

# コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する 実験的及び解析的研究

## EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF PARTIALLY CONCRETE-FILLED STEEL BRIDGE PIERS

天野麻衣\*, 葛西昭\*, 宇佐美勉\*\*, 葛漢彬\*\*\*, 岡本真悟\*\*\*\*, 前野裕文\*\*\*\*\*

Mai AMANO, Akira KASAI, Tsutomu USAMI, Hanbin GE, Shingo OKAMOTO and Hirofumi MAENO

\*学生会員 名古屋大学大学院工学研究科博士課程 (前期課程) (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

\*\*フェロー会員, 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 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

\*\*\*正会員 工博 名古屋大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

\*\*\*\*名古屋高速道路公社 (〒460 名古屋市中区丸の内二丁目1番36号)

\*\*\*\*\*正会員 工博 名古屋高速道路公社 (〒460 名古屋市中区丸の内二丁目1番36号)

In this paper, experimental and analytical results of partially concrete-filled steel bridge piers are presented. Two cantilever column specimens of stiffened box section were tested under a constant compressive axial load and cyclic lateral loads. The pitch of diaphragms was changed but the stiffener's slenderness ratio parameter was almost the same in the two specimens. Test results showed that both specimens demonstrated very similar seismic behavior. In the analysis, a structural analysis software MARC is employed to obtain the member's load-displacement curve. The validity of present analytical method is verified by a comparison between the computed and experimental results of the tested columns. And then this analytical method is applied to other types of structures such as inverted L-shaped and framed bridge piers, and effects of filled-in concrete on the strength and ductility of such structures are investigated and discussed.

**Key Words :** concrete-filled steel bridge pier, nonlinear analysis, experiment

### 1. 緒言

柱基部にコンクリートを適切に充填された鋼製橋脚は高い耐震性能 (強度と変形能) を有することが、過去に実施された静的, 準静的 (繰り返し載荷) およびハイブリッド地震応答実験によって証明されている<sup>1)</sup>。これらの結果を踏まえて, 文献1), 2) では, 鋼製橋脚に対する終局耐震設計指針案が作成されている。また, 文献3) には, その設計指針案に若干の検討が加えられ, パラメトリックスタディーの結果を元にまとめた設計のための資料, 特にコンクリートの最適充填率に関する資料が提供されている。

これらの既存の研究では, 鋼製橋脚の中でも片持柱のみを対象としており, 今後, 異なる構造形態の構造物を解析対象とする必要性が予想される。従って, 文献3) に用いられた解析プログラムよりも, より汎用性の高いプログラムを用いてこれらの構造物に対応する必要がある。

そこで, 本研究では, (1) 数値解析に構造解析汎用プログラム MARC<sup>4)</sup> を使用し, (2) 実橋脚の 1/3 スケールの大型供試体によるコンクリート部分充填鋼製橋脚の実験結果との比較を行い, (3) 逆 L 型柱および門型ラーメン橋脚の解析を行うことにする。

文献3) で用いられている有限要素法プログラムは, FEAP (Finite Element Analysis Program) であるが, 本研究では, さらに汎用性の高い構造解析プログラム MARC<sup>4)</sup> を使用し, 弾塑性有限変位解析を行う。これにより, 片持柱とは異なる様々な構造形態への拡張が容易となる。

実験結果との比較については, 名古屋高速道路公社において平成8年度に行われた大型供試体による繰り返し実験の結果を用いる。そして, 最後に逆 L 型柱および門型ラーメン構造物の解析モデルを作成し, コンクリートを部分的に充填した, より一般的な鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析を行う。

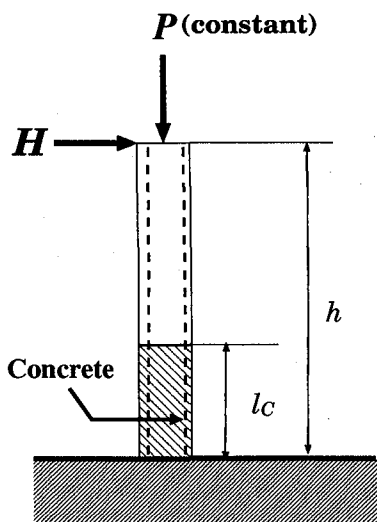
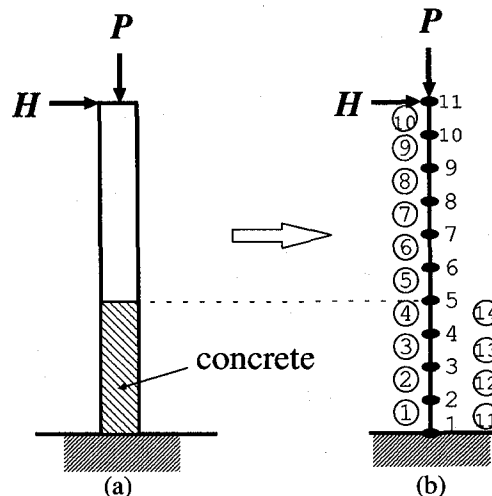


図-1 コンクリート部分充填鋼製橋脚の概略図



1, 2, ..., 11 : Nodal Number  
①, ②, ..., ⑭ : Element Number

図-2 片持柱の要素定義

## 2. 解析手法

### 2.1 概要

本研究での具体的な解析手法は、文献2)等に詳しく記載されている。ここでは、解析手法をMARCに適用する段階で、片持柱を例にとり文献2)につけ加える点を中心に述べる。

片持柱の概略図を図-1に示す。ここに、 $h$  = 柱高さ、 $l_c$  = コンクリート充填高さ、 $P$  = 上部工重量に相当する一定軸圧縮力、 $H$  = 地震力に相当する単調増大水平荷重である。本研究で用いる水平荷重-水平変位関係 ( $H$ - $\delta$ 関係) とは、図-1における水平荷重  $H$  と、その水平荷重作用点における水平変位  $\delta$  との関係のことである。解析によって得られた水平荷重-水平変位関係より、適切な破壊基準に基づいて強度および変形能を算定することができる。

本解析では、 $P$ - $\Delta$ 効果の影響は考慮するが、局部座屈の影響を考慮しない弾塑性有限変位解析を行う。そして、コンクリート充填部に関しては、コンクリートと鋼は完全付着とし、平面保持の仮定を用いる。

なお、解析対象となる橋脚の断面形状は、コンクリート部分充填補剛箱形鋼断面とコンクリート部分充填無補剛箱形鋼断面である。さらに、溶接等による残留応力も考慮する。

解析をする際に考慮すべき要素分割、および断面形状とその断面の分割等について次節より述べる。

### 2.2 要素分割

解析に用いる要素は、2節点の3次元薄肉開断面はり要素であり、積分点は2点である。これらの点は、第

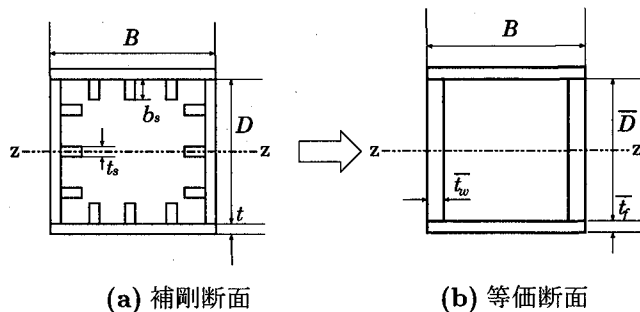


図-3 等価断面の概念図

1の節点寄りと第2の節点寄りに位置している。解析対象が箱形断面であるのに対して、開断面を有する要素を用いる理由については後述する。以下で、要素の分割方法について述べる。

要素分割は、図-2(b)に示されるように、部材軸に沿って10分割する。例えば、図-2(a)に示されるようなコンクリート充填率が40%程度の片持柱では、節点1から節点5までの4要素をコンクリート充填断面における鋼断面部分とし、節点5から節点11までの6要素を中空鋼断面部分とする。断面分割の際にコンクリート充填部は、鋼断面部分とコンクリート断面部分に分けて定義するため、さらに、コンクリート充填断面における充填コンクリート部分を、⑪から⑭の4要素とする。ただし、コンクリート充填部では、要素①と⑪、②と⑫、などの対応する要素の節点を共有させる〔図-2(b)参照〕。上記の例では、コンクリート充填部を4要素としたが、1要素の長さに極端な差がないように、コンクリートの充填率に合わせて、コンクリート充填部の要素数を変化させる。ただ

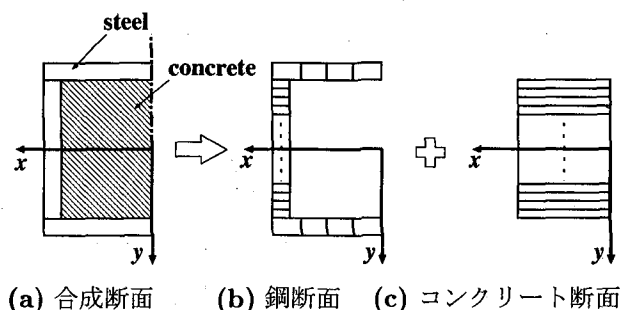


図-4 断面定義

し、有効破壊長領域<sup>2)</sup>の要素数は2以上とする。

## 2.3 断面形状

橋脚の断面形状は、無補剛箱形断面あるいは図-3(a)に示される補剛箱形断面である。ここに、図-3(a), (b)において、 $B$  = フランジ幅、 $D$  = ウェブ幅、 $t$  = 板厚、 $b_s$  = 補剛材幅、 $t_s$  = 補剛材板厚、 $\bar{t}_f$  = フランジ板の板厚（等価断面時）、 $\bar{t}_w$  = ウェブ板の板厚（等価断面時）、 $\bar{D}$  = ウェブ幅（等価断面時）である。補剛箱形断面の場合は、計算の簡略化のために、等価断面に置き換えるが、その際の計算方法等は、文献2)を参照されたい。置換のための具体的な条件は、以下に示す3つである。

1. 断面の外形は変わらない。
2. 断面積は変わらない。
3.  $z$  軸回りの全塑性モーメントは変わらない。

## 2.4 断面分割

図-4(a)はコンクリート充填断面の断面モデルを示しており、断面の対称性を利用し半断面としている。なお、このことが開断面はり要素を用いた理由である。

コンクリート充填断面は、鋼箱形断面部分とコンクリート部分に分けて考え、鋼とコンクリートを別々の要素〔鋼断面部分は図-4(b)、コンクリート断面部分は図-4(c)〕としてそれぞれ定義する。そして、対応する要素の節点を共有させることによって、コンクリート充填断面を定義する。また、中空断面部は鋼断面部分のみであるので、図-4(b)のみで定義する。

鋼断面部分〔図-4(b)〕の分割に関しては、残留応力を考慮するため、フランジ部分を $x$ 軸方向に4分割し、ウェブ部分を $y$ 軸方向に12分割する。コンクリート断面部分〔図-4(c)〕の分割に関しては、 $y$ 軸方向に20分割する。

## 2.5 その他

鋼材、および充填コンクリートの構成則、有効破壊長領域、破壊基準等は、すべて文献2)に準ずる。特に、充填コンクリートの破壊基準に関しては、文献3)に、検討されているので参照されたい。なお、次章で用いられる損傷度は、コンクリート充填部の損傷度  $D_c$ 、中空断面部の損傷度  $D_s$  として、次式のように定める。

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (1)$$

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (2)$$

ここに、 $\varepsilon_{a,c}$  = 充填コンクリートの最縁端に発生する有効破壊長領域（フランジ幅の0.7倍ないしダイアフラム間隔のいずれか小さい方を採用）での平均圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{a,s}$  = 中空断面部における圧縮フランジに発生する有効破壊長領域での平均圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{u,c}$  = 充填コンクリートの限界圧縮ひずみ、 $\varepsilon_{u,s}$  = 鋼材の限界圧縮ひずみである。また、本解析で用いた残留応力は、無補剛箱形断面に対する典型的な矩形残留応力分布形を仮定し、引張残留応力の最大値は鋼材の降伏応力 $\sigma_y$ で、圧縮残留応力の最大値は、鋼材の降伏応力 $\sigma_y$ の0.3倍である<sup>5)</sup>。

## 3. 実験

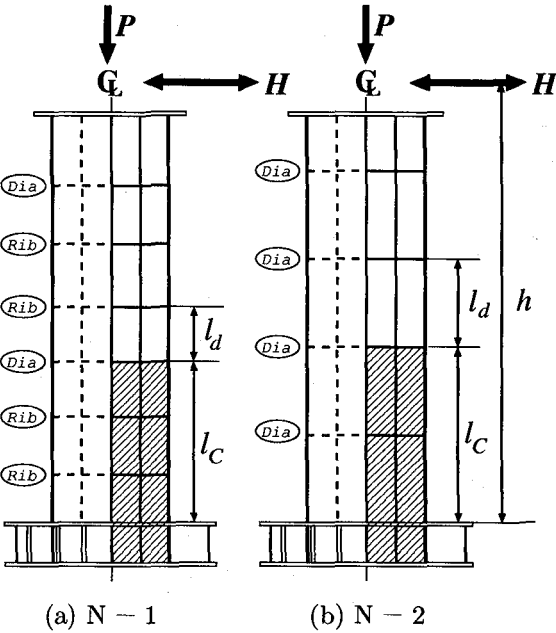
平成8年に名古屋高速道路公社が土木研究所で実施した、コンクリート部分充填鋼製橋脚（供試体名N-1, N-2）の繰返し載荷実験結果を例にして、本解析によって得られる結果、および既往の解析プログラムであるFEAPによって得られる結果と、実験結果との比較を行い、本解析手法の妥当性を検討する。

### 3.1 実験の概要

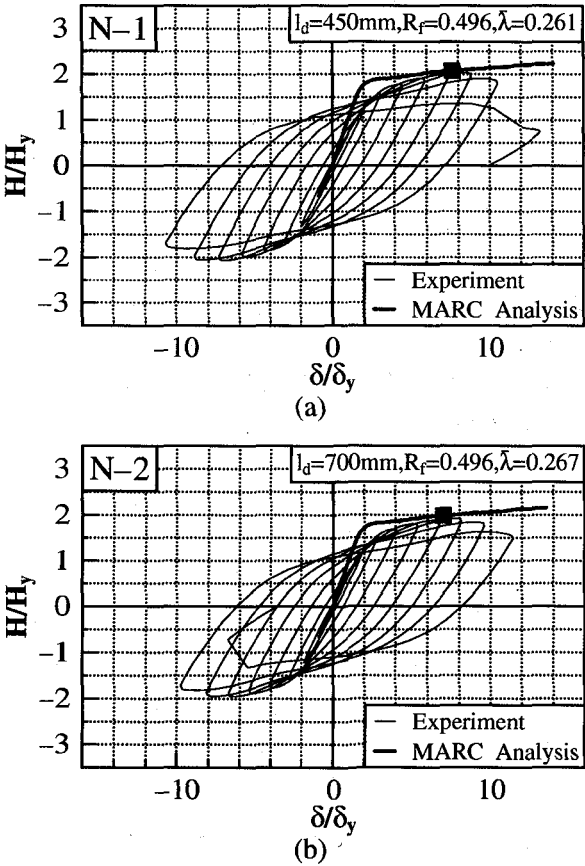
実験供試体の概略図を図-5に示し、諸元を表-1と表-2に示す。供試体の断面形は、2体とも補剛箱形断面である。角溶接は、板厚10mmのフランジに対し外側から開先8mmの部分溶け込み溶接、内側から脚長4mmのすみ肉溶接を行うものとした。ただし、コンクリート充填部の角溶接は全断面溶け込み溶接とした。また、コンクリート充填率は、おおむね40%程度（N-1は39%、N-2は41%）である。この2つの供試体の間で異なるのは、ダイアフラム間隔 $l_d$ だけで、N-1は450mmとし、N-2は700mmとした。ただし、補剛材細長比パラメータ $\lambda_s$ <sup>1)</sup>を同程度にするため2つの供試体の補剛材幅 $b_s$ と補剛材板厚 $t_s$ が調整されている。また、表-2には、鋼材に関しては引張試験

表－ 1 片持柱供試体のパラメータ

| 供試体名          |                               | N－ 1  | N－ 2  |
|---------------|-------------------------------|-------|-------|
| フランジ幅         | $B(\text{mm})$                | 900   | 900   |
| ウェブ幅          | $D(\text{mm})$                | 880   | 880   |
| 板厚            | $t(\text{mm})$                | 10    | 10    |
| 補剛材幅          | $b_s(\text{mm})$              | 75    | 100   |
| 補剛材板厚         | $t_s(\text{mm})$              | 10    | 13    |
| サブパネル数        | $n$                           | 4     | 4     |
| 断面積           | $A(\text{mm}^2)$              | 44600 | 51200 |
| 供試体高さ         | $h(\text{mm})$                | 3423  | 3423  |
| ダイアフラム間隔      | $l_d(\text{mm})$              | 450   | 700   |
| コンクリート充填高さ    | $l_c(\text{mm})$              | 1350  | 1400  |
| コンクリート充填率     | $l_c/h$                       | 0.39  | 0.41  |
| フランジ板厚 (等価断面) | $\bar{t}_f(\text{mm})$        | 11.29 | 12.04 |
| ウェブ板厚 (等価断面)  | $\bar{t}_w(\text{mm})$        | 13.83 | 16.86 |
| 幅厚比パラメータ      | $R_f$                         | 0.496 | 0.496 |
| 細長比パラメータ      | $\bar{\lambda}$               | 0.261 | 0.267 |
| 補剛材細長比パラメータ   | $\bar{\lambda}_s$             | 0.290 | 0.305 |
| 補剛材剛比         | $\gamma/\gamma^*$             | 3.367 | 3.148 |
| 軸圧縮力比         | $P/P_y$                       | 0.15  | 0.15  |
| 降伏水平荷重        | $H_y(\times 10^5 \text{kgf})$ | 1.13  | 1.28  |
| 降伏水平変位        | $\delta_y(\text{mm})$         | 10.7  | 11.1  |



図－ 5 実験供試体



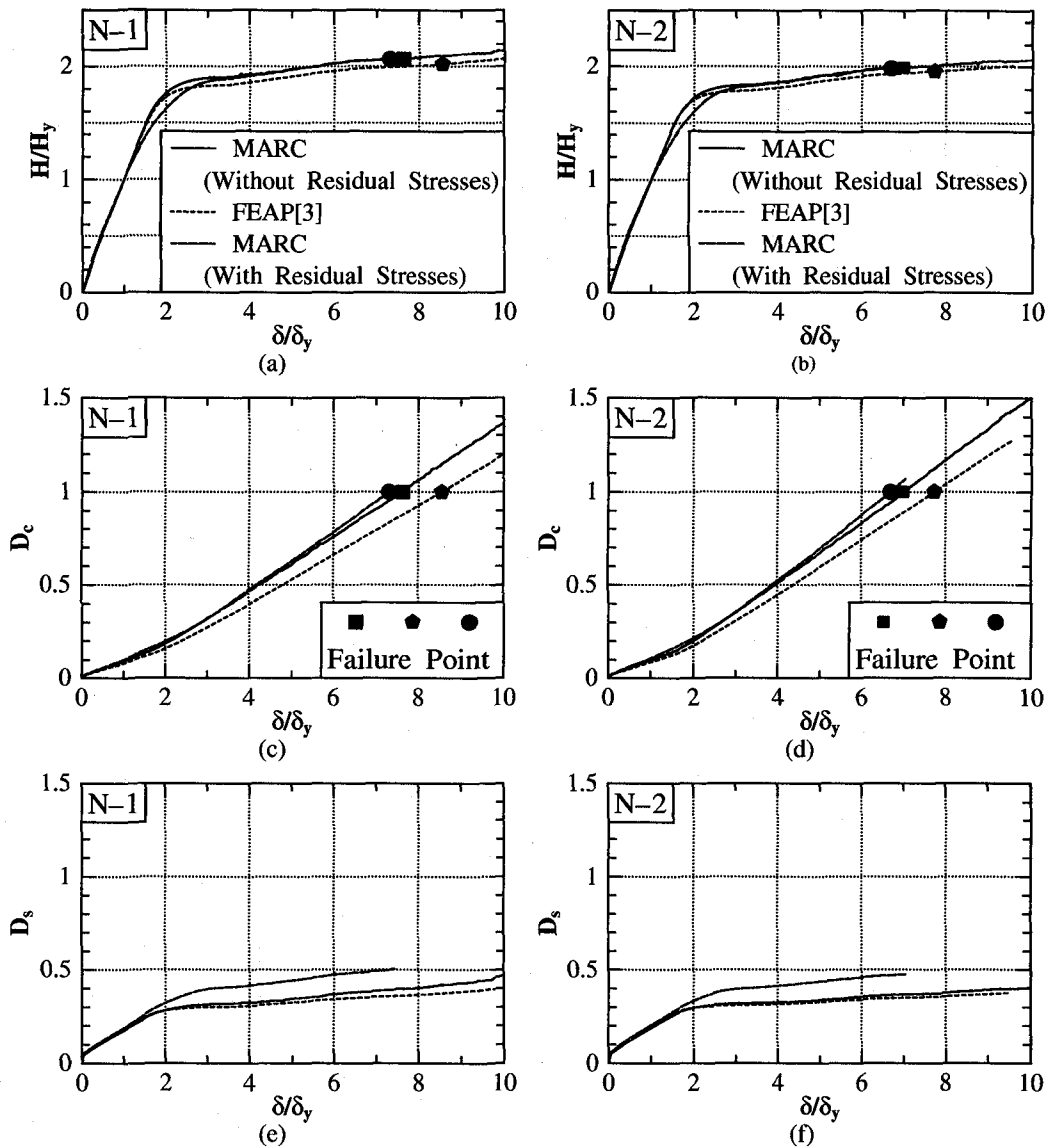
図－ 6 解析による水平荷重－水平変位曲線及び実験による履歴曲線

表－ 2 測定材料定数

| 材料強度 ( $\text{kgf/mm}^2$ ) | 公称値<br>または<br>設計値 | 材料試験結果 |
|----------------------------|-------------------|--------|
| 鋼材の降伏応力 $\sigma_y$ (SM490) | 32.0              | 37.8   |
| コンクリート圧縮強度 $\sigma_{ck}$   | 1.60              | 2.31   |

結果の平均値と公称値，コンクリート材に関しては圧縮試験結果の平均値と設計値が示されているが，解析および無次元化には材料試験結果を用いている．

実験により得られた水平荷重－水平変位履歴曲線と，本研究で行った MARC での残留応力を考慮しない解析による水平荷重－水平変位曲線を図－ 6 に示す．解析では，せん断変形を考慮していないため，初期剛性は実験結果に比べ大きくなっている．破壊点までの静的解析による解析結果と実験結果が，比較的一致していることが分かる．実験において，N－ 1 供試体は  $7\delta_y$  で最高荷重を記録した．その直後，柱基部付近のフランジ端部に亀裂が発生し， $8\delta_y$  で柱基部付近フランジに局部座屈が発生し徐々に進行し， $9\delta_y$  で柱基部付近フランジの亀裂がつながり破断を起こし，水平荷重が急激に低下した．一方，N－ 2 供試体の場合，図－ 6 よりわかるように，最高荷重とその時の水平変位は，N－ 1 供試体と同程度であった．また，局部座屈と亀裂の発生時期及び進展具合においても，N－ 1 供試体と比



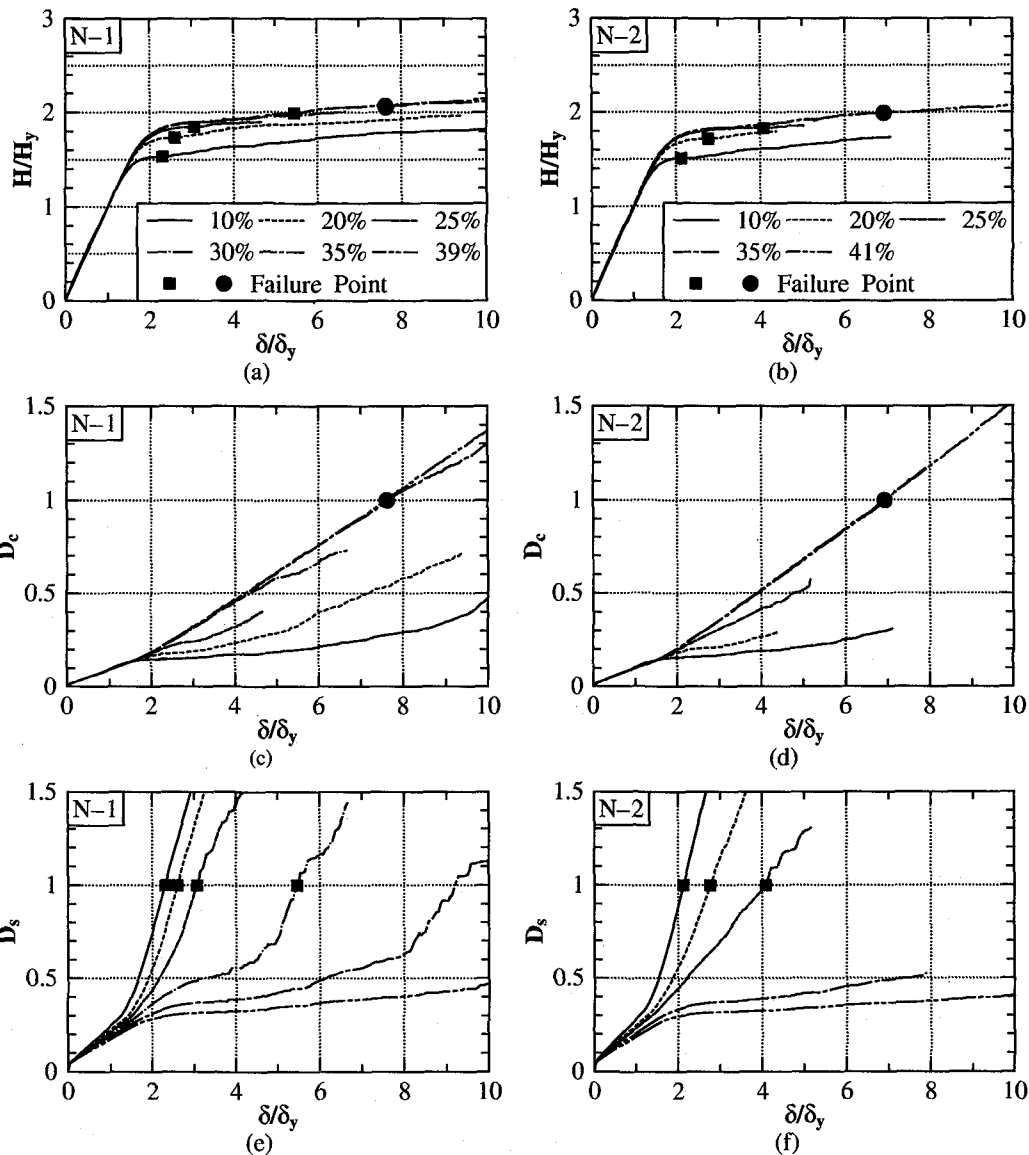
図－7 解析による水平荷重－水平変位曲線および損傷度－水平変位曲線

較して極めて類似しており有意な差はなかった。さらに破壊部分では、N－1 供試体と N－2 供試体いずれも中空鋼断面部分ではほとんど損傷はなく、損傷は柱基部のコンクリート充填部に集中した。また、MARC の残留応力を考慮しない解析による終局変位は、N－1 は、約  $7.6\delta_y$  程度、N－2 は、約  $7.0\delta_y$  程度であったが、実験では、最大水平荷重の 95% まで水平荷重が低下したときを構造物の破壊とみなせば、終局変位に対応する水平変位は N－1 の場合は  $9.3\delta_y$ 、N－2 の場合は  $8.9\delta_y$  となり、両者とも解析結果が  $2\delta_y$  程度小さく、安全側になっている。従って、ダイアフラム間隔が異なっても補剛材の細長比パラメータ  $\lambda_s$  さえ同じであれば、同程度の耐震性能を保有することは可能である。

### 3.2 既存の解析結果との比較

図－7 には、供試体 N－1 および N－2 の、水平荷重－水平変位関係 ( $H - \delta$  関係) および損傷度－水平変位関係  $D_c - \delta$  (コンクリート充填部)、 $D_s - \delta$  (中空断面部) 関係の解析結果が示されている。横軸に水平変位をとり、縦軸には水平荷重 [図－7(a), (b)] または損傷度 [図－7(c)~(f)] をとっている。ただし、これらの図は、軸力を考慮した鋼柱のみの降伏水平荷重  $H_y$ 、およびその降伏水平荷重に対応した降伏水平変位  $\delta_y$  を用いて無次元化されている。また、図中の実線は、MARC による残留応力を考慮しない解析結果であり、点線は FEAP による解析結果 (残留応力は考慮されていない)、破線は MARC による残留応力を考慮した解析結果である。

図－7(a), (b) によると、点線で示された FEAP による解析結果に対して、本研究で行った MARC での残



図－8 変形能に及ぼす  $l_c/h$  の影響

留応力を考慮しない解析による結果は、FEAP による解析結果と比較して、水平荷重に差が見られるものの、両者は良く一致している。

さらに、残留応力を考慮した場合、図中の破線で示されるように、荷重－変位曲線が降伏水平荷重を過ぎた後、最高荷重に向かって緩やかに進行しており、残留応力を考慮した効果が表れている。

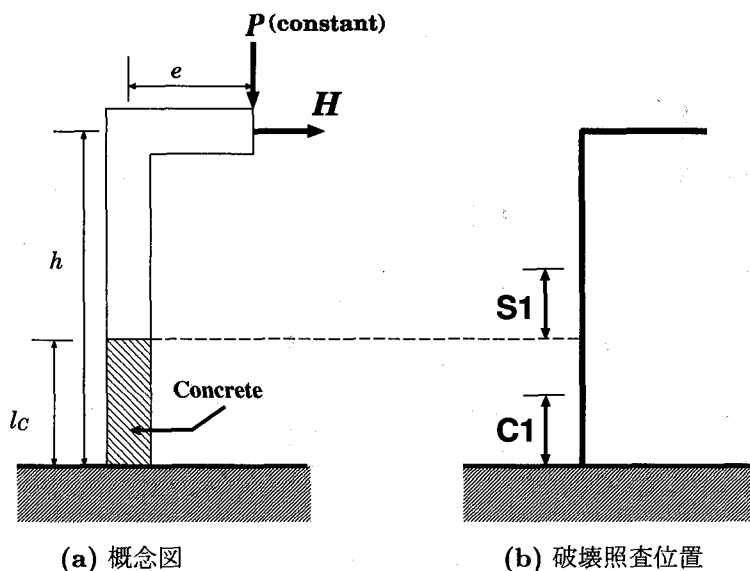
次に、損傷度に関して、FEAP による解析結果と本解析結果との比較を行う。図－7(c), (d) から、同一の変位におけるコンクリート充填部の損傷度が、文献 [3] での解析手法と本解析手法では、差が生じていることが確認できるが、現象をとらえるという点では、比較的一致していると言える。また、図－7(e), (f) より、中空鋼断面部における損傷度においても、残留応力を考慮していないものを比較すると、両者が非常に良く一致していることがわかる。一方、残留応力を考慮し

た破線が、他のものに比べて同一の変位において損傷度が高くなることは、本解析で残留応力を考慮しているからである。

なお、供試体 N－1, N－2 ともにコンクリート充填部における損傷度が、中空鋼断面部における損傷度よりも、早く 1.0 に達しているのも、中空鋼断面部よりも先にコンクリート充填部が破壊に至り、供試体が終局状態に達したことがわかる。このことは、前述したように、実験では N－1, N－2 ともに損傷は柱基部のコンクリート充填部に集中した結果と合致している。

### 3.3 コンクリートの最適充填高さ

図－8 は、N－1, N－2 供試体のコンクリートの充填高さを様々に変化させて解析した結果である。文献 3) によると、充填コンクリートの高さが最適充填高



図－9 逆L型柱モデルの概念図および破壊照査位置

さのときは、終局変位が最大になる。本解析結果によると、供試体 N－1 の最適充填高さが 35% で、供試体 N－2 の最適充填高さも 35% となった。この最適充填高さのとき、N－1 と N－2 のいずれも最も大きな変形能を有している。この結果から、実験供試体のコンクリート充填率は、若干大きいと判断できる。

N－1、N－2 とともに、コンクリート充填率が 10% から 30% にかけて、損傷度  $D_c$  が先に 1.0 に達し、中空断面部で破壊しており、コンクリート充填率が 35% から 40% にかけては、損傷度  $D_c$  が先に 1.0 に達し、コンクリート充填部で破壊していることがわかる。これにより、コンクリート充填率が最適充填率となる前後で、破壊のモードが変わることがわかり、文献 3) と同様の結果が得られた。

## 4. 構造形態の異なる構造物の解析

### 4.1 概要

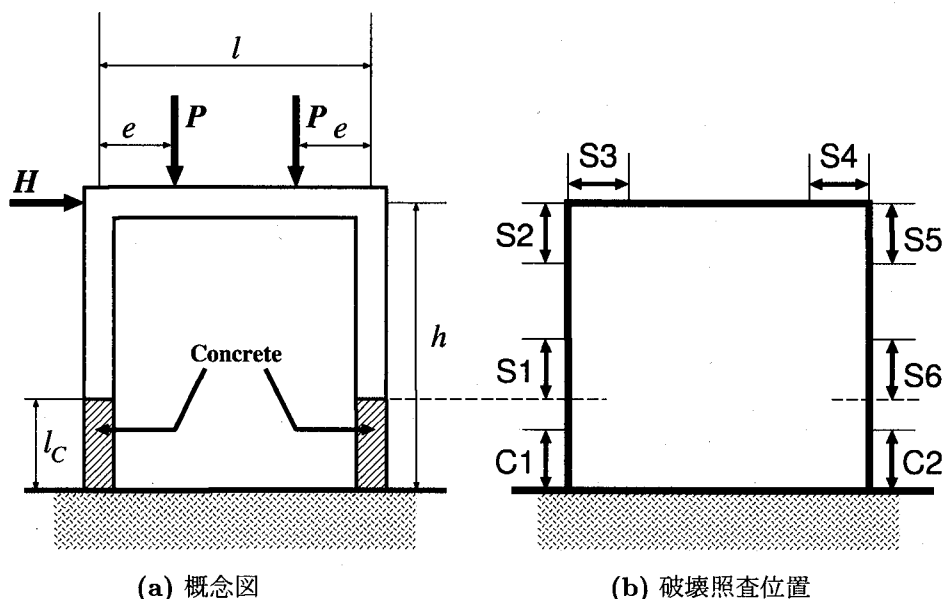
前節までにおいて、片持柱に対する本解析手法の妥当性を評価することができた。従って、この節では、本解析手法を逆L型柱とラーメン構造物に適用する方法、および解析結果について述べる。

逆L型柱および門型ラーメンの概略図を図－9 および図－10 に示す。ここに、柱とはりは同一断面としている。図－9 と図－10 の (a) において、 $h$  = 柱高さ、 $l_c$  = コンクリート充填高さ、 $l$  = はり長さ、 $e$  = 鉛直荷重  $P$  の作用位置、 $P$  = 鉛直圧縮力、 $H$  = 地震力に相当する漸増水平荷重である。また、図－9 と図－10 の (b) は、損傷度を求める際の照査位置が示されている。コンクリート充填部および中空断面部において、破

壊照査位置が複数になる場合は、頭文字が C のものをコンクリート充填部におけるコンクリートの損傷度の照査位置、頭文字が S のものを中空断面部における鋼材の損傷度の照査位置としている。どの照査位置も有効破壊長の長さを有する。橋脚部の照査位置は、片持柱のときと同様であるが、門型ラーメンの場合、橋脚の柱頂部における曲げモーメントが大きくなることが予想されるため、新たに橋脚柱頂部での照査を付与した。逆L型柱の場合、橋脚の柱頂部における曲げモーメントは、常にコンクリート充填部上端から上方の S1 の部分より小さいため、橋脚柱頂部での照査は行わない。解析に際しての要素分割、断面分割等の方法に関しては、片持柱の場合とすべて同様である。なお、片持柱の場合と同様に、いずれかの破壊照査位置で損傷度が 1.0 に達した状態で構造物の破壊とみなす。これは、土木構造物は建築構造物に比べ、比較的薄肉断面で構成されるので、局部座屈が一旦発生するとそこに損傷が集中し、単純塑性理論で仮定されるような、塑性ヒンジが次々と形成されるメカニズムに達する崩壊モードを期待することは無理があるからである<sup>6)</sup>。

### 4.2 逆L型柱

ここで、図－9 に示す逆L型柱モデルについての解析例について述べる。この解析モデルは、片持柱の実験の供試体である N－1 供試体と同じ諸元を有したものの（コンクリート充填率 39%）と、コンクリート充填率のみを 50% にしたものであり、鉛直荷重の載荷位置までの距離  $e$  を、柱高さ  $h$  の 0.2 倍としている。この解析例における水平荷重－水平変位関係（ $H$  -  $\delta$  関係）および損傷度－水平変位関係 [ $D_c$  -  $\delta$ （コンクリート



図－ 10 門型ラーメンモデルの概念図および破壊照査位置

充填部),  $D_s - \delta$  (中空断面部) 関係] を図－ 11 に示す. これらの図は, 片持柱の解析と同じ手法で求めた降伏水平荷重  $H_y$  および降伏水平変位  $\delta_y$  を用いて無次元化されている.

図－ 11(a) に水平荷重－水平変位関係を示しているが, この荷重－変位曲線は, 原点を通過していない. これは, 鉛直荷重が柱に対して偏心載荷されており, 鉛直荷重により既に曲げが生じているためである. また, 充填率が 39% のものの破壊点が  $4.3\delta_y$  に対し, 充填率が 50% のものの破壊点が  $5.4\delta_y$  となっているため, 50% のものの方が変形能が高いことがわかる.

次に, 図－ 11(b) では, コンクリート充填部の損傷度  $D_c$  と水平変位  $\delta$  との関係を示し, 図－ 11(c) では, 中空断面部における損傷度  $D_s$  と水平変位  $\delta$  との関係を表している. 図－ 11(b) において損傷度はあまり変化していないが, 図－ 11(c) の S1 では, 損傷度が 39% から 50% にかけて非常に低減している. この結果から, 一般的に片持柱よりも充填率を上げないと, コンクリート充填部上端から上方の S1 の部分で破壊しやすいことがわかる.

### 4.3 門型ラーメン

本節では図－ 10(a) に示されるラーメン構造物の, 右側の柱頂部で初期降伏をするように設計されたモデルの解析例について述べる. 表－ 3 には, 設計する際に用いた諸パラメータが示されている. このモデルは, はりの部分と橋脚の部分の断面積は同一であり, 左右のコンクリート充填率に関しても同一としている. また, 材料パラメータに関しては, 表－ 2 に示される定数を

表－ 3 解析モデルのパラメータ

|             |                   |       |
|-------------|-------------------|-------|
| フランジ幅       | $B(\text{mm})$    | 1275  |
| ウェブ幅        | $D(\text{mm})$    | 1235  |
| 板厚          | $t(\text{mm})$    | 20    |
| 補剛材幅        | $b_s(\text{mm})$  | 136.8 |
| 補剛材板厚       | $t_s(\text{mm})$  | 20    |
| サブパネル数      | $n$               | 4     |
| 柱高さ         | $h(\text{mm})$    | 12372 |
| はり長さ        | $l(\text{mm})$    | 14489 |
| 鉛直荷重載荷位置    | $e(\text{mm})$    | 2000  |
| 軸圧縮力比       | $P/P_y$           | 0.2   |
| 幅厚比パラメータ    | $R_f$             | 0.35  |
| 細長比パラメータ    | $\bar{\lambda}$   | 0.4   |
| 補剛材細長比パラメータ | $\bar{\lambda}_s$ | 0.2   |

用いた. この門型ラーメンモデルに対して, コンクリート充填率を変化させた解析によって得られた, 損傷度－水平変位関係を図－ 12 に, 水平荷重－水平変位関係を図－ 13 に示す. ただし, すべての関係は示されていない. コンクリート充填率の変化にともなって, 損傷度の変化が著しい部分 [図－ 10(b) を参照] についてのみ示されている.

図－ 12 (b), (c) より, 右側の柱の頂部あるいは基部において構造物が破壊する結果が得られた. この部分における曲げモーメントが, 他の照査位置に比べて大きくなることが予想されることから, 妥当な結果であるといえる. 図－ 12(d) において, 右側柱コンクリート充填部上端の損傷度は, 充填率を上げるに従い低くなっているのに対し, 図－ 12(c) から, 柱頂部の損傷度の進展がコンクリート充填率にあまり関係がないことがわかり, 柱の頂部における損傷度は, コンクリート

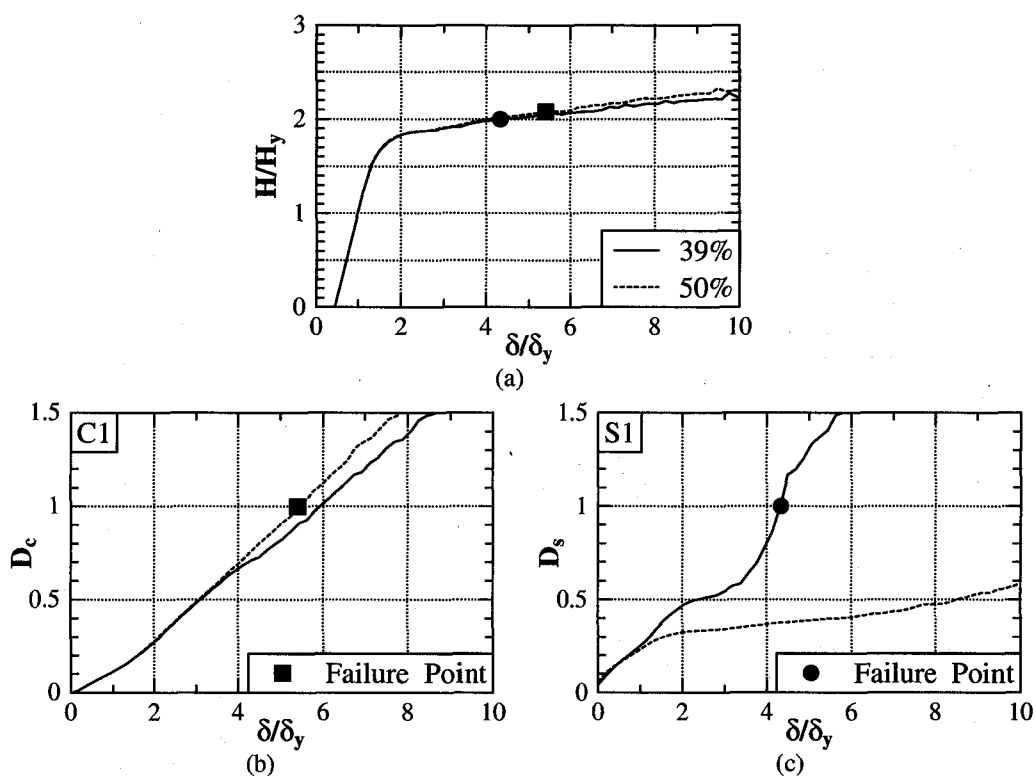


図- 11 逆L型柱の水平荷重－水平変位曲線および損傷度－水平変位曲線

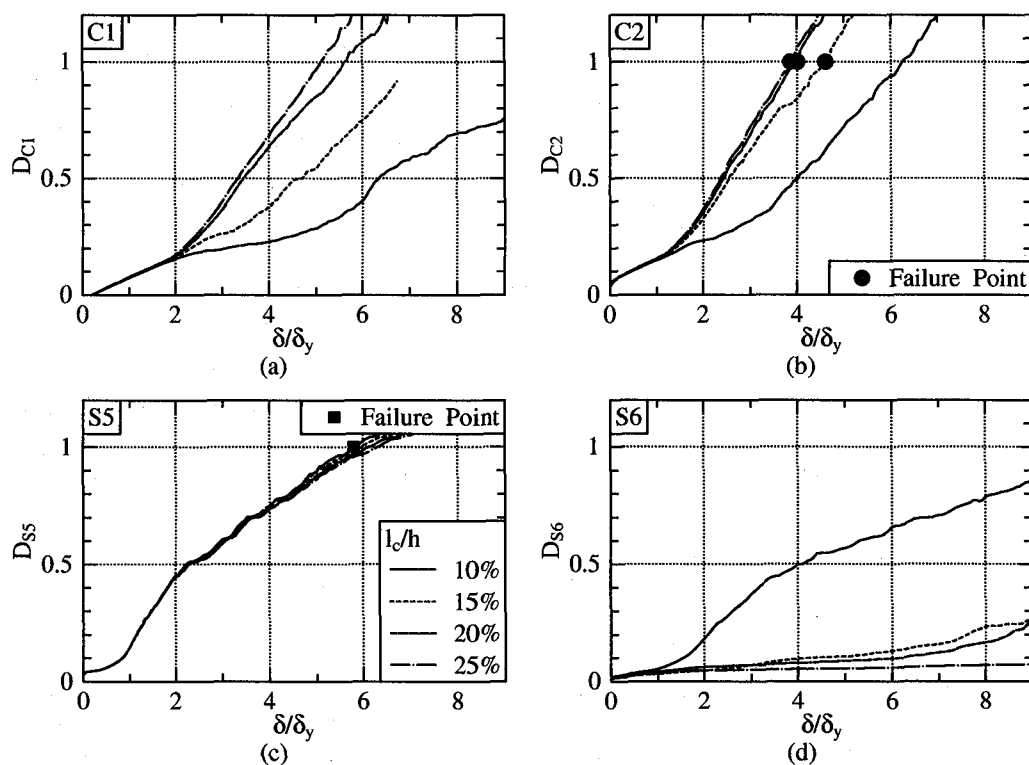
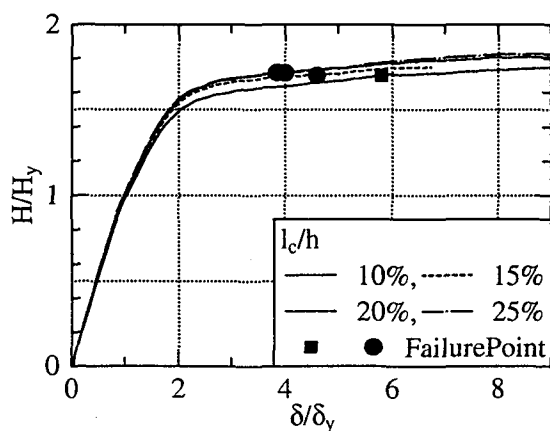


図- 12 門型ラーメンにおける  $l_c/h$  の影響



図－13 門型ラーメンの水平荷重－水平変位曲線

充填率の変化による影響が小さいことがわかる。

右側柱の曲げモーメントは、プラス側からマイナス側へ変化する。そして、柱頂部および柱基部に大きな曲げモーメントが発生する。従って、柱頂部と柱基部を同時に破壊させるようなコンクリートの充填率（最適充填率）は片持柱に比べると小さい値となるが、これらの図から、コンクリートの最適充填率は10%程度であり、妥当な結果が得られた。

## 5. 結言

本研究では、文献2)で提案されているコンクリート部分充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法をより一般的に適用するために、汎用構造解析プログラムMARCによる解析手法を確立し、2体の大型供試体の実験結果により検証を行った。本研究によって得られた結果をまとめると、次のようになる。

1. 片持柱において、MARCによる解析結果は、既存の解析結果および実験結果とほぼ一致した。
2. 片持柱実験供試体のコンクリート充填率（40%）は、やや高めであった。どちらの供試体も約35%程度にすることで、さらに大きな変形能が得られる。
3. 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ がほぼ一定になるようにダイアフラム間隔を変えた2体の実験供試体は、最高荷重、終局変位及び破壊パターンのいずれも大きな差はなかった。従って、設計の際にダイアフラム間隔よりも $\bar{\lambda}_s$ をパラメータとして考慮すればよいと考えられる。

4. 逆L型柱は、同じ諸元の片持柱よりも柱の作用モーメントの高さ方向の勾配が小さいため、コンクリート充填部上端での損傷度が大きくなり、最適充填高さは片持柱よりも高くなる傾向にある。
5. 門型ラーメンの場合は片持柱と異なり、曲げモーメントが、柱頂部から柱基部にかけてプラスからマイナスに変化するので、コンクリートの最適充填高さが片持柱に比べて低くなる。

片持柱に関しては、実験結果との比較が行われ、解析手法の妥当性を検証することができた。今後の課題としては、逆L型柱モデルおよび門型ラーメンモデルに関して、実験結果との比較により、本解析手法の妥当性の検証を行う必要がある。さらに、せん断変形の影響を考慮した解析法を開発する必要がある。

## 参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会，鋼構造新技術小委員会，耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月。
- 2) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraji H. P. Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525，pp.69-82，1995年10月。
- 3) 葛西昭，葛漢彬，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能，橋梁と基礎，Vol.31，No.9，pp.23-29，1997年9月。
- 4) 日本マーク株式会社：MARCプログラム，ユーザーズ・マニュアル，Vol.A～Vol.E，1990。
- 5) 伊藤学：鋼構造学，コロナ社，1985年。
- 6) 宇佐美勉，寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集，第398号/I-10，pp.197-206，1988年10月。

（1997年9月26日 受付）