

# 繰り返し水平荷重を受ける 鋼製R付箱形断面橋脚柱の有限要素解析

山口栄輝\*, 日野伸一\*\*, 阿部圭吾\*\*\*, 馬場智\*\*\*\*, 村山隆之+, 吉崎信之++

\*Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部設計生産工学科 (〒804 北九州市戸畑区仙水町1-1)

\*\*工博 九州大学助教授 工学部建設都市工学科 (〒812-81 福岡市東区箱崎6-10-1)

\*\*\*九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804 北九州市戸畑区仙水町1-1)

\*\*\*\*九州大学大学院 工学研究科修士課程 (〒812-81 福岡市東区箱崎6-10-1)

+福岡北九州高速道路公社 設計課長 (〒812 福岡市東区東浜2-7-53)

++福岡北九州高速道路公社 技術管理課長 (〒812 福岡市東区東浜2-7-53)

福岡都市高速1号線においては、美観上の理由からコーナー部に曲率を有する箱形断面(R付箱形断面)の鋼製橋脚柱が提案されている。しかしながら、R付箱形断面橋脚柱については、大地震後の機能保持にも配慮した耐震設計を行うための基礎的資料が十分に得られていないため、実橋脚の約1/3.4の供試体を用いて実験が行われた。本研究では、その実験結果を汎用の有限要素法解析プログラムでシミュレーションすることを試みた。この解析においては、2種類のプログラム(MARC, LUSAS)、2種類の硬化則(等方硬化則、移動硬化則)を使用し、有限変形および材料非線形性の影響も考慮に入れた。硬化則を比較すると、移動硬化則の方が妥当な変形履歴曲線性状を与えており、またエネルギー吸収量や局部座屈モードについても定性的には妥当な結果が得られたが、最大荷重値やエネルギー吸収量等の定量的な精度には課題を残すこととなった。

Key Words: Steel bridge pier, Cyclic horizontal loading, FEM, Nonlinear behavior

## 1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、鋼製橋脚にも多大な被害が生じた。これらの被害の多くは、上部工重量に起因する軸圧縮力と地震力である繰り返し水平荷重により生じたものと考えられる。このような荷重下における鋼製橋脚の変形挙動に関する研究は従来より行われてきたが、兵庫県南部地震以降、その被害状況を踏まえ、さらに精力的に行われている<sup>1), 2)</sup>。

福岡都市高速1号線においては、美観上の理由からコーナー部に曲率を有する箱形断面(R付箱形断面)の鋼製橋脚柱が提案されている。R付箱形断面柱については、渡邊らによる研究<sup>3), 4)</sup>等があり、コーナー部が直角である矩形断面柱より靱性に優れていることなどが報告されているものの、大地震後の機能保持にも配慮した耐震設計を行うための基礎

的資料が既存の研究だけで十分に得られているとは思われない。そこで、R付箱形断面橋脚柱の耐震性に関する基礎的資料を得ることを目的に、実橋脚の約1/3.4の供試体を用いて実験が行われた<sup>5)</sup>。

載荷実験により得られるデータはたいへん貴重な資料ではあるが、経済的・時間的な制約から、数多くの実験を行うことは望めず、実験のみに依存して、橋脚柱の耐震設計に必要なデータを蓄積するには限界がある。限られた実験で得られたデータを十分に活用して実務の上で役立てるためには、解析による検討も不可欠である。このような観点から、汎用プログラムによる検討<sup>6)-8)</sup>、構成則に工夫を凝らした上での検討<sup>9)-11)</sup>等、有限要素法をベースにした種々の解析的研究が開始されている。しかしながら、現在のところ、これらの研究での解析対象は円形または矩形断面柱に限られているようである。そこで、

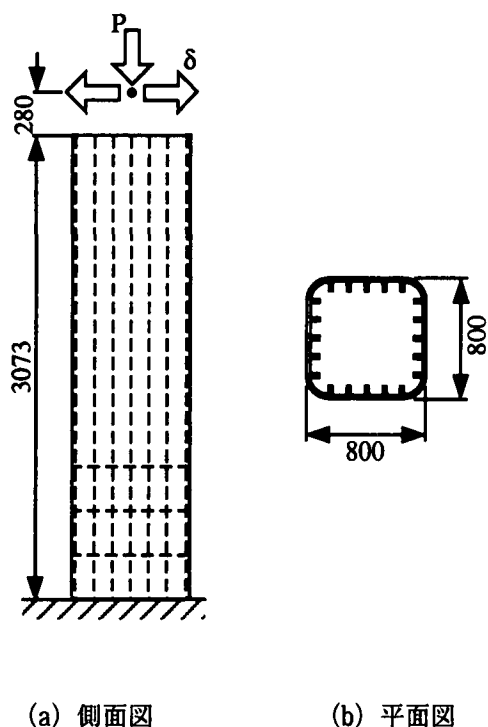


図-1 実験供試体概略

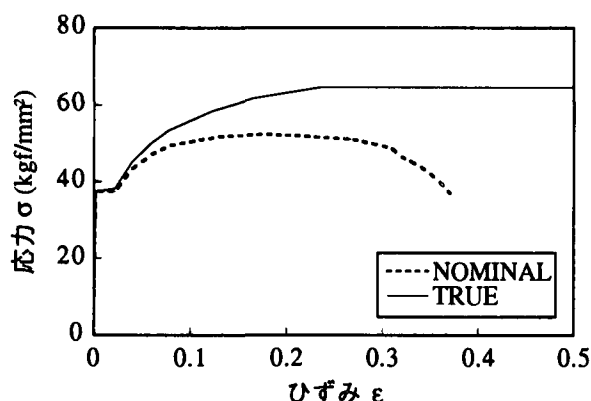


図-2 応力-ひずみ曲線

本研究では、汎用の有限要素法解析プログラムを用いてR付箱形断面橋脚柱供試体の変形挙動シミュレーションを試みた。ここでは、その結果について報告する。

## 2. 実験概略

実験供試体の概略図を図-1に示しているが、断面のコーナー部には曲率半径142mmで丸みがつけられている。板厚はフランジ・ウェブで7mm、縦リブで8mmである。供試体高さは3073mm、載荷点は供試体頂部より280mm上の位置である。使用鋼材はSM490Yであり、その材料特性を把握するために、一

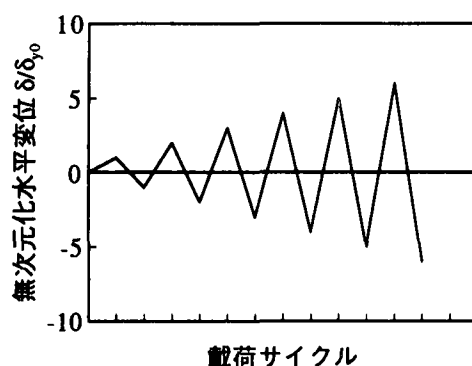


図-3 載荷点水平変位経路

軸引張試験が実施された。図-2に一軸引張試験で得られた公称応力-ひずみ曲線 (NOMINAL) を示している。

本載荷実験では、供試体に全断面降伏軸力  $P_{y0}$  の15%を一定圧縮軸力  $P$  として作用させた上で、繰り返し水平荷重  $H$  を準静的に作用させる水平交番載荷が採用されている。ここで、 $P_{y0}$  は公称降伏応力度  $\sigma_{y0}$  をもとに算出した値である。水平荷重  $H$  の大きさは、載荷点の水平変位  $\delta$  の振幅が  $0 \rightarrow +\delta_{y0} \rightarrow -\delta_{y0} \rightarrow +2\delta_{y0} \rightarrow -2\delta_{y0} \rightarrow \dots$  と漸次増加しながら変化するよう制御された。図-3に示すように、各振幅における繰り返しは1回とされた。なお、基本変位  $\delta_{y0}$  は次式により算出された値である。

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$H_{y0} = \left( \sigma_{y0} - \frac{P}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (2)$$

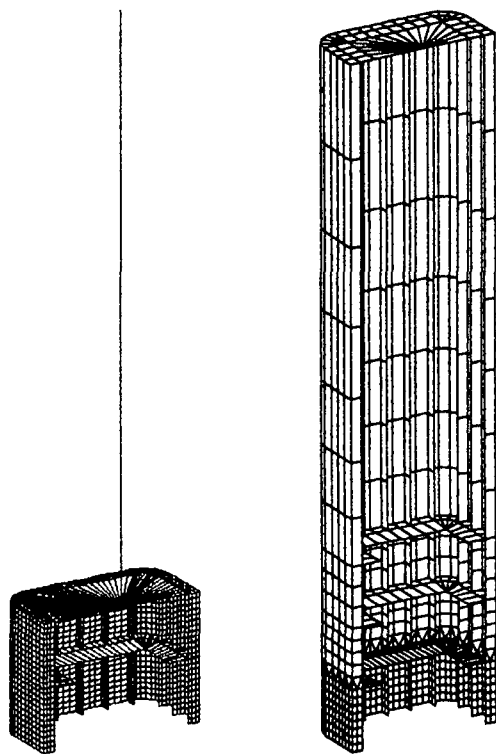
ここに、 $h$  は供試体下端と載荷点の距離、 $EI$  は曲げ剛性、 $A$  は断面積、 $Z$  は断面係数である。 $H_{y0}$ 、 $\delta_{y0}$  は、それぞれ、橋脚柱供試体を片持梁と見なし求めた初期降伏水平力、それに対応する載荷点水平変位の理論値となっている。

なお、本実験の詳細については、文献5)を参照されたい。

## 3. 解析条件

本研究では、2種類の汎用有限要素法解析プログラム (MARC<sup>12)</sup>、LUSAS<sup>13)</sup>) を用いた。解析に際しては、対称性を利用して供試体の1/2のみを考慮し、図-4に示す要素分割を用いて解析を行った。

図-4(a)は、局部座屈が生じる供試体の下端部約1/5をシェル要素2352個、残りを梁要素11個で



(a) シェル要素+梁要素 (b) シェル要素

図-4 要素分割

要素分割したものである。シェル要素は4節点シェル要素、梁要素には2節点3次元梁要素を用いた。シェル要素でモデル化した部分は剛な板でフタをし、梁要素をこの板に結合させることで、異なる要素を用いた2領域間の変形挙動の連続性を保持している。この要素分割は、MARCによる解析で使用した。

図-4(b)は供試体全域をシェル要素でモデル化したもので、局部座屈が生じる供試体下端部の要素分割を細かくしている。要素タイプは8節点シェル要素であり、これを1459個使用している。LUSASの解析ではこの要素分割を用いた。

材料挙動は、関連流れ則に従うミーゼス型弾塑性体の構成則で記述されたとした。ヤング率は $21000\text{kgf/mm}^2$ 、ポアソン比は0.3、解析に必要なその他の材料パラメータは一軸引張試験の結果から定めた。硬化則には、等方硬化則と移動硬化則の2種類を用いた。ただし、LUSASの解析では等方硬化則のみを使用した。局部座屈を取り扱うため、材料非線形のみならず、幾何学的非線形性の影響を考慮に入れた解析を行うこととした。なお、幾何学的非線形性の扱いは、MARCはupdated Lagrangian、LUSASはtotal Lagrangianの手法に依っている。

材料パラメータの決定に用いた応力-ひずみ曲線

(TRUE:真応力-対数ひずみ曲線)を図-2に示している。これは、一軸引張試験で得られた公称応力-ひずみ曲線の最大応力値以降においては、真応力が変化せずに一定値を保つと仮定して定めたものである。

幾何学的な初期不整(製作誤差)および残留応力については考慮に入れなかった。また載荷条件は実験に同じとし、所定の軸圧縮力を作用させた上で、水平変位制御により解析を行った。

## 4. 解析結果および考察

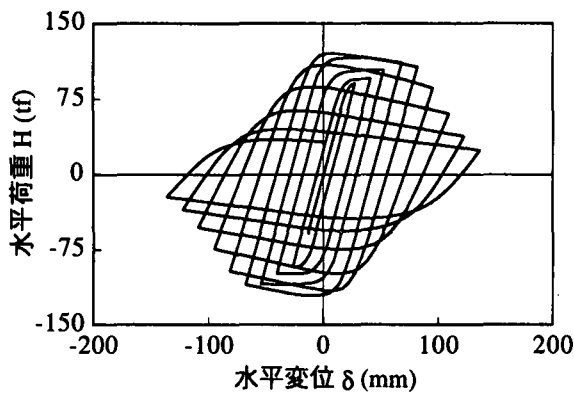
### 4.1 荷重-変位応答(履歴曲線)

解析結果として、載荷点における水平荷重-水平変位曲線(履歴曲線)を図-5に示している。その中には等方硬化則による2種類の解析結果(図-5(a), (b))が含まれているが、いずれの場合においても、荷重-変位曲線の勾配が負になるのが早いいため、その包絡線図を描くと、履歴曲線の最大荷重値が包絡線には現れない。このような現象は、R付箱形断面橋脚の解析に特有なものではなく、他の研究者による円形断面橋脚、矩形断面橋脚の等方硬化則の解析結果でも認められる<sup>6), 8), 10)</sup>。しかしながら、これは、対応する実験結果には見られない現象であり、交番載荷問題における等方硬化則の適用性の限界を示すものと思われる。

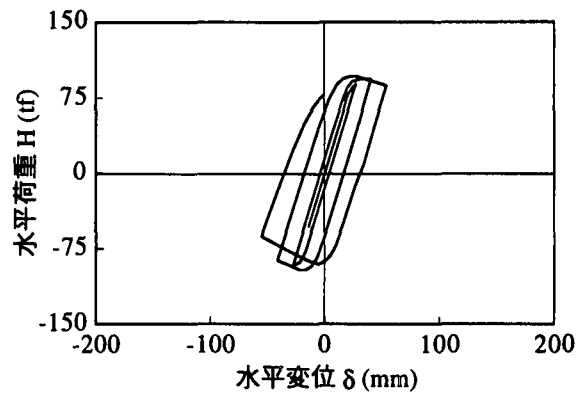
移動硬化則による解析では、最大荷重値に達する前に負勾配が生じるようなことはない。その意味で、移動硬化則を用いて得られた履歴曲線の性状は、等方硬化則による解析結果より実験結果に近い。しかし、実験では逆負荷時に剛性の低下が認められるものの、解析結果にはそのような傾向は見られない。これは、本解析で採用した、弾性域を一定の大きさとした通常の移動硬化則の限界を示すものと考えられる。またいずれの解析においても、実験結果に比して、水平変位が小さい段階で最大水平荷重に達した。

### 4.2 荷重-変位応答(包絡線)

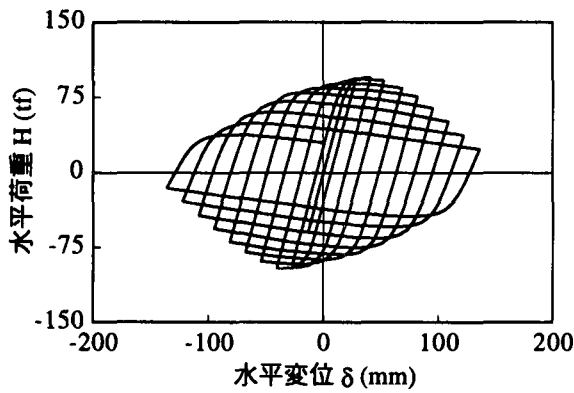
図-5の履歴曲線の包絡線を図-6にまとめて示している。初期の勾配に関しては、いずれの解析でもほぼ同じ結果が得られている。これらは実験結果とも比較的良く一致しているが、解析結果の剛性は実験の場合より若干大きくなっている。同様の傾向が、円形断面を対象とした安波らの計算結果<sup>8)</sup>でも認められる。また実験結果では、初期降伏水平力 $H_{y0}$ ( $=63.5\text{tf}$ )よりも小さな荷重下で、荷重-変位曲線が非線形になっている。これに対し、解析



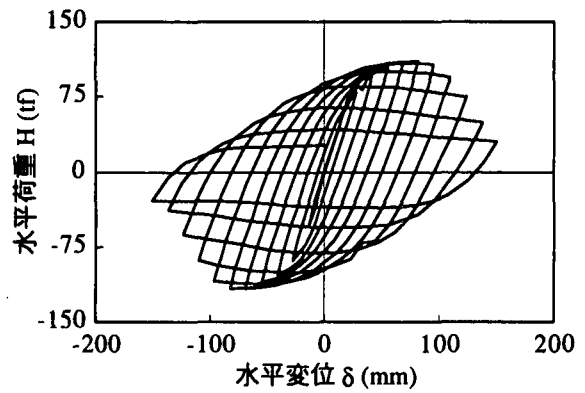
(a) 等方硬化則 (MARC)



(b) 等方硬化則 (LUSAS)



(c) 移動硬化則 (MARC)



(d) 実験値

図-5 荷重-変位曲線 (履歴曲線)

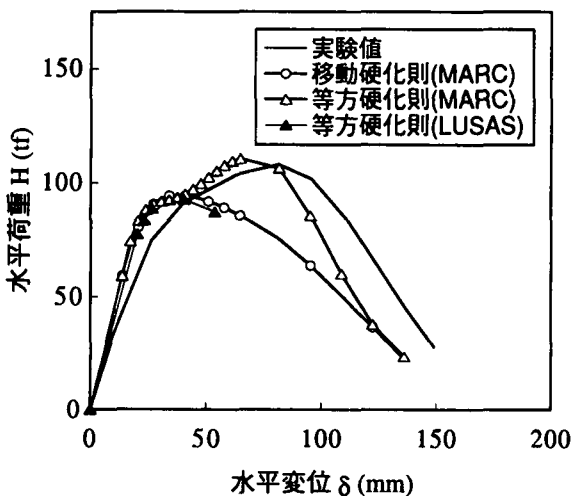


図-6 荷重-変位曲線 (包絡線)

結果で塑性挙動が見られるのは、この初期降伏水平力を越えてからである。63.5tf は降伏応力の公称値をもとに算出した値であり、解析で使用した降伏応力（一軸引張試験結果）が公称値より大きいことを

思えば、解析で得られた結果は妥当なものであり、実験結果との違いは、幾何学的な初期不整（製作誤差）および残留応力を考慮に入れなかったことに起因すると考えられる。

包絡曲線においては、MARC による等方硬化則の最大水平荷重が実験値と良く一致しており、全般的な形状も比較的良く似た傾向を示している。これに対して、LUSAS（等方硬化則）による解析結果は MARC の結果と初期段階では良く似た傾向を示すものの、途中から大きく異なり、実験での最大荷重を約 12% 下回ることとなった。MARC の移動硬化則による解析で得られた最大荷重も、LUSAS の解析結果とほぼ同じ程度に実験値を過小評価している。

なお、先に記したように、MARC の解析では、シェル要素と梁要素の両方を用いた図-4 (a) の要素分割で解析を行っている。梁要素を用いたことの影響を調べるために、供試体の全領域を 4 節点シェル要素 4364 個でモデル化した上で、MARC による解析を行い、図-4 (a) の要素分割による解析結果と比較

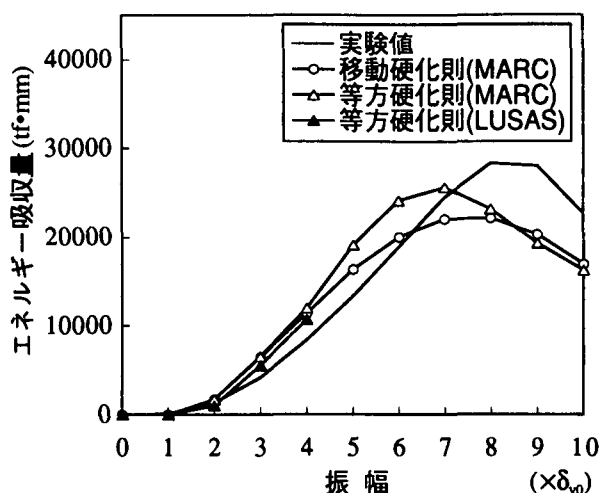


図-7 各载荷サイクルのエネルギー吸収量

した。ただし、この検討では水平荷重を単調载荷とした。その結果、梁要素を用いると、強度が若干小さめに評価されることが判明した。これは、変形の連続性を保つために導入した剛な板により局部座屈が生じやすくなったためではないかと推測される。したがって、全領域にシェル要素を用いて解析すれば、移動硬化則により得られた最大水平荷重値と実験値との差は減少すると思われる。しかしながら、全領域をシェル要素でモデル化すると多大な計算量となり、計算時間が3倍以上に増加するため、本研究のMARCによる解析では採用しなかった。

#### 4.3 エネルギー吸収量および局部座屈モード

繰り返し载荷を受ける構造物のエネルギー吸収量は、各载荷サイクルで得られたヒステリシスループで囲まれる面積で表される。図-7に、実験および解析で求められたエネルギー吸収量を示す。LUSASによる解析は、振幅が $4\delta_{y0}$ の载荷サイクルまでしか行われておらず、エネルギー吸収量の最大値には達していない。そのため、以下では、MARCによる解析結果についてのみ考察する。

エネルギー吸収量の計算値は、振幅が6ないし $7\delta_{y0}$ の载荷サイクルまでは実験で得られた値を上回り、その後、実験値を下回るようになる。また、解析で得られたエネルギー吸収量の最大値は等方硬化則の場合で9.7%、移動硬化則では22%、実験結果を下回っている。しかしながら、エネルギー吸収量が最大になる時点は実験値とそれほど大きくは変わらず、エネルギー吸収量が増加する全体的な様は、実験結果を比較的良く近似している。

移動硬化則による解析で得られた局部座屈モードを図-8に示している。実験結果との定量的な比較

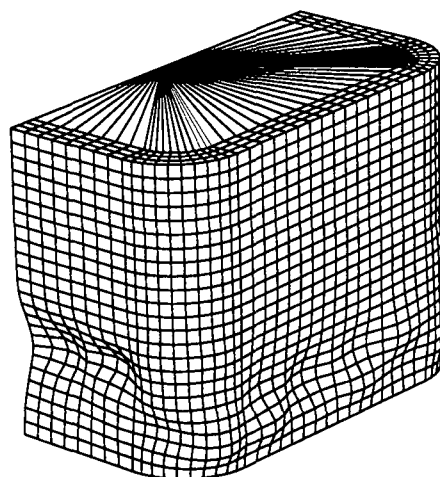


図-8 局部座屈モード (MARC; 移動硬化則)

は行っていないが、縦リブの効果が見られるなど、定性的な変形性状は実験結果と良く一致している。

#### 5. まとめ

本研究で行ったR付箱形断面橋脚柱の解析結果をまとめると次のようである。

- 1) 荷重-変位履歴曲線については、等方硬化則よりも移動硬化則を用いた方が実験値に近い性状が得られた。しかし、移動硬化則による解析結果にも、精度に関しては課題が残っている。
- 2) 使用した硬化則および解析プログラムにかかわらず、解析では、実験よりも小さな水平変位で最大水平荷重に到達し、強度低下が始まった。
- 3) エネルギー吸収量は、変形が少ない段階では解析結果が実験値を上回っているが、変形が大きくなるにつれて逆転し、最大エネルギー吸収量についてはかなりの開きが見られた。ただし、最大値が生じる载荷サイクルは、解析と実験の間でそれほど大きな隔たりはない。
- 4) 同じ構成則を仮定しても、解析プログラムの違いによって、計算結果に有意な差が現れた。使用した要素タイプや要素分割の違いがその一因であると思われる。

移動硬化則を用いたMARCによる解析で、実験結果と良く一致した解析結果を得られることが報告されている<sup>7)</sup>。円形橋脚に関しては、著者らも同様の計算を行い、良好な結果を得ている<sup>14)</sup>。しかし、その一方で、本研究で用いたような通常の硬化則では、円形橋脚や矩形橋脚の場合においてさえ、必ずしも十分に精度良い結果が得られるわけではないこ

とを示す報告もある<sup>8), 10)</sup>。R付箱形断面橋脚を対象とした本研究においても、十分に満足できる実験結果の再現ができたわけではなく、精度の面で課題を残している。今後、より精巧な構成則の使用等により、さらに検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) 耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会，1996年。
- 2) 今後の耐震設計と耐震補強工法－鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol.30, No.8, pp.127-141, 1996年。
- 3) 渡邊英一，杉浦邦征，播本章一，長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A, pp.133-142, 1992年。
- 4) 渡邊英一，杉浦邦征，森忠彦，鈴木巖：補剛R付き箱形断面短はり－柱の強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.38A, pp.143-154, 1992年。
- 5) 吉崎信之，村山隆之，安波博道，名取暢，辻治生：鋼製R付箱形断面橋脚柱の耐震性に関する実験について，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997年。
- 6) 中川和知，安波博道，小林洋一，橋本修身，水谷慎吾，森脇清明：弾塑性有限変形解析による箱形鋼製橋脚の耐力と変形能の評価，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.599-604, 1996年。
- 7) 高久達将，安藤紘三，川井豊，山本学，松田宏：地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト，橋梁と基礎，Vol.30, No.8, pp.138-141, 1996年。
- 8) 安波博道，寺田昌弘，名取暢，寺尾圭史，西川和廣：弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析，鋼構造論文集，Vol.3, No.9, pp.1-10, 1996年。
- 9) 池内智行，西村宣男：軸圧縮力と繰返し曲げを受ける鋼箱形断面柱の耐力と変形能，第三回鋼構造年次論文報告集，1995年。
- 10) 王慶雲，後藤芳顯，高橋宣男，小畑誠：繰返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.369-376, 1997年。
- 11) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：繰返し荷重を受ける鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能に関する解析的研究，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.377-384, 1997年。
- 12) MARC K-6 マニュアル A～D 編，日本マーク，1994年。
- 13) LUSAS 11 User Manual, FEA社。
- 14) 山口栄輝，阿部圭吾，久保喜延：繰返し水平荷重を受ける鋼製円筒橋脚柱の一解析法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997年。

(1997年3月31日受付)

## FINITE ELEMENT ANALYSIS OF STEEL BRIDGE PIER OF BOX SECTION WITH ROUNDED CORNERS UNDER CYCLIC HORIZONTAL LOADING

Eiki YAMAGUCHI, Shin-ichi HINO, Keigo ABE, Satoshi BABA,  
Takashi MURAYAMA and Nobuyuki YOSHIZAKI

From the aesthetic point of view, the construction of a steel bridge pier of a box section with rounded corners is planned. However, since its seismic resistance has not been thoroughly understood, an experiment of the pier under cyclic horizontal loading was conducted. In the present study, we have tried to simulate the behavior of the pier specimen in this experiment, using well-known FEM codes: MARC and LUSAS. Large deformation and material nonlinearity have been taken into account. The numerical results indicate that the analysis with the kinematic hardening rule yields qualitatively good results in comparison with the experimental data, however that the accuracy is not very satisfactory.