

## 鋼製橋脚の耐震性能実験と耐震解析

### Experiment and Dynamic Analysis on Steel Piers under Cyclic Loading

山田 将樹\*、青木 徹彦\*\*

Masaki YAMADA, Tetsuhiko AOKI

The Great Hanshin Earthquake of 1995 caused several types of damage in steel structures. Many cases of local buckling appeared in steel piers of elevated highways. In this study, steel highway piers having circular and octagonal section are tested by repeated loading, and the load-deformation characteristics and the energy absorbed capacity are described. Then linear dynamic analysis used load-deflection hysteresis curve is performed about circular steel piers.

#### 1. はじめに

先の阪神大震災では高架高速道路橋脚に多大な被害が生じた。一方、千年に一度の直下型大地震といえども新耐震設計法(1981年)による高層ビルなどの建築物にはほとんど被害が生じなかった。地震動による土木構造物の損害を最小限に押さえるためには、はじめに大地震による構造物の損傷レベルを詳細に把握し、次に各地震レベルと構造物の重要度ごとの損傷レベルを設定し、これに応じて経済性と十分な耐震性能を両立させる構造物を設計しなければならない。本論文では合理的な耐震設計確立のための基礎として役立てるため、都市内土木構造物のうち最も重要視される高架高速道路橋脚の地震時における基本的挙動を実験的、解析的に明らかにするのが目的である。

曲げおよび軸力材として優れた耐荷力性能を有する円形鋼管は、景観の良さからも都市高速道路や鉄道、モノレールなどの橋脚に多く使用されている。一方、八角形断面を橋脚に用いると部材方向に複数の光による陰影が生じ、これが錯視現象により部材を細長くスマートに見せるため、美観上優れた構造形式となる。しかし、繰り返し作

用力下での箱形断面橋脚についての実験的研究はいくつか行われている<sup>1)</sup>が、円形鋼管橋脚や八角形断面橋脚に関するデータは大幅に不足しているのが現状である。そこで本研究では、円形断面と正八角形断面を有する鋼製橋脚の縮小モデルを製作し、これに地震力を模擬した水平繰り返し荷重を作用させて地震力が作用したときの荷重-変形特性を実験的に調べた<sup>2),3)</sup>。また、地震によって破損した橋脚が補修によってどの程度耐荷力が回復するかを確認するため、前述の八角形断面橋脚の外側から補強部材を取り付けて補修し、補修前と同様の水平繰り返し荷重を作用させた<sup>4)</sup>。本研究ではこれらの実験データから数値モデルを作成し、経済性と安全性を両立させた合理的な構造物を設計するための動的解析の基礎的手法を探ることを目的とする。

#### 2. 円形鋼管橋脚の繰り返し載荷実験

##### 2.1 はじめに

先の阪神大震災(1995. 1. 17)では様々な土木構造物が設計震度を大幅に上回る地震力を受け、高架高速道路によく使われている円形鋼管橋脚にも局部座屈や割れなどの被害が生じた。円形鋼管部材の水平繰り返し作用力下での基本的力学挙動は、実験数も少なく定量的評価を行うには不十分な状

\*愛知工業大学 大学院建設システム工学専攻

\*\*愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

況である。そこで本研究では、軸圧縮と曲げを同時に受ける鋼管部材の強震時の弾塑性挙動と耐力、変形性能に関する基礎的な資料を得ることを目的に、実構造物の約 1/7 程度の片持ち柱供試体を対象に、地震荷重を模擬した繰り返し水平力を載荷した曲げ圧縮実験を行うものである。

2.2 実験計画

供試体は鋼種 SM570Q をロールペンドで冷間成形したもので、外径はすべて  $D = 300\text{mm}$  とし、肉厚を 3 種 ( $t = 3, 6, 9\text{mm}$ ) 変える。長さはすべて一定  $L = 2054\text{mm}$  とする。供試体の寸法、構造諸元を図 2.1, 表 2.1 に示す。本実験では軸力比 3 種 ( $P/P_y = 0, 0.15, 0.3$ ), 径厚比 3 種 ( $R/t = 50, 25, 17$ ), 水平載荷方法(単調増加、繰り返し漸増)を実験パラメータとする。各パラメータに対して各々一ずつ合計 16 体用意する。

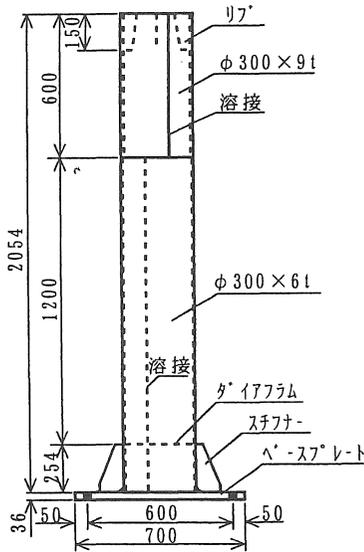


図 2.1 供試体寸法 (AP25 シリーズ)

表 2.1 供試体寸法

供試体	AP50	AP25	AP17
鋼管 $D \times L$ (mm)	D300 $\times$ L1200		
板厚 $t$ (mm)	3.0	6.0	9.0
断面積 $A$ (mm <sup>2</sup> )	2.80 $\times 10^3$	5.54 $\times 10^3$	8.23 $\times 10^3$
$R/t$	50	25	17

2.3 実験方法

1) 載荷装置

載荷装置は図 2.2 に示すように供試体の上端面に 300tf 長柱載荷装置により、一定の鉛直荷重(軸力)を負荷した状態を保ちつつ、供試体頂部に設置した MTS 社製 50tf アクチュエータにより水平繰り返し荷重(地震慣性力相当)を載荷するというユニークなものであり、装置全体は 300tf 長柱試験機に対して、上下端でピン支持されている。柱頂部の水平反力はトラスフレームを通して試験体基部に伝達される。水平力が載荷されると供試体基盤に傾きが生じるが、本実験では供試体基部と下部ピン支持装置の間にリニアレールを設け、モーターにより試験体基部およびフレーム全体をレール上にスライドさせ、供試体基部を水平に保つようにしつつ載荷および計測を行った。

2) 載荷方法

繰り返し載荷の振幅変位は供試体基部が降伏したときの変位を  $\delta_y$  とし、 $\pm \delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y, \dots$  のように漸増させ、変位での繰り返し回数を 3 回とする。実験は最大荷重の半分程度に低下するまで続ける。

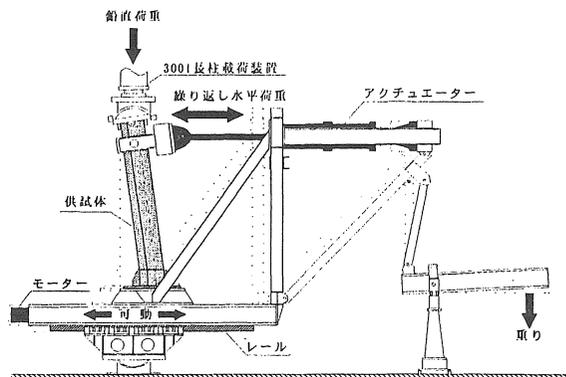


図 2.2 繰り返し載荷装置

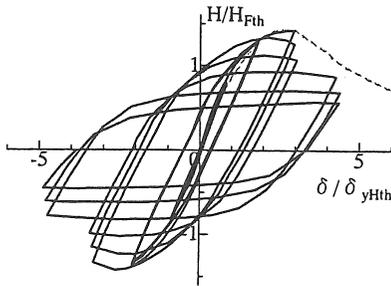
2.4 実験結果

1) 荷重-変位履歴曲線

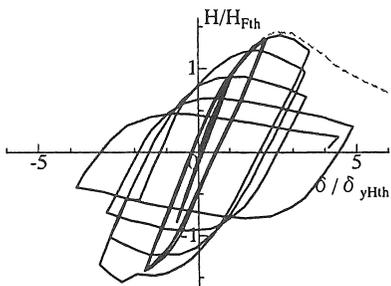
実験によって得られた水平荷重-変位履歴曲線のうち、板厚 6mm の供試体 AP25 シリーズを軸力比  $P/P_y = 0, 0.15, 0.3$  ごとに図 2.3 に示す。いずれも実測降伏応力を用いて計算した降伏水平力  $H_y$  およびこれと実験曲線の初期勾配とを用いて

計算した降伏変位  $\delta_y$  で無次元化している。降伏水平荷重を大きく上回る耐力が得られている。図中破線で示した曲線は  $P/P_F=0.15$  の単調載荷の結果である。この図を見てもわかるように、軸力比によって最大水平荷重はあまり変わらないものの繰り返しによる変形能力は軸力比によってかなり変化する様子が見られる。

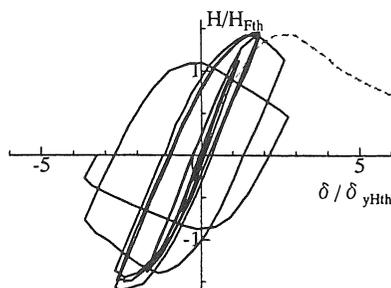
軸力比  $P/P_F=0.15$  の繰り返し載荷 [同図(b)] では  $3\delta_y$  のはじめのサイクルまではほぼ同じ履歴をたどるが、以後の繰り返しによる荷重低下が著しい。軸力の最も大きい AP25-30 ( $P/P_F=0.3$ ) では  $3\delta_y$  の繰り返しに耐えられず、急速に耐力が低下している。



(a) AP25-00



(b) AP25-15



(c) AP25-30

図 2.3 水平荷重-変位履歴曲線

2) 最大水平耐力

各供試体の最大水平耐力  $H_{max}$  を軸力  $P/P_y=0$  のときの降伏水平力  $H_{yHth}$  で無次元化し、鋼管の径厚比パラメータ  $R/t$  に対して描くと図 2.4 を得る。同図から軸力の増加によってほぼ一定の割合で耐力が低下していることが分かる。また  $R/t$  によらず耐力はほとんど変化せず、 $P/P_y=0$  および  $P/P_y=0.15$  の部材では中間の  $R/t$  の値を持つ部材の無次元耐力力がやや大きい結果となった。

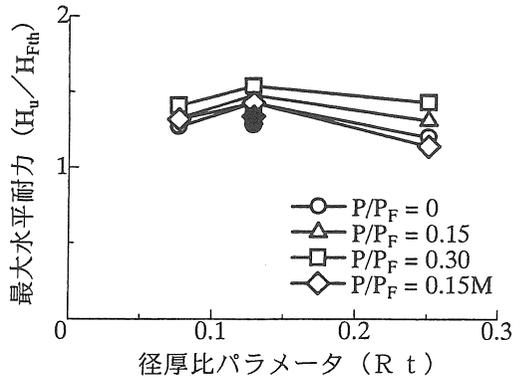


図 2.4 最大水平耐力の比較

3) 塑性率

図 2.5 は塑性率  $\mu = \delta_{HM} / \delta_{yHth}$  (ここに  $\delta_{HM}$  = 最大水平荷重時の変位、 $\delta_{yHth}$  = 各供試体の降伏変位) を表す。同図からわかるように、塑性率は径厚比とともに減少するが、実構造物でよく用いられている  $R/t=50$  の供試体では軸力比によらずほぼ一定値 1.3~1.5 を示した。

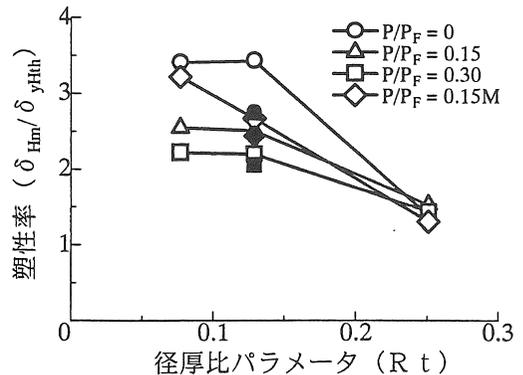


図 2.5 塑性率の比較

## 2.5 まとめ

円形鋼管部材を高架高速道路に用いるときの耐震安全性を確保するためには実験による基礎資料が必要となる。本研究はこれを提供する目的で行った繰り返し載荷実験についてまとめたものである。結果を要約すると以下のようになる。

(1) 繰り返し載荷実験結果より、橋脚として平均的な軸力比である  $P/P_f=0.15$  の供試体で、径厚比  $R/t=25(6\text{mm})$  の場合、 $2\delta_y$  までは繰り返しの影響をほとんど受けないがそれ以上の変位では劣化を生じる可能性がある。

(2) 繰り返し載荷実験の塑性率は軸力比によって変化し、径厚比 25 および 17 では 2.3 から 3.5 付近の値を示し、径厚比 50 ではほぼ一定の値 1.3 ~ 1.5 を示した。

(3) 繰り返し載荷実験の最大水平耐力を各供試体ごとの降伏水平力で無次元化した場合、径厚比によらずほぼ一定の値となった。

(4) 軸力比によって最大水平荷重はあまり変わらないものの繰り返しによる変形能力は軸力比の増加に伴って減少した。

## 3. 鋼八角形断面橋脚の繰り返し載荷実験

### 3.1 はじめに

鋼八角形断面は性能的には矩形断面と円形断面の中間に位置し、同じ板厚、断面積の場合、矩形断面に比べて構成板要素の幅厚比が小さいため、局部座屈が生じにくく、強度増が期待できる。円形断面は曲げ加工により素材そのものの強度増がかなりあり、またシェル効果により局部座屈を生じにくい有利な断面であるが、径厚比の大きな部材ではちょうちん座屈を生じ、その後の耐荷力はほとんど期待できない。また局部座屈後の補修も容易ではない。

本研究では正八角形断面を有する鋼製橋脚を対象に  $1/3 \sim 1/5$  の縮小モデルを製作し、これに水平繰り返し荷重を作用させて地震力が作用したときの荷重-変形特性を実験的に調べたものである。また、繰り返し実験によって損傷を受けた八角形断面鋼製橋脚モデルを補強し、その後の耐震強度変形能を明らかにする目的で行われた実験とその結果についても述べる。

## 3.2 実験計画

### 1) 補修前

実際の橋脚は、陸上輸送の問題から断面を分割し、現場でこれらをボルト結合する計画である。実験供試体ではこれをモデル化し、材質 SS400、板厚 6mm の鋼板を 100R で折り曲げて、正八角形断面の半分をつくり、これを 2 体、高力ボルトで結合する。断面幅は 900mm、基部から載荷位置までの高さは 3500mm である。八角形断面の各辺の内側には板厚 6mm の縦リブを各 3 本設け、部材長さ方向に 450mm おきにダイアフラムをセットした。

### 2) 補修後

前回の実験のうち 2 体を外側から鋼板を溶接することによって補修し、前回と同様の水平力繰り返し載荷を行って、荷重-変位履歴曲線を求め、補修前の実験結果と比較検討する。補修方法は、はじめに試験体下部の局部座屈を生じ、破損した部分の凸部を加熱して外からハンマーで叩き込み、平坦にした後、図 3.1 に示すように側方ウェブを除くフランジ側の平板部に各一枚、コーナー部に各 1 枚の 6mm 厚リブ付き補強板 (材質 SS400) を当て、各補強板の 4 周を溶接する簡単なものである。なおリブ下端はベースプレートに溶接して固定する。

## 3.3 実験方法

### 1) 補修前

供試体は下端固定、上端自由とし、上端に MTS 社製 50tf アクチュエータ 2 基をセットして水平繰り返し力を与える (図 3.1)。断面継ぎ手の方向に外力を作用させるものを Type-1 とし、接合面に垂直に作用させるものを Type-2 とする。載荷は降伏変位  $\delta_y$  を基準に、この整数倍を往復 3 回ずつ生じるよう変位制御を行う。鉛直力は今回の実験では省略している。降伏変位の決め方は、片持ち柱供試体の基部に貼り付けたひずみゲージの値が素材引張り試験から求められた降伏ひずみに達したときの変位とし、またそのときの荷重を降伏水平荷重  $H_y$  とおく。水平変位の計測のために、部材頂部から下部へ 6 力所に変位計を、基部 4 点に浮き上がり量測定用変位計を取り付ける。

### 2) 補修後

載荷は補強前と同じとする。すなわち鉛直力は

作用させず、柱頂部に水平繰返し力を油圧サーボ式アクチュエータにより載荷する。補強前の試験体の降伏変位  $\delta_y$  の整数倍ごとに 3 サイクルの繰返し載荷を行う。補強板およびその上部試験体にひずみゲージを張り付け、試験体の高さ方向 5 カ所に水平変位測定用変位計を、残りの変位計は補強前と同じ位置に取り付ける。

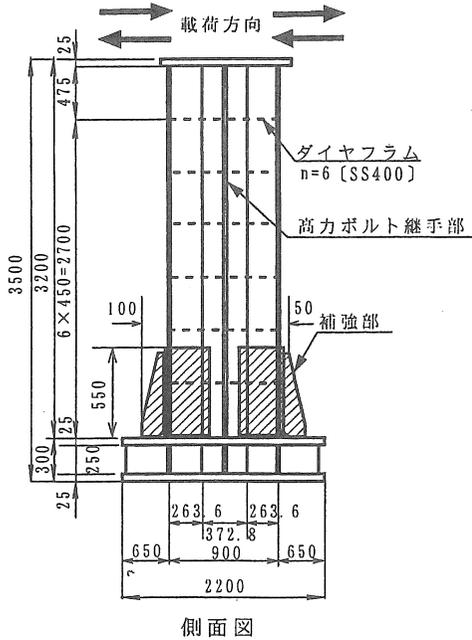


図 3.1 供試体寸法 (Type-2 補修後)

### 3.4 実験結果

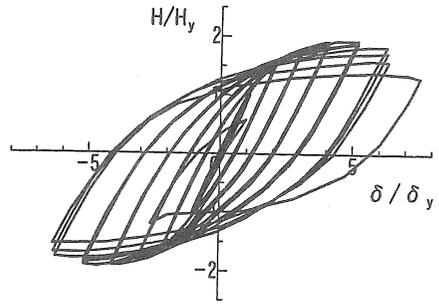
#### 3.4.1 素材引張り試験

供試体の公称降伏応力は全て 2400kgf/cm<sup>2</sup> であるが、表面未処理のもの(赤皮)は 3480kgf/cm<sup>2</sup> と公称値よりも約 45%高い値を示し、表面処理のもの(黒皮)は同じく 3503kgf/cm<sup>2</sup> と約 46%高い値を示した。また、補修用鋼板では 3270kgf/cm<sup>2</sup> を示し、公称値よりも約 36%高い値を示した。

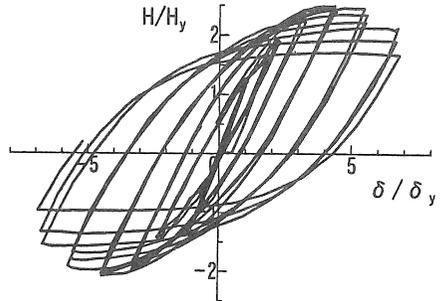
#### 3.4.2 繰返し載荷実験

##### 1) 水平荷重—変位履歴曲線

実験により得られた水平荷重—変位履歴曲線を図 3.2 および図 3.3 に示す。同 (a) は補修前、(b) は補修後である。縦軸は水平降伏強度  $H_y = 42.1 \text{ t}$  で、横軸は  $H_y$  に対応する降伏変位  $\delta_y = 19.36 \text{ mm}$  で無次元化している。図 3.2, 3 の各サイクルごとの履歴曲線の包絡線を図 3.4 に示す。

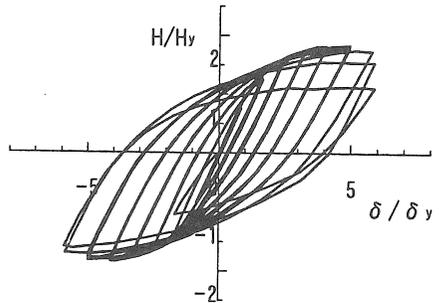


(a) Type-1 補修前

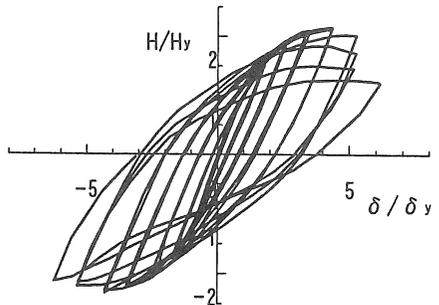


(b) Type-1 補修後

図 3.2 水平荷重—変位履歴曲線 (Type-1)



(a) Type-2 補修前



(b) Type-2 補修後

図 3.3 水平荷重—変位履歴曲線 (Type-2)

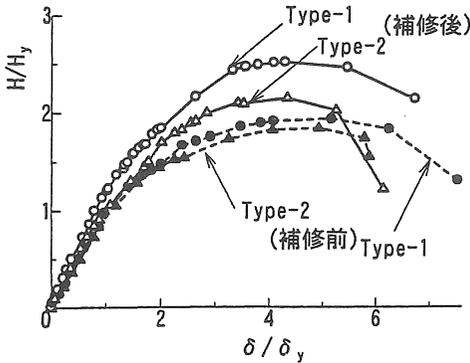


図 3.4 包絡線

図 3.4 および図 3.2、図 3.3 の(a), (b)の比較からわかるように、今回の補修によってほぼ補修前の荷重—変形履歴が得られたが、変形能は補修前には約  $6 \sim 7 \delta_y$  まで耐えたのに対し、補修後には約  $5 \sim 6 \delta_y$  と若干低下している。逆に最大荷重は補修後の方が補修前より Type-1 で 30%、Type-2 で 16% 上昇している。Type-1、Type-2 いずれの供試体でも  $3 \delta_y$  で外側のリブが曲がり始め、 $4 \delta_y$  から補強板より上  $5 \sim 25 \text{cm}$  の部分で凹凸の明瞭な局部座屈が観察された。その後、試験体 Type-1 では  $5 \delta_y$  の 3 サイクル終了時あたりで補強板の上部の局部座屈位置に割れを生じた。また Type-2 では  $6 \delta_y$  の 1 サイクル目で基部と補強板リブとの溶接部で割れを生じ、耐力が低下したため実験を終了した。

Type-2 の試験体の最大荷重は Type-1 より約 15% 低い値であった。これは Type-2 の試験体がはじめの試験終了時に基部にかなり大きな亀裂を生じており、ほぼ補強板のみで荷重を支えたのに対し、Type-1 では破損がやや少なく、元の部材と補強板の両方で荷重分担をしたためと思われる。実際の構造物でも破壊の程度は様々であるので、元の部材の破損箇所をガスでカットするなどして、補強による強度増を押さえ、力の流れの明確化と均質化を行う方がよいと思われる。千年に一度程度の巨大地震が 100 年ほどの構造寿命の間に 2 度襲う確率は極めて低いと思われるが、2 度目の地震で杭などの地中構造物を破壊させないためには、余分な強度増は押さえた方がよいと考えられる。リブをなくし補強板の板厚を大きくするのも、強度を押さえ変形能を大きくする別の

方法と思われる。

## 2) エネルギー吸収性能

図 3.2、図 3.3 に示す水平荷重—変形履歴曲線の各サイクルごとのループ面積がそのサイクルでのエネルギー吸収量を示す。これを構造物の破壊と見なされる荷重点まで累積したエネルギー吸収性能を各サイクルごとに求めると図 3.5 のようになる。同図の縦軸は  $H_y \delta_y$  で無次元化している。 $6 \delta_y$  までの累積エネルギー吸収量は Type-1、Type-2 とも補修後のほうがやや大きい。

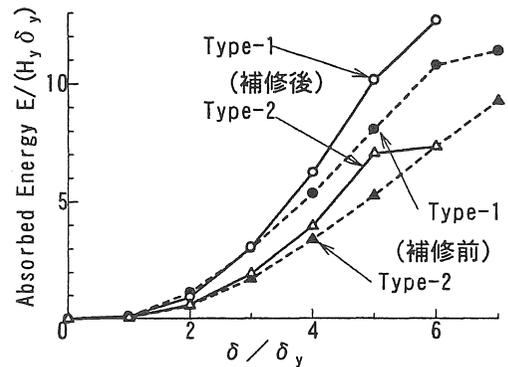


図 3.5 エネルギー吸収曲線

## 3.5 まとめ

鋼製八角形断面橋脚部材を高架高速道路の橋脚に用いるためには、実験による基礎資料が必要となる。本研究では地震被災後の補修の例と、補修前後の試験体の繰り返し荷重耐震特性を八角形断面鋼製橋脚モデルを用いて実験的に明らかにした。結果を要約すると以下ようになる。

(1) 降伏変位を越える繰り返し荷重によって、供試体基部の板要素にリブ間局部座屈を生じたが、橋脚モデル自体の強度は  $6$  ないし  $7 \delta_y$  まで耐力はほとんど低下せず、箱形や円形断面部材に比べて優れた耐震性能を示したと思われる。

(2) 補修した橋脚モデル自体の強度は  $4 \delta_y$  まで耐力はほとんど低下せず、 $6 \delta_y$  までの繰り返し変形能を示した。

(3) 鋼板を溶接接着するという比較的簡単な補修工法で、はじめの部材強度特性に近い効果が得られた。今後この種の実験データをさらに集積する必要があると思われる。

(4)リブの寸法パラメータを制御することにより最大強度を押さえ、変形能を向上させることが可能と考えられる。

#### 4. 耐震解析の基礎理論

##### 4.1 はじめに

阪神大震災では様々な破壊形式が見られたが、構造物が塑性域でねばりや保有水平耐力を有することが改めて認識された。橋脚の耐震設計を考える場合、入力地震波や構造物の復元力特性に関する構造パラメータは無数に存在するため、各断面の鋼製橋脚の繰り返し載荷実験の成果のみでは実際の鋼製橋脚の耐震性能を評価することは困難である。そこで既往の実験結果を用いて復元力モデルを作成し、Newmark β法を用いて様々な地震波を入力して動的解析のための基礎的研究を行う。

##### 4.2 1自由度系による橋脚の数値解析モデル

高速道路などに用いられる鋼製橋脚は、図 4.1 に示すように 1 自由度の振動系にモデル化できる。質点の質量を  $m$ 、バネ定数を  $k$ 、減衰係数を  $C$  とすると、このモデルに地盤から地震動が入ったときの運動方程式は

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (4-1)$$

となる。この運動方程式を Newmark β法で解く。

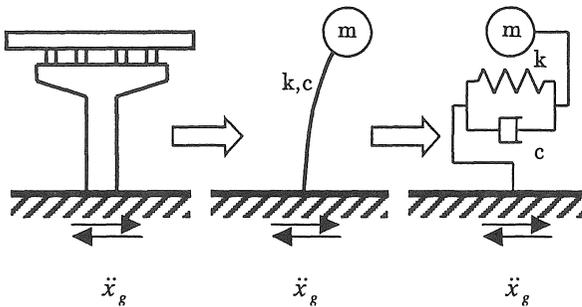


図 4.1 橋脚の 1 自由度系へのモデル化

まず、時刻  $t_{n+1}$  での速度、変位を、時刻  $t_n$  での加速度、速度、変位をもとに次式のように近似する。

$$\dot{x}_{n+1} = \dot{x}_n + \frac{1}{2}(\ddot{x}_n + \ddot{x}_{n+1})\Delta t \quad (4-2)$$

$$x_{n+1} = x_n + \dot{x}_n\Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{x}_n\Delta t^2 + \beta\ddot{x}_{n+1}\Delta t^2 \quad (4-3)$$

式(4-1)より時刻  $t_{n+1}$  での運動方程式は

$$m\ddot{x}_{n+1} + C\dot{x}_{n+1} + x_{n+1} = -m\ddot{x}_{g,n+1} \quad (4-4)$$

となる。式(4-2),(4-3),(4-4)を用いて、変位を求めると

$$x_{n+1} = \hat{p}_{n+1} / \hat{K} \quad (4-5)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \hat{p}_{n+1} = & -m\ddot{x}_{g,n+1} + m\left\{\frac{1}{\beta\Delta t^2} + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{x}_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{x}_n\right\} \\ & + C\left\{\frac{1}{2\beta\Delta t}x_n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\dot{x}_n + \left(\frac{1}{4\beta} - 1\right)\ddot{x}_n\Delta t\right\} \end{aligned} \quad (4-6)$$

$$\hat{K} = k + \frac{1}{2\beta\Delta t}C + \frac{1}{\beta\Delta t^2}m \quad (4-7)$$

となる。これを式(4-2),(4-3)に代入して加速度、速度を求めると

$$\begin{aligned} \dot{x}_{n+1} = & \frac{1}{2\beta\Delta t}(x_{n+1} - x_n) + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\dot{x}_n \\ & + \left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\dot{x}_n\Delta t \end{aligned} \quad (4-8)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x}_{n+1} = & \frac{1}{\beta\Delta t^2}(x_{n+1} - x_n) - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{x}_n \\ & - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{x}_n \end{aligned} \quad (4-9)$$

となる。

##### 4.3 Newmark β法による 1 自由度系の数値解析

###### プログラム

式(4-5),(4-8),(4-9)を用いて、Newmark β法による 1 自由度系の数値解析プログラムを作成する。復元力モデルは図 4.2 に示すような引張耐力 +R、圧縮耐力 -R、1 次剛性  $k_1$  と 2 次剛性  $k_2$  を設定

微小時間内の加速度変化の仕方は、時間刻みの大きさに関わらず無条件に安定と知られている平均加速度法( $\beta=1/4$ )を用いる。減衰定数は、鋼構造物において一般的な  $h=0.05$  を用いる。このプログラムに地震加速度を入力し、その応答値と繰り返し載荷実験結果とを比較する。

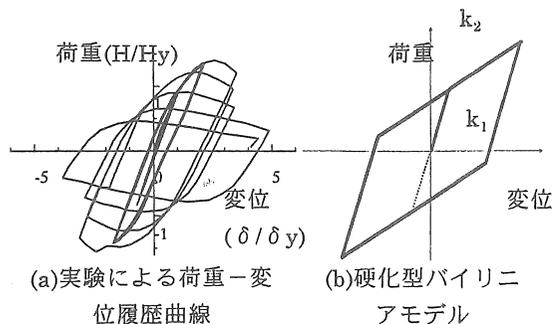
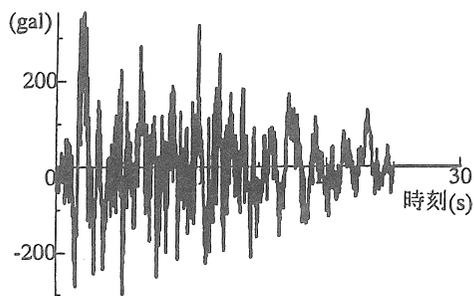


図 4.2 復元力モデルの仮定

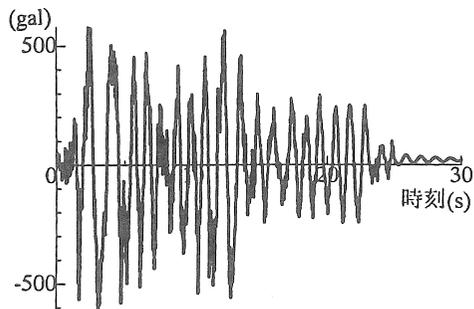
4.4 数値解析例

今回実験を行った縮尺率  $\alpha=1/7$  スケールモデルの円形鋼管供試体 AP25-15 の実験結果を、相似則を用いて補正し(水平力  $1/\alpha^2$ 、水平変位  $1/\alpha$  倍)、実構造物としての挙動に変換した後に図 4.2 の復元力モデルを使って数値解析を行った。想定する実構造物の諸元は外径  $D=2100\text{mm}$ 、板厚  $t=21\text{mm}$ 、径厚比  $R/t=50$ 、柱長  $L=12600\text{mm}$ 、降伏軸力  $P_y=12450\text{tf}$ 、軸力  $P=1869\text{tf}$ 、軸力比  $P/P_y=0.15$ 、水平降伏荷重  $H_y=684\text{tf}$ 、 $\delta_y=180\text{mm}$ 、 $k=61\text{t/m}$  である。また、入力地震波は建設省土木研究所が提案する I 種地盤レベル 2 の波形を入力した。復元力モデルの引張り耐力と圧縮耐力はいずれも  $R=\pm 684\text{tf}$  とし、道路橋示方書に提案されているモデルより、 $k_1$  に対する  $k_2$  の比を  $0.077$  とした。入力加速度を図 4.3(a)に示す。

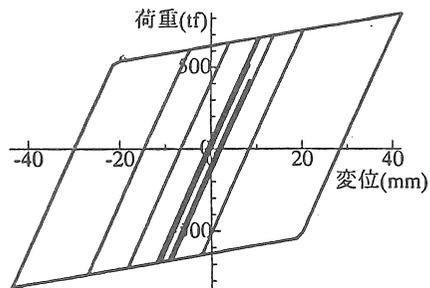
数値解析の結果のうち応答加速度、荷重-変位履歴曲線を図 4.3(b),(c)に示す。この図から最大入力加速度が  $360\text{gal}$  程度の地震波では、応答加速度は入力加速度の約 2.1 倍に達し、応答変位も降伏変位の約 2.2 倍の変位が発生していることがわかる。



(a)入力加速度



(b)応答加速度



(c)荷重-変位履歴曲線

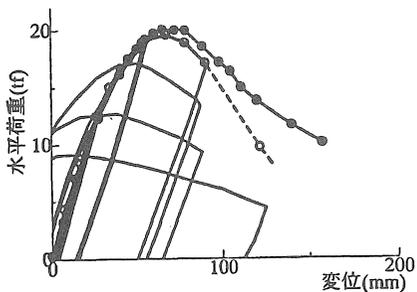
図 4.3 数値解析例

4.5 復元力モデルに関する考察

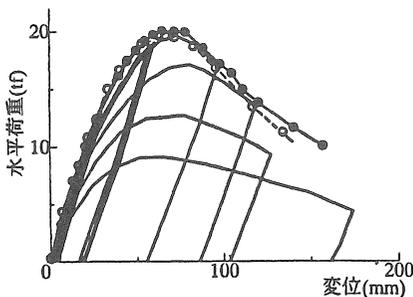
現在橋脚の動的解析を行う場合、復元力モデルは骨格曲線を 2, 3 の直線で近似したバイリニアモデルあるいはトリリニアモデルがよく使われている。このような近似が耐震設計の実務上では有効であると思われる。ここでは実験結果をより忠実に反映させて地震時の挙動を把握するため、また最適な近似モデルを決定するための資料を得るために、多曲線近似モデルの制作を試みる。本来復元力モデルは各パラメータ(特に軸力比  $P/P_y$  に対

して)ごとに単調載荷実験を行わなければならないが、実験費用、時間などの制限のため一般的には特定パラメータの基での実験に限定される。本鋼管実験結果でも各シリーズ(計16本)のうちで $P/P_y=0.15$ の場合(4本)しか単調載荷実験を行っていない。本実験結果に対しては、繰り返し載荷実験結果による荷重-変位履歴曲線の包絡線から多曲線型復元力モデルを求めてみた。結果を図4.4(a),(b)に示す。図中には比較のために破線で $P/P_y=0.15$ の場合の単調載荷実験結果も示している。同図(a)は多曲線型復元力モデルに履歴曲線をそのまま重ねたもの、同図(b)は各サイクルの始点を0原点に平行移動したものである。この図から平行移動した場合の方が単調載荷実験結果をよく表していることがわかる。

これらの復元力曲線を見ると明らかに軸力比や繰り返し回数によって大きな影響を受けており、これを適切にモデルに取り入れることが今後の課題である。



(a) 平行移動なし



(b) 平行移動あり

図4.4 多曲線型復元力モデル

## 5. 結論

本研究の結論を以下に記す。

- (1)円形鋼管橋脚の繰り返し載荷実験を行い、地震時の挙動を明らかにした。
- (2)景観的に優れた八角形断面橋脚の繰り返し載荷実験を行い、地震時の構造特性を明らかにした。また、地震後の橋脚の補修の有効性を確認した。
- (3)耐震解析のプログラムを作成し、バイリニア型の復元力特性を用いて動的解析の基礎的研究を行った。
- (4)繰り返し実験結果から多曲線型復元力モデルの作成を試みた。

## 参考文献

- 1)宇佐美勉、今井康幸、青木徹彦、伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.37A、pp.93-106、1991
- 2)山田将樹、青木徹彦、安波博道：円形鋼管部材の繰り返し載荷耐震実験、土木学会第51回年次学術講演会講演概要集、1-B、pp.562-563、1996
- 3)林幸司、西澤正博、青木徹彦、山田将樹：鋼八角形断面橋脚の繰り返し載荷耐震実験、土木学会第51回年次学術講演会講演概要集、1-B、pp.566-567、1996
- 4)山田将樹、青木徹彦、西澤正博：補修した鋼八角形断面橋脚の繰り返し載荷実験、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、共通セッション、pp.14-15、1997
- 5)宇佐美勉、坂野茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集、Vol.39A、pp.235-247、1993
- 6)鈴木森晶、宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究、名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻、1997
- 7)水谷慎吾、宇佐美勉、青木徹彦、伊藤義人、岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.42A、pp.105-114、1996
- 8)Mario Paz：パソコンで解く振動と力、丸善、pp.68-92、1992

- 9)清水信行：パソコンによる振動解析、共立出版、pp.267-270、1989
- 10)中井博：土木構造物の振動解析、森北出版、pp.18-28、1994
- 11)大橋雄二：地震と免震—耐震の新しいパラダイム—、朝倉書店、pp.216-237、1996
- 12)鈴木森晶、宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究、名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻、1997.3
- 13)依田照彦、松尾礼子、春日清志：簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の耐震性評価、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会・構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会、pp.51-58、1997.5
- 14)日本道路協会：道路橋示方書 V耐震設計編、1996.12
- 15) 瀧上工業株式会社 新技術研究委員会 高橋脚施工部会：鋼製高橋脚（ハイ・ピアー）の施工研究(3) 鋼八角形断面橋脚の繰り返し載荷実験、瀧上工業株式会社、技報たきがみ、VOL.15、pp.66-73、1997.4

(受理 平成10年 3 月20日)