

鋼製箱形断面はりの繰り返しせん断特性に関する非線形数値解析

Praween Chusilp*, 葛 漢彬**, 宇佐美 勉***, 森下 宣明****, 青木 徹彦*****

*工修 名古屋大学大学院工学研究科博士課程後期課程土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**博士 (工) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

****名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)

*****工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草 1247)

本論文は、鋼製ラーメン橋脚の梁部に着目して名古屋高速道路公社が実施した鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験の供試体について行った弾塑性繰り返し解析の結果をまとめたものである。本解析に先立ち、単調載荷解析を行い、残留応力と初期たわみが荷重-変位特性に及ぼす影響と繰り返し解析で用いられる部分モデルの妥当性を調べた。そして、繰り返し解析解析を行い、強度、変形能および座屈モードなどについて解析結果と実験結果との比較を行った。その結果、鋼製箱形断面はりのせん断特性を本解析手法により追跡できることを示している。

Key Words: Buckling mode, Cyclic loading, Ductility, Nonlinear analysis, Strength, Thin-walled box-sectional beam

1 緒言

鋼部材のせん断強度の推定に関しては、座屈設計ガイドライン、ECCS および AASHTO などの設計基準で幾つの提案がなされている^{1)~5)}。最近、兵庫県南部大地震で鋼製ラーメン橋脚の梁中央部腹板にせん断座屈が生じたことを受けて、国内においても多くの実験や解析^{6)~11)}が実施され、腹板のせん断座屈メカニズムの解明へ種々のアプローチが進められてきた。しかし、鋼製ラーメン橋脚の梁部に使用される箱形断面鋼部材を対象とした検討のほとんどが解析である。このような背景から、鋼製ラーメン橋脚の「梁部」のせん断特性を把握するため、箱形断面部材の繰り返しせん断実験は名古屋高速道路公社によって実施され、その結果が文献 12) で報告されている。本報告は、これらの実験供試体を対象に行った数値解析的検討の結果についてまとめたものである。

2 実験供試体の概要

実験供試体の詳細は文献 12) で述べられている。ここでは、実験供試体の中間部における断面パラメータを表-1 に示す。モデル 1 は常時・震度法断面 (震度法により設計された断面)、(b)モデル 2 は保耐法断面 (保有水平耐力の照査により断面性能を上げた断面、

すなわちフランジとウェブの厚さと補剛材の寸法をアップした断面)、およびモデル 3 は保耐法・ウェブ補強断面 (保耐法断面に対して、ウェブに水平補剛材を配置した断面) である。同表において、 t_f, t_w = それぞれフランジとウェブの板厚、 t_{f, s_w} = それぞれフランジとウェブに設置された補剛材の板厚、 α = ウェブのアスペクト比 ($=a/b_w$, a と b_w = それぞれウェブの幅と高さ)、 R_w = せん断座屈に対するウェブの幅厚比パラメータ、 R_f = フランジ幅厚比パラメータ (文献 12) では R_R)、 γ_w, γ_f = それぞれウェブとフランジの補剛材剛比、 γ_{ws}^* = せん断座屈に対するウェブ補剛材の最適剛比、 γ_{wc}^* と γ_{fc}^* = それぞれ圧縮座屈に対する γ_w と γ_f の最適値である。特に、 γ_{ws}^* はせん断に対する最適剛比¹³⁾ であることに注意されたい。

なお、使用した鋼材は SM490 で、引張試験から得られた材料定数を表-2 に示してある。解析にはこれらの値を用いた。

3 解析の概要

本研究では、修正 2 曲面モデルを組み込んだ ABAQUS プログラム¹⁴⁾を用い、弾塑性有限変位解析を行った。残留応力と初期たわみの影響を検討した際に、

表-1 断面パラメータ

| 供試体 | t_f, t_w, t_{fs}, t_{sw} (mm) | α | R_{ow} | R_f | γ_w/γ_{ws}^* | γ_w/γ_{wc}^* | γ/γ_c^* |
|-------|------------------------------------|----------|----------|-------|--------------------------|--------------------------|---------------------|
| No. 1 | 4.7 | 1.1 | 1.31 | 0.64 | - | - | 1.18 |
| No. 2 | 6.0 | 1.1 | 0.99 | 0.49 | - | - | 1.58 |
| No. 3 | 6.0 | 1.1 | 0.41 | 0.49 | 0.46 | 2.36 | 1.58 |

表-2 鋼材の材料定数

| 鋼板 (mm) | σ_y (MPa) | σ_u (MPa) | E (GPa) | E_s (GPa) | ε_s (%) | ν |
|------------|---------------------|---------------------|--------------|----------------|------------------------|-------|
| 4.7 | 442 | 558 | 208 | 8.3 | 1.4 | 0.28 |
| 6.0 | 418 | 555 | 210 | 8.4 | 2.2 | 0.29 |
| 8.1 | 450 | 587 | 206 | 8.2 | 1.8 | 0.29 |

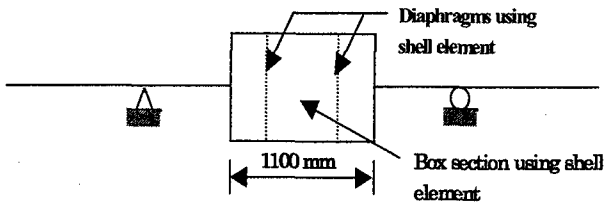


図-1 解析モデル (Model A)

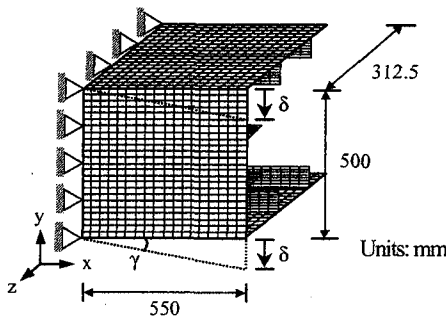


図-2 解析モデル (Model C)

残留応力については典型的な矩形分布を用いたが、ウェブに与える初期たわみは次式ようなものとした。

$$\delta_w = \delta_{\max} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b_w}\right) \quad (1)$$

ここで、 δ_{\max} はウェブの最大初期たわみで、実測した初期たわみの最大値を用いた。 a = ウェブパネルの幅 (= 550 mm) である。なお、供試体 No.1, No.2 および No.3 の最大実測値はそれぞれ 5.42, 0.94 および 0.53 mm であった。

実験と解析のいずれにおいても、ウェブの平均せん断応力は次式で算出される。

$$\tau = \frac{Q}{t_w b_w} \quad (2)$$

ここで、 Q はせん断力、 t_w はウェブの厚さ、 b_w はウェブの高さである。一方、平均せん断ひずみ γ は次式より求められる。

$$\gamma = \frac{\sqrt{1+\alpha^2}}{2\alpha} \delta \quad (3)$$

上式中、 α はウェブパネルのアスペクト比、 δ はせん断変位 (= $x-y$, ここで x, y はせん断パネルの対角線の長さ (文献 12) の図-4 を参照) である。

解析の際、载荷辺に与えられる強制変位 Δ は、せん断ひずみ γ とは以下の関係がある。

$$\Delta = \gamma a = \frac{\sqrt{1+\alpha^2}}{2\alpha} \delta \quad (4)$$

4 残留変位と初期たわみの影響

この節では、残留変位と初期たわみの影響について述べる。また、解析モデルの妥当性についても検証する。ただし、解析は単調载荷解析とする。解析には以下の2つのモデルを考えた。

全体モデル (Model A と称する)

実験供試体全体を取り上げてモデル化したものである。図-1 に示すように、はり中央の長さ 1100 mm の部分をシェル要素 (S4R)、その他の部分を Euler-Bernoulli はり要素 (B23) でモデル化した。対称性から 1/2 モデルを用いて解析を行った。なお、はり要素とシェル要素の境界面は剛と仮定している。

部分モデル (Model C と称する)

計算時間の短縮を図るため、はり中央部の長さ 550 mm の断面を取り上げてシェル要素 (S4R) を用いてモデル化したものである。このモデルの概要を図-2 に示す。対称性から部材の 1/2 モデルを用いた。なお、部材の両端に曲げと軸力に対して剛度が無限大と仮定し、鉛直方向に直線を保つように拘束している。メッシュ分割については、収束解が得られることを確認し、部材長さ方向に 18 分割、幅方向に補剛材間のパネルで 8 分割、補剛材で 7 分割とした。

図-3, 4 は、実験供試体 No.1 と No.2 について初期たわみの影響を調べたものである。ただし、解析は Model A のみについて行った。これらの図からわかるように、残留応力を導入しなかった場合 (図中、 $\sigma=N$) と、導入した場合 ($\sigma=Y$) のいずれにおいても、初期たわみの有 (図中、 $\Delta=Y$) 無 ($\Delta=N$) に関わらず平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線がほぼ同じ

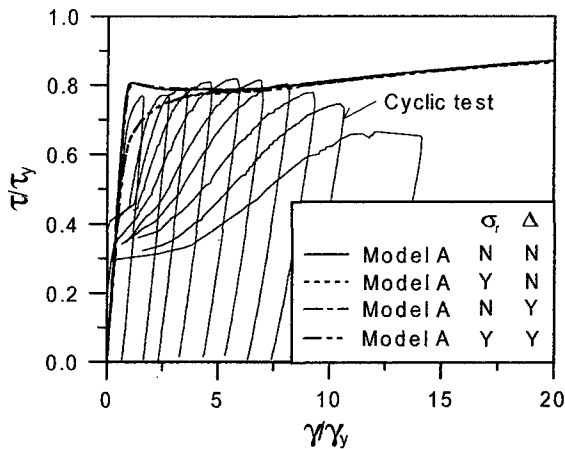


図-3 初期たわみの影響：供試体 No.1

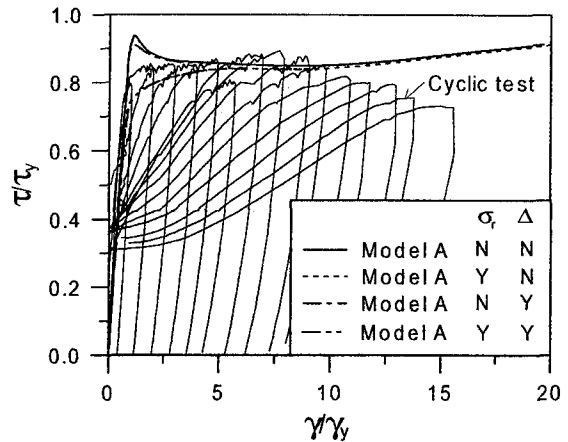


図-4 初期たわみの影響：供試体 No.2

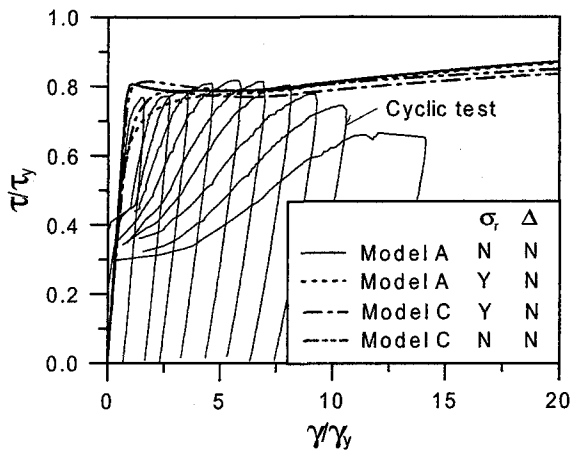


図-5 解析モデルおよび残留応力の影響：供試体 No.1

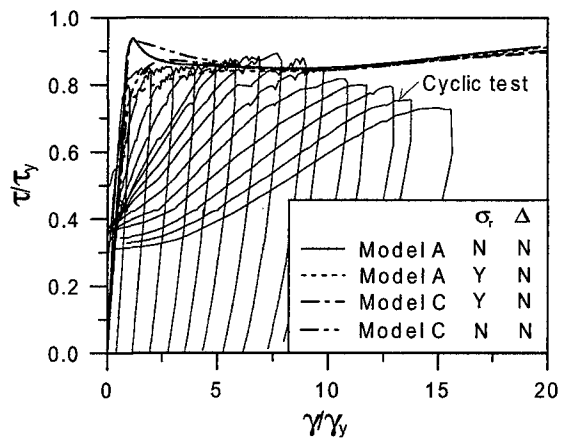


図-6 解析モデルおよび残留応力の影響：供試体 No.2

である。したがって、せん断耐力特性に及ぼす初期たわみの影響が非常に小さいことが言える。

また、図-5、6に、実験供試体 No.1 と No.2 について調べた Model A と Model C の違いを示す。この解析では初期たわみを考えずに、残留応力のありなしについての比較を行っている。残留応力を考えなかった場合、第1ピーク前後に若干違いが見られるものの、両者がほぼ一致していることがわかる。一方、残留応力を考えた場合を見ると、第1ピーク前付近だけでなく、その後も多少異なっている。また、残留応力の影響に着目すると、どちらのモデルにおいても第1ピークに達するまでに差が大きいものの、その後は殆ど影響がないことが明らかである。

以上のことから、次のようなことが言える。

1. 残留応力の影響は第1ピーク前後に現れる。この影響は繰返し解析において1ループ目にしかない。よって、繰返し解析に残留応力を導入しな

くてもよい。ただし、ここでは実験結果との比較をすることから、繰返し解析では残留応力を導入している。

2. 荷重-変位特性に対するウェブパネルの初期たわみの影響は非常に小さい。よって、繰返し解析では初期たわみを考慮しなくてもよい。
3. はりの中央部のみを取り上げた Model C は十分な精度を有する。したがって、繰返し解析ではこの部分モデルを用いてもよい。

5 繰返し解析の結果と考察

この節では、3体の実験供試体について行った繰返し解析の結果について述べる。前節で述べたように、解析は Model C を用いた。

(1) 平均せん断応力-平均せん断ひずみ履歴特性

解析から得られた平均せん断応力-平均せん断ひずみの履歴曲線を実験結果とともに図-7～図-9に示

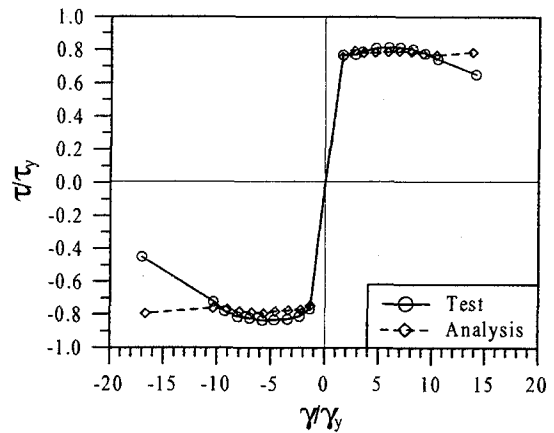
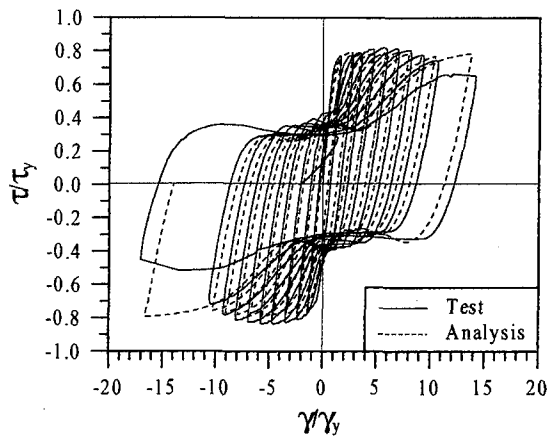


図-7 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線の比較 (供試体 No.1)

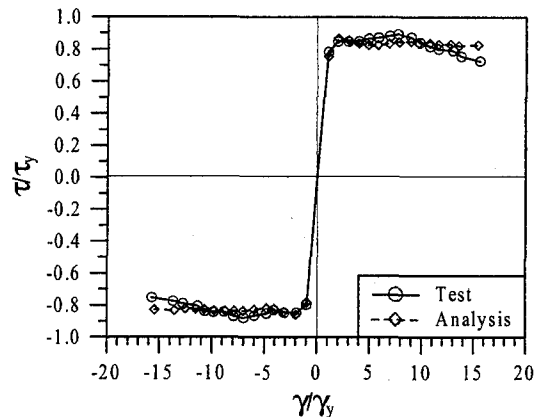
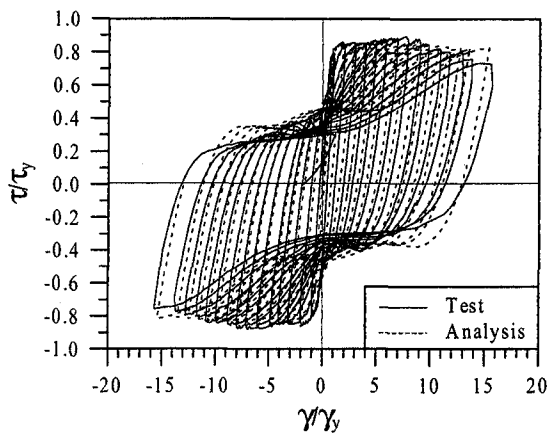


図-8 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線の比較 (供試体 No.2)

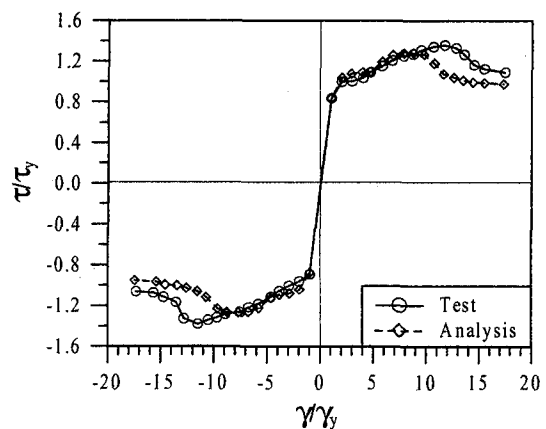
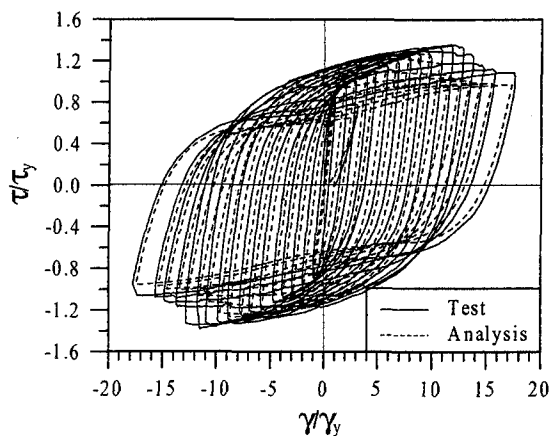


図-9 平均せん断応力-平均せん断ひずみ曲線の比較 (供試体 No.3)

す。実験結果は実線、解析結果は破線で表されている。なお、履歴曲線の包絡線についての比較も併せて示してある。

図-7に見られるように、本解析は実験結果を非常に良い精度でシミュレーションできている。初期剛性

と最大せん断強度について調べた解析と実験との差は、どちらも4%程度であった。なお、最終ループでは解析結果が実験結果に比べかなり大きくなっているが、これは実験では供試体の下フランジとウェブとの溶接が大きく割れたからである。

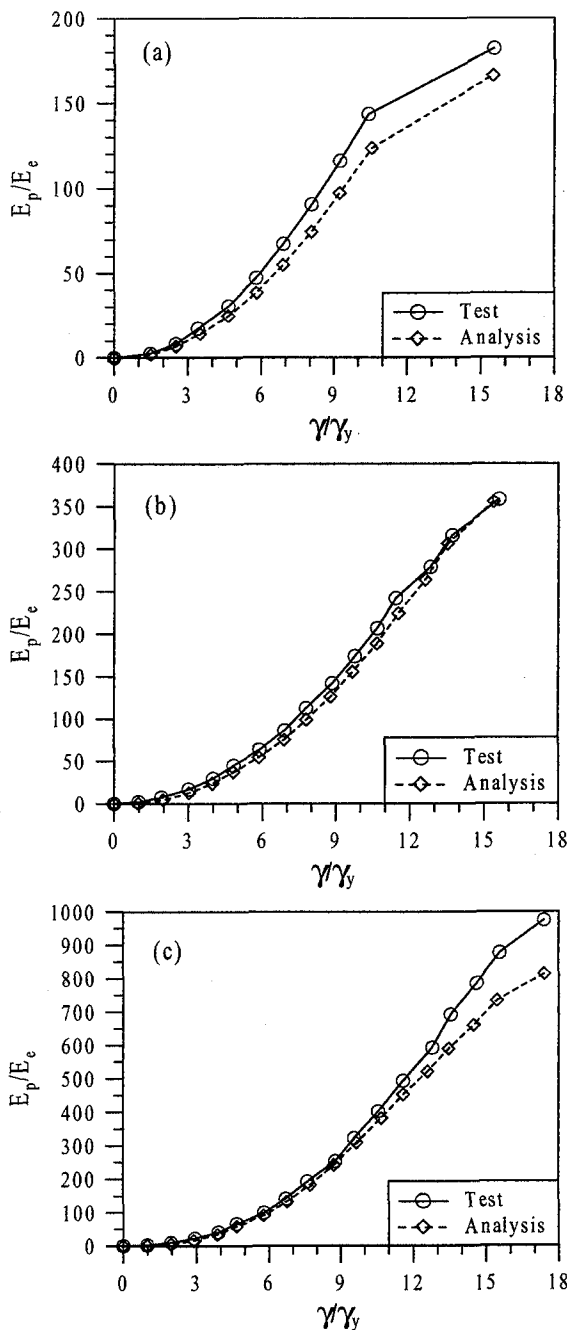


図-10 吸収エネルギーの比較：(a) No.1, (b) No.2, (c) No.3

供試体 No.1 と同様に、供試体 No.2 においても解析と実験は非常に良く一致しており、解析で得られた最大強度は実験値に比べ約 3% 小さくなっているだけである(図-8)。こちらも最終ループで溶接割れのため実験結果が解析結果より低くなっている。

一方、ウェブに補剛材を設けた供試体 No.3 (図-9) では、最大せん断強度はほぼ同じであることが確認できる。ただし、解析では $10\delta y$ で最大荷重を迎え、

その後、実験結果に比べ早く劣化していくようになっている。しかし、若干強度劣化があったものの、変形がさらに進むにつれ、強度が再び安定している。これは、後述するように、ピーク付近でウェブの補剛材に座屈が生じたため強度劣化が発生したが、その後、ウェブ全体にわたって斜張力場が形成されたことから、このような強度安定現象が見られたと推察される。

(2) 吸収エネルギー

各供試体の吸収エネルギーについての比較を図-10 に示す。縦軸は、弾性エネルギー $E_e (= \tau_y \gamma / 2)$ で無次元化した累積吸収エネルギーである。解析から得られる吸収エネルギーは供試体 No.1 と供試体 No.3 の場合若干違いが見られるものの、実験結果とはよく一致している。

また、実験供試体モデル同士の比較を行ってみると、終局破壊に達するまでの吸収エネルギー (E_p/E_e) は供試体 No.1 では 200 未満であるのに対して、ウェブ厚さを 4.5mm から 6.0mm に厚くした供試体 No.2 では 350 以上、さらにウェブに補剛材を設置した供試体 No.3 では約 1000 までと大きくなっていることがわかる。これは、ウェブに補剛材を設けることがせん断吸収エネルギーの向上に大きく貢献することを意味している。

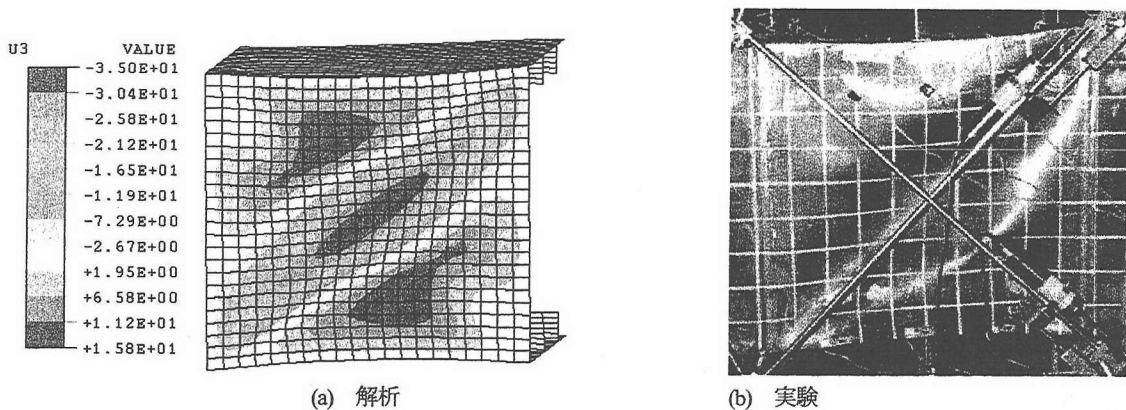
(3) 変形特性

ウェブパネル座屈モード

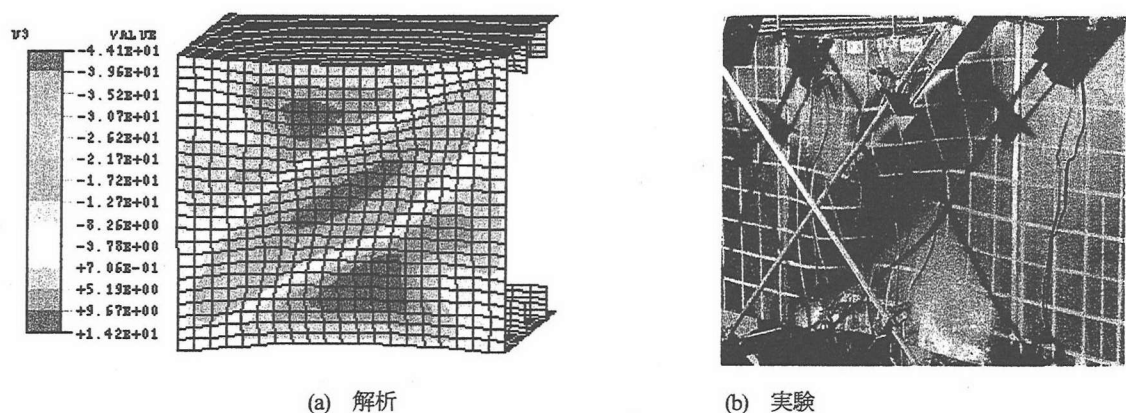
解析から得られた実験供試体 No.1, No.2 および No.3 のせん断座屈モードを実験で観察されたモードと比較してみる。

図-11(a)には、実験供試体 No.1 のせん断座屈モードを示してある。図-11(b)の供試体の写真と比べると、左下から右上の対角線付近に大きな座屈が生じていることがわかる。また、実験と解析のいずれも、ウェブプレートの面外変形がともに供試体内部へ凹んでいる。ただし、この解析では実測した内部への初期たわみを導入していることに注意されたい。前述したように、初期不整の影響はないので考慮しなくてもよいが、これは力学的特性だけに対して言えることで、変形特性に関しては必ずしもそうとは言えない。

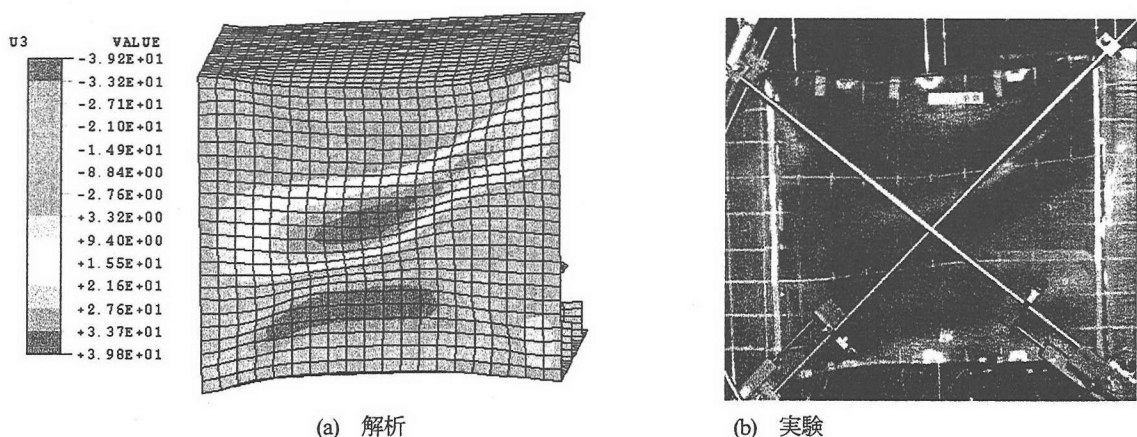
この解析に先だって、初期たわみを導入しなかった解析を行った。その結果、実験では変形が内側へ凹んでいるのに対して、解析では外側へ凸出しているという結果であった。ウェブに初期不整が考慮されなければ、内側へも外側へも変形しうるため予想することが難しい。そこで、座屈モードを比較することから、実測した初期たわみを考慮して再解析した。その結果は図-11(a)に示したもので、実験結果と一致するようになった。



(a) 解析 (b) 実験
 図-11 解析と実験の座屈モードの比較：供試体 No.1



(a) 解析 (b) 実験
 図-12 解析と実験の座屈モードの比較：供試体 No.2



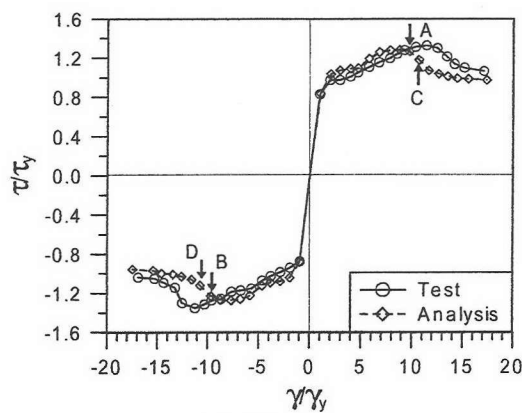
(a) 解析 (b) 実験
 図-13 解析と実験の座屈モードの比較：供試体 No.3

一方、初期たわみを考慮する、しない場合の荷重-変位関係曲線を比較したが、両者は極めて一致していた。したがって、単調解析のときと同様に、初期たわみによる影響がないと言える。

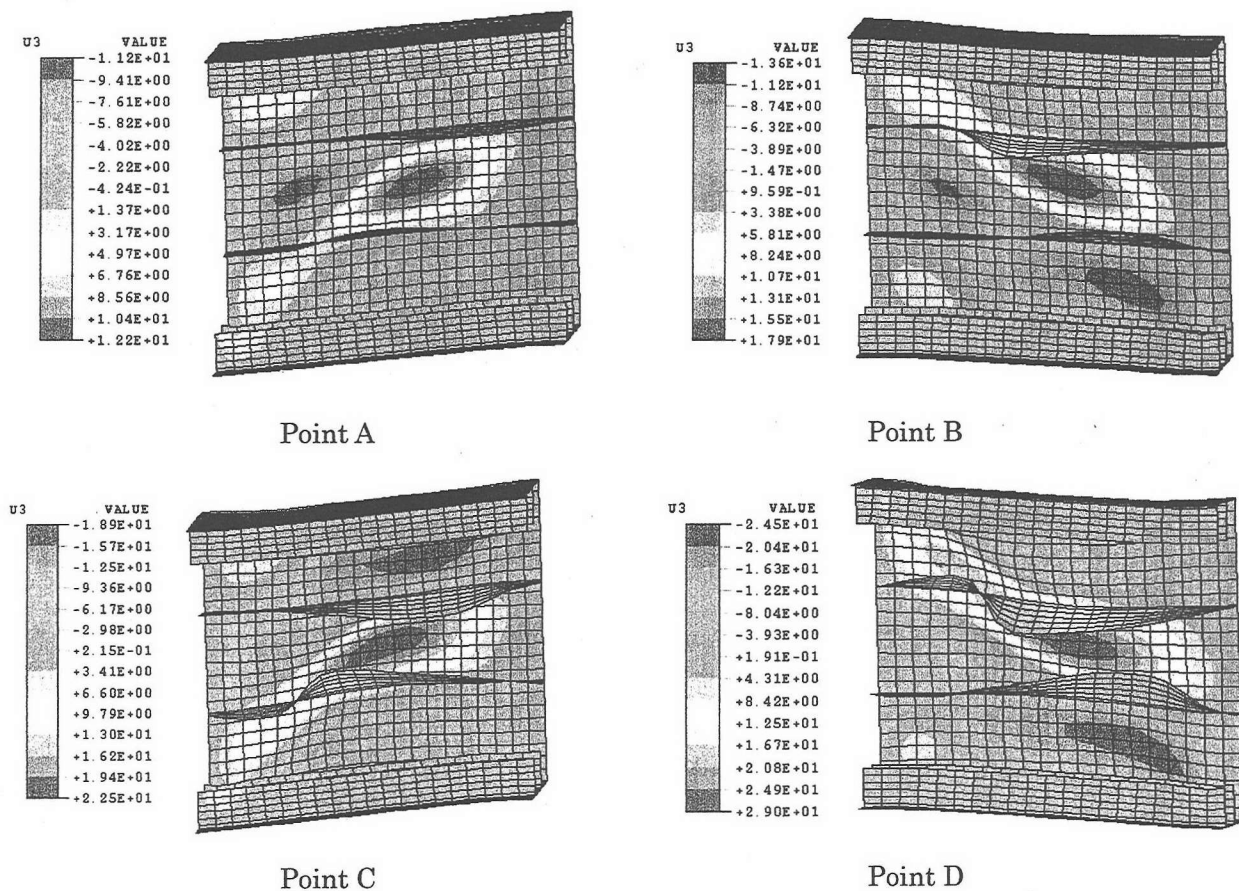
なお、前述したように、この供試体の最大初期たわみは 5.42mm と非常に大きく、文献 15) で与えられてい

る製作制限値（ウェブ高 $h=500\text{mm}$ に対して制限値は $h/250=2\text{mm}$ ）を遥かに超えている。

実験供試体 No.2, No.3 の座屈モードについて比較したものが図-12, 13 に示されている。実験と解析のいずれでも、右下から左上の対角線上に内側へ凹む形のせん断座屈モードが見られ、解析は実験モードを予測



(a) 着目点



(b) 座屈モード

図-14 補剛材座屈モード (供試体 No.3)

できていることが言えよう。ただし、この2つの解析では初期不整は導入していない。

ウェブ補剛材座屈モード

さらに、内部の補剛材の座屈状況をピーク付近の4点(図-14(a)参照)で調べた。その結果を図-14(b)に示す。これらの図から、ピーク荷重点で、補剛材は面

外に横倒れ座屈が発生していることがわかる。また、その次のサイクルで、座屈変形が大きく進展しているのが明らかである。このことが、図-9、または 14(a)で見られた強度低下に繋がっていると推察される。

ここでは示されていないが、実験終了後にフランジプレートにガス切断して内部の座屈を観察したが、補

剛材に大きな座屈が見られた。ただし、座屈した場所は若干ずれている。

6 結論

鋼製ラーメン橋脚の梁部に着目して名古屋高速道路公社が実施した鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験の供試体について弾塑性繰返し解析を実施し、それによって得られた解析結果と実験結果との比較を行った。本検討より得られた結論をまとめると以下のようである。

- (1) 残留応力は第1ピークの付近の挙動に与える影響が大きい、強度と変形能には影響がほとんど及ばない。
- (2) 初期たわみは力学的特性に対する影響が非常に小さく無視できる。しかし、変形モードを正しく予測するには初期たわみを考慮する必要がある。
- (3) はりの中央部を取り上げた解析モデルは、実験結果による検証ができたことから、十分な精度を有することが言える。
- (4) ウェブに補剛材を設けることにより、吸収エネルギーなどの耐震性能が向上できる。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、名古屋高速道路公社「鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験・研究委員会」（委員長：宇佐美勉 名古屋大学教授）のメンバーから種々有益な助言を賜った。ここに記して深く感謝する。

参考文献

- 1) 福本 士編：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987年。
- 2) European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): Behavior and design of steel plated structures. Publ. No. 44, P. Dubas and E. Gehri, eds., Tech. Working Group 8.3, Brussels, 1986.
- 3) European Convention for Constructional Steelwork (ECCS): European recommendations for the design of longitudinally stiffened webs and of stiffened compression flanges. Publ. No. 60, Tech. Working Group 8.3, Brussels, 1990.

- 4) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): AASHTO LRFD bridge design specifications, 2nd Ed., Washington, D.C., 1998.
- 5) Galambos, T. V., ed.: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, 5th Ed., Wiley, New York, 1998.
- 6) 河合輝雄，藤井堅：プレートガーダー腹板の繰返しせん断挙動，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集，pp254-255，1998.
- 7) 福本 士，上野谷実，中村雅樹，小林泰男：繰返しせん断を受けるプレートガーダーの強度と変形能，構造工学論文集，Vol.46A，pp.143-150，2000年3月。
- 8) 森下泰光，高久達将，青木徹彦，福本 士，岡本隆，松井鋭一：中間はりを有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能，構造工学論文集，Vol.46A，pp.831-840，2000.3.
- 9) 中井博，北田俊行，西岡敬治，狩野正人，迫田治行，森昭紀：巨大地震による鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈損傷シミュレーション，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.223-230，1997.5.
- 10) 天野麻衣，渡辺智彦，宇佐美勉，葛漢彬：繰返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.57-62，2000.1.
- 11) 葛西昭，渡辺智彦，天野麻衣，宇佐美勉：繰返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価，構造工学論文集，Vol.47A，pp.761-770，2001.3.
- 12) 森下宣明，前野裕文，岡本隆，中村信秀，青木徹彦，宇佐美勉：鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，2002年1月。
- 13) Chusilp, P. and Usami, T.: New elastic stability formulas for multiple-stiffened shear panels, J. Struct. Engrg., ASCE (in press).
- 14) ABAQUS/Standard user's manual; version 5.8. (1998). Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書，1996年。

(2001年12月7日受付)

Nonlinear Numerical Analysis on Cyclic Shear Behavior of Steel Box-sectioned Beams

Praween Chusilp, Hanbin Ge, Tsutomu Usami, Nobuaki Morishita and Tetsuhiko Aoki

This paper presents numerical results of tested steel beams subjected to cyclic shear loading. Results of the test specimens are reported in a companion paper. Elastoplastic large deformation analyses are conducted under monotonic loading to investigate the effects of residual stresses and initial geometrical deflections and to examine the validity of a simplified analytical model to be adopted in the cyclic analysis. In the analysis a modified two-surface model is employed to trace the material nonlinearity. Then cyclic analyses of three tested specimens are carried out, and results between the analysis and test are compared in the light of shear strength, ductility, and buckling modes. It is found that the cyclic shear behavior of the steel box-shaped beam can be accurately predicted using the numerical procedure shown in the present study.