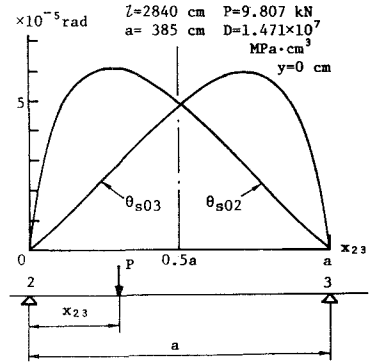


図-9 θ_{s02} と θ_{s03} の比較

式(7)が与える結果と有限要素法が与える結果との比較を図-7に示す。式(7)は有限要素法が与える結果を非常によく近似していることが分かる。

集中荷重が支持線 G_1 から G_3 に向かって x 軸上を移動したときの θ_{s01} の変化を図-8に示す。支持線 G_1 と G_2 の間で、式(6)は有限要素法の結果を非常によく近似している。荷重が支持線 G_2 と G_3 の間に存在するときには θ_{s01} の値がかなり小さくなる事が分かる。

集中荷重が支持線 G_2 と G_3 の間に存在するとき、 θ_{s02} に対して支持線 G_1 と G_2 の間の1つの支間の床版が影響し、 θ_{s03} に対しては支持線 G_3 と G_5 の間の2径間の床版が影響する。しかし、図-9から分かるように、 θ_{s02} と θ_{s03} の変化は $x_{23}=a/2$ に関してほぼ対称になっている。したがって、ある径間に荷重が載っているとき、主にそれに隣接する径間の床版のみが支持線に生じる回転の発生に影響すると思われる。

以上の考察により、3本以上の主桁を有するプレートガーダー橋の θ_{s0} の推定式として、端支間の床版上に輪荷重が存在する場合に対して式(6)、(7)、中間支間の床版上に輪荷重が存在する場合に対して式(8)、(9)を用いればよい。

2.3. θ_s と主桁の鉛直変位の関係

構造力学により、横桁連結部に生じる横桁の回転角 θ_s は、主桁の鉛直変位によって表すことができる。5本主桁の場合は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \theta_{s1} &= (-71v_1 + 90v_2 - 24v_3 + 6v_4 - v_5) / (56a) \\ \theta_{s2} &= (-26v_1 - 12v_2 + 48v_3 - 12v_4 + 2v_5) / (56a) \\ \theta_{s3} &= (7v_1 - 42v_2 + 42v_4 - 7v_5) / (56a) \\ \theta_{s4} &= (-2v_1 + 12v_2 - 48v_3 + 12v_4 + 26v_5) / (56a) \\ \theta_{s5} &= (v_1 - 6v_2 + 24v_3 - 90v_4 + 71v_5) / (56a) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

ここに、 $\theta_{s1} \sim \theta_{s5}$ ：それぞれ横桁連結部に生じる横桁の回転角、 $v_1 \sim v_5$ ：各主桁の鉛直変位（下向きの変位を正とする）。

3. 式(3)の未定係数の決定

3.1. 応力実測を行ったプレートガーダー橋¹⁰⁾⁻¹²⁾

応力実測を行ったプレートガーダー橋の一般図を図-10に示す。総幅員が17.6 mで、支間長が28.4 mの単

純合成プレートガーダー橋である。橋の等級は1等橋である。橋には、支間の中央に1本の横桁と6箇所に対傾構が設けてある。鉄筋コンクリート床版の厚さは180 mmである。この橋は1970年に交通に共用された後、1979年に床版の補強工事が行われた。厚さ4.5 mmの鋼板が床版の裏面全体に張り付けられ、さらに、図-10の中で点線で示すように、 G_4 桁と G_5 桁の間に1本、 G_3 桁と G_4 桁の間に2本、 G_1 桁と G_2 桁の間の一部に1本、縦桁が増設された。

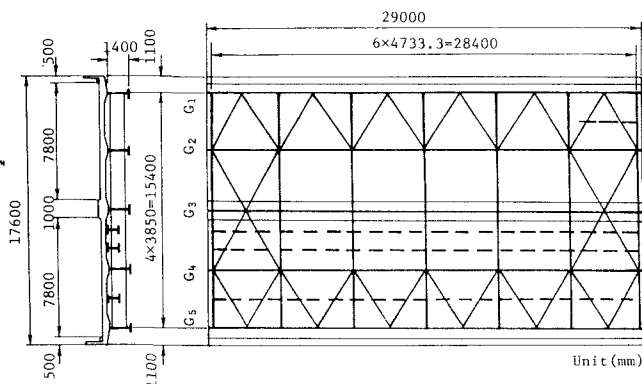


図-10 応力実測を行ったプレートガーダー橋の一般図

応力実測に使用した荷重車を図-11に示す。図-12に示すように、高欄と G_2 桁の間の幅員方向にA、B、C、Dの載荷位置を考え、各載荷位置についてこの荷重車を橋軸方向に移動させて静的載荷試験を行った。応力実測は、 G_1 桁と G_2 桁の横桁連結部で行った。

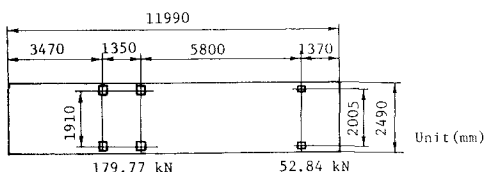


図-11 荷重車

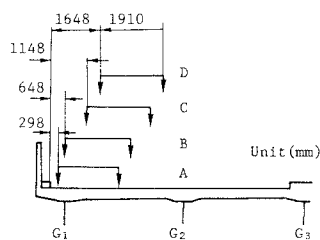


図-12 載荷位置

3.2. 有限要素法によるプレートガーダー橋の3次元解析

応力実測を行ったプレートガーダー橋の3次元解析を有限要素法によって行なう。各部材を次のように要素分割する。

- 床版：面内変位と面外変位からなる四角形要素¹⁵⁾で分割する。
- 主桁・端対傾構・縦桁：上フランジを無視し、ウェブと床版が剛結されていると仮定する。面内変位と面外変位からなる四角形要素でウェブを分割する。1節点6自由度からなる棒要素¹⁶⁾で下フランジを分割する。
- 横桁：面内変位と面外変位からなる四角形要素でウェブを分割する。1節点6自由度からなる棒要素で上下フランジを分割する。
- 中間対傾構：棒要素で分割する。

対傾構、縦桁、床版の裏面に張り付けられた鋼板、高欄の影響を調べるために、表-1に示す6つの構造モデルについて計算を行なう。モデルⅠは格子桁モデルである。このモデルにおいて、床版の裏面に張り付けられた鋼板は主桁に対して合成作用を発揮すると仮定して、主桁と床版の合成断面に加える。床版の有効幅は道路橋示方書¹⁷⁾の規定に従う。モデルⅤとⅥにおいては、鋼板を鉄筋コンクリート床版の厚さに換算し、これを床版の厚さに加える。応力実測を行ったプレートガーダー橋は、高欄に対して、高さが1075 mmで厚さが250 mmの鉄筋コンクリートの版が使用されている。したがって、モデルⅥにおいては、こ

表-1 構造モデル

Structural model	Sway bracings	Stringers	Steel plate attached under slab	Handrail
I	N	N	C	N
II	N	N	N	N
III	C	N	N	N
IV	C	C	N	N
V	C	C	C	N
VI	C	C	C	C

Note C: Considered
N: Not considered

床版の有効幅は道路橋示方書¹⁷⁾の規定に従う。モデルⅤとⅥにおいては、鋼板を鉄筋コンクリート床版の厚さに換算し、これを床版の厚さに加える。応力実測を行ったプレートガーダー橋は、高欄に対して、高さが1075 mmで厚さが250 mmの鉄筋コンクリートの版が使用されている。したがって、モデルⅥにおいては、こ

の鉄筋コンクリートの版を面内変位と面外変位からなる四角形要素で分割する。モデルVIの要素分割を図-13に示す。鋼と鉄筋コンクリートの材料定数を表-2に示す。

G₁桁の支間中央の下フランジの応力について、計算値と実測値の比較を図-14に示す。モデルII～Vの場合には、荷重車の後輪2軸の中心が横桁直上に存在するときの値が示してある。格子桁解析値は実測値の約1.75倍の応力を示す。モデルII～Vの有限要素法解析値は、モデルの違いにも拘らず、どのモデルにおいても実測

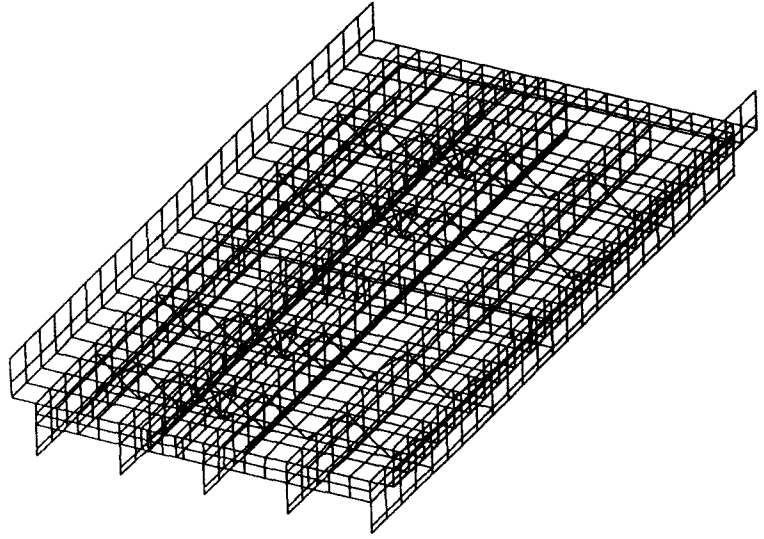


図-13 モデルVIの要素分割

値の約1.5倍の応力を示す。した

表-2 材料定数

Material	Young's modulus (MPa)	Poisson's ratio
Steel	0.206×10^6	0.3
Reinforced concrete	0.294×10^5	1/6

がって、対傾構、縦桁、床版の裏面に張り付けられた鋼板は荷重の分配作用にあまり寄与していないと考えられる。他方、高欄を考慮したモデルVIの有限要素法解析値は実測値の約1.07倍で実測値に近い値を示す。したがって、応力実測を行ったプレートガーダー橋においては、高欄が橋の剛性に大きく寄与していると考えられる。

実測値と解析値の関係を次式で仮定する。

$$\sigma_{\text{exp}} = \alpha \sigma_{\text{cal}} + \beta \quad (11)$$

ここに、 σ_{exp} 、 σ_{cal} ：それぞれ実測値と解析値、 α 、 β ：係数。

最小2乗法によって決定された α と β の値および相関係数 r の値を、モデルIとVIに対して表-3に示す。実測値と解析値との間にはよい相関があることが分かる。

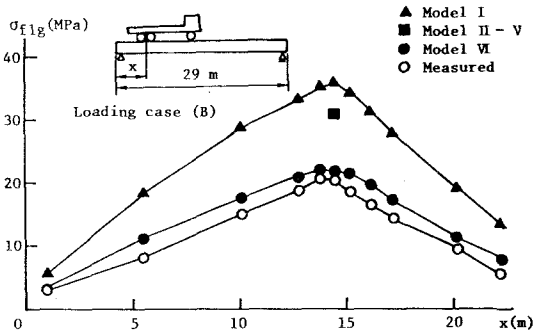


図-14 下フランジの応力

表-3 α 、 β 、 r の値

Main girder	Loading case	Structural model (I)			Structural model (VI)		
		α	β (MPa)	r	α	β (MPa)	r
G ₁	A	0.623	-1.267	0.987	0.958	-1.488	0.991
	B	0.618	-0.989	0.991	0.940	-0.012	0.992
	C	0.615	-0.405	0.998	0.940	-0.012	0.992
	D	0.705	-0.808	0.998	1.040	-0.515	0.997
G ₂	A	0.753	-1.342	0.964	0.853	-0.684	0.990
	B	0.781	-1.265	0.986	0.891	-0.372	0.967
	C	0.687	-0.427	0.965	0.891	-0.372	0.967
	D	0.700	-0.519	0.990	0.853	-0.684	0.990

3.3. 高欄が θ_{sg} に与える影響

床版独自の変形によって生じる床版の回転角 θ_{sg} に高欄が与える影響を調べる。図-15に示すように、応力実測を行ったプレートガーダー橋の高欄と床版を、面内変位と面外変位からなる四角形要素で分割し、これに対して有限要素法解析を行なう。この解析モデルは、主桁が存在する位置で単純支持されている。集中

荷重が支持線 G_1 と G_2 の間に存在するときは、支持線上の点 1、2 に生じる回転角が、それぞれ式(6)、(7)によって与えられる値より小さくなる。そして、点 1、2 の回転角は、式(6)、(7)に低減率を乗ずることによりそれぞれ次式で与えることができる。

$$\theta_{s01h} = \phi_{12h} \theta_{s01} \quad (12)$$

$$\theta_{s02h} = \phi_{21h} \theta_{s02} \quad (13)$$

ここに、 θ_{s01h} 、 θ_{s02h} ：それぞれ、高欄の影響を考慮したときの床版独自の变形によって生じる点 1、2 の回転角、

$$\phi_{12h} = 0.097x_{12}/a + 0.518, \phi_{21h} = 0.334x_{12}/a + 0.702.$$

式(12)から分かるように、応力実測を行ったプレートガーダー橋においては、高欄の影響によって、床版独自の变形によって生じる外主桁上の床版の回転角がほぼ半減する。

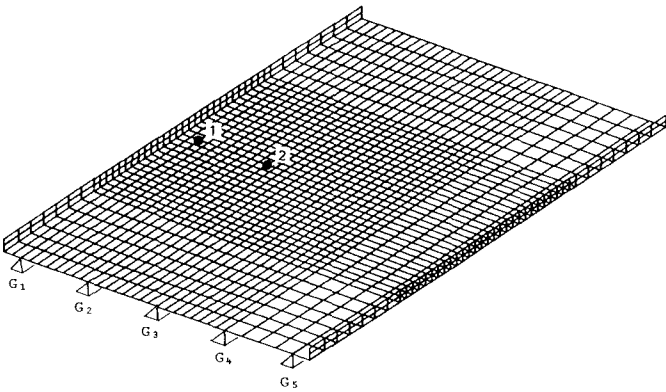


図-15 高欄と床版の要素分割

3.4. Δu_{sg} と θ_g の関係

有限要素法モデルVIにおいて、荷重車を橋軸方向に移動させて次式で定義される γ_1 の変化を調べる。

$$\gamma_1 = \Delta u_{sg} / \theta_g \quad (14)$$

図-16に示すように、各載荷位置に関して γ_1 はほぼ一定値を示す。 γ_1 を式(3)へ代入すると次式を得る。

$$\sigma_y = k_1 \theta_{s0} + k_1 \theta_{s1} + (k_2 + k_3 \gamma_1) \theta_g \quad (15)$$

3.5. θ_{s1} と θ_g の関係

θ_{s1} は主桁の鉛直変位によって生じる床版の回転角である。有限要素法解析から得られる主桁直上の床版の回転角は床版独自の变形によって生じる回転角と主桁の鉛直変位によって生じる回転角の両方を含んだ値を与えている。解析モデルの要素分割では床版支間の間が4層に分割されている。この程度の要素分割では床版独自の变形が精度よく表されておらず、有限要素法解析が与える床版の回転角は精度がよくない。したがって、有限要素法解析から θ_{s1} を推定することはできない。

横桁連結部では横桁と床版の鉛直変位が等しい。横桁の直上で、床版をある有効幅を有する連続梁と仮定するならば、主桁の鉛直変位によって生じる床版の回転角は式(10)で与えられる横桁の回転角に等しくなる。したがって、 θ_{s1} は θ_g に近い値をとると考えられる。そこで、次式に示すように、 θ_{s1} は θ_g に等しいと仮定する。

$$\theta_{s1} = \theta_g \quad (16)$$

式(16)を式(15)へ代入すると次式を得る。

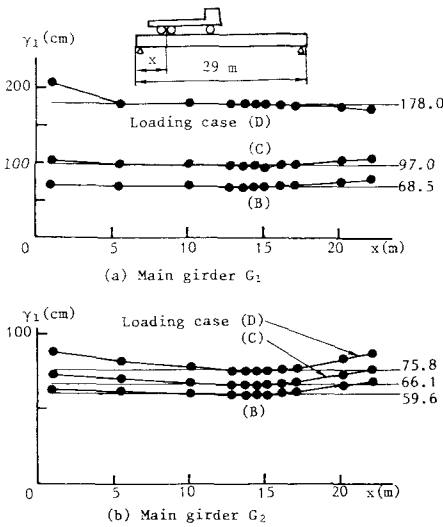


図-16 γ_1 の変化

$$\sigma_y = k_1 \theta_{s0} + k_3 (\gamma_1 - k_{123}) \theta_g \quad (17)$$

ここに、 $k_{123} = -(k_1 + k_2) / k_3$ 。

3.6. 局部応力と橋の3次元挙動の関係

式(17)に定数項 c を付加した次式に最小2乗法を適用して、係数 k_1 と k_3 の値を決定する。

$$\sigma_y = k_1 \theta_{s0} + k_3 (\gamma_1 - k_{123}) \theta_g + c \quad (18)$$

局部応力 σ_y (コネクションプレートの膜応力 σ_{my} または主桁のウェブの板曲げ応力 σ_{by}) に対して、B、C、Dの載荷位置で得られた33個の測定値を代入する。他方、 θ_{s0} と θ_g の値を次のように算出する。

a) θ_{s0} の場合

式(12)または式(13)を使用して、荷重車の各輪荷重ごとに床版の回転角を

求め、8つの

輪荷重から生じる回転角の総和を θ_{s0} の値とする。

式(12)、(13)

に含まれる床版の板曲げ剛

性 D の中の床版厚を180 mm

とする。

b) θ_g の場合

有限要素法解析モデルVIから算出された、横桁連結部の主桁の鉛直変位を式(10)の第一番目または第二番目の式に代入して回転角 θ_g を求める。

γ_1 の値は、荷重車のB、C、Dの各載荷位置ごとに図-16の中に示した値を使用する。

式(18)の k_{123} の値に対して幾つかの値を仮定して最小2乗法を適用したが、床版の中央面と横桁の中立軸の間の距離83.5 cmを用いると重相関係数 r が1に近づく。 $k_{123} =$

83.5として、最小2乗法を式(18)に適用した結果を表-4に示す。重相関係数 r が1に非常に近いことがわかる。 G_2 桁のコネクションプレートの膜応力 σ_{my} および G_1 桁の主桁のウェブの板曲げ応力 σ_{by} について、式(18)から推定される値と実測値の比較を図-17に示す。式(18)は実測値を非常によく近似していることが分

表-4 k_1 、 k_3 、 c 、 r の値

Location of local stress	k_1 (MPa)	k_3 (MPa/cm)	c (MPa)	r
1	-4.785×10^4	-7.934×10^2	-4.285	0.983
2	9.243×10^4	-2.046×10^2	-6.776	0.992
3	3.747×10^4	-1.148×10^3	1.157	0.989
4	2.122×10^4	-6.692×10^2	-1.549	0.989

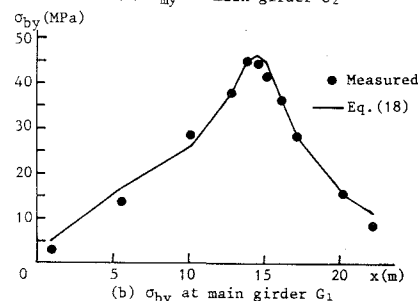
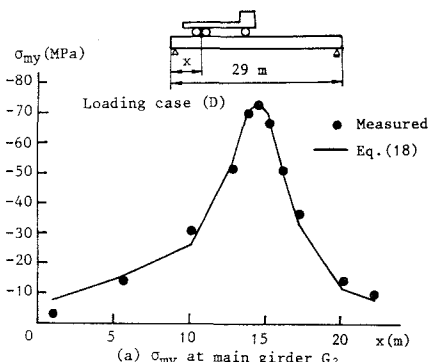
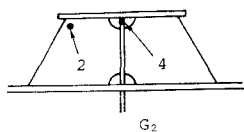
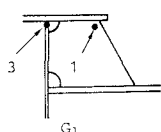
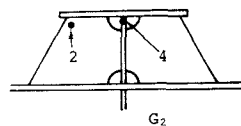
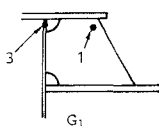


図-17 式(18)と実測値の比較

表-5 式(18)の各項から生じる局部応力の比較

Location of local stress	Loading case	$k_1 \theta_{s0}$ (MPa)	$k_3 (\gamma_1 - k_{123}) \theta_g$ (MPa)	c (MPa)	Total value (MPa)	Measured value (MPa)
1	B	-23.62	-0.53	-4.28	-28.43	-29.22
	C	-34.51	0.32	-4.28	-38.47	-38.34
	D	-34.92	1.17	-4.28	-38.03	-35.89
2	B	-41.11	-2.50	-6.77	-50.38	-48.93
	C	-56.59	-1.55	-6.77	-64.91	-65.70
	D	-64.99	-0.57	-6.77	-72.33	-72.17
3	B	18.49	-7.82	1.15	11.82	10.19
	C	27.02	4.71	1.15	32.88	32.26
	D	27.34	17.08	1.15	45.57	43.54
4	B	-9.44	-8.18	-1.54	-19.16	-19.31
	C	-13.00	-5.10	-1.54	-19.64	-18.73
	D	-14.92	-1.89	-1.54	-18.35	-18.04



かる。

式(18)の各項から生じる局部応力の比較を表-5に示す。これらの値は、荷重車の後輪2軸の中心が横桁直上に存在するときのものである。コネクションプレートに生じる膜応力 σ_{my} のほとんどを $k_1 \theta_{sg}$ から生じる応力が占めている。したがって、コネクションプレートの膜応力は鉄筋コンクリート床版の独自の変形によって生じ、橋の3次元挙動はあまり影響していないと考えられる。他方、主桁のウェブに生じる板曲げ応力 σ_{by} に関しては、荷重車の載荷位置によっては $k_3 (\gamma_1 - k_{123}) \theta_g$ からかなり大きな応力が生じている。しかし、 $k_1 \theta_{sg}$ から生じる応力が $k_3 (\gamma_1 - k_{123}) \theta_g$ から生じる応力より大きい。したがって、主桁のウェブの板曲げ応力は、床版と横桁の回転および床版と横桁の水平変位差によって生じ、これらの因子の中で床版の回転の影響が最も大きい。

4. 結 論

本論文では、プレートガダー橋の主桁と横桁の連結部の疲労亀裂の発生に対して主因となった局部応力（コネクションプレートに生じる膜応力 σ_{my} と主桁のウェブに生じる板曲げ応力 σ_{by} ）と橋の3次元挙動の関係を明らかにした。主桁と横桁の連結部における、鉄筋コンクリート床版と横桁の橋軸回りの回転および床版と横桁の橋軸直角方向の水平変位差によって局部応力が生じ、局部応力とこれらの因子との関係が式(17)で与えられた。この式の特性を調べることで、次のことが明らかになった。

- a) コネクションプレートの膜応力 σ_{my} は、床版独自の変形に起因する主桁直上の床版の回転によって生じる。橋の3次元挙動はこの局部応力の発生にあまり影響していない。
- b) 主桁のウェブの板曲げ応力 σ_{by} は、床版と横桁の回転および床版と横桁の水平変位差によって生じ、これらの因子の中で床版の回転の影響が最も大きい。

謝 辞

本研究の発端を与えて下さった近畿大学理工学部の前田幸雄教授に心から感謝する。さらに、解析において貴重な助言をいただいた阪神高速道路公団の齊藤博行氏、快く資料をお貸し下さった同公団の林秀侃氏に対して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 西川和広：道路橋における疲労問題と補修・補強、pp.19-23。阿部英彦・谷口紀久・阿部充：鋼鉄道橋における疲労問題と補修・補強、pp.24-29。三木千寿・Fisher, J.W.：海外の橋梁における疲労問題と補修・補強、pp.30-34。橋梁と基礎、建設図書、Vol.17、No.8、1983。
- 2) Fisher, J.W.：Fatigue and Fracture in Steel Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1984。
- 3) 明石重雄：溶接部疲労の現状と研究、土木学会論文集、第350号/1-2、pp.1-7、1984。
- 4) 阪神高速道路公団・内外工営株式会社：鋼 I 桁格点部亀裂集計分析業務、1985年3月。
- 5) 佐伯彰一・西川和広・滝沢晃：共和高架橋載荷試験報告書、土木研究所資料、第2123号、1984年6月。
- 6) 阪神高速道路公団・川崎重工業株式会社：合成 I 桁の主桁及び横桁の取合部検討（その2）業務、1985年3月。
- 7) 篠原洋司・西川和広・滝沢晃：疲労損傷を受けた合成 H 形鋼橋の応力頻度測定、土木研究所資料、

第2344号、1986年3月。

- 8) Fisher, T.A., Fisher, J.W., Kostem, C.N. and Mertz, D.R.: Design and retrofit for fatigue damage in web gap, IABSE Colloquium, Lausanne, pp.535-543, 1982.
- 9) Kato, S., Yoshikawa, O., Terada, H. and Matsumoto, Y.: Studies on fatigue damages based on strain measurements of a highway bridge, Proc. of JSCE Struct. Eng./Earthq. Eng., Vol.2, No. 2, Japan Society of Civil Engineers, pp.445s-454s, 1985.
- 10) 大倉一郎・平野浩・前田幸雄: プレートガーダー橋の主桁と横桁の連結部の局部応力と全体挙動の関係、土木学会関西支部年次学術講演概要、1-44、1986。
- 11) 指吸政男・大倉一郎・斉藤博行・一ノ谷康宏: プレートガーダー橋の横桁取り付け部の主桁ウェブに生じる局部応力の実測、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、1-261、1986。
- 12) Okura, I., Hirano, H. and Yubisui, M.: Stress measurement at cross beam connections of plate girder bridge, Technol. Repts. Osaka Univ., Vol.37, No.1, 1987. (登載決定)
- 13) Timoshenko, S.P. and Woinowsky-Krieger, S.: Theory of Plates and Shells, Second Edition, McGraw-Hill, p.145, 1959.
- 14) 平野浩: プレートガーダー橋の主桁と横桁の連結部の疲労に関する研究、大阪大学大学院工学研究科修士論文、1986年3月。
- 15) Zienkiewicz, O.C. and Cheung, Y.K.: The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, pp.66-67, pp.90-98 and pp.124-137, 1967.
- 16) 三木茂夫・吉村信敏: 有限要素法による構造解析プログラム (コンピュータによる構造工学講座I-1-B) 培風館、p.51、1970。
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説、1980。

(1986年10月17日受付)