

弾塑性有限変形解析による鋼製箱型橋脚載荷実験の シミュレーション解析

松田 浩*・崎山 毅*・森田 千尋*
山口 浩平**・松田 貴志***

An Elasto-Plastic Simulation of Cyclic Loading Tests of Steel-Box Bridge Piers using F.E.M

by

Hiroshi MATSUDA*, Takeshi SAKIYAMA*, Chihiro MORITA*
Kohei YAMAGUCHI** and Takashi MATSUDA***

The behavior of cantilever steel box column under the cyclic loading that simulates earthquake forces was analyzed using elasto-plastic FEM. The models analyzed are a simple steel box and a steel box reinforced by the stiffener. The results of FEM analysis are compared with those of the experiments under the same condition. As a result, the following findings are obtained.

1. The effect of material stress-strain relationship on the results of FEM analysis is evident. The comparison of the case using kinematic hardening rule with the case of isotropic hardening rule shows that kinematic hardening rule qualitatively gives better results than isotropic hardening rule regarding the shape of hysteresis loop and maximum load carrying capacity.
2. It is possible to evaluate qualitatively the process starting from local buckling and reaching maximum load carrying capacity.

1. まえがき

兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等の多くの被害が生じた。従来比較的じん性の高いとされてきた鋼製橋脚についても、初めて大きな被害を受け、数多くの損傷があったことが報告されている¹⁾。こうした被災状況を踏まえ、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」²⁾では、じん性を確保する方法として、当面、鋼製橋脚においてはコンクリートを充填する方法を示し、コンクリートを充填した鋼製橋脚について地震時保有耐力照査を行うこととしている。しかしながら、既設橋脚では、コンクリートを充填することによる鋼製橋脚の耐力の上昇や剛性の増加が図れても、橋脚全体構造の応答

への影響を考慮すると、基礎やアンカー部の補強を行う必要がでてくるものと考えられる。現場での施工を考えると、基礎の補強は困難な場合もあり、剛性、および耐力の上昇を極力抑えた補強方法の確立が望まれている。

鋼構造物については、これまで一部の構造物を除いて許容応力度法のみ設計がなされており、保有耐力や変形性能の照査は実施されていなかった。平成2年に道路橋示方書・V耐震設計編³⁾が改訂され、鉄筋コンクリート橋脚について地震時保有水平耐力の照査法が整備されたが、鋼製橋脚については研究が不十分ということで基準化が見送られた経緯がある。

このような状況を考慮して、建設省土木研究所では、

平成9年4月25日受理

*構造工学科 (Department of Structural Engineering)

**大学院修士課程構造工学専攻 (Graduate Student, Department of Structural Engineering)

***長崎セキスイハイム (株)

コンクリートを充填しない鋼製橋脚について、大地震時の弾塑性挙動、じん性向上の方法や評価について明らかにするために、大型鋼製橋脚供試体の準静的2軸繰り返し載荷実験を実施し、その結果、耐震性向上の効果が確認されている^{5) 6) 7)}。大規模地震時における鋼製橋脚の弾塑性挙動の解明や耐震性能の評価を目的とした研究は、今回の地震の以前より主に実験的に行われているが（例えば、文献^{4) 8)}）、設計基準に反映させるためには現状では必ずしも全てのパラメータに対して実験結果が得られているわけではない。これらのパラメータの組み合わせは膨大な数になり、実験のみに依存するのは膨大な費用と時間を要する。実験の補完のために、今後なんらかの予測解析が必要とされるとともに、実験をある程度の精度でシミュレーションできる数値解析技術が望まれている。また、より耐震性の高い新しい構造形式を探るためには解析による予備検討は極めて有効であると考えられる。（例えば、文献^{5) 6) 7)}）

本研究では、このような背景のもと、建設省土木研究所で行われた、軸圧縮力と繰り返し曲げを受ける片持ち柱の鋼柱を対象とした準静的繰り返し載荷実験について、弾塑性 FEM 解析の汎用アプリケーションソフト MARC¹²⁾ を使用して、載荷実験を再現する目的で数値解析を行ったものである。

このように数値解析技術を用いて鋼製橋脚の繰り返し載荷実験が再現できれば、

1. 実験で得ることができなかった細部の挙動や破

壊現象の解明

2. 実験結果と併用することにより変動パラメータなどに対する実験データの補完
3. 新構造や補強構造を考案する際の性能予測
4. 動的解析法のための非線形復元力モデル $M-N-\phi$

などに活用できるものと考えられる。

2. 建設省土木研究所で行われた実験

建設省では、円柱供試体、箱形供試体について実験が行われた。本報では箱形供試体について記述する。

供試体は、図1に示すように、矩形断面4体とし、そのうち1体（No.2）を基本供試体、残りの3体を補強を施したもの（No.3～No.5）である。供試体の諸元を表1に示す。ここで、 A は供試体の断面積、 I は断面2次モーメント、 γ は縦リブ剛比、 γ^* は弾性座屈理論から得られる補剛材の最小必要剛比、 σ_y は材料試験から得られた降伏応力度である。供試体高さは3470[mm]である。

基本供試体（No.2）の断面寸法が900[mm]×900

表1 供試体の諸元

供試体	$A[\text{cm}^2]$	$I[\text{cm}^4]$	γ/γ^*	$\sigma_y[\text{kgf/cm}^2]$
No.2	378.4	480480	0.89	3864
No.3	455.2	566520	0.91	3755
No.4	481.6	652808	0.91	3779
No.5	485.4	661327	0.91	3770

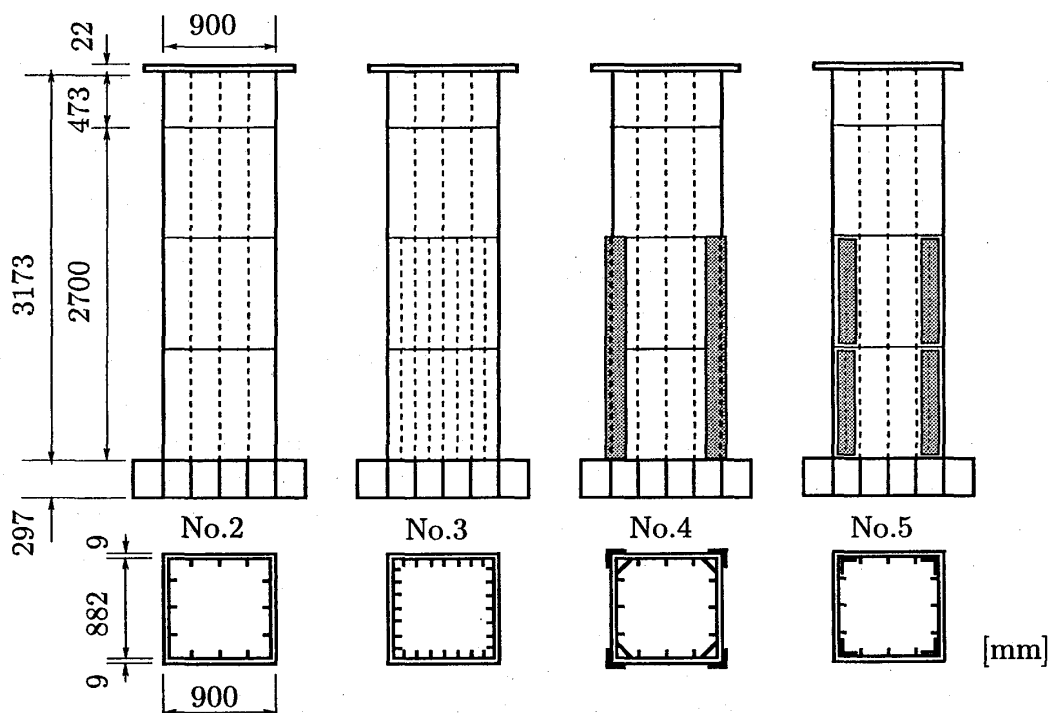


図1 供試体の概略

[mm], 補剛材の板厚は9 [mm], 縦リブの板厚は6 [mm], 板幅は80 [mm], 材質はSM490である. 横リブダイヤフラムは900 [mm] 間隔, 板厚は6 [mm] である. 基本供試体に補強を施した供試体 (No. 3 ~ No. 5) は, 補強材の断面積がほぼ等しくなるように設定されている. No. 3は縦リブを追加したものである. No. 4は内側に閉断面となるようにコーナプレート, 外側にアングルを想定した鋼板を溶接したものである. No. 5はフィラープレートを介してアングル材を高力ボルトで接合したものである.

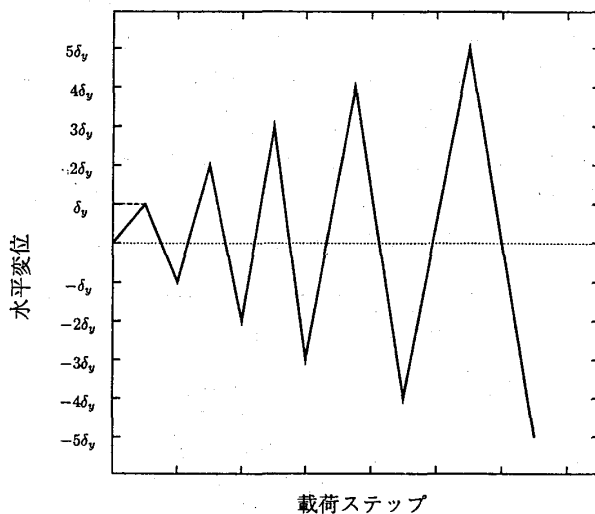


図2 荷重方法

載荷実験では, 供試体に全断面降伏荷重の15[%]の軸力が導入されている. さらに, 軸力を一定に保ちながら図2に示すように水平荷重を増加させながら, 準静的に正負交番載荷されている. δ_y を計算上, 供試体下端が降伏するときの水平変位として, δ_y を片振幅とする正負交番載荷後, $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y$, $\pm 4\delta_y$ というように, 十分に大きな水平変位, および変形が生じ, 水平反力は降伏時の値より十分に下がるまで載荷は行われている.

各供試体の水平荷重-水平変位関係 (ヒステリシスループ) を比較検討すると, 基本供試体No. 2と比較して, 剛性, 最大耐力ともにNo. 4で最も大きくなり, 続いてNo. 3, No. 5の順となった. 荷重ピークを過ぎてからの劣化は, 相対的にNo. 5で大きく, No. 5で小さい. 基本供試体に対する補強供試体の最大耐力はNo. 3, No. 4, およびNo. 5でそれぞれ約1.3倍 1.4倍 1.1倍となっている.

3. 鋼管柱の解析

箱形橋脚を解析する前に, 2つの硬化則 (移動硬化則, 等方硬化則) を用いて, 鋼管柱 (無補剛) 供試体

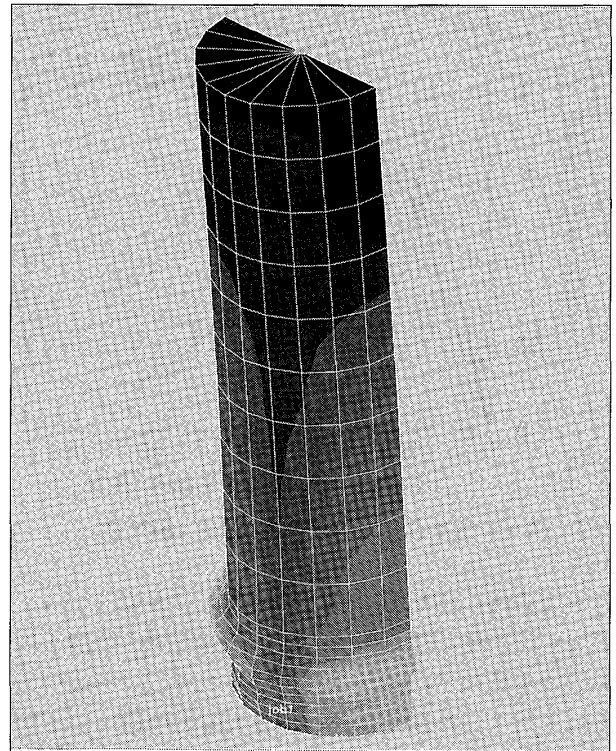


図3 変形状況 (鋼管柱)

での実験結果と解析結果との比較を行い, 解析結果の有効性を確認した. モデル基部が座屈したときの変形状況を図3に示す.

解析に用いたモデルは, 頂部は水平変位を与える際に変形を生じないようにするため, 弾性係数や板厚を大きくして (弾性係数: フランジ, またはウェブの約100倍, 板厚: 50 [mm]) 剛とした. また, 水平荷重と直交する断面は部材軸の中心線から見て左右対称であるとして1/2対称モデルとした. 境界条件として, モデルの基部において完全固定 ($\delta_x = \delta_y = \delta_z = 0$, $\theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$), $x = 0$ (モデル上部) において対称条件 ($\delta_x = 0$, $\theta_y = \theta_z = 0$) を設定した.

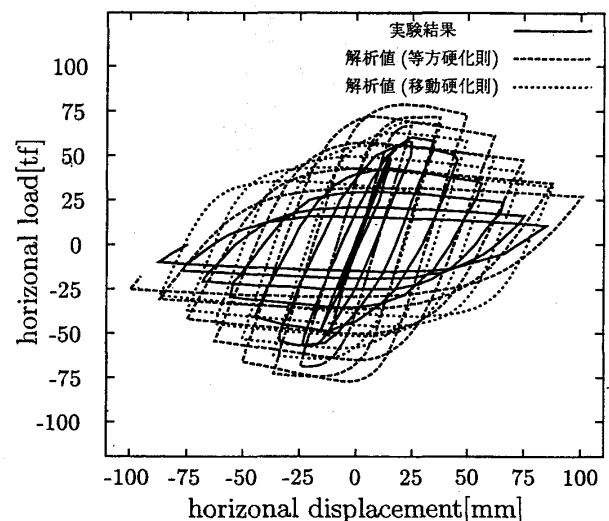


図4 水平荷重-水平変位曲線 (鋼管柱)

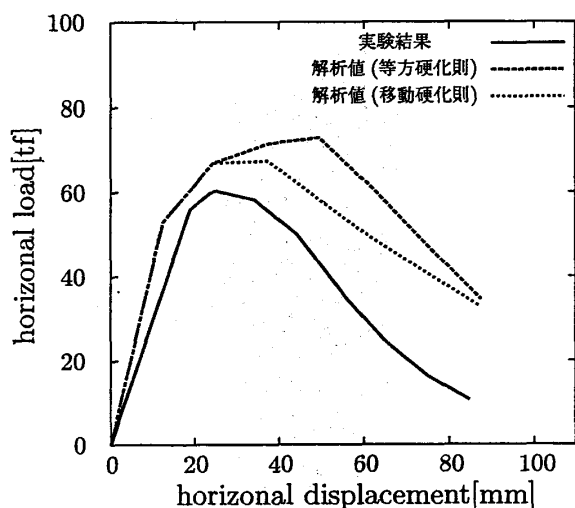


図5 水平荷重－水平変位曲線（鋼管柱）

水平荷重－水平変位曲線を図4に、包絡線を図5に示す。等方硬化則はピーク後の劣化の度合が実験と同じような傾向であるが、最大耐力が20[%]程高い。それに対して移動硬化則は、最大耐力の違いは+10[%]程度であるが、ピーク後の劣化の度合は解析結果のほうが緩やかであった。これらの結果のみから、どちらが適用できるか即断することはできないが、以後の解析では、最大耐力の大きさと劣化の度合が実験結果により近い移動硬化則を採用する。

4. 箱型橋脚の解析

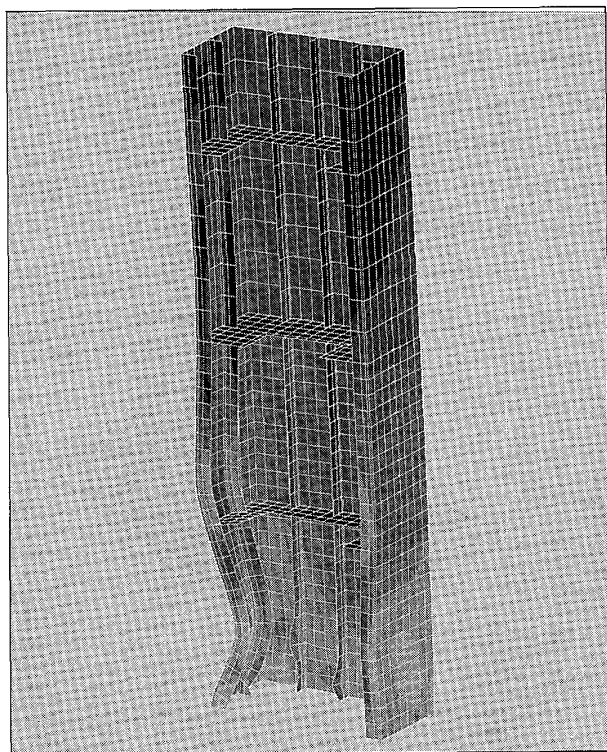


図6 変形状況（No. 2）

補強された解析モデル（No. 3～No. 5）のうち、No. 4 供試体の角部については溶接によってフランジまたはウェブと補剛材が一体化しているとして、また、No. 5 供試体の角部については、ボルト接合の代わりに、それぞれ板厚を15[mm]に増加させた。境界条件として、モデルの下端部において並進変位を固定 ($\delta_x = \delta_y = \delta_z = 0$) し、 $x = 0$ において対称条件 ($\delta_x = 0$, $\theta_y = \theta_z = 0$) を設定した。各要素の材料定数は、SM490の引張試験の結果を使用している。¹³⁾

モデル基部が座屈したときの变形状況を図6に示す。また、解析結果を図7～図10に示す。同図には実験結果も併記されている。No. 2 供試体の解析結果は、最大荷重、および最大荷重後の耐力低下の様子が実験結果とはほぼ一致している。しかしながら、No. 3, No. 4, No. 5 供試体では、No. 2 供試体の解析結果ほどには実験結果と一致してなく、初期剛性も解析値の方が大きく、最大荷重も解析値の方がやや大きい結果

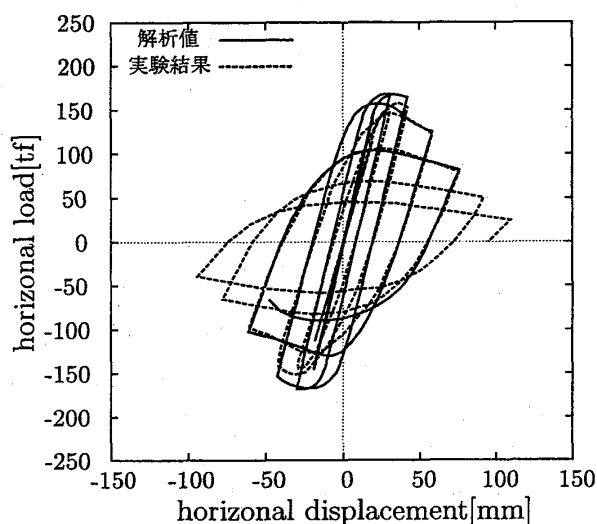


図7 水平荷重－水平変位曲線（No. 2）

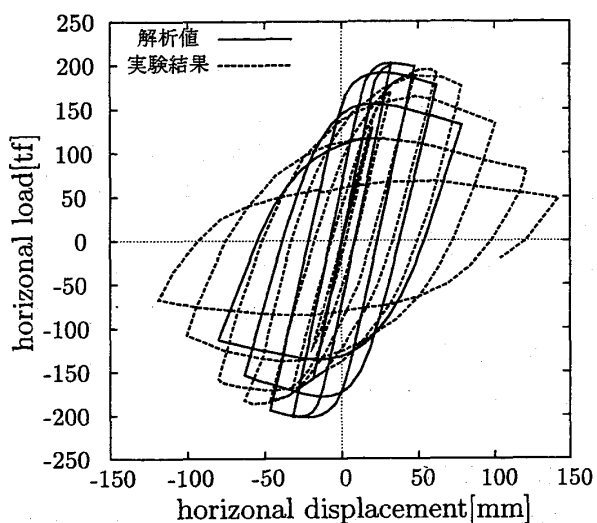


図8 水平荷重－水平変位曲線（No. 3）

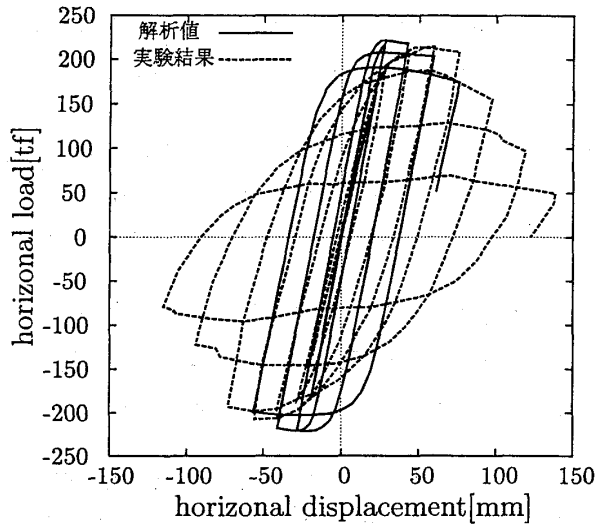


図9 水平荷重—水平変位曲線 (No. 4)

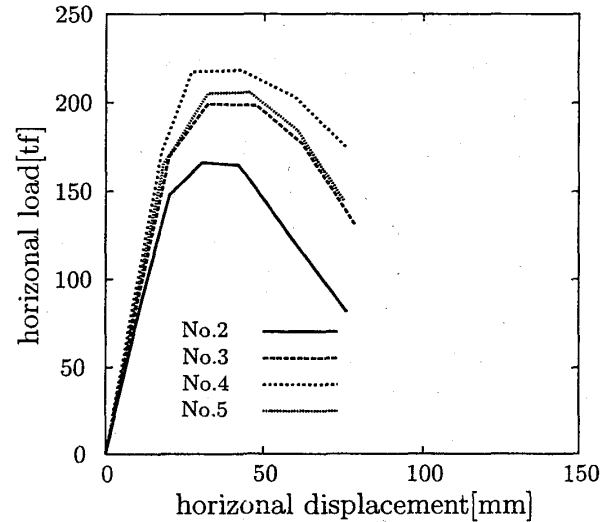


図11 包絡線 (解析結果)

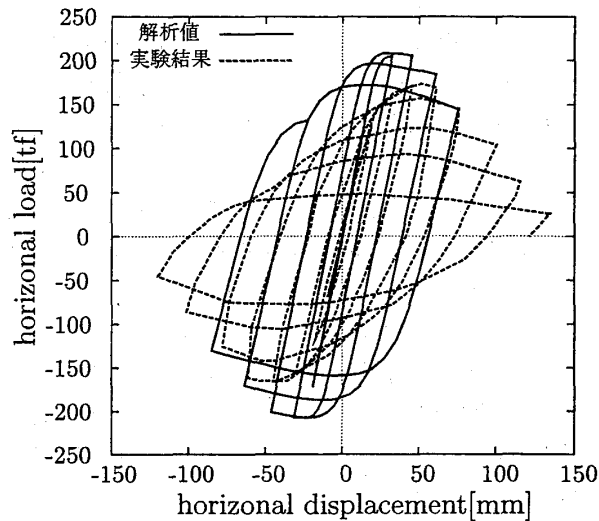


図10 水平荷重—水平変位曲線 (No. 5)

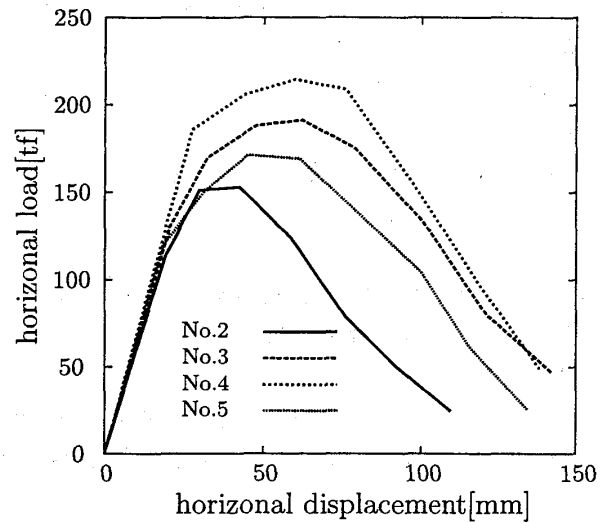


図12 包絡線 (実験結果)

となった。初期剛性が大きいのは解析モデルでは基部の変位は固定されているが、実験供試体の基部はボルトで固定されているため、強制変位を与えた際にボルトの緩み等で同等の水平変位であっても水平反力が低くなるなど完全固定ではないためではないかと考えられる。最大荷重については、初期剛性が大きいこと、また初期不整や残留応力を考慮していないことが原因として挙げられる。また、解析結果、および実験結果の水平荷重—水平変位曲線の包絡線を図11、および図12に示す。これらを比較するとNo. 5 供試体を除くと、ほぼ同様な傾向を示している。しかし、No. 5 供試体については、同一の水平変位を加えた場合、実験ではNo. 3 供試体より水平反力は劣っているが、解析ではほぼ同等の耐力となった。角部について、実験供試体では補強部分は高力ボルトで接合しているのに対し、解析モデルでは補強部分を一体化させている。このため、実験供試体で発生している補剛材との滑動を解析

では再現できていない。このことが原因ではないかと考えられる。

解析結果と実験結果が一致していない原因、およびNo. 3, No. 4, No. 5 でピーク後の変形能も実験結果より小さくなった原因として、

1. 硬化則に移動硬化則を採用しているが、劣化の状況をうまく再現できない。
2. 最大耐力が実験結果よりも大きくなったため、その後の変形能が急激に低下した。

5. まとめ

建設省土木研究所で行われた実験結果をシミュレーションするために、汎用非線形有限要素解析プログラム MARC を用いて解析を行った。その結果は実験結果を精度よく再現できてはいないが、傾向としては実験結果とほぼ同じような水平荷重—水平変位関係、座屈形状等を再現することができた。

今後は、実験結果をより精度よくシミュレートするために硬化則や解析モデル、初期不整などを考慮した解析を行っていきたい。

また本研究では、シェル要素を用いて解析を行ったが、解析に多大な計算量と計算時間を必要とした。そこで現在用いている要素に代わってはり要素を利用したモデルで解析すれば、計算量および計算時間を軽減することができると思われる。これによって、局部座屈について評価することはできないものの、より多くの補強方法について部材の水平荷重－水平変位関係によって検討することが可能となると考えられる。

参 考 文 献

- (1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告（阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について）（1995.5）
- (2) 建設省：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（1995.2）
- (3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（耐震設計編）（1990.2）
- (4) 宇佐美勉：鋼製橋脚の耐震性能向上技術に関する研究，第1回土木鋼構造研究シンポジウム，pp.20-33（1997.1）
- (5) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：鋼製橋脚橋脚模型正負交番載荷実験，土木研究所資料第2174号
- (6) 西川和廣・山本悟司・上仙 靖・安波博道・名取 暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学講演会論文集，pp.583-590（1996.1）
- (7) 西川和廣・山本悟司・名取 暢・寺尾圭史・安波博道・寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42 A,pp.975-986（1996.3）
- (8) 鈴木森晶・宇佐美勉：軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.41A,pp.265-276（1996.3）
- (9) 中川・安波・小林・橋本・水谷・森脇：弾塑性有限変形解析による箱形鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.599-604（1996.1）
- (10) 中川・寺田・名取・寺尾・西川：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，鋼構造年次論文報告集，Vol.3, No.9, pp.1-10（1996.3）pp.599-604（1996.1）
- (11) 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，96-8，pp.138-141（1996.8）
- (12) 日本マーク：MARC Manual, Vol. A. E, Ver. K6
- (13) 中沢正利・加藤健旨・鈴木基行・犬塚久哲・岩熊 哲夫：鋼製橋脚モデルの交番繰返し耐荷力に関する数値解析，土木学会第51回年次学術講演会概要集，pp.94-95（1996.9）