

接合板によりウェブプレートに生じる 局部曲げ応力の簡易推定式

A SIMPLE PREDICTING FORMULA OF SECONDARY BENDING STRESS IN THE WEB PLATE INDUCED BY CONNECTING PLATES

佐藤 恒明*・倉西 茂**・中沢 正利***

By Tsuneaki SATOH, Shigeru KURANISHI and Masatoshi NAKAZAWA

In steel bridges, fatigue damage is likely to be found in the connected joint of longitudinal members (main girders or stringers) and lateral members (floor beams, bracing or lateral beams). This is due to the global 3-D deformation of entire bridge structures, and the resulting out-of-plane forces to the web plate yield the secondary bending stresses. In order to estimate the initiation of this fatigue damage in the vicinity of welding of connecting plates such as vertical stiffeners or gusset plates, it is necessary to know these out-of-plane external forces and the secondary bending stresses induced. In this paper, a simple formula to predict the magnitude of these secondary stresses is presented referring the stress by the beam theory. The structural parameters such as the thickness of web plate and the distance of gap between the connecting plate and flange plate are included.

1. まえがき

近年、通過車両の大型化・重量化や交通量の増大によって鋼道路橋に種々の損傷が見られるようになり、橋梁を維持管理する技術者のために過去に生じた損傷事例が整理・分析されている^{1),2)}。また、補修・補強事例もまとめられており、維持管理に対する有用な情報の提供が行われている^{3),4)}。鋼橋において損傷が発見される部位は、縦方向部材と横方向部材の接合部に多い。例えば、鋼トラス橋では端床桁に縦桁が接合する床桁ウェブプレートの垂直補剛材下端部に損傷を生じることが紹介されている^{1),5)}。また、プレートガーダー橋では対傾構や横桁が接合する主桁垂直補剛材の上・下端部周辺や、下横構が接合するガセットプレート端部周辺の主桁ウェブプレートにも損傷が及んでいる^{1),2),6),7)}。

このような損傷事例に共通していることは、主桁間のたわみ差や主構と床組の相対変位差など、設計段階では考慮していない橋梁の三次元的な変形が原因となって、設計上は単純支持やヒンジ構造とみなしている部位に軸方向力やモーメント荷重が作用していることである。

軸方向力やモーメント荷重は、接合板として設けられる垂直補剛材に対しては面内力となり、一方ウェブプレートに対しては面外力となる。それゆえ接合板は、ウェブプレートに比べて軸方向力やモーメント荷重に対する剛性が高い。したがって、ウェブプレートは、あたかも剛体載荷板を介して面外力を受けるような状態になるため、局部的な板曲げ応力が接合板の端部に生じると予想される。本論文では、このような局部的な板曲げ応力を「局部曲げ応力」と呼ぶことにする。

* 工修 木更津工業高等専門学校助教授 土木工学科 (〒292 千葉県木更津市清見台東 2-11-1)

** 工博 東北大学教授 工学部土木工学科 (〒980 仙台市青葉区荒巻字青葉)

*** 工博 東北大学講師 工学部土木工学科

最近、公称応力と板曲げ応力を合わせた応力を局部応力と定義して、既設鋼橋の局部応力が発生する部位の疲労照査に役立てるべく実験および解析が行われている^{8),9)}。また、この軸方向力やモーメント荷重の作用に着目した研究も行われており、対傾構や下横構の軸方向力に着目した研究^{10),11)}や、横桁からのモーメント荷重に対応する回転角に着目した研究¹²⁾がある。

鋼橋の維持管理に携わる現場技術者は、既設鋼橋の損傷部位の補修・補強事例^{3),4)}等を参考にしながら実橋の点検を行っているが、縦方向部材と横方向部材の接合板近傍に生じる損傷の発生原因を知るためには、実測と解析を併用して、局部曲げ応力とそれを生じさせる面外力を把握する必要がある。また、一般に損傷原因は一つとは限らず複数の原因が関係している場合が多いが、適切な補強・補修対策を立てるためには主因を推定する必要がある。

これに対して、接合部の構造が比較的単純な場合の局部曲げ応力を平易なモデルで評価することができれば、鋼橋の維持管理に携わる現場技術者にとって類似の構造形式や類似の面外力が作用している場合の基本データとして活用でき、実測応力の発生原因分析にも役立つと考えられる。

このような観点から、本論文では接合板下端部のウェブプレートに生じる局所的な板曲げ応力と接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚との関係を把握するために有限要素法による弾性線形構造解析を行う。また、有限要素法の数値結果のモデル化に初等梁理論を使用し、接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚を構造パラメータとした局部曲げ応力の簡易評価方法を提案する。

2. 立体板構造モデル

構造対象は、せん断力のみ伝達を考慮して設計される外主桁と横桁の接合部や床桁と縦桁との接合部である。モデルの部材軸方向の長さは接合板の設置位置から左右の部材軸方向に桁高の0.9倍とれば、局所的な板曲げ応力が十分低減することを事前に数値計算により確認し、桁高の1.8倍の長さとする。図-1に示すように上・下フランジ、ウェブプレートおよびウェブの両面に設置した接合板からなる立体薄板構造を解析対象とする。図中の各記号は L : 接合板下端部から下フランジまでの接合板欠損部の長さ、 t : ウェブプレートの板厚、 B : 縦方向部材の桁高、 b : 横方向部材の桁高をそれぞれ表わす。局部曲げ応力は、接合板の下端部を中心として局所的に生じると考えられるので、横方向部材の下フランジの取合部を省略した。

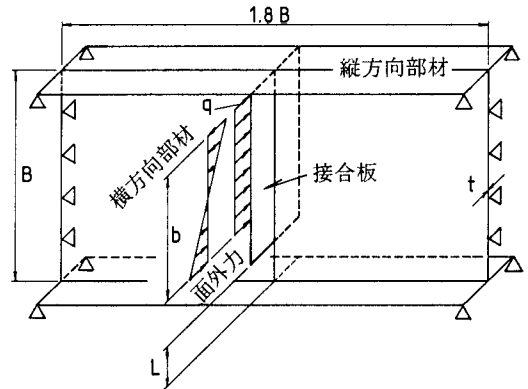


図-1 立体板構造モデルと境界条件

接合板に作用する面外力としては、二つの荷重を考えた。ひとつはモーメント荷重で、プレートガーダーの外主桁に横桁が接合しているときに、主桁間のたわみ差によって横桁端部に生じる横桁強軸回りの曲げ応力をモデル化した。分布荷重は、下路トラス橋の床桁に外側縦桁が接合しているときに、床桁を介して隣接する外側縦桁間の軸力差によって床桁に面外変形が生じる場合等をモデル化した。ここで、面外力が作用する側のウェブプレート面を表面と呼び、反対側のウェブプレート面を裏面と呼ぶ。

設定した境界条件は、実構造では桁高とほぼ同じ間隔で垂直補剛材が設置されていることから、立体板構造モデルの両端に垂直補剛材があると仮定し、図-1に示すように上・下フランジ両端およびウェブプレートの左右両辺について単純支持とする。床版により上フランジは変形を拘束されているが、接合板下端部は床版から充分離れているので、局部曲げ応力に対する床版の拘束の影響は少ないと考え、ここでは考慮しない。

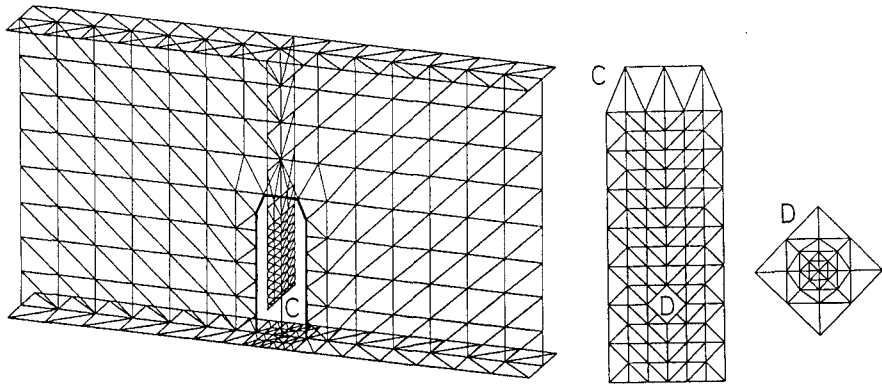


図-2 有限要素分割 (要素数：712 節点数：384)

要素分割図を図-2 に示す。用いる要素は、平面要素の立体的な接合を可能とする 1 節点 6 自由度の三角形板要素である¹³⁾。最小要素サイズは、ウェブプレートの板厚の 1/2 程度にとれば算出される局部曲げ応力値がほとんど同じ値になることを事前に確認して 0.45 cm とした。

(1) 解析ケース

局部的な板曲げ応力に及ぼす接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚の影響を把握するために、面外力としてモーメント荷重を受ける場合と分布荷重を受ける場合のそれぞれについて、次のような組み合わせの場合を解析する。

接合板欠損部の長さ L (cm) : 2.5, 4.5, 7.5, 10.5, 13.5
 ウェブプレートの板厚 t (mm) : 9.0, 12.0, 15.0

鋼橋は比較的現場での加工が容易なため、安易に補強が行われたものもあり、その中に接合板欠損部の長さ L を大きくしたケースも見られる。したがって、一般的なスカーラップ寸法 35 mm を越える欠損部の長さも解析対象とした。

上・下フランジおよび接合板は、ウェブプレートへの面外力に対して板幅の 3 乗に比例する曲げ剛性を有することから、ウェブプレートの曲げ剛性に比べて非常に大きく、これらの板幅を変化させても接合板欠損部に生じる局部的な板曲げ応力に及ぼす影響は小さいと考えられる。したがって、これらの板幅や板厚をパラメータにはとらないが、実橋の値を参考にしながら道路橋示方書の規定¹⁴⁾を満足する値とする。図-3 に断面形状を示す。

(2) 面外力

a) 分布荷重

下路トラス橋の外側縦桁が接合する床桁では、床桁を介して隣接する外側縦桁間の軸力差によって床桁ウェブプレートに面外変形を生じることが明らかとなり、実橋の解析結果¹⁵⁾から、その軸力差は、最大約 1 tf 程度であった。分布荷重の入力値は、 $q \cdot b = 1,000 \text{ kgf}$ (9.8 KN) とし、外側縦桁の桁高 b を 65 cm とする。

また局部的な板曲げ応力は、ウェブプレートを上・下のフランジを支点とするスパン B の単純梁とみなしたときに、面外力によって下フランジ側の支点に生じる反力 R に比例すると概算できる。つまり反力 R は

$$R = q \cdot b^2 / 2B \dots\dots\dots (1)$$

より求められ、 $B = 100 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$, $q \cdot b = 1,000 \text{ kgf}$ から、 $R = 325 \text{ kgf}$ (3.2 KN) となる。

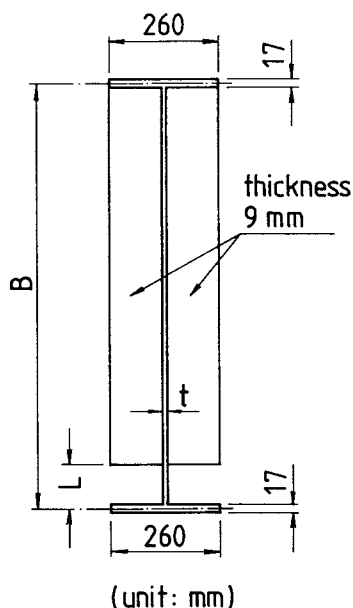


図-3 断面形状

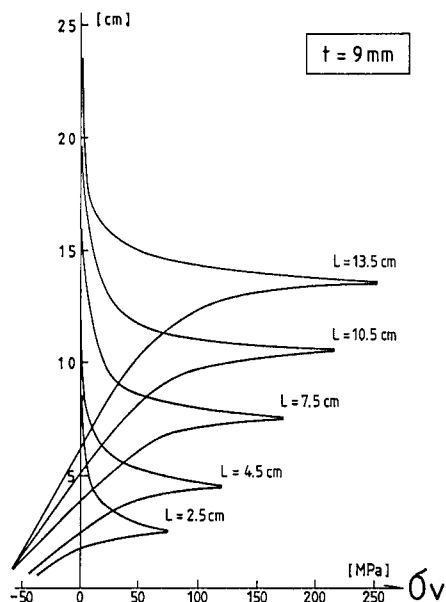


図-4 ウェブ水平断面に生じる応力のウェブ高さ方向分布（裏面）

b) モーメント荷重

モーメント荷重は、プレートガーダーの外主桁に横桁が接合しているときに、主桁間のたわみ差によって横桁端部に生じる横桁強軸回りの曲げ作用をモデル化した。スパン B の単純梁にモーメント荷重 $\overline{M}$ が作用するときの反力 R は

$$R = \overline{M}/B \dots\dots\dots (2)$$

より求められる。プレートガーダーの外主桁に接合する横桁の形状が桁高 b が 65 cm、上・下フランジ幅が 20 cm、フランジおよびウェブの厚さがそれぞれ 9 mm の場合、横桁の上・下フランジ縁に生じる強軸回りの曲げ応力が $\pm 18.5 \text{ kgf/cm}^2$ (1.8 MPa) となる比較的小さい応力状態をモデル化すると、分布荷重が作用する場合と同じ反力を与えるモーメント荷重となる。

$$\overline{M} = R \cdot B = 325 \text{ kgf} \times 100 \text{ cm} = 32,500 \text{ kgf} \cdot \text{cm} \dots\dots\dots (3)$$

3. 解析結果および考察

(1) 局部曲げ応力の発生範囲

図-4 は、ウェブプレート裏面の水平断面に生じる板曲げ応力を下フランジからウェブの高さに沿って図示した。ウェブプレートの板厚 t は 9 mm であり、面外力は分布荷重のみが作用している。接合板欠損部の長さ L が 2.5 cm ～ 13.5 cm までの 5 ケースとも、接合板下端部近傍に集中して局部的な板曲げ応力が生じており、接合板欠損部の長さ L が大きくなるほど局部曲げ応力も大きくなっている。また、ウェブプレートの高さ方向における局部曲げ応力の発生範囲は、接合板欠損部の長さ L に約 5 cm ～ 10 cm 程度を加えた範囲内である。

図-5 には、面外力として分布荷重が作用している場合の接合板近傍のウェブ裏面主応力を図示した。ウェブプレートの板厚 t は 9 mm であり、接合板欠損部の長さ L は、4.5 cm と 13.5 cm である。主応力図からも接合板下端部近傍を中心とした比較的小さい範囲に局部的な板曲げ応力の影響範囲があることがわかる。

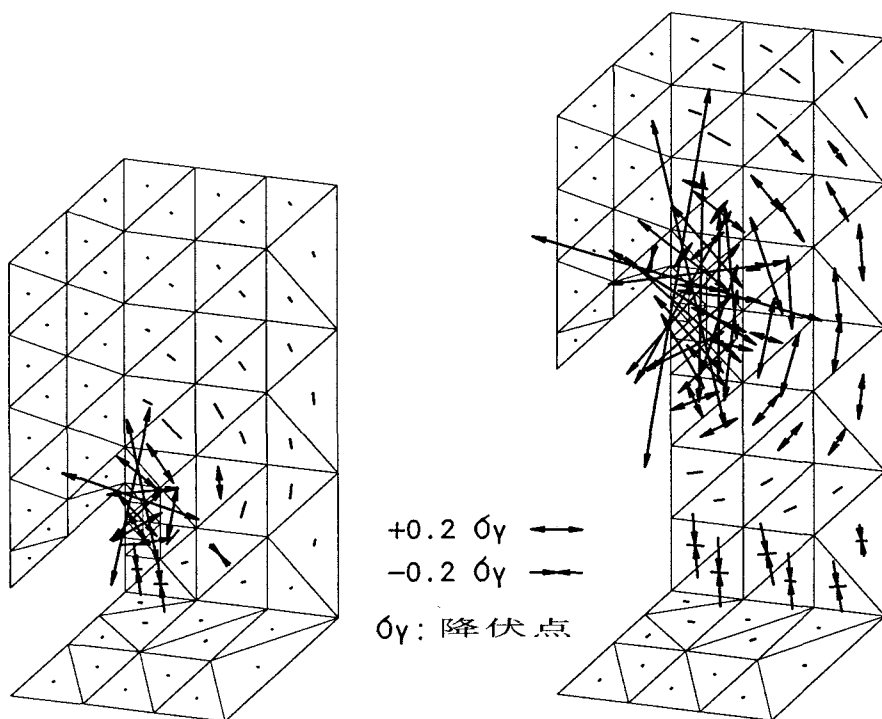


図-5-a 接合板欠損部の長さ $L = 4.5 \text{ cm}$ ($t = 9 \text{ mm}$) 図-5-b 接合板欠損部の長さ $L = 13.5 \text{ cm}$ ($t = 9 \text{ mm}$)

図-5 接合板欠損部の主応力分布 (裏面)

(2) 局部曲げ応力とウェブの板厚および接合板欠損部の長さの関係

図-6 には、接合板下端部直下におけるウェブプレート裏面の水平断面に生じる局部曲げ応力 σ_V を示した。分布荷重とモーメント荷重のそれぞれの値は、前節で述べたとおりウェブプレートを上・下フランジを支点とする単純梁とみなしたときに、面外力によって下フランジ側の支点に生じる反力が同一値となるよう設定している。ウェブプレートの板厚 t と接合板欠損部の長さ L が同じならば、分布荷重が作用する場合とモーメント荷重が作用する場合とも、ほとんど同じ局部曲げ応力が生じていることがわかる。

ウェブプレートの板厚 t が大きくなるほど局部曲げ応力は小さくなっている。板厚 9 mm の場合の局部曲げ応力に対する板厚 12 mm の場合の局部曲げ応力の割合は、接合板欠損部の長さ L が異なる場合でも常に約 0.56 倍であり、板厚 15 mm の場合では同様に約 0.36 倍である。これは、板の表面と裏面の応力が板厚の 2 乗に比例して減少するとする平板の曲げ理論と一致している。また、接合板欠損部の長さ L が大きくなるにつれて局部曲げ応力も大きくなっている。

(3) 水平断面と垂直断面に生じる局部曲げ応力の関係

図-7 には、接合板下端部直下におけるウェブプレート裏面の水平断面に生じる局部曲げ応力 σ_V に対して、垂直断面に生じる局部曲げ応力 σ_H の割合を示した。この図から、接合板欠損部の長さ L やウェブの板厚 t にほとんど無関係に $\sigma_H = 0.8 \sigma_V$ が成り立つことがわかる。これは、比較的剛度の高い接合板が局所的にウェブプレートを押すために、接合板下端部近傍の曲げ変形状が接合板欠損部の長さ L やウェブの板厚 t に関係なく相似形状になるためと考えられる。

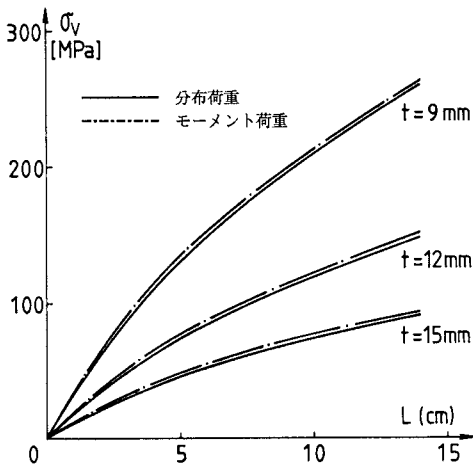


図-6 ウェブ水平断面応力と欠損部長さの関係（裏面）

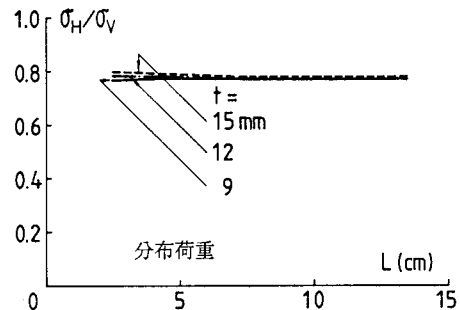
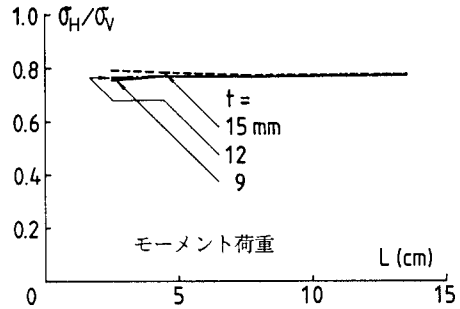


図-7 垂直断面と水平断面に生じる応力の関係

(4) 主応力の方向

図-5 に示したように、接合板下端部直下のウェブプレートに生じる板曲げ応力の最大主応力の方向は、水平方向に対して $90^\circ \sim 80^\circ$ の範囲である。接合板下端部直下のウェブ裏面の最大主応力 σ_1 の値は σ_V 値の約 1 % 増程度、最小主応力 σ_2 の値は σ_H 値の約 1 % 減程度であり、それぞれ σ_V および σ_H とほぼ同じ値であった。したがって実用上は、 σ_V と σ_H のそれぞれの値は主応力 σ_1 と σ_2 の値とみなしてもよいと考えられる。

4. 片持ち梁モデルによる簡易推定式の誘導

ウェブプレート裏面の垂直断面に生じる応力 σ_H は、水平断面に生じる応力 σ_V の約 80 % であるので、水平断面に生じる応力 σ_V を簡易的な方法で算定できれば、垂直断面に生じる応力 σ_H も推定でき実務に携わる現場技術者にとって有用な方法となる。

図-8 にウェブプレートの板厚 t が 9 mm と 15 mm の場合の面外変形図を示した。ウェブプレートの変形は、両端をフランジで支えられた単純梁が剛体載荷板を介して荷重を受けたときの変形に類似している。つまり図-9 に示すようなスパン B の単純梁を考えると、接合板によって局所的に押される位置での曲げモーメントは、下フランジ側の反力 R に接合板欠損部の長さ L を乗じた値となる。この反力 R は、橋梁全体の三次元的な変形に起因して接合板に作用する面外力としての分布荷重 q あるいはモーメント荷重 $\overline{M}$ が既知であれば求まるので、接合板欠損部のウェブプレートを片持ち梁に置き換えるモデルは最も簡単で明解なものと考えられる。

前節で図-6 に関連して述べたように、ウェブプレート裏面の局部曲げ応力は、ウェブプレートの板厚 t の 2 乗に比例して減少しているの、単位幅の矩形断面梁の曲げ応力を求める式

$$\sigma = \pm \frac{6M}{t^2} = \pm \frac{6RL}{t^2} \dots\dots\dots (4)$$

を基本にした局部曲げ応力の推定式構築が最も自然である。この式に、片持ち梁の幅として、解析から得られ

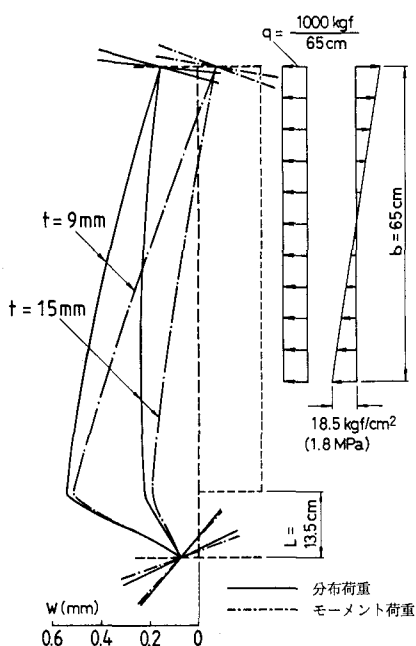


図-8 面外変形図

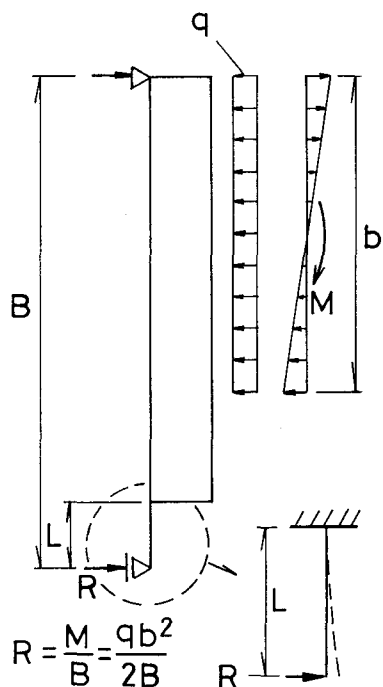


図-9 片持ち梁モデル

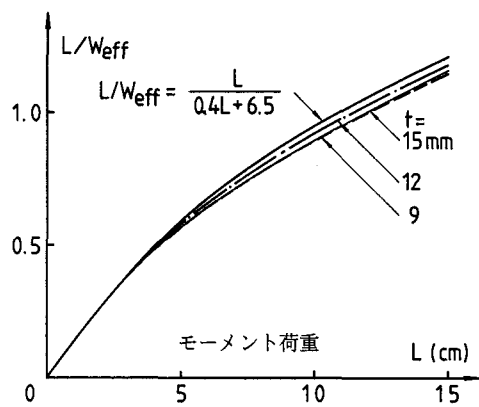
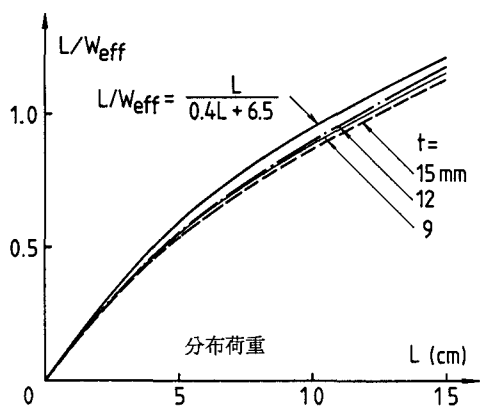


図-10 有効幅と接合板欠損部の長さの関係

る局部曲げ応力 σ_V と同じ値が算出できる有効幅 W_{eff} を導入して

$$\sigma_V = \pm \frac{6R}{t^2} \cdot \frac{L}{W_{eff}} \quad \dots \dots \dots (5)$$

となる。各数値解析結果から、 (L / W_{eff}) と L の関係を図-10 に図示したが、 (L / W_{eff}) はウェブプレート の板厚 t の影響をほとんど受けず、モーメント荷重および分布荷重の場合とも、次のようなひとつの曲線で表すことができる。

$$\frac{L}{W_{eff}} = \frac{L}{0.4L + 6.5} \quad \dots \dots \dots (6)$$

上式は有効幅 W_{eff} をやや控え目の値にとり、有限要素解よりもやや大きめの局部曲げ応力を算出するモデル式

である。また、前節で述べたように垂直断面に生じる応力は

$$\sigma_H = 0.8 \sigma_V \dots\dots\dots (7)$$

で求めることができる。各記号は

- σ_V : 接合板下端部直下におけるウェブプレート表・裏面の水平断面に生じる局部曲げ応力 (kgf/cm^2)
- σ_H : 接合板下端部直下におけるウェブプレート表・裏面の垂直断面に生じる局部曲げ応力 (kgf/cm^2)
- R : 上・下フランジを支点とする単純梁に、接合板に作用するモーメント荷重あるいは分布荷重を作用させたときの下フランジ側の支点反力 (kgf)
- L : 接合板欠損部の長さ (cm)
- t : ウェブプレートの板厚 (cm)
- W_{eff} : 長さ L (cm)、板厚 t (cm) の片持ち梁の自由端に、下フランジ側の支点反力 R (kgf) を作用させたときに固定端に生じる曲げ応力が、ウェブ水平断面に生じる局部曲げ応力 σ_V とほぼ一致するような片持ち梁の有効幅 (cm)

を表す。

縦方向部材と横方向部材の接合板下端部において、ウェブプレート表・裏面の水平断面に生じる局部曲げ応力 σ_V は、まず接合板欠損部の長さ L から有効幅 W_{eff} を式 (6) によって算出し、これを式 (5) に代入すれば求められる。したがって、接合板に作用する面外力を測定または解析から把握できれば、ウェブプレートに生じる局部曲げ応力を有限要素法によらずに、これらの式を用いて簡易的に算定できる。

5. まとめ

本研究では、ウェブプレートの接合板下端部近傍に生じる局部曲げ応力に着目し、接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚を構造パラメータとした、有限要素解析を行なってその応力状態を調べた。また、局部曲げ応力の発生原因を踏まえ、初等梁理論を使用した片持ち梁モデルを提案して簡易な局部曲げ応力の算定方法について論じた。その結果、次のような結論が得られた。

- 1) ウェブプレートに接合板を介して面外のモーメント荷重あるいは面外の分布荷重が作用すると、接合板下端部近傍のウェブプレートに局部曲げ応力が生じる。これは、ウェブプレートが比較的剛度の高い接合板によって局所的に押されるためである。
- 2) ウェブプレートの接合板下端部直下では、垂直断面に生じる板曲げ応力 σ_H は、水平断面に生じる板曲げ応力 σ_V の約 80 % である。この関係は、接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚にほとんど無関係である。
- 3) 接合板欠損部の長さに関連する有効幅の概念を導入し、この有効幅を有する片持ち梁モデルを提案した。このモデルを用いた推定式により接合板下端部直下のウェブプレート表面に生じる局部曲げ応力を簡易に算定できる。
- 4) 接合板下端部直下のウェブプレートの最大主応力の方向は、水平方向に対して $90^\circ \sim 80^\circ$ の範囲であることから最大主応力 σ_1 の値は σ_V 値の約 1 % 増程度、最小主応力 σ_2 の値は σ_H 値の約 1 % 減程度である。したがって、片持ち梁モデルの簡易推定式によって主応力の値も推定できる。

6. あとがき

本研究は、接合板下端部近傍のウェブプレートに生じる局所的な板曲げ応力を予測するために、接合板欠損部の長さやウェブプレートの板厚をパラメータとしたごく簡易な推定式の提案を行ったものである。

この推定式は、面外力が測定または解析から決められる場合を前提にしている。本研究では面外力の実測データが入手できず、局部曲げ応力の直接的な比較を提示できなかったのは残念である。しかし、構造が比較的簡単

な場合の局部曲げ応力に関する力学的知識を得ておくことは、測定結果の分析だけでなく、合理的な補強を助けるという意味でも充分役立つと考えている。

最後に、本研究を進めるにあたり、数値計算環境をより良くしていただいた岩熊哲夫教授（東北大学工学部土木工学科）に厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 三木千壽・坂野昌弘・館石和雄・福岡良典: 鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析, 土木学会論文集, 第 392 号 /I-9, pp.403-410, 1988. 4.
- 2) Fisher, J.W.: Fatigue and Fracture in Steel Bridges (Case Studies), Wiley-Interscience, 1984. (阿部英彦・三木千壽 訳監修: 鋼橋の疲労と破壊 (ケーススタディ), 建設図書, 1987.)
- 3) 名取暢・浅岡敏明・稲田育朗: 鋼橋の補修・補強, 横河ブリッジ技報, No.21, pp.63-90, 1992.1.
- 4) (財) 鉄道総合技術研究所編: 鋼構造物補修・補強・改造の手引き, 研友社, 1992.7.
- 5) (社) 日本鋼構造協会編: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説 (資料編), 技報堂出版, pp.292-294, 1993.4.
- 6) 土木学会鋼構造委員会疲労変状調査小委員会: 鋼橋の疲労変状調査, 土木学会論文集, 第 368 号 /I-5, pp.1-12, 1986.4.
- 7) 西川和廣: プレートガーダー橋の疲労損傷例, 道路, pp.58-63, 1985.7.
- 8) 三木千壽・館石和雄・J.F. RICCI・梶本勝也: 橋梁部材のスカーラップ部に生じる面外変形挙動とその疲労強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.989-997, 1993. 3.
- 9) 三木千壽・館石和雄・山本美博・宮内政信: 局部応力を基準とした疲労評価手法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.1055-1062, 1992. 3.
- 10) Masuda, N., Miki, C., Kashiwagi, H. and Kaidoh, H.: Analyses of sway bracing members in composite-girder bridges, *Proc. of JSCE*, No.386/I-8, pp.115-124, 1987. 10.
- 11) 中井博・北田俊行・明橋克良・矢野直樹: 曲線 I 桁橋構造詳細部の局部応力挙動に関する静的載荷実験, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1211-1222, 1991.3.
- 12) Okura, I., Takigawa, H. and Fukumoto, Y.: Structural parameters governing fatigue cracking in highway bridges, *Proc. of JSCE*, No.410/I-12, pp.253-256, 1989. 10.
- 13) 吉田裕・雨宮栄一郎・増田陳紀: 立体構造解析のための薄板有限要素, 土木学会論文集, 第 211 号, pp.19-28, 1973. 3.
- 14) (社) 日本道路協会編: 道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編), 丸善, pp.238-255, 1990. 2.
- 15) 佐藤恒明・倉西茂: 床組が補強された鋼トラス橋の応力・変位挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.981-988, 1993. 3.

(1993年 9 月 16 日 受付)