

プレートガーダー橋主桁腹板の初期たわみが 座屈耐荷力に及ぼす影響

A Study on the Effect of Initial Deflection on the Ultimate
Buckling Strength of Web Plate of Plate Girder Bridges

望月 清彦*・松田 宏**・和地 輝雄***・増田 陳紀****・白旗 弘実†・細江 隆‡

Kiyohiko MOCHIZUKI, Hiroshi MATSUDA, Teruo WACHI,
Nobutoshi MASUDA, Hiromi SHIRAHATA and Takashi HOSOE

* (株) サクラダ (〒272-0002 千葉県市川市二俣新町 21)

** 日本電子計算 (株) (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-4-24)

*** (株) バコーボレーション (〒135-0061 東京都江東区豊洲 3-4-5)

**** フェロー 工博 武蔵工業大学 土木工学科 教授 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

† 修 (工) 武蔵工業大学 土木工学科 助手 (同上)

‡ 鹿島道路 (〒431-3121 静岡県浜松市有玉北町 796) (研究当時 武蔵工業大学学生)

It is regulated that the maximum deflection of web plates of bridges is less than one-two hundred fiftieth of the height of web plate. However, there is no specific back ground for this value. In this study, relation between initial deflection and ultimate strength of web buckling was investigated numerically. Three loading patterns were examined. One was bending, the second was shear and the third was combination of bending and shear. Choosing the values of initial deflection of web plate as 1/250, 1/150 and 1/100, ultimate buckling strength was compared.

Key Words : *finite element method, nonlinear analysis, bi-linear model, kinematic hardening, stiffened plate*

1. はじめに

現在、鋼橋において桁の初期たわみは桁高の 1/250 でなければならないことが道路橋示方書で定められている¹⁾。初期不整の規定は日本だけでなく、多くの国で桁高の 1/250 以下と定められているが、この根拠は明確でないとの指摘がなされてきた。

過去においても桁の初期不整に関する実験的、理論的、数値解析的検討は行われてきた。実験的検討に関しては森脇^{2),3)}らによるものがある。森脇らは初期不整をもつプレートガーダーに対し、せん断、純曲げを加える実験を行った。その結果せん断が支配的な桁に関して現行の規定はかなり安全側にあると述べている。また、小松⁴⁾は曲げに関しても現行の規定は若干安全側にあると述べている。これと同様に、藤野⁵⁾は曲げとせん断の組み合わせを受ける桁に対しても、現行の規定は緩和しうることを述べ、森脇らの結果から組み合わせ座屈強度を与えている。

理論的検討の例としては、純曲げを受けるプレートガーダー腹板に対して、初期不整が耐荷力に及ぼす影響を検討した例⁶⁾があるが、せん断に関して初期不整の影響を検討した例はほとんど見られない。

数値解析的検討に関してはせん断を受ける桁の解析が行われている。この中でも初期不整に関するものとして、奈良ら⁷⁾は桁高の 1/150 までの量を桁の初期たわみ量として、初期たわみ分布に関して、数種類のモードで座屈耐荷力の変化を有限要素法により調べているが、いずれの場合においても耐荷力に差は少ないと述

べている。一方で、曲げのみ、曲げおよびせん断の組み合わせ荷重に対する数値解析的検討例はそれほど見られない。

設計製作の合理化、橋梁架設事業の低価格化が望まれており、不要な、あるいは過剰な制約は避けるべきであり、そのような観点から、本研究においては、初期たわみ量が座屈強度へ及ぼす影響を検討することを目的としている。曲げ、せん断および組み合わせ荷重を考慮することができ、また、所望のたわみを与えることができるようにするには数値的検討が有利である。また、座屈後の挙動、塑性域の広がりなどを検討するにも数値解析が有効である。本研究では有限要素法による材料・幾何学的非線形解析に基づいた検討を行っているが、曲げ、せん断およびそれらの組み合わせを受けるプレートガーダー腹板を対象とする点が既往の研究とは異なっている。さらに本研究では特に上記の既往の研究では考慮されていなかった、より大きな初期たわみを与え、座屈強度が大きく低下するかを検討している。溶接残留応力の影響も当然検討すべきであるが、初期たわみの影響と明確に区別するために、本論文においてはまずこれを考慮せずに検討を行っている。

2. 解析条件

本研究では道路橋示方書に基づいて設計製作される典型的橋梁として、図-1 に示すような橋長約 100m の 3 径間連続プレートガーダー橋を想定している。桁高は 2m、垂直補剛材間隔は 1.5m、腹板の厚さは 10mm で

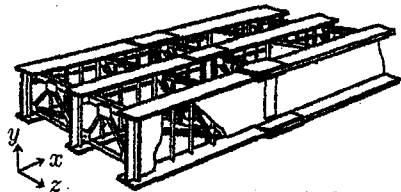


図-1 解析対象橋梁概念図

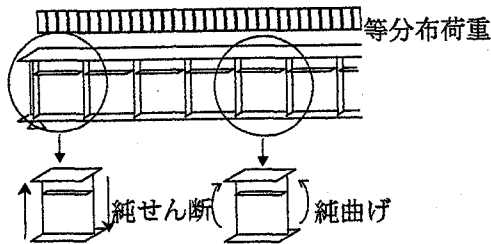


図-2 解析対象腹板の抽出

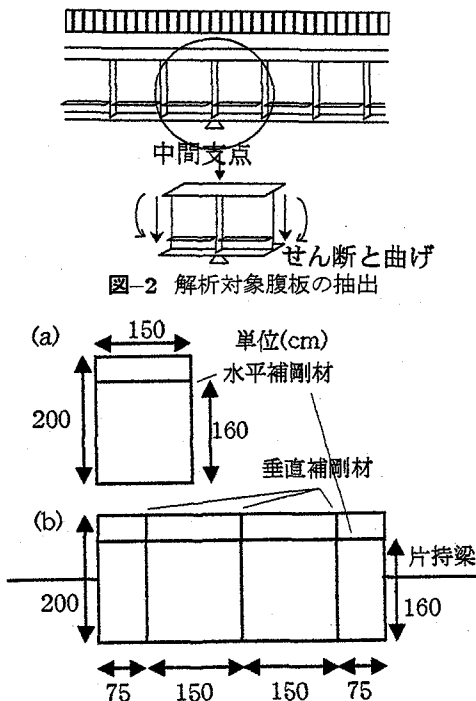


図-3 解析モデル (a)1パネル (b)3パネル

ある。これは一般的に多く見られるプレートガーダー橋の諸寸法に近いものである。

解析対象区間として、図-2に示すように、等分布にかかる死荷重から、せん断を受ける桁端部、曲げを受ける桁中央部、およびせん断、曲げの両方の荷重にかかる中間支点部を選んだ。

解析のモデル化には図-3(a)、(b)に示すように、せん断を受ける部分では、主桁の1パネルのみを取り出した。曲げを受ける部分では、同様に主桁の1パネルを取り出したモデルと3パネル分を取り出したモデルとを考慮した。せん断、曲げの両者が作用する部分では3パネル分を取り出した。また、桁の上下フランジ、水平、垂直補剛材も板要素によるモデル化の対象とした。ここで行った解析では、すべての場合において、水平補剛材を取り付けた場合を対象とした。水平補剛材の位置は圧縮を受ける側から、桁高の20%の位置、長さにして40cmの所にある。

表-1 検討した荷重載荷パターンおよび腹板パネル数

載荷パターン	腹板パネル数
曲げ	1,3
せん断	1
曲げおよびせん断の組み合わせ	3

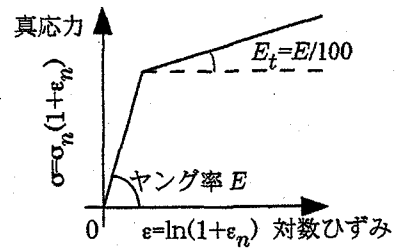


図-4 鋼材の応力ひずみ関係

曲げのみ、もしくはせん断のみの荷重載荷パターンにおいては非線形解析において荷重もしくは変位制御で収束させることが可能である。しかし、組み合わせ荷重においては曲げ、せん断をそれぞれ独立に載荷し、非線形計算を収束させることはきわめて困難である。そこで、本研究では桁高の中央部から片持梁を出し、荷重は梁先端のみに載荷することで対象モデルに曲げとせん断を与えるという工夫を行った。板パネルと梁の結合部において、全体を板でモデル化した場合とは異なった応力分布が生ずることになるのでその影響を取り除くために、2パネルの左右にそれぞれ0.5パネル分の遷移領域をおき、その先に片持ち梁を取り付けた。これが図-2に示すような2パネル分をモデルとせずに3パネル分を取り出した理由である。表-1に本研究で検討した荷重載荷パターンと主桁パネル数を示す。

図-3(a)に示す1パネルモデルの幅は150cm、高さは200cmである。要素分割は幅方向に32分割、高さ方向に48分割とした。要素1辺の長さは4~5cmである。この要素分割は後藤ら⁸⁾が鋼製橋脚の解析に用いて実測結果との良好な一致をみている分割に比べて十分細かい分割となっている。フランジの幅は550mm、フランジの厚さは28mmであるが、フランジについてはフランジ幅方向の分割数を片側について4としている。

本研究では汎用有限要素解析コードABAQUSを用いている。要素は1要素4節点のシェル要素である。桁において、想定した鋼材はSM490Yである。鋼材の応力-ひずみ関係には、図-4に示すようなバイリニアモデルを採用し、移動硬化則を適用した。また、ひずみ硬化係数は弾性係数の1/100とした。

初期たわみ分布 $w(x, y)$ は式(1)で与えた。

$$w(x, y) = \frac{h}{A} \sin \frac{\pi}{a} x \sin \frac{\pi}{h} y \quad (1)$$

ここに、 h は水平補剛材と下フランジ間の長さ(以後、ここではこれを桁高と称する)、 a は1パネルの幅である。たわみの大きさは現行の道路橋示方書で規定する桁高の1/250を基準値とした。つまり式(1)における A の値は250を基準値として、たわみがそれよりも大きい場合に相当する桁高の1/150、1/100について検討した。

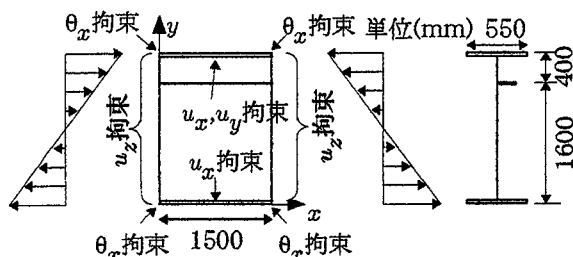


図-5 純曲げ载荷時の1パネルモデルの境界条件

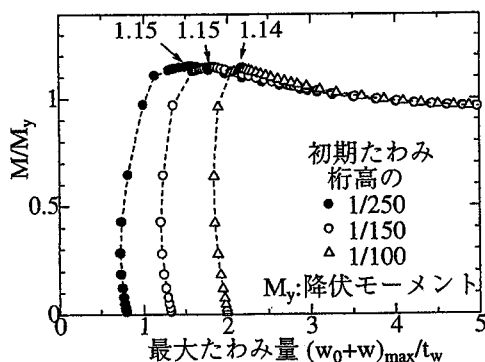


図-6 最大たわみ量と曲げモーメントの関係 1パネルモデル

3. 純曲げを受けるパネル

3.1 1パネルモデル

はじめに、曲げのみが作用する桁中央部の1パネルを対象として解析を行った。境界条件を図-5に示す。図において、橋軸方向に x 軸、桁高さ方向に y 軸、面外方向に z 軸をとっている。図-5の左右辺では z 方向の変位、つまり面外方向の変位を拘束した。フランジが橋軸方向に連続してねじり抵抗したり、垂直補剛材が節となって変形モードを生じること再現するためにパネルの四隅では x 軸周りの回転を拘束している。 x, y 方向の変位は上下フランジの中央点で図に示すように拘束している。荷重はパネル左右縁に強制変位を加えることで与えており、非線形解析制御方法は変位制御で行った。

図-6に最大たわみ量と曲げモーメントの関係を示す。横軸は荷重載荷時の各载荷ステップにおいて、腹板上の節点の中で、初期たわみ量も含めた変位が最大のものを選び、腹板の厚さで割って、無次元化したものをプロットしている。縦軸は各载荷ステップにおける曲げモーメントを引張縁が降伏しはじめときの曲げモーメント M_Y で割って、無次元化したものである。 M_Y は水平補剛材を除いた桁断面の断面2次モーメント、中立軸から引張縁までの距離、降伏応力から計算したものである。各载荷ステップでの曲げモーメントを求めるにあたり、図-5の左右辺の節点反力を計算し、中立軸からその節点までの距離を計算し、各節点での反力による中立軸周りの曲げモーメントを加算していくことにより行った。以下、曲げモーメントはすべて降伏曲げモーメントで無次元化しており、これを無次元化した曲げモーメントと呼ぶことにする。

図-6では初期たわみが桁高の1/250、1/150および1/100の場合について比較しているが、図中に数値で示した曲げに対する耐力力は初期たわみ量の増加によ

りほとんど低下しないことがわかる。

初期たわみの変化が桁の変形にどのように影響しているのか変形図を描いた。図-7はそれぞれ初期たわみが桁高の1/250、1/150および1/100のときの変形図である。変位の倍率は25倍である。

図-8はミーゼスの相当応力の等高線図である。はじめに示したものは M/M_Y で表わされる無次元化された曲げモーメントが0.65の場合、次に示したものは無次元化曲げモーメントが1.14、この後載荷曲げモーメントは最大を取り、最後に示したものは無次元化曲げモーメントが低下して1.08のときのものである。はじめの荷重ステップにおいては初期たわみ1/150、1/100ではミーゼス応力は桁高方向中央部の中立軸あたりで最低となるが、初期たわみの影響で応力が330kgf/cm²以下の領域が小さくなっている。しかし、荷重がかかるにつれて応力分布は初期たわみの大きさに依らず同様の分布になっていく。変形図を見ると、荷重が大きくなるにつれ、最大のたわみ点は圧縮側に移動しているのがわかる。検討した中で最大の曲げ耐力をもつものは初期たわみが桁高の1/250であり、最小の曲げ耐力をもつものは初期たわみが桁高の1/100の場合である。しかし、桁高の1/100の初期たわみの場合でも1/250の場合と比較して、低下率はわずかに0.97%である。

3.2 3パネルモデル

曲げを受ける桁で3パネル分を取り出したモデルに対し、座屈耐力力の検討を行った。このとき、図-9に示すように、初期たわみは左右のパネルで互いに反対の方向にある場合を想定している。モデルと境界条件を図-10に示す。パネル数は支点を中心に両側に1.5パネルずつある。1パネルモデルでは強制変位を与えたが、3パネルモデルではパネル左右端に荷重を与えている。これにより純曲げ状態が再現できる。桁高方向、つまり、 y 方向の拘束が必要となるが、そのためにパネルの左右に弾性の梁を取り付け、梁の端部で y 方向の変位を固定した。パネルの左右端部では局所的な荷重がかかることになるので、遷移領域として、両側に0.5パネル分のパネルを設け、パネルの両サイドには剛体棒要素を導入した。

図-11は最大たわみ量と降伏曲げモーメントで無次元化した曲げモーメントとの関係を示したものである。座屈耐力力がもっとも高いのは初期たわみが桁高の1/250の場合で、座屈耐力力がもっとも低いのは初期たわみが桁高の1/100の場合である。その低下率は0.72%である。これは1パネルモデルのときの低下率0.97%とそれほど差がないといえる。また、座屈耐力力が1パネルモデルのときよりも約10%高く出ている。1パネルモデルにおいては、パネルの周囲は単純支持され、面外方向への回転は自由である。一方で、3パネルモデルのときはそれぞれのパネルの周囲はフランジや垂直補剛材で結合され、面外回転も拘束されるので剛な結果になったものと考えられる。

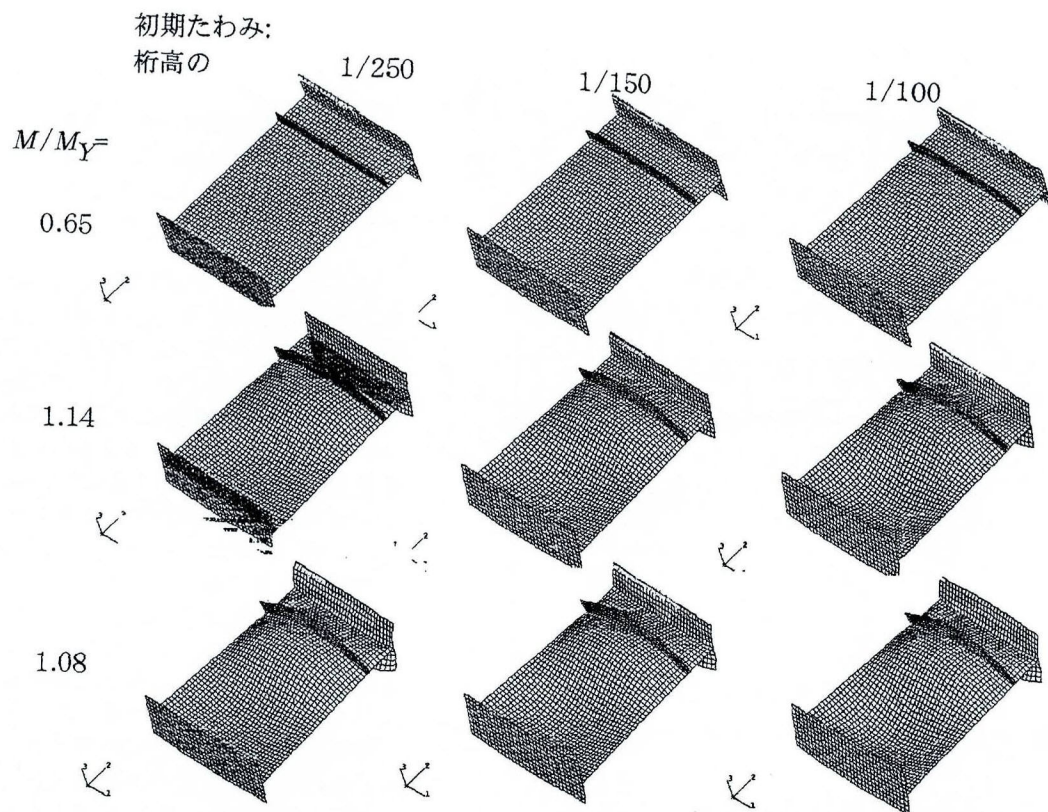


図-7 曲げを受ける 1 パネル :変形図

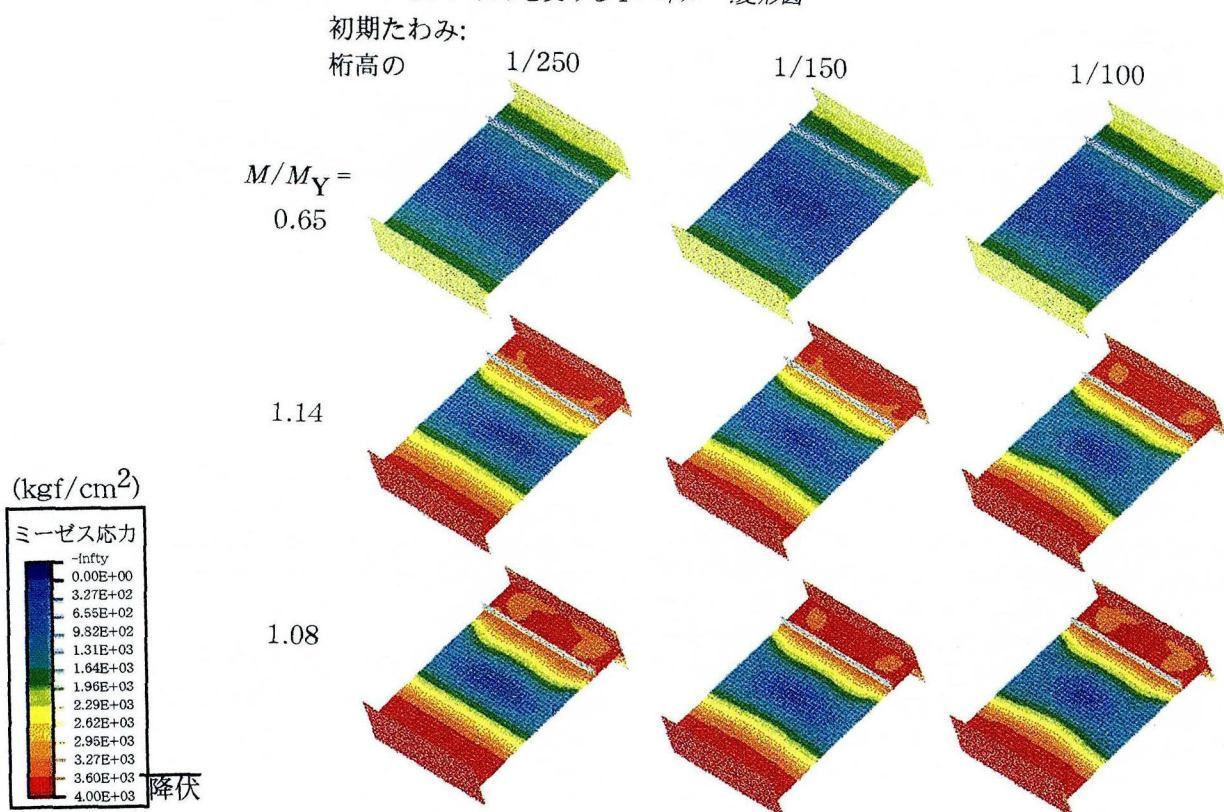


図-8 曲げを受ける 1 パネル :応力等高線図

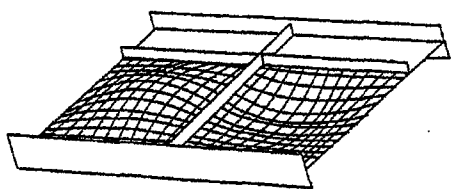


図-9 3 パネルモデルで導入した初期たわみ

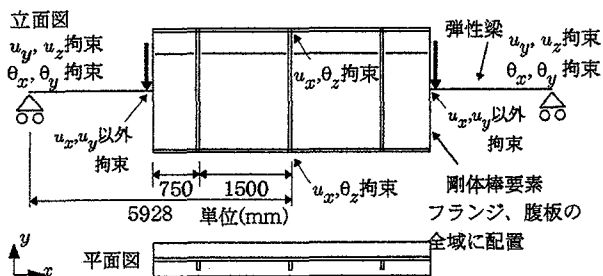


図-10 純曲げ载荷時の3パネルモデルの境界条件

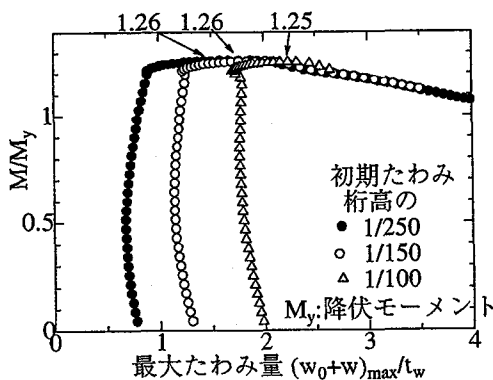


図-11 最大たわみ量と曲げモーメントの関係 3 パネルモデル

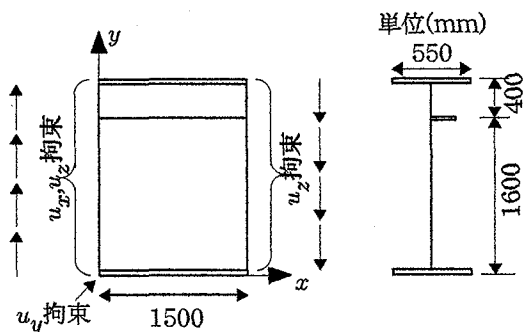


図-12 せん断力载荷時の1パネルモデルの境界条件

4. せん断を受けるパネル

桁端部のようなせん断を受けるパネルを考える。図-12に示すような境界条件とした。パネルの左右辺では面外方向である z 方向の変位を拘束した。パネルの左辺においては、 x 方向の変位を拘束している。図-12において、左下の端点で y 方向の変位を拘束している。荷重は左右の辺にかけており、制御方法は荷重制御である。

図-13は最大たわみ量とせん断力の関係を示したものである。横軸は腹板上の節点において、初期たわみも含めたたわみ量の中でもっとも大きいたわみ量をもつ節点でのたわみである。せん断力 S を降伏せん断力

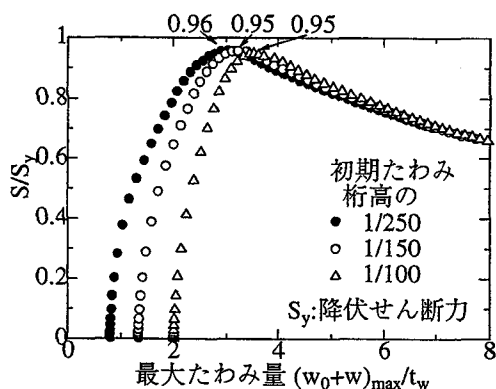


図-13 最大たわみ量とせん断力の関係

S_y で割り、無次元化している。せん断力は腹板内で一様に分布しているものとし、降伏せん断力 S_y は降伏せん断応力 τ_y と腹板の断面積 A_w の積で計算している。

せん断力を受ける場合でも、初期たわみ量の増加による耐力の低下はそれほど見られない。初期たわみ1/250から1/100になったことによる耐力の低下は1.04%である。

図-14、図-15はそれぞれせん断を受ける桁の変形図とミーゼス相当応力の等高線図である。変形図においては変位の倍率は20倍である。応力等高線図では、はじめ、初期たわみが大きいほうが高い応力が作用している。しかし、荷重が大きくなるにつれ、塑性域が進展するにしたがって初期たわみの違いによる応力分布の違いはそれほど見られなくなる。変形図を見ると、初期たわみが大きいほうが変形領域が若干大きい。

図-16はパネル内での最大たわみ位置の推移を示したものである。初期たわみが桁高の1/100では最大たわみ位置が大きく変化しているところがあるが、これは最大耐力が得られた直後である。

5. 組み合わせ荷重を受けるパネル

中間支点上でせん断と曲げを受けるパネルの解析を行った。モデルを図-17に示す。パネルは支点を中心に両側に1.5パネルずつある。曲げを受ける3パネルモデルと異なるのは、中間支点上の垂直補剛材を両面に取り付けたことである。また、桁の圧縮を受ける部分が支点部側になり、水平補剛材の位置が変わったことである。せん断と曲げの比率を一定にするために、パネル両サイドに弾性梁要素を用い、梁先端に集中荷重を載荷した。せん断と曲げの比率はモデルとした橋梁の径間長から求めた。梁要素の長さを変えることでこの比率を変えることができる。弾性梁をつけたことにより、パネルの左右端部では局所的な荷重がかかることになる。よって、両側に0.5パネル分のパネルを設けたのは曲げを受ける3パネルモデルと同様である。

境界条件は中間支点上で y 軸方向の変位を固定した。ただし、支承の中心の節点ではすべての自由度を拘束した。集中荷重がかかる弾性梁の先端部では z 軸方向変位、 x 軸および y 軸周りの回転を拘束している。

図-18(a)は最大たわみ量と曲げモーメントの関係を示したものである。図-18(b)は最大たわみ量とせん断

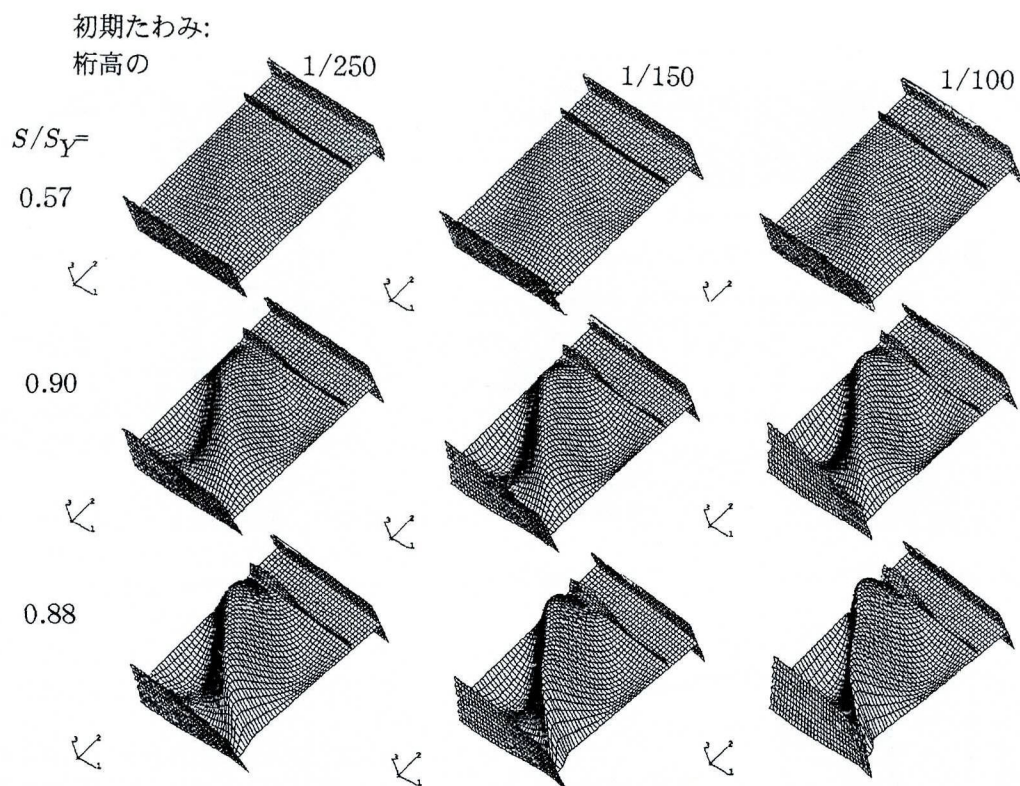


図-14 せん断を受けるパネル :変形図

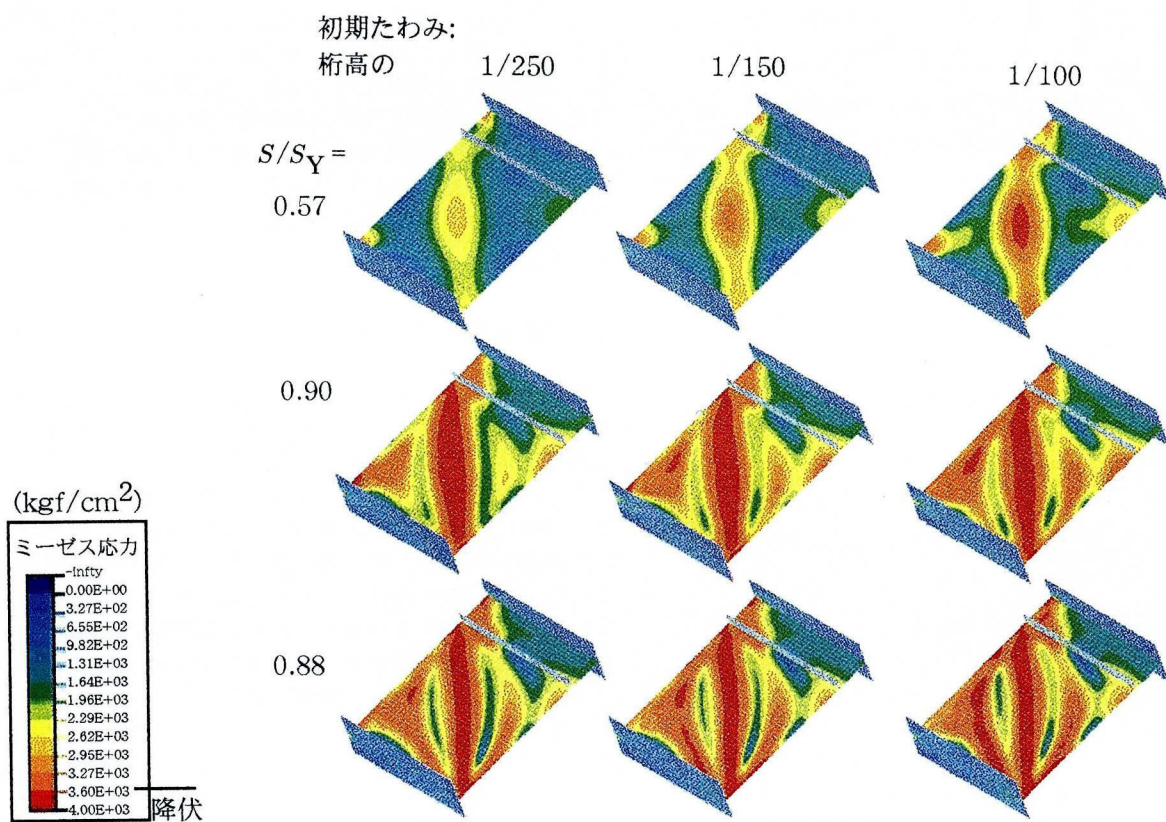


図-15 せん断を受けるパネル :応力等高線図

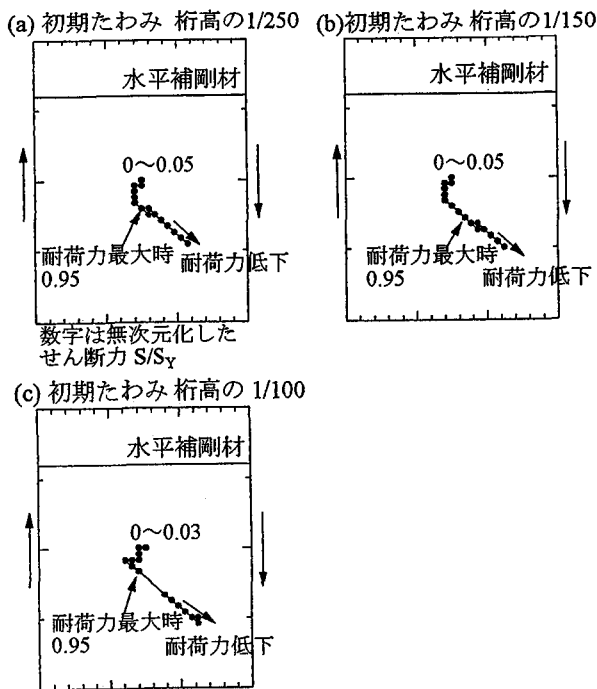


図-16 せん断力荷重時の腹板上のたわみ最大点位置の変化

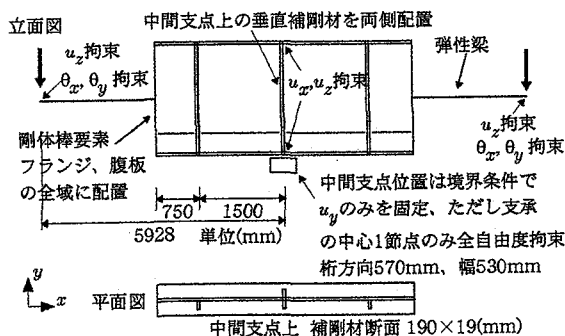


図-17 組み合わせ荷重載荷時の3パネルモデルの境界条件

力の関係を示したものである。前節、前々節の図と同様に、最大たわみ量は腹板上の節点において、初期たわみも含めたたわみの中で最大のものを各荷重ステップにおいて求めたものである。曲げモーメントは降伏モーメントで、せん断力は降伏せん断力で割って、無次元化している。

図-18(a)において、初期たわみが桁高の1/250の場合、無次元化された荷重 M/M_Y が1.11で最大になったあと、たわみが減少し、再び増加している。この現象は初期たわみが桁高の1/150や1/100の場合においても同様である。

図-19に荷重の増加による最大たわみ点の推移を示す。図-19(a)、(b)、(c)はそれぞれ初期たわみ1/250、1/150、1/100の場合である。無次元化した曲げモーメント M/M_Y が1.08となった時点で最大たわみ点が腹板中央部から支点部近傍へと変化している。それ以降、最大たわみ点は支点部付近でそこからかわらなくなる。初期たわみが桁高の1/250のとき、1/100のときがそれぞれ耐力力が最大、最小であった。初期たわみが桁高の1/250に対し、1/100のときの耐力力低下率は曲げ、せん断ともに0.38%である。図-20は初期たわみが桁高の1/250の場合の応力等高線図と変形図を示した

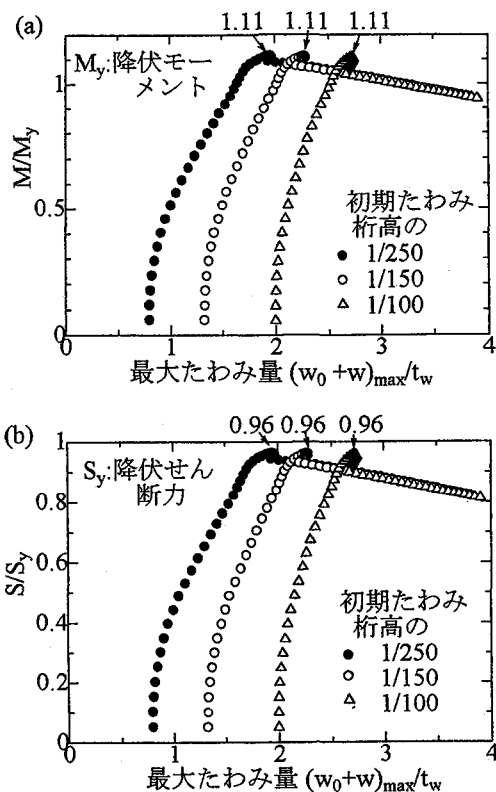


図-18 最大たわみ量と (a) 曲げモーメント、(b) せん断力の関係

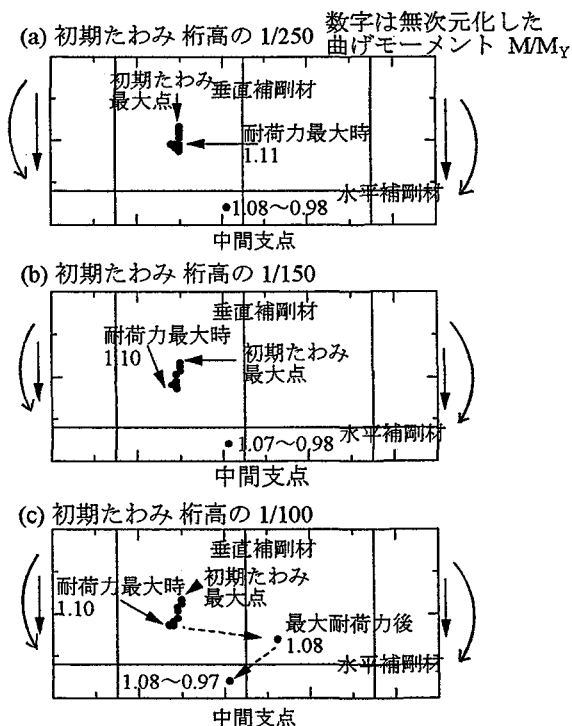


図-19 組み合わせ荷重載荷時の腹板上のたわみ最大点位置の変化

ものである。変形の倍率は20倍である。

6. おわりに

本研究では、プレートガーダー橋の腹板の初期たわみに関して、現行の道路橋示方書で規定されている制

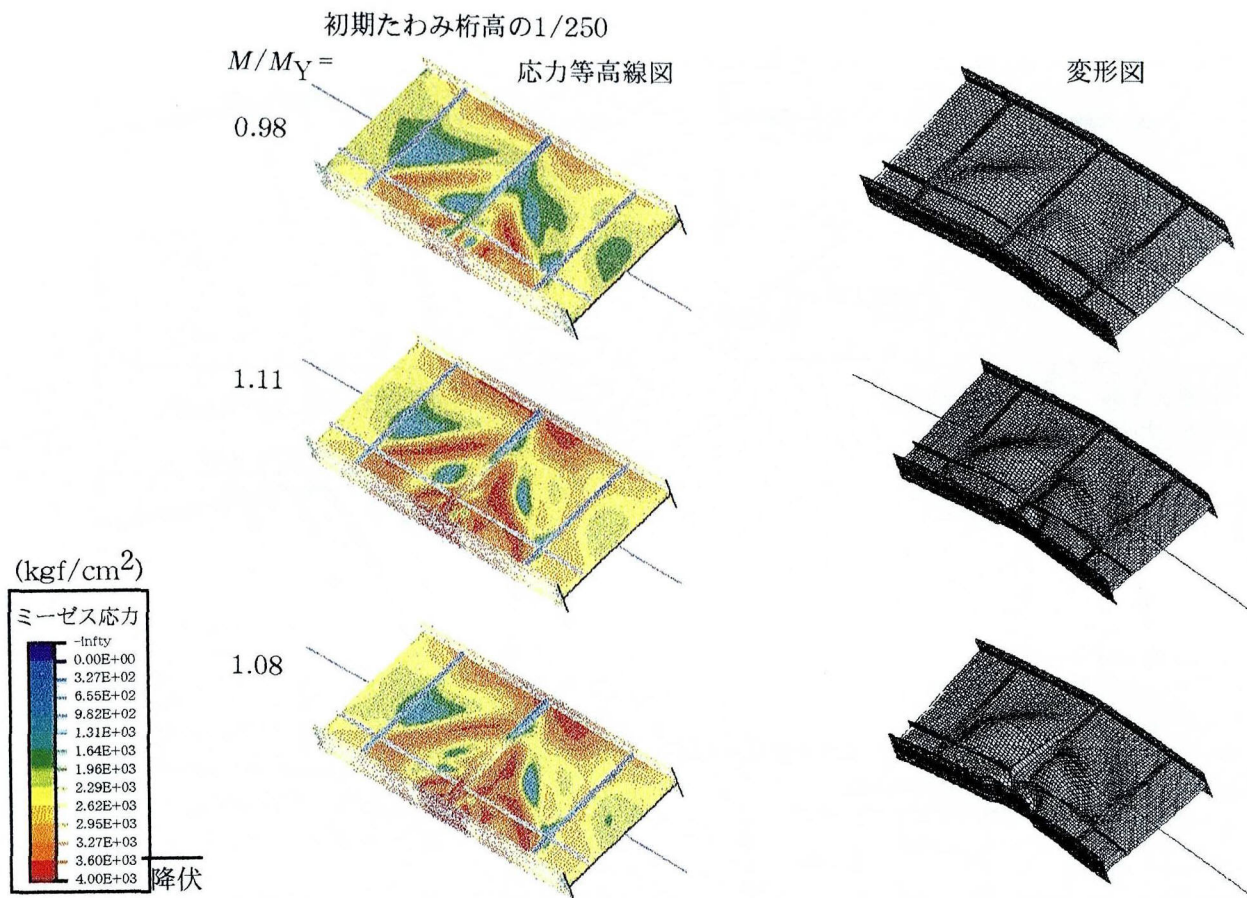


図-20 組み合わせ荷重を受けるパネル：変形図と応力等高線図（初期たわみ桁高の1/250のみ）

限值である桁高の1/250より大きなたわみに対して、座屈耐荷力がどのような影響を受けるかを調べることを目的として、有限要素法による数値解析的検討を行った。ここでの検討は1ケーススタディではあるが、取り上げた橋梁諸元は我が国における支間50m程度の橋梁の諸元としてはきわめて典型的であり、道路橋示方書に基づいて設計製作されるような橋梁一般に対して議論があてはまると考えている。本研究で得られた結論を以下に述べる。

- 3パネル分を取り出した数値解析モデルの両端に片持梁を取り付けることで純曲げおよび曲げとせん断の組み合わせ載荷の工夫を行った。
- 純せん断、純曲げ、せん断と曲げの組み合わせを受ける場合すべてにおいて、初期たわみの増加による座屈耐荷力の低下はきわめて少なかった。せん断においては低下率は1.04%、曲げにおいては低下率は0.97%、組み合わせ荷重においては低下率は0.38%であった。
- 荷重が低いときには初期たわみの違いにより、応力等高線図にも違いが現れたが、塑性域が形成され広がっていく段階においてはいずれの初期たわみの場合においても、それほどの違いが現れなかった。

今後の課題として、溶接残留応力を考慮した検討が必要であると考えている。

謝辞： 本研究の一部は鋼橋技術研究会の補助を受けて実施されました。ここに記して感謝の意を表します。また、(株)横河ブリッジの渡邊秀貴氏（研究当時 武蔵

工業大学大学院生）の貴重な助力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、1996.
- 2) 森脇 良一、藤野 真之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集 No.249、pp.41-54、May 1976.
- 3) 森脇 良一、藤野 真之：初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.264、pp.1-15、August 1977.
- 4) 小松 定夫、森脇 良一、藤野 真之：初期不整を考慮したプレートガーダーの強度設計に関する研究、土木学会論文報告集 No.272、pp.13-26、April 1978.
- 5) 藤野 真之：初期不整を有するプレートガーダーの組み合わせ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集 No.269、pp.1-16、January 1978.
- 6) Watanabe, E.: Postbuckling analysis of rectangular panels with flanges behaving elasto-plastically, Proc. of JSCE. No.220, pp.117-130. December 1973.
- 7) 奈良 敬、津田 真、福本 秀士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究、土木学会論文報告集 No.392/I-9 pp.259-264 April 1988.
- 8) 後藤 芳顕、王 慶雲、高橋 宣男、小畑 誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則、土木学会論文集 No.591/I-43 pp.189-206, 1998,4.

(1998年9月18日 受付)