構造工学論文集 Vol.35A (1989年3月)　　土木学会

プレートガーダー橋の横桁連結部の疲労亀裂を支配する構造パラメータ

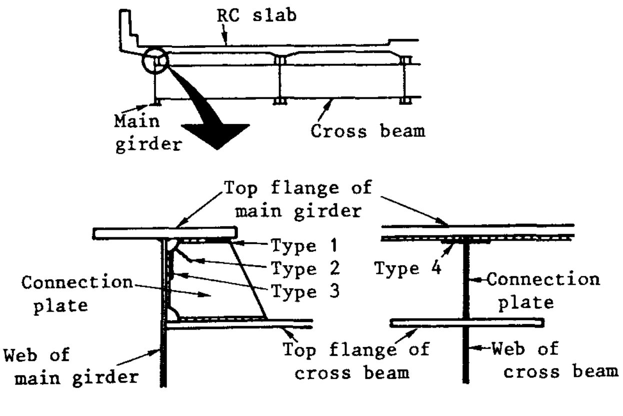
STRUCTURAL PARAMETERS GOVERNING FATIGUE CRACKS AT CROSS-BEAM CONNECTIONS OF PLATE GIRDER BRIDGES

大倉一郎*・瀧川浩之**・福本唀士***
By Ichiro OKURA, Hiroyuki TAKIGAWA and Yuhshi FUKUMOTO

In many plate girder bridges, fatigue cracks occur at the connections between main girders and cross beams. In this paper, the structural parameters governing the fatigue cracks are theoretically derived, and then the relation between the parameters and the crack initiation is discussed.

1. 序論

多くのプレートガーダー橋において、主桁と横桁の連結部に図－1に示すような疲労亀裂が発生している。著者等は、過去の論文で、タイプ1と4の疲労亀裂を発生させた局部応力と橋の3次元挙動の関係を定式化した[1),2),3)]。本論文では、これらの疲労亀裂を支配する構造パラメータを理論的に誘導し、さらに、この構造パラメータと疲労亀裂発生の関係を議論する。



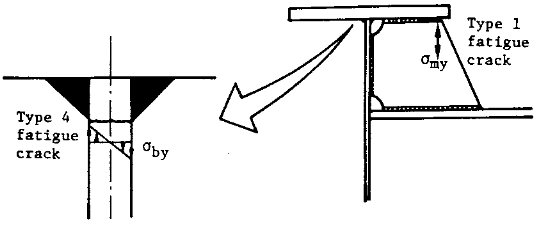
図－1　プレートガーダー橋の横桁連結部に発生する疲労亀裂

* 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　工学部土木工学科（〒565　吹田市山田丘2番1号）
***Ph.D.、工博　大阪大学教授　工学部土木工学科（〒565　吹田市山田丘2番1号）

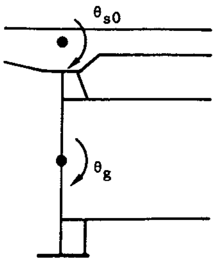
2．コンクリート床版と横桁の回転が局部応力に与える影響

図－2に示すように、横桁連結部のコネクションプレートに生じる鉛直方向の膜応力σ_{my}と主桁のウェブに生じる板曲げ応力σ_{by}がタイプ１と４の疲労亀裂を発生させた局部応力であることを実際のプレートガーダー橋の応力実測より明らかにした[3,4]。さらに、図－3を参照して、これらの局部応力とコンクリート床版の回転角および横桁の回転角の関係を次のように定式化した[1),2)]。

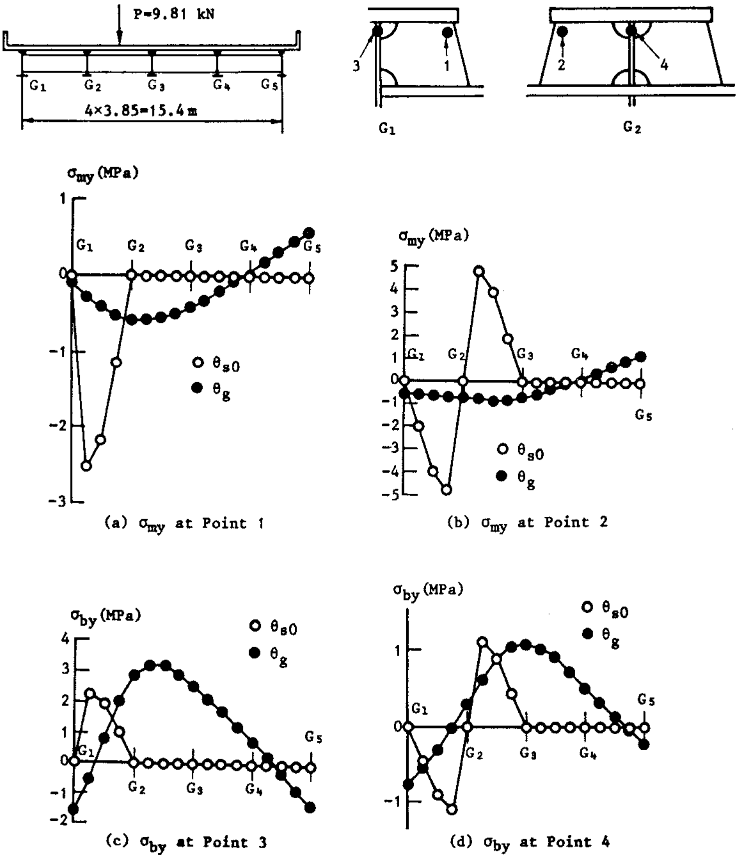
$$\begin{bmatrix} \sigma_{my} \\ \sigma_{by} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{m1} & k_{m3}\,(\gamma - k_{m123}) \\ k_{b1} & k_{b3}\,(\gamma - k_{b123}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_{s0} \\ \theta_{g} \end{bmatrix} \tag{1}$$



図－2　局部応力σ_{my}とσ_{by}



図－3　回転角θ_{s0}とθ_{g}



図－4　局部応力σ_{my}とσ_{by}の変化

ここに、θ_{s0}：輪荷重によるコンクリート床版の板曲げ変形に起因するコンクリート床版の回転角、θ_g：主桁の鉛直変位に起因する横桁の回転角、γ：車道の幅員方向の荷重の位置に依存する係数、k_{m1}、k_{m3}、k_{m123}、k_{b1}、k_{b3}、k_{b123}：定数。

応力実測が行われたプレートガーダー橋[1-4]について、その車道幅員方向に集中荷重P＝9.81kNが移動したときのσ_{my}とσ_{by}の変化を図－4に示す。白丸はコンクリート床版の回転角θ_{s0}から生じる応力成分を表し、黒丸は横桁の回転角θ_gから生じる応力成分を表す。σ_{my}に関して、θ_{s0}から生じる応力成分の最大値に対する、θ_gから生じる応力成分の最大値の比率は、G_1桁の着目点1で0.22、G_2桁の着目点2で0.17である。したがって、σ_{my}に対してθ_{s0}の影響が大きく、θ_gの影響は小さい。他方、σ_{by}に関して、θ_{s0}から生じる応力成分とθ_gから生じる応力成分とはほぼ等しい。したがって、σ_{by}に対してはθ_{s0}とθ_gが同程度に影響している。

3．回転角θ_{s0}とθ_gに影響を与える構造パラメータ

3.1. コンクリート床版の回転角θ_{s0}に影響を与える構造パラメータ

図－5を参照して、主桁直上のコンクリート床版の回転角θ_{s0}が次のように与えられている[1),2)]。

$$\theta_{s0} = \{1/(2\pi^2)\}(a/D_c)\{Pf(x/a,y/a)\} \quad (2)$$

ここに、a：主桁間隔、D_c：コンクリート床版の板曲げ剛性、f（x/a,y/a）：集中荷重Pの位置に関する関数。

コンクリート床版の板曲げ剛性D_cがコンクリート床版の厚さの3乗に比例すると仮定すると、式（2）の中のa/D_cは次式に比例する。

$$a/t_c^3 \quad (3)$$

ここに、t_c：コンクリート床版の厚さ。

式（3）の逆数、すなわちt_c^3/aを、コンクリート床版の回転角θ_{s0}に影響を与える構造パラメータとして採用する。このパラメータが増加すると、θ_{s0}は減少する。

3.2. 横桁の回転角θ_gに影響を与える構造パラメータ

図－6に示すように、支間中央に横桁を有する5本主桁のプレートガーダー橋において、G_i桁の位置の横桁の回転角θ_{gi}が次のように与えられている[1),2)]。

$$\theta_{gi} = \{1/(56a)\}\mathbf{A}_i\mathbf{v} \quad (4)$$

ここに、$\mathbf{v}=(v_1, v_2, v_3, v_4, v_5)^T$、$v_i$：横桁連結部における$G_i$桁の鉛直変位、T：転置記号、$\mathbf{A}_i$：$\theta_{gi}$と$\mathbf{v}$を関連づける定数から成る行ベクトル。

主桁と横桁の交点に集中荷重Pが作用するとき、G_i桁の鉛直変位v_iは次式で与えられる。

$$v_i=Pq_{ij}\ell^3/(48E_s r_i I_g) \quad (5)$$

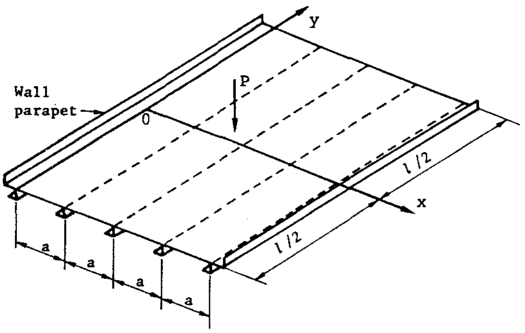
ここに、q_{ij}：G_j桁の交点に集中荷重が作用したときのG_i桁の荷重分配係数、ℓ：主桁の支間長、E_s：鋼のヤング係数、$r_i=I_{gi}/I_g$、I_{gi}：G_i桁の断面2次モーメント、I_g：5本主桁の中から任意に選ばれた主桁の断面2次モーメント。

荷重分配係数q_{ij}は次式で定義される曲げ格子剛度Zとr_iを変数とする関数によって与えられる。

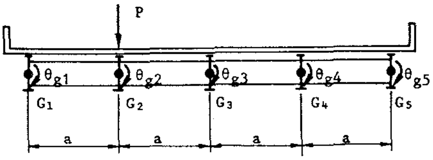
$$Z = (I_Q/I_g)\{\ell/(2a)\}^3 \quad (6)$$

ここに、I_Q：横桁の断面2次モーメント。

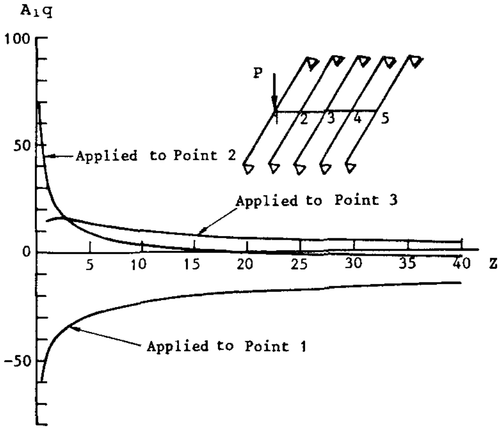
式（5）を式（4）へ代入して、次式を得る。



図－5　集中荷重を受けるコンクリート床版



図－6　横桁の回転角 θ_{gi}



図－7　$\mathbf{A}_1\mathbf{q}$ とZの関係

$$\theta_{gi} = P\{1/(2688E_s)\}\{\ell^3/(aI_g)\}\mathbf{A}_i\mathbf{q} \qquad (7)$$

ここに、$\mathbf{q}=(q_{1j}/r_1,\ q_{2j}/r_2,\ q_{3j}/r_3,\ q_{4j}/r_4,\ q_{5j}/r_5)^T$。

一例として、G_1桁の位置の横桁の回転角 θ_{g1} に対応する $\mathbf{A}_1\mathbf{q}$ とZの関係を図－7に示す。$\mathbf{q}$ の中の r_i を全て1としてこの計算を行った。格点3に集中荷重Pが作用する場合を除いて、Zが約10以下の範囲で、$\mathbf{A}_1\mathbf{q}$ はZに反比例していると見なすことができる。したがって、Z≦10のとき、式（7）の $\{\ell^3/(aI_g)\}\mathbf{A}_1\mathbf{q}$ は $\{\ell^3/(aI_g)\}/Z$ に比例し、さらに、式（6）を考慮すると、$\{\ell^3/(aI_g)\}/Z$ は a^2/I_Q に比例する。他方、Zが10以上になると、$\mathbf{A}_1\mathbf{q}$ はほぼ一定になるので、式（7）の中で変動する項は $\{\ell^3/(aI_g)\}$ のみとなる。

以上の考察から、横桁の回転角 θ_{gi} に影響を与える構造パラメータとして、次のパラメータを採用する。

Z≦10のとき I_Q/a^2 (8)

Z＞10のとき aI_g/ℓ^3 (9)

構造パラメータ I_Q/a^2 または aI_g/ℓ^3 が増加すると、θ_{gi} は減少する。

4．構造パラメータと疲労亀裂発生の関係

4.1．疲労亀裂の発生調査が行われた橋の諸元

疲労亀裂の発生調査が行われた高速道路の2つの路線AとB上のプレートガーダー橋の諸元を表－1に示す[5),6)]。橋には、支間中央に横桁が設けられ、一定の間隔で対傾構が設けられている。路線A、Bとも交通に供用されてから17年間経過した後、疲労亀裂の発生調査が行われた。路線A上の径間の主桁本数、コンクリート床版厚は路線B上の区間B 1と同じである。しかし、路線Bの区間B 1と区間B 2上の径間の主桁本数およびコンクリート床版厚は異なっている。主桁間隔は、路線A、Bの間で大きな差はない。

表－1　プレートガーダー橋の諸元

	Route		
	A	B	
		B1	B2
l (m)	21.4 ∿ 39.3	24.4 ∿ 47.9	24.4 ∿ 39.4
No. of main girders	5	5	6
a (m)	3.74 ∿ 3.99	3.85	3.61
t_c (cm)	18	18	20
No. of investigated bridges	158	58	119

表－2　疲労亀裂の発生率

		Route		
		A	B	
			B1	B2
Exterior girders	Type 1	20	67	3
	Type 4	30	43	0
Interior girders	Type 1	11	62	7
	Type 4	5	40	0

(%)

4.2. 疲労亀裂の発生率

タイプ１と４の疲労亀裂の発生率を表－2に示す。発生率の定義は次の通りである。

発生率 ＝ ｛（疲労亀裂が発見された径間の合計）／（調査された径間の合計）｝× 100（%）　　(10)

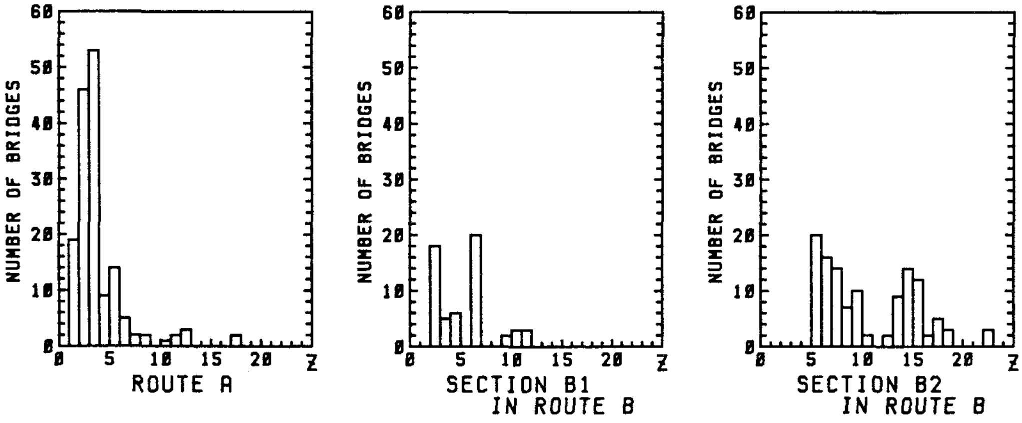
主桁本数とコンクリート床版厚が等しく、さらに、主桁間隔がほぼ等しい路線Aと路線Bの区間B１の発生率が異なるのは、路線Aと路線Bの交通量および交通荷重の相違によると考える。

4.3. タイプ１の疲労亀裂

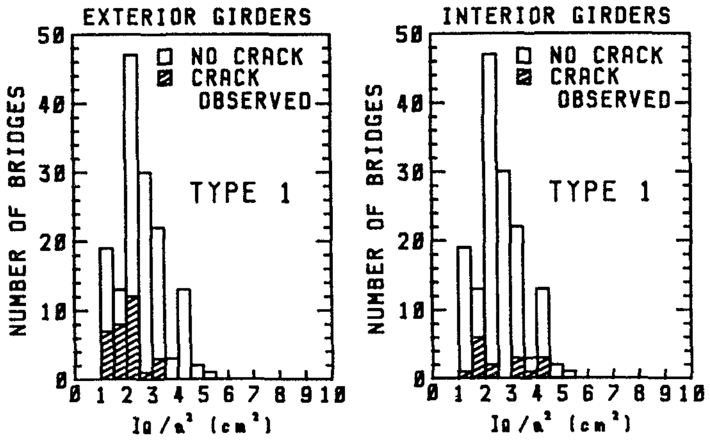
θ_{sg}に影響を与える構造パラメータはt_c^3/aである。路線Aと路線Bの区間B１のt_c^3/aの値は15 cm²であり、路線Bの区間B２のt_c^3/aの値は22 cm²である。

θ_gに影響を与える構造パラメータは、Zの大きさに応じてI_g/a^2またはaI_g/ℓ^3である。Zに関する径間数の分布を図－8に示す。疲労亀裂の発生調査が行われたプレートガーダー橋は鋼主桁とコンクリート床版がスタッドで合成されている。したがって、両者の合成断面に対する断面2次モーメントを中主桁について求め、これをZの中のI_gに用いた。この計算の際、コンクリート床版の有効幅を道路橋示方書[7)]の規定に従い、さらに、鋼とコンクリートのヤング係数比を7とした。

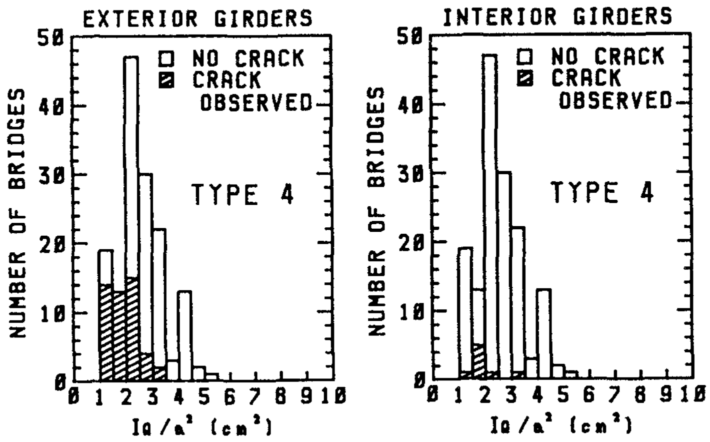
Z≦10の領域の径間について、路線AのI_g/a^2とタイプ１の疲労亀裂発生の関係を図－9に示す。第2章の局部応力の計算で取り上げられたプレートガーダー橋のZは6.7で、I_g/a^2は3.1 cm²である。このプレートガーダー橋においては、タイプ１の疲労亀裂を発生させる局部応力σ_{my}に対するθ_gの影響が小さいこ



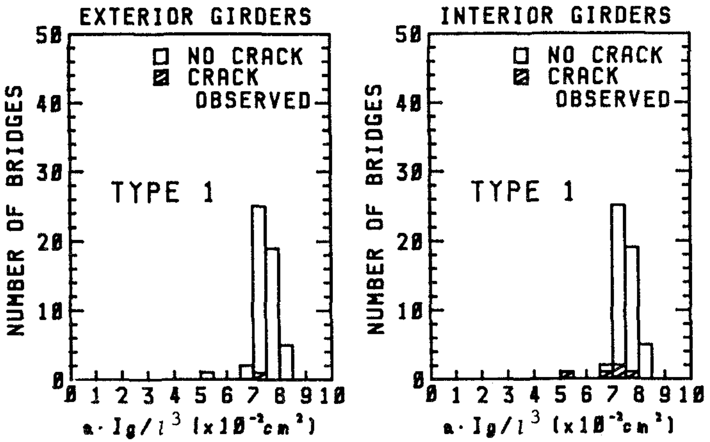
図－8　Zに関する径間数の分布



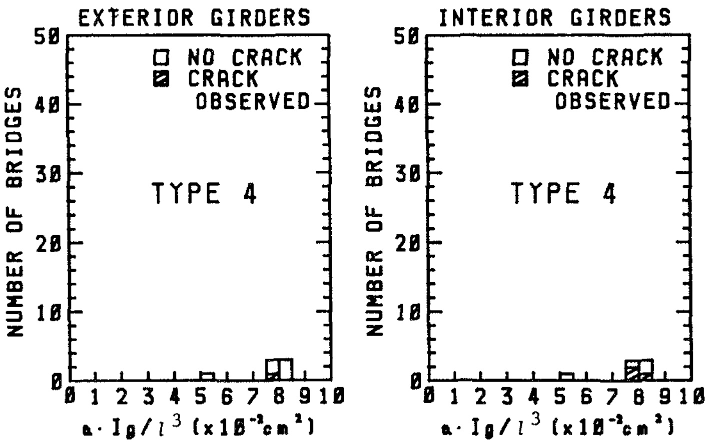
図−9　路線AのＩ$_a$／a^{2}とタイプ１の疲労亀裂発生の関係



図−11　路線AのＩ$_a$／a^{2}とタイプ４の疲労亀裂発生の関係



図−10　路線Bの区間Ｂ２のａＩ$_g$／ℓ^3とタイプ１の疲労亀裂発生の関係



図−12　路線Bの区間Ｂ１のａＩ$_g$／ℓ^3とタイプ４の疲労亀裂発生の関係

とが示された。しかし、図－9において、I_G/a^2が3.0 cm²より大きい径間においてタイプ１の疲労亀裂が発生している。これは、$\theta_{s\theta}$すなわちコンクリート床版の回転のみによって、タイプ１の疲労亀裂が発生することを示している。他方、I_G/a^2が3.0 cm²から減少すると、θ_gが増加するので、$\theta_{s\theta}$から生じる応力成分にθ_gから生じる応力成分が加わり、タイプ１の疲労亀裂の発生数が多くなる。

$Z>10$の領域の径間について、路線Ｂの区間Ｂ２のaI_g/ℓ^3とタイプ１の疲労亀裂発生の関係を図－10に示す。第2章で取り上げられたプレートガーダー橋のaI_g/ℓ^3は5.9×10^{-2} cm²である。したがって、aI_g/ℓ^3がこの値より大きい径間においては、θ_gの影響は小さい。しかし、図－10において、aI_g/ℓ^3が6.5×10^{-2} cm²より大きな値を持つ径間でタイプ１の疲労亀裂が発生している。これは、前述と同様に、コンクリート床版の回転のみによって、タイプ１の疲労亀裂が発生することを示している。

4.4. タイプ４の疲労亀裂

$Z\leqq10$の領域の径間について、路線ＡのI_G/a^2とタイプ４の疲労亀裂発生の関係を図－11に示す。I_G/a^2が増加すると、タイプ４の疲労亀裂を発生させる局部応力σ_{by}に対するθ_gの影響が小さくなるので、タイプ４の疲労亀裂の発生数が少なくなる。I_G/a^2が3.5 cm²以上の径間においてはタイプ４の疲労亀裂が発生していない。

$Z>10$の領域の径間について、路線Ｂの区間Ｂ１のaI_g/ℓ^3とタイプ４の疲労亀裂発生の関係を図－12に示す。同一路線上の区間Ｂ２ではタイプ４の疲労亀裂が発生しなかった。これは、区間Ｂ２の$\theta_{s\theta}$に関する構造パラメータt_c^3/aの値が区間Ｂ１より大きいので、区間Ｂ２の$\theta_{s\theta}$から生じる局部応力σ_{by}が区間Ｂ１より小さいからである。

５. 結　論

本論文では、プレートガーダー橋の主桁と横桁の連結部に発生するタイプ１と４の疲労亀裂を支配する構造パラメータを誘導した。

コンクリート床版の回転に関する構造パラメータ：t_c^3/a

横桁の回転に関する構造パラメータ：$Z\leqq10$の場合、I_G/a^2

$Z>10$の場合、aI_g/ℓ^3

これらの構造パラメータと疲労亀裂発生の関係を調べた。これらの構造パラメータの値が小さい径間において、疲労亀裂が発生する可能性が高い。タイプ１の疲労亀裂は、コンクリート床版の回転のみの影響によって発生する可能性がある。

今後、交通荷重を考慮して、疲労亀裂を防止するために必要なこれらの構造パラメータの値を決定する予定である。

謝辞

資料収集に御協力を賜った阪神高速道路公団の宇藤滋・中村一平の両氏に心から感謝する。

参考文献

1)大倉一郎・指吸政男・平野浩：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、構造工学論文集、Vol.33A、pp.373-382、1987。
2)Okura, I., Yubisui, M., Hirano, H. and Fukumoto, Y.: Local stresses at cross beam connections of plate girder bridges, Proc. of JSCE Struct. Eng./Earthq. Eng., Vol.5, No.1, pp.89s-97s, Japan Society of Civil Engineers, 1988.
3)Okura, I. and Fukumoto, Y.: Fatigue of cross beam connections in steel bridges, IABSE, 13th Congress, Helsinki, pp.741-746, 1988.
4)Okura, I., Hirano, H. and Yubisui, M.: Stress measurement at cross beam connections of plate girder bridges, Technol. Repts. Osaka Univ., Vol.37, No.1883, pp.151-160, 1987.
5)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。
6)阪神高速道路公団：鋼I桁格点部亀裂の集計、1987年。
7)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980。

(1988年10月12日受付)