

# コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデル

村田清満<sup>1</sup>・山田正人<sup>2</sup>・池田 学<sup>3</sup>・瀧口将志<sup>4</sup>・  
渡邊忠朋<sup>5</sup>・木下雅敬<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>2</sup>正会員 工修 東日本旅客鉄道株式会社 (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

<sup>3</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>4</sup>正会員 工修 九州旅客鉄道株式会社 (〒801-0841 北九州市門司区西海岸1-6-2)

<sup>5</sup>正会員 北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7-4-7)

<sup>6</sup>正会員 Ph.D. 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

地震時における鉄道構造物の安全性は、構造物を構成する個々の部材の損傷レベルを予め想定した上で、部材の損傷レベルに対応した変形性能が、地震時の部材の応答値を上回っていることを照査する。筆者らは、コンクリート充填円形鋼管柱を対象に、部材の変形性能の評価法をすでに提案した。一方、地震時の部材の応答値は、動的応答解析を基本に評価されるのが妥当であるが、この場合、応答値は、部材の復元力モデルに大きく依存する。本研究は、既実施した一連の静的交番載荷実験に基づき、コンクリート充填円形鋼管柱部材の特性を反映した復元力モデルを提案するとともに、復元力モデルの妥当性をハイブリッド実験により検証したものである。

**Key Words :** *hysteresis model, pseudo-dynamic test, concrete-filled tubular steel column*

## 1. はじめに

兵庫県南部地震以後、大規模地震に対し構造物を構成する部材の塑性化はある程度許容するが、地震後の復旧の容易さ等を考慮し塑性変形を制御する考え方が耐震設計で取り入れられている<sup>1)</sup>。この損傷制御の考え方に基づき、新しく制定された鉄道の耐震設計法<sup>2)</sup>では、部材の損傷レベルに対応した変形性能が、地震時の部材の応答値を上回っていることを照査する。

筆者らは、円形断面のコンクリート充填鋼管(以下、CF T)柱を対象に、部材の変形性能の評価法をすでに提案している<sup>3), 4)</sup>。一方、地震時の応答値は、時刻歴応答解析、あるいは非線形応答スペクトル<sup>5)</sup>を用いて算定される。この場合、応答値の算定の精度は、部材の復元力特性のモデル化に大きく依存すると考えられる。

部材の復元力特性に関する既往の研究は、鉄筋コンクリート構造<sup>6)</sup>、鋼構造<sup>7)</sup>を中心に数多く行われており、部材の材料特性を反映した復元力モデルが提案されている。しかし、鋼とコンクリートの合成構造の一つであるCF T構造については、中井ら<sup>8)</sup>による長方形箱形断面を有するCF T構造を対象とした研究例がある程度であり、復元力特性のモデル化

に関する研究例は極めて少ない。

復元力モデルを材料の応力・ひずみ関係<sup>9)</sup>で与え、有限要素解析により応答値を算定することは、耐震照査を材料の破壊と直接関連づけて行うことができるという利点がある。しかし、基礎を含めた構造物全体を解析の対象とする場合には、解析モデルが大きくなり、有限要素解析を実務設計に用いることは現状においては困難である。

本論文は、コンクリート充填鋼管柱部材の復元力特性を、既実施した静的交番載荷実験結果<sup>3), 4)</sup>に基づき、部材角、あるいは曲率を用いてモデル化することを試みたものである。

なお、Kawashima and Koyama<sup>10), 11)</sup>により、静的交番載荷実験で観測される鉄筋コンクリート部材の復元力特性は、載荷パターンや繰り返し回数により変化することが、また、睦好ら<sup>12)</sup>により、静的復元力モデルを用いて計算される応答値が、実地震時での動的応答値を過小に評価することが報告されている。

そこで、コンクリート充填鋼管柱を対象にしたハイブリッド地震応答実験を行い、実地震動が入力した場合の動的応答を求め、提案した復元力モデルを用いて算定される応答値と比較することにより、復元力モデルの妥当性を検証した。

表-1 CFT部材の特性, 損傷および補修工法の関係

	荷重変位包絡線上の特性	損傷状況の例	補修工法の例
Y点	45度位置の引張鋼管が降伏する点	無損傷	無補修
M点	ほぼ最大耐力を維持できる最大変形点	局部座屈の発生	場合によっては鋼管の局部座屈の修復程度
N点	最大耐力の90%程度を維持できる最大変形点	局部座屈の進展	局部座屈の程度により修復およびリブ補強

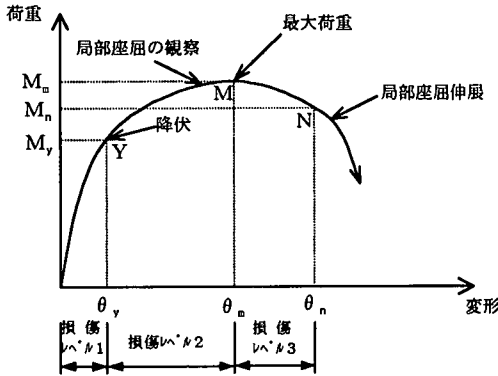


図-1 CFT部材の荷重・変形包絡曲線

## 2. 耐震照査の流れ

鉄道の耐震設計においては、構造物の耐震性能を構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連づけて照査する。すなわち、構造物の耐震性能を以下の3つに区分した上で、構造種別ごとに構造物を構成する部材の損傷レベルを定義している。

耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ、過大な変位を生じない。

耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。

耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

CFT柱部材の損傷レベルは、交番載荷実験での破壊状況を参考に損傷と補修工法等の関係も勘案すると、図-1、および表-1に示すように区分できる。

本文では、図-1の荷重変形包絡曲線上のY点までの変形領域を損傷レベル1、同図のM点までの変形領域を損傷レベル2、そしてN点までを損傷レベル3と呼ぶこととする。筆者らは、損傷レベルに対応した部材の変形性能を定量的に評価する方法をすでに提案している<sup>3),4)</sup>。

耐震照査は、構造物の耐震性能を決定する部材性能（耐力、変形性能）が地震時の応答値（作用力、応答変位）に対して式（1）を満足することを照査

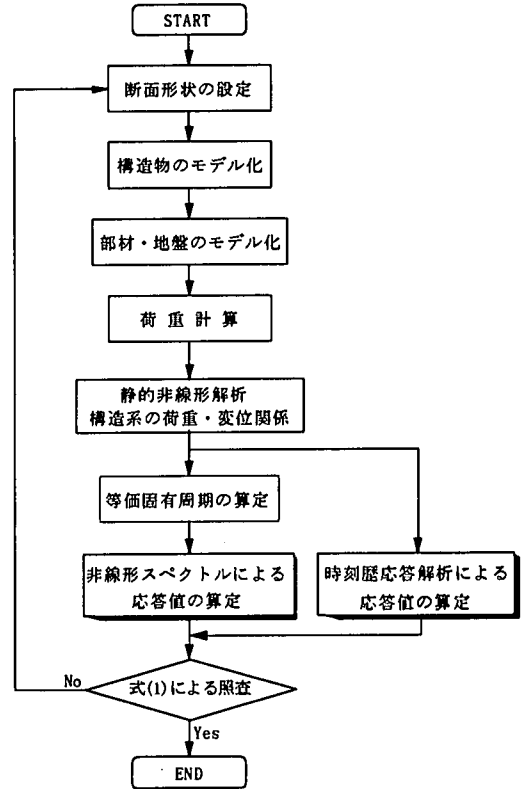


図-2 耐震照査の流れ

する。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、

- $S_d$ ：設計応答値
- $R_d$ ：設計部材性能
- $\gamma_i$ ：構造物係数

図-2は、式（1）の照査までの流れを具体的に表したものである。図中、応答値の算定は、時刻歴応答解析、または非線形スペクトルを用いて算定される。この場合、構造物は、構成する部材を線材モデルに置き換え、個々の部材の非線形特性を、 $(M-N-\theta)$ （ $M$ ：曲げモーメント、 $N$ ：軸力、 $\theta$ ：部材角）、あるいは $M-N-\phi$ （ $M$ ：曲げモーメ

ント、 $N$ ：軸力、 $\phi$ ：曲率)関係で与えることによりモデル化される。

時刻歴応答解析、あるいは非線形スペクトルのどちらを用いる場合でも、部材の非線形性を考慮した復元力モデルは、応答値の算定結果に大きな影響を与える。

### 3. CFT柱部材の復元力モデル

#### (1) 骨格曲線モデル

##### a) 骨格曲線の形状

復元力モデルの骨格曲線は、建築関係で多数提案されており<sup>13), 14)</sup>、鉄筋コンクリート部材に対しては、降伏点を有するバイリニア型やひび割れ点を考慮したトリリニア型が用いられている<sup>15), 16)</sup>。鋼部材に対しては、降伏点を有するバイリニア型が用いられることが多い<sup>17)</sup>が、最近では、宇佐美らにより劣化域を考慮したトリリニア型モデル(2パラメータモデル)<sup>18)</sup>が開発されている。

CFT部材は、鋼管とコンクリートの合成構造であるため、骨格曲線の形状、および後述する履歴特性は、鉄筋コンクリート部材と鋼部材の中間的な形状となることが静的交番載荷実験<sup>4)</sup>により確認されている。したがって、CFT部材の特性を反映した骨格曲線、および履歴法則のモデル化が必要である。

建築の分野において、佐藤<sup>19)</sup>は、円形断面のCFT柱部材の骨格曲線として、降伏点、および部材角が1%の時の耐力点を2つの折れ点としたトリリニア型モデルを提案しているが、最大耐力点以降の劣化域は考慮されていない。

地震時における部材の変形が最大耐力点以内に留まることを仮定すれば、これらのモデルで十分な解析結果が得られる。しかし、強い地震動に対して部材は損傷を受けるが、構造物全体系は崩壊しない状態を許容するならば、部材の変形については、最大耐力点を越えた耐力下降域までの変形を許容することで、経済的な設計が可能となる。

本研究では、CFT柱部材の復元力モデルの骨格曲線を、ひび割れ点、降伏点、最大耐力点の3つの折れ点を有するテトラリニア型で与えることにより、最大耐力点以降の劣化域を考慮することにした。ここで、ひび割れ点は、鋼管に充填されたコンクリートに曲げひび割れの発生する点である。CFT柱の交番載荷実験では、直接、ひび割れの観察はできないが、降伏点至る過程で、コンクリートに曲げひび割れが発生していることは、鋼管に発生するひずみレベルから容易に推察される。この骨格曲線を用

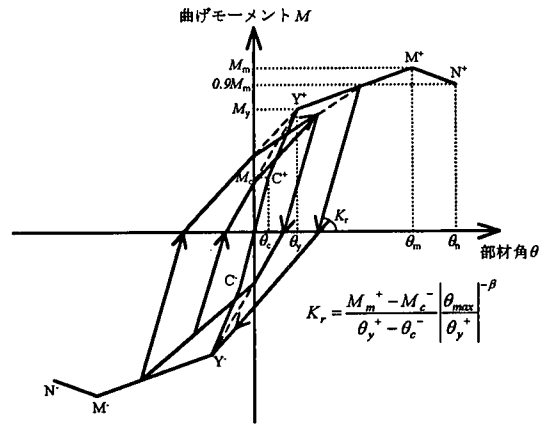


図-3 復元力モデル

いれば、一部の部材が耐力下降域に入った後まで構造物の動的挙動を追跡することができ、構造物の崩壊過程をより精度よく捉えることができると考えられる。

骨格曲線の折れ点は、本来、部材の損傷レベルとは無関係に定義できるものであり、骨格曲線上の任意の点を損傷レベルの限界点と定義すればよい。ただし、折れ点と損傷レベルの限界点を一致させれば、損傷レベルの照査を行う際に解析結果を利用しやすいという利点がある。そこで、ひび割れ点、および文献4)で提案した損傷レベル1限界時、損傷レベル2限界時の3つの点を折れ点とし、損傷レベル2限界時から損傷レベル3限界時を直線で結び、劣化域を考慮してモデル化を行った。

##### b) 曲げモーメント-部材角モデル

柱部材のように、曲げモーメントが直線的に分布する部材では、部材端の曲げモーメントと部材角の関係を定義することで部材の骨格曲線をモデル化することができる。ここで、部材角は、曲げモーメントが0の位置の変位をせん断スパンで除したものとす。

図-3は、曲げモーメント-部材角モデルを後述する履歴法則を含めて示したものである。非線形解析には材料の非線形性や部材諸元情報を用いてあらかじめ算定した骨格曲線を用いるが、その形状が部材に作用する軸力に依存することに注意する必要がある。

つぎに、各折れ点の算定方法を示す。詳細は、文献4)において示されている。

C点(第1折れ点)は、充填コンクリートに曲げひび割れの発生する時点であり、断面最外縁コンクリートの応力が、コンクリートの曲げ強度に達した

時点の曲げモーメント，および部材角である。

Y点（第2折れ点）は，水平力作用方向に対して45度位置での引張側鋼管が降伏強度に達した時点である。部材角は，式（2）により算定する。

$$\theta_y = \delta_y / L_a = \delta_{y0} / L_a + \theta_{y1} \quad (2)$$

ここに，

- $\delta_y$  : 降伏変位
- $\delta_{y0}$  : く体の曲げ変形による変位
- $\theta_{y1}$  : 鋼管の抜出し回転による部材端の回転角
- $L_a$  : せん断スパン

M点（第3折れ点）は，最大耐力を維持できる最大変形点であり，損傷レベル2限界時に相当する。曲げモーメントは，圧縮縁のコンクリートひずみが式（3）で与えられるひずみ（ $\epsilon'_c$ ）に達する時点の曲げモーメントとして，また，部材角は式（4）により算定する<sup>4)</sup>。

$$\epsilon'_c = \frac{1474 \cdot (f_y / E_s)}{(D/t/100)} + 0.006 \quad (3)$$

ここに，

- $f_y$  : 鋼管の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼管の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $D$  : 鋼管径 (mm)
- $t$  : 鋼管厚 (mm)

$$\theta_m = \delta_m / L_a = (\delta_{mb} + \delta_{mp}) / L_a + \theta_{m1} \quad (4)$$

ここに，

- $\delta_m$  : 損傷レベル2限界時の変位
- $\delta_{mb}$  : 塑性ヒンジ区間以外のく体の曲げ変形による変位
- $\delta_{mp}$  : 塑性ヒンジ区間の変形による変位
- $\theta_{m1}$  : 鋼管の抜出し回転による部材端の回転角
- $L_a$  : せん断スパン

N点は，最大耐力後の耐力降下域で最大耐力の90%を維持できる最大変形点であり，損傷レベル3限界時に相当する。部材角は，式（5）により算定する。

$$\theta_n = \delta_n / L_a = (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a + \theta_{n1} \quad (5)$$

ここに，

- $\delta_n$  : 損傷レベル3限界時の変位
- $\delta_{nb}$  : 塑性ヒンジ区間以外のく体の曲げ変形による変位
- $\delta_{np}$  : 塑性ヒンジ区間の変形による変位

- $\theta_{n1}$  : 鋼管の抜出し回転による部材端の回転角
- $L_a$  : せん断スパン

### c) 曲げモーメント-曲率モデル

地盤反力を受ける杭部材のように，曲げモーメントが曲線状となる部材では，部材を材軸直交方向に分割した各断面において，曲げモーメントと曲率の関係を定義する必要がある。曲げモーメント-曲率モデルは，図-3に示す曲げモーメント-部材角モデルと同一形状であり，部材角（ $\theta$ ）を曲率（ $\phi$ ）に置き換えたものである。

つぎに，各折れ点の曲率の算定方法を示す。曲げモーメントは，曲げモーメント-部材角モデルと同様である。曲率は，部材中で塑性ヒンジとなる範囲の平均曲率をモデル化したものである。

C点（第1折れ点）の曲率は，断面最外縁の充填コンクリートの応力が，コンクリートの曲げ強度に達した時点での曲げモーメントを初期剛性で除して算定する。なお，初期剛性は，材料を弾性体とみなし全断面有効とする。

Y点（第2折れ点）の曲率は，式（6）により算定される。

$$\phi_y = \epsilon_{sy} / (d - x_y) \quad (6)$$

ここに，

- $\epsilon_{sy}$  : 鋼管の引張降伏ひずみ
- $d$  : 鋼管の圧縮縁から引張45°位置までの距離
- $x_y$  : 鋼管の圧縮縁から降伏時の中立軸までの距離

M点（第3折れ点）の曲率は，式（7）により算定される。

$$\phi_m = \theta_{pm} / L_p = \epsilon'_c / (x_m - t) \quad (7)$$

ここに，

- $\theta_{pm}$  : 損傷レベル2限界点の塑性ヒンジ回転角
- $L_p$  : 塑性ヒンジ長で式（8）により算定される。

$$L_p = D \cdot \{15 \cdot (N / N_y)^2 + 0.5\} \quad (8)$$

ここに，

$D$  : 鋼管径， $N / N_y$  : 軸力比

- $\epsilon'_c$  : コンクリートの圧縮ひずみで式（3）より算定される。
- $x_m$  : 鋼管の圧縮縁から最大荷重時の中立軸までの距離
- $t$  : 鋼管厚

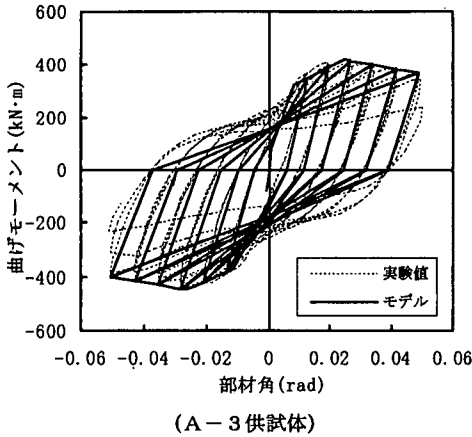


図-4 履歴曲線の実験値と拡張武田モデルの比較

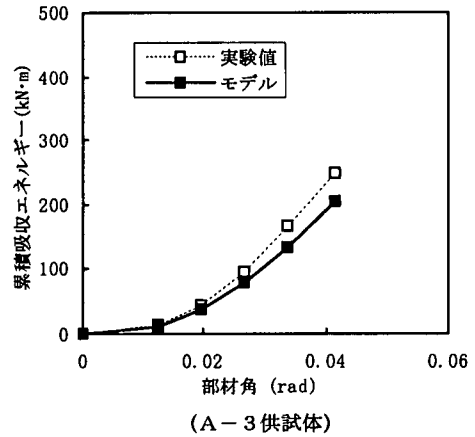


図-5 累積吸収エネルギーの実験値と拡張武田モデルの比較

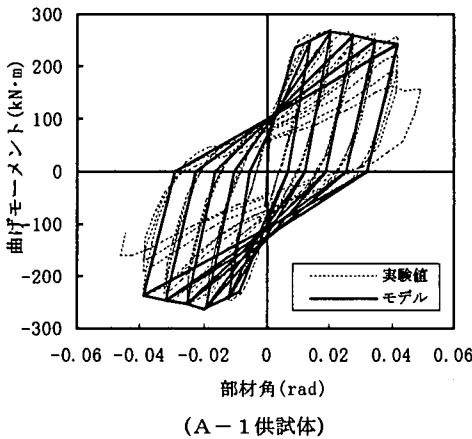


図-6 履歴曲線の実験値と拡張武田モデルの比較

N点の曲率は、式(9)により算定される<sup>4)</sup>。

$$\phi_n = \theta_{pm} / L_p = (\theta_{pm} + 0.0227) / L_p \quad (9)$$

ここに、

- $\theta_{pm}$  : 損傷レベル2限界点の塑性ヒンジ回転角
- $\theta_{pn}$  : 損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角
- $L_p$  : 塑性ヒンジ長で式(8)により算定

## (2) 履歴法則

鉄筋コンクリート部材の除荷、再載荷時の履歴特性をモデル化する履歴法則として、Clough<sup>20)</sup>、武田モデル<sup>21)</sup>、深田モデル<sup>22)</sup>のような剛性低下型のモデルが知られている。

まず、トリリニア型骨格曲線とともに用いられてきた武田モデルを、テトラリニア型骨格曲線の耐力下降域にまで拡張<sup>23)</sup>した場合の適用性を検証する。

除荷剛性は、式(10)により与えられるとした。また、再載荷時(曲げモーメント0の点を越える時)には、反対側で経験した最大変形点へ直線で向かうものとした。

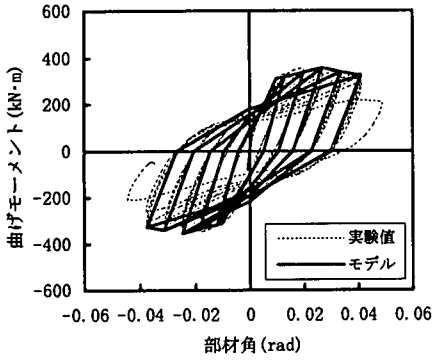
$$K_r = K_0 \cdot \left( \frac{\theta_{\max}}{\theta_y^*} \right)^{-\beta} = \frac{M_m^+ - M_c^-}{\theta_y^* - \theta_c^-} \left( \frac{\theta_{\max}}{\theta_y^*} \right)^{-\beta} \quad (10)$$

ここに、

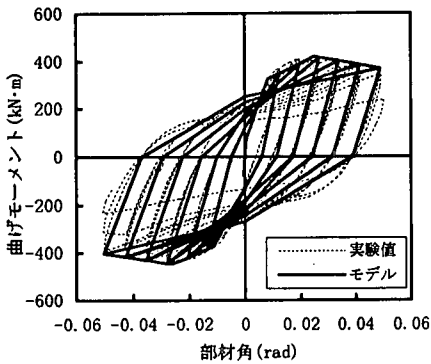
- $K_r$  : 除荷剛性
- $K_0$  : 除荷剛性の初期値
- $\theta_{\max}$  : 除荷開始点の部材角(または曲率)
- $\theta_y^*$  : 正側降伏点の部材角(または曲率)
- $\theta_c^-$  : 負側ひび割れ点の部材角(または曲率)
- $\beta$  : 剛性低下率
- $M_m^+$  : 正側最大耐力点のモーメント
- $M_c^-$  : 負側ひび割れ点のモーメント

図-4は、既実施したCF T柱の静的交番載荷実験<sup>3), 4)</sup>で用いられたA-3供試体(径厚比60の標準供試体)の履歴曲線と式(10)の履歴法則に基づき計算された履歴曲線を比較したものである。なお、剛性低下率は、鉄筋コンクリート部材の値<sup>24)</sup>を参考としつつ、コンクリート充填円形鋼管柱の静的交番載荷実験より得られた履歴曲線での除荷剛性を基に0.3とした。図-4より、骨格曲線をテトラリニア型とし履歴法則に武田モデルを適用したモデル(以下、拡張武田モデル)は、第2、および第4象限でのエネルギー吸収を適切に評価できないことがわかる。

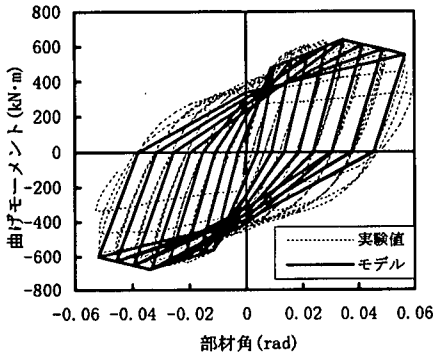
図-5は、A-3供試体について、累積吸収エネルギーの観点から実験値と計算値を比較したものである。図-5より、計算値は実験値をかなり過小に評価



(a) A-2 供試体



(b) A-3 供試体

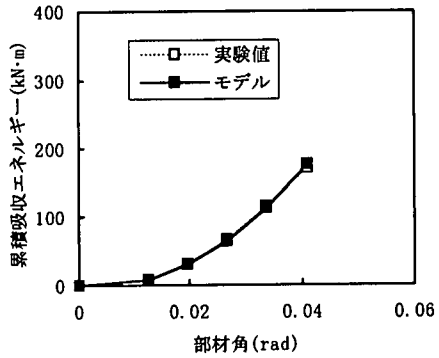


(c) A-4 供試体

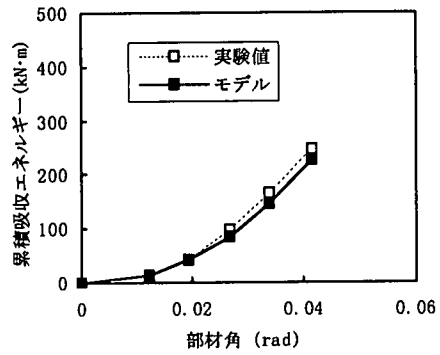
図-7 履歴曲線の実験値と修正拡張武田モデルの比較

する結果となっている。

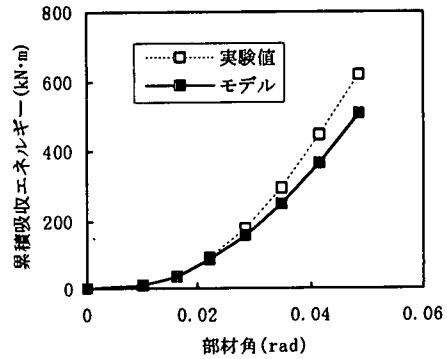
一般に、CFT部材は、鋼管の影響により劣化域まで安定した紡錘形の履歴ループを示すことが、静的交番載荷実験において明らかにされている。武田モデルは、鉄筋コンクリート部材の静的交番載荷実験で認められているピンチング挙動をよく表わすモデルであるが、CFT部材の履歴特性、特に、第2、第4象限での履歴ループの膨らみが表現できていな



(a) A-2 供試体



(b) A-3 供試体



(c) A-4 供試体

図-8 累積吸収エネルギーの実験値と修正拡張武田モデルの比較

い。ただし、図-6に示すように、径厚比の大きいA-1 供試体（径厚比118）では、履歴曲線は鉄筋コンクリートのピンチング挙動に似た傾向を示しており、拡張武田モデルを適用するのが妥当と考えられる。

円形断面のCFT柱部材を鉄道構造物に適用する場合、径厚比が80程度までの使用が一般的である。そこで、CFT部材の履歴ループの膨らみが表現で

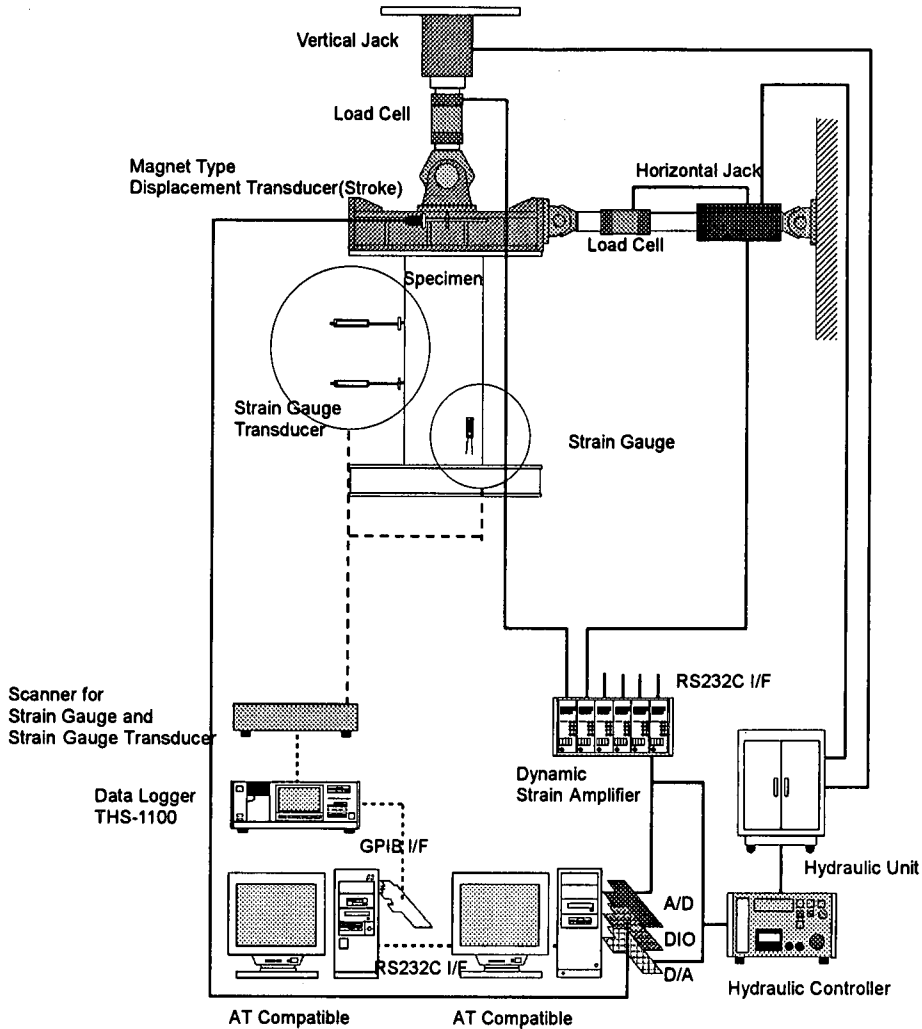


図-9 ハイブリッド地震応答実験のシステム概要

きるように、拡張武田モデルの履歴法則に修正を加え、図-3に示す復元力モデルを作成した。すなわち、除荷剛性が式(10)により与えられる点は同様であるが、最大変形点が骨格曲線の降伏点(第2折れ点)に達した場合、除荷後の再載荷時(曲げモーメント0の点を越える時)には、降伏点を目指し、変位0の点を越えると、経験した最大変形点を直線で向かうようにした修正した。さらに、第3折れ点を越えた場合、除荷後の再載荷時には、第3折れ点を目指し、変位0の点を越えると、経験した最大変形点を直線で向かうように修正した<sup>25)</sup>。

図-7は、A-2 供試体(径厚比79)、A-3 供試体(径厚比60の標準供試体)、およびA-4 供試体(径厚比40)の各履歴曲線と拡張武田モデルを修正

したモデル(以下、修正拡張武田モデル)の履歴曲線を比較したものである。剛性低下率は、0.3としている。図-7より、修正拡張武田モデルは、径厚比40~80までのCF T部材の履歴性状を適切に評価していることがわかる。

図-8は、A-2、A-3、およびA-4 各供試体について、累積吸収エネルギーの実験値と計算値を比較したものである。図-8より、累積吸収エネルギーの計算値は実験値とほぼ一致している。

CF T柱の静的交番載荷実験<sup>3),4)</sup>に使用したAシリーズ以外の供試体についても、同様な結果が得られている。したがって、提案した修正拡張武田モデルは、円形断面を有するCF T部材の復元力特性をほぼ忠実に表現できると考えられる。

表-2 供試体の諸元

供試体 No.	鋼管径 D (mm)	鋼管厚 t (mm)	径厚比 D/t	径厚比パラメータ	コンクリート圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管種	鋼管降伏強度 $f_{fy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断スパン $L_s$ (mm)	軸力比	作用軸力 (kN)	柱脚の接合構造
A-3H	360.0	6.0	60	0.080	22.5	平鋼管	327.3	1080.0	0.15	609.6	二重鋼管
A-1*	360.0	3.1	118	0.172	29.6	平鋼管	363.6	1080.0	0.20	743.8	二重鋼管
A-2*	360.0	4.5	79	0.121	30.2	平鋼管	380.2	1080.0	0.20	882.0	二重鋼管
A-3*	360.0	6.0	60	0.088	21.0	平鋼管	363.6	1080.0	0.20	813.4	二重鋼管
A-4*	360.0	9.0	40	0.057	31.2	平鋼管	351.8	1080.0	0.20	1182.9	二重鋼管
JD-1H	360.0	6.0	60	0.092	26.2	平鋼管	374.1	955.0	0.15	695.8	埋込み
JD-1*	360.0	6.3	57	0.084	24.4	平鋼管	368.5	1080.0	0.20	909.4	埋込み

(\*)A-1, A-2, A-3, A-4, JD-1は、既実施の静的交番載荷実験に用いた供試体<sup>4)</sup>

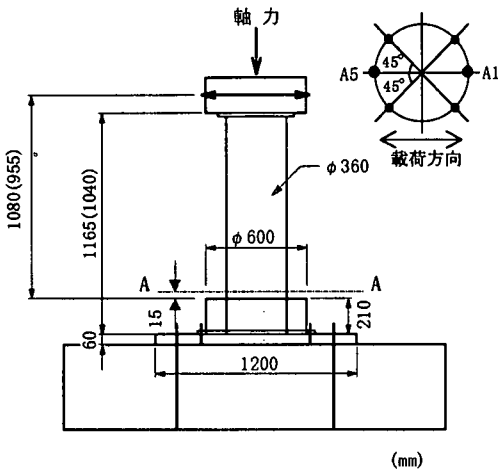


図-10 供試体形状

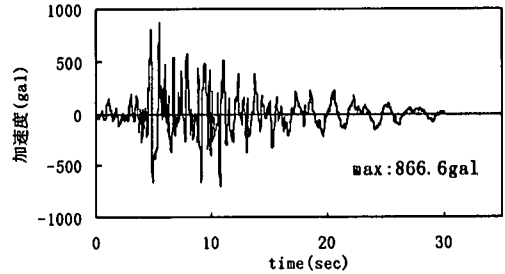


図-11 入力地震波 (G2b波)

#### 4. ハイブリッド地震応答実験による検証

##### (1) 実験概要

##### a) ハイブリッド地震応答実験の概要

静的交番載荷実験からは、実際の地震動を受けた場合のCFT柱部材の動的な挙動に関する情報は得られない。そこで、ハイブリッド地震応答実験<sup>26), 27)</sup>を行い、実地震動が入力された場合のCFT柱部材の動的応答を求めた。

図-9は、ハイブリッド地震応答実験のシステム概要を示す。ハイブリッド地震応答実験は、実橋脚を1質点系モデルで置き換え、実験により供試体の復元力を直接測定し、その値をパーソナルコンピュータの数値計算にフィードバックし、そのモデルの運動方程式を逐次解いて実験を進めていくものである。実験の制御用変位計は、磁ひずみ式の変位計を用いてデジタル信号でパーソナルコンピュータに接続し、リアルタイムの変位を計測した。その他の変位、ひずみは静的に計測した。

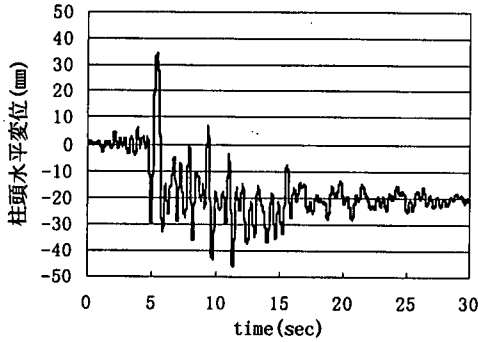
##### b) 供試体の諸元

供試体の諸元を表-2に、形状を図-10に示す。供試体は、既に実施した静的交番載荷実験に用いたA-3供試体、JD-1供試体と同等の諸元を有するA-3H供試体、JD-1H供試体である。CFT柱脚の梁やフーチングとの接合構造は、「鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物)<sup>28)</sup>」において、二重鋼管方式、あるいは埋込み方式を推奨している。ここで、二重鋼管方式は、コンクリート充填鋼管柱をひとまわり太径の鋼管に差し込み、その間隙をコンクリートで充填し一体化した接合構造である。また、埋込み方式は、コンクリート充填鋼管柱をフーチングコンクリート中に埋込み、柱と基礎との一体化を図った接合構造であり、主として建築分野を中心に使用されている。A-3H供試体の柱脚部の構造は二重鋼管方式であり、JD-1H供試体の柱脚構造は埋込み方式である。供試体は、直径が360mmの円形鋼管(SM490)に呼び強度が24N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを充填したものである。

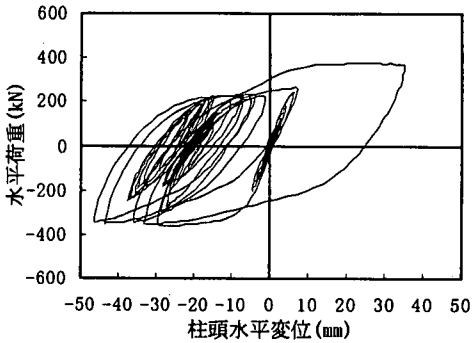
##### c) 軸力比と入力地震波

実構造物で想定される軸力比として0.15に相当する鉛直荷重を柱頭部に載荷した。応答計算は、CFT柱脚を等価な質量をもつ1自由度系振動モデルにモデル化して行った。すなわち、実験では、供試体頂部の変位とジャッキの力から復元力が測定されるが、この復元力を、逐次、1自由度系振動モデルの

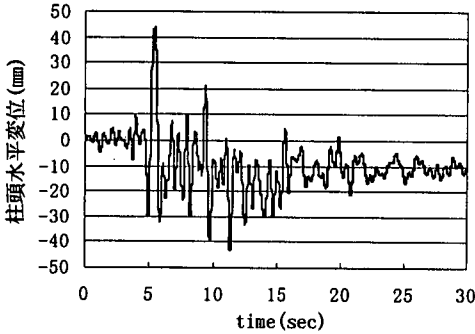




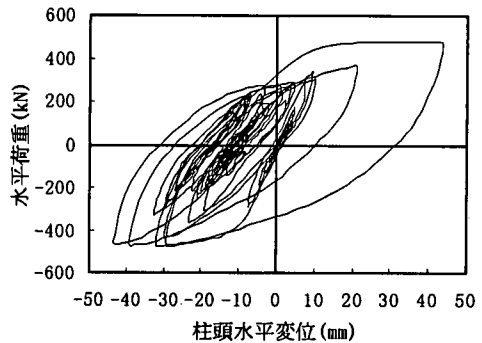
(a) A-3H供試体



(a) A-3H供試体



(b) JD-1H供試体



(b) JD-1H供試体

図-12 柱頭の時刻歴応答変位

図-13 復元力履歴ループ

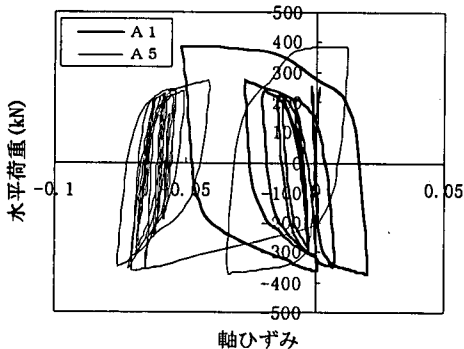


図-14 水平荷重と柱脚下端の鋼管軸ひずみの関係

運動方程式に取り込み応答値を計算した。等価な質量として、柱の軸力比が0.15の条件から定まる上部工重量と橋脚く体重量の0.3倍を足し合せた重量を等価重量<sup>29)</sup>とし、これを質量換算した値を用いた。実構造物と供試体の相似比Sは3とした。また、運動方程式の積分時間刻みは、地震波の時間刻みと同様に0.01(sec)とし、減衰定数は0.05と仮定した。

地震波は、兵庫県南部地震以降、鉄道で暫定的にL2地震動として用いている図-11に示す地震波形

(G2b波<sup>29)</sup>)を入力した。

## (2) 実験結果と考察

### a) 実験結果

図-12、および図-13は、それぞれA-3H、JD-1H供試体の柱頭の時刻歴応答変位と復元力履歴ループを示す。実験で用いた地震波形(G2b波)は、5秒前後に最初の大きな加速度をもった波形であるが、A-3H、およびJD-1Hの供試体ともに、この時で柱基部に局部座屈が明らかに認められ鋼管が塑性域に達した。その後の入力地震動により、柱頭変位は片側に偏る傾向を示した。最大応答変位は、A-3H供試体では、46.3mm(11.3秒)、JD-1H供試体では、43.1mm(11.3秒)である。実験は、30秒間の地震動を入力した後に終了したが、この時点での残留変位は、A-3H供試体では20mm程度、JD-1H供試体では、10mm程度であった。载荷終了時においても最初の大きな地震波により柱基部に発生した局部座屈は進展しておらず、また、荷重の急激な低下傾向も見られなかった。

図-14は、A-3H供試体の柱脚下端(図-10に示す二重鋼管上端から15mm上方に離れたA-A断面)の鋼管軸ひずみと水平荷重の関係を示している。なお、

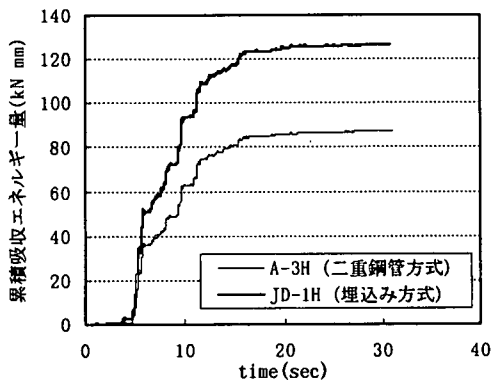


図-15 A-3HとJD-1Hの累積吸収エネルギーの比較

この位置は、局部座屈の下側裾野部分に相当する。軸ひずみは、ひずみ測定位置A1で、 $-0.05 \sim 0.02$ 、測定位置A5では、 $-0.078 \sim 0.013$ であり、ひずみ振幅にすると最大 $0.07 \sim 0.09$ である。今回実施した実験では、A-3H、JD-1Hの両供試体ともに、試験終了時においても鋼管基部に低サイクル疲労による亀裂は認められなかった。

館石・村田<sup>30)</sup>は、CFT柱の静的交番載荷実験において、鋼管のひずみ履歴を画像計測システムにより詳細に計測し、CFT鋼管柱の低サイクル疲労に対する照査法を提案している。そして、塑性ひずみ振幅にして0.1の大きさのひずみ履歴が10回~20回程度に達すると低サイクル疲労亀裂が発生する可能性があることを示唆している。今回の実験では、局部座屈頂部のひずみ履歴は測定されていないが、上述した局部座屈の下側裾野部分の軸ひずみ測定値、および館石・村田の行った実験結果を基に、局部座屈頂部の塑性ひずみ振幅は、 $0.1 \sim 0.2$ 程度と推定される。図-14に示すように、最大ひずみ振幅を基本とした繰返し回数は数回程度である。漸増変位載荷条件下での静的交番載荷実験において鋼管に低サイクル疲労による亀裂がしばしば観察されているが、実地震波(G2b波)を入力したハイブリッド実験においては、塑性ひずみ振幅が0.1を超える大きな塑性ひずみ履歴は数回程度にすぎず、鋼管に亀裂が発生しなかったものと考えられる。

b) 柱脚構造の違いによる吸収エネルギーの比較

A-3HとJD-1Hの2つの供試体は、同一断面を有する供試体であり、柱脚構造がA-3H供試体は固定に近い二重管方式であり、JD-1H供試体は埋込み柱脚方式である。ここでは、柱脚構造の違いによる吸収エネルギーの差について定性的に検討する。

図-15は、2つの供試体の累積吸収エネルギーを

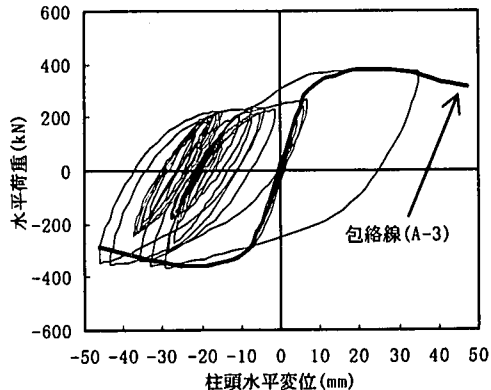


図-16 静的交番載荷実験 (A-3) 包絡線とハイブリッド実験 (A-3H) 復元力履歴ループ

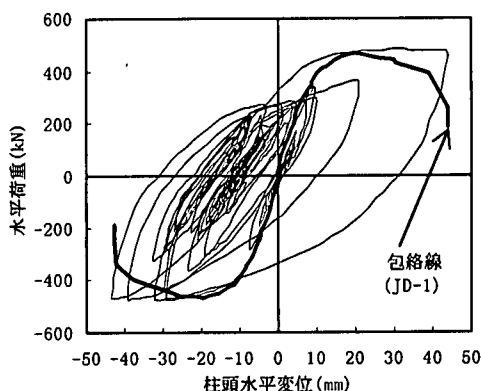


図-17 静的交番載荷実験 (JD-1) 包絡線とハイブリッド実験 (JD-1H) 復元力履歴ループ

比較したものである。埋込み柱脚方式であるJD-1H供試体の吸収エネルギーが明らかに大きいことがわかる。これは、JD-1H供試体の耐力がA-3H供試体に比べて多少高いこともあるが、JD-1H供試体では、フーチング埋込み部分における吸収エネルギーが大きいことがその主な理由と考えられる。

c) 静的交番載荷実験との比較

図-16は、既に実施した静的交番載荷試験<sup>9)</sup>により得られたA-3供試体の荷重・変位包絡線と今回実施したハイブリッド実験により得られたA-3H供試体の復元力履歴ループを重ねて示したものである。同様に、図-17は、JD-1供試体の荷重・変位包絡線とJD-1H供試体の復元力履歴ループを示している。ただし、JD-1供試体とJD-1H供試体のせん断スパン長が異なるため、2つの供試体のせん断スパンの比を用いて、JD-1供試体の包絡線を補正している。

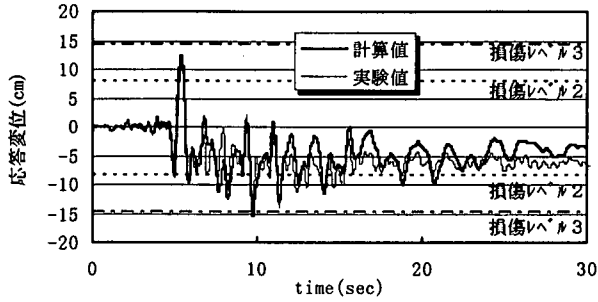


図-18 時刻歴応答変位の実験値と計算値の比較 (A-3H供試体)

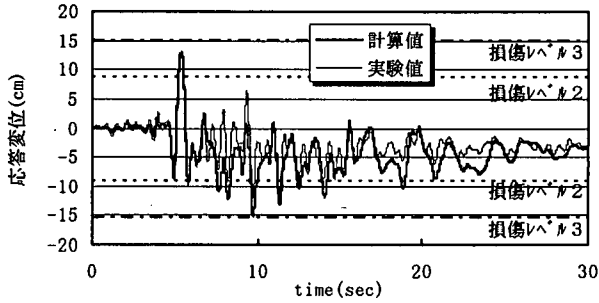


図-19 時刻歴応答変位の実験値と計算値の比較 (JD-1H供試体)

図-16, および図-17より, 静的交番載荷実験により得られた荷重・変位包絡線は, 最大荷重時まではハイブリッド実験による復元力履歴ループとほぼ一致している。しかし, 最大荷重時以降の変位域では, 静的交番載荷実験による荷重・変位包絡線は明らかな劣化傾向を示すのに対して, ハイブリッド実験の復元力履歴ループは目立った劣化傾向を示していない。静的交番載荷実験とハイブリッド実験で設定された軸力比に多少の差はあることを考慮しても, 上述した傾向は明らかである。実地震波 (G2b波) を受けるCF T柱の挙動は, 5秒前後の最初の波により供試体が大きく変位しており, ほぼ単調載荷に近い載荷条件となっている。これに対し, 静的交番載荷実験での漸増変位載荷パターンは, 実地震波による載荷パターンと比べてより厳しい載荷条件である。最大荷重時以降の劣化傾向の違いは, 載荷パターンの違いによる局部座屈の進展の違いによるものと考えられる。したがって, 漸増変位載荷パターンでの静的交番載荷実験により得られた荷重・変位包絡線に基づき作成された骨格曲線モデルは, 耐震設計上の観点からは安全側にあるといえる。

### (3) 復元力モデルの検証

図-18, および図-19は, それぞれA-3H, JD

-1H供試体について時刻歴応答変位の実験値と計算値を比較して示したものである。なお, 応答変位は, 相似比を考慮し, 実験で得られた応答変位を実構造物レベルの応答変位に変換して示している。図中の損傷レベルは, コンクリート充填円形鋼管柱の静的交番載荷実験を基に, 損傷度に対応して求めた限界変位であり, 損傷レベル2は最大荷重を維持できる最大変位, 損傷レベル3は最大荷重以降の荷重下降域で最大荷重の90%を維持できる最大変位である<sup>4)</sup>。最大応答変位は, A-3H供試体, およびJD-1H供試体ともに損傷レベル3限界点の手前であり, 部材は損傷レベル3以下に収まっている。

コンクリート充填円形鋼管柱の復元力モデルとして, 「3. CF T柱部材の復元力モデル」において, 図-3に示すテトラリア型の骨格曲線を有する復元力モデルを提案したが, 応答変位の計算値は, この復元力モデルを用いた動的応答解析から求められたものである。なお, 剛性低下率は0.3, 減衰定数は0.05としている。

図-18, および図-19より, 柱脚構造が異なる2つの供試体について, 解析の結果得られた時刻歴応答変位波形とハイブリッド実験から得られた時刻歴応答変位波形を比較すると, 最大応答値については計算値の方が実験値よりやや大きくなる傾向が認めら

れるものの概ね一致している。したがって、提案した復元力モデルは、鉄道で一般に使用される径厚比60程度のCFT柱部材については十分に妥当なものであると考えられる。

## 5. 結論

コンクリート充填円形鋼管柱の復元力特性を、既の実施した静的交番載荷実験結果を用いて吸収エネルギーの観点から検討し、復元力モデルを作成した。この復元力モデルの妥当性を検証するために、ハイブリッド実験を実施した。本研究で得られた主な事項をまとめると以下の通りである。

- (1) 復元力モデルの骨格曲線は、充填コンクリートのひび割れ点、降伏点、最大耐力点の3つの折れ点を有し、最大耐力点以降の劣化域を考慮したテトラリニア型とすることができる。骨格曲線は、曲げモーメント-部材角、または曲げモーメント-曲率の関係で与えられる。
- (2) 復元力モデルの履歴法則は、除荷剛性を式(10)で与え、除荷後の再載荷時には第2折れ点あるいは第3折れ点を目指し、変位0の点を超えると経験した最大変形点を直線で向かうように武田モデルを修正することにより静的交番載荷実験で得られた履歴性状を適切に評価できる。
- (3) 静的載荷実験により得られる荷重・変位包絡線とハイブリッド実験により得られる復元力ループを比較すると、最大荷重時まではほぼ一致している。しかし、最大荷重時以降の変位域では、静的交番載荷実験による荷重・変位包絡線が明らかな劣化傾向を示すのに対し、ハイブリッド実験の復元力履歴ループは目立った劣化傾向を示さない。
- (4) 漸増変位載荷条件での静的交番載荷実験により得られた荷重・変位包絡線に基づき作成された復元力モデルの骨格曲線は、耐震設計上の観点から安全側にある。
- (5) 鉄道で一般に使用される径厚比60程度のCFT柱部材についてハイブリッド実験により復元力モデルの妥当性が検証された。

なお、本研究の一部は、運輸省の補助金のもとに、「複合構造の鉄道高架橋システムの開発」の一環として実施したものである。

## 参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する第二次提言，1996. 1.
- 2) 運輸省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等

設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999. 10.

- 3) 村田清満，安原真人，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の耐力と変形性能の評価，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1555-1564，1998. 3.
- 4) 村田清満，山田正人，池田 学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，第640号/I-50，pp. 149-163，2000. 1.
- 5) 西村昭彦：構造物の非線形応答を考慮した耐震設計，構造物設計資料，日本国有鉄道，No. 78，pp. 28-33，1984. 6.
- 6) 例えば，尾坂芳夫，鈴木基行，桑澤庄次郎，石橋忠良：静的交番繰返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集，第372号/V-5，pp. 45-54，1986. 8.
- 7) 例えば，鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤 努，才塚邦宏：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，第549号/I-37，pp. 191-204，1996. 10.
- 8) 中井 博，北田俊行，吉川 紀，中西克佳，尾山遼巳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 1347-1360，1993. 3.
- 9) 例えば，王慶雲，後藤芳顕，高橋宜男，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. 1.
- 10) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of number of loading cycles on dynamic characteristics of reinforced concrete bridge pier columns, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 1, pp. 183s-191s, 1988. 4.
- 11) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of cyclic loading hysteresis on dynamic behavior of reinforced concrete bridge piers, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 5, No. 2, pp. 343s-350s, 1988. 10.
- 12) 陸好宏史，町田篤彦，鶴田和久：ひずみ速度を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的非線形地震応答解析，土木学会論文集，第366号/V-4，pp. 113-122，1986. 2.
- 13) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法，技報堂，1973.
- 14) 若林 実：耐震建築の設計，彰国社，pp. 80-82，1988. 5.
- 15) 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第292号，pp. 65-73，1979. 12.
- 16) 尾坂芳夫，柳田 力，太田 実，小寺重郎：鉄筋コ

- ンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, 第297号, pp. 71-85, 1980. 5.
- 17) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実: 鋼製橋脚の耐震設計の一手法について, 第2回 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp. 401-406, 1997. 1.
- 18) 土木学会: 鋼構造新技術小委員会 最終報告書 (耐震設計研究), pp. 264-277, 1996. 5.
- 19) 佐藤孝典: 円形断面のCFRTP柱の荷重-変形関係のモデル化, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 49-54, 1995. 11.
- 20) Clough, R.W. and Johnston, S.B.: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966.
- 21) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nilsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of ASCE, Structural Division, pp. 2557-2573. 1970.
- 22) 日本電子計算株式会社: TDAP III 理論説明書, 1995. 12.
- 23) 下野一行, 渡邊忠朋, 為広尚樹: ラーメン高架橋の変形性能に関する一考察, コンクリート系構造物の耐震技術に関するシンポジウム, コンクリート工学協会, pp. 107-112, 1997. 4.
- 24) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi, 川島一彦監訳: Seismic Design and Retrofit of Bridges (橋梁の耐震設計と耐震補強), 技報堂, pp. 119-122, 1998. 4.
- 25) 構造計画研究所株式会社: 3次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム (RESP-3T) 理論マニュアル, 1999. 4.
- 26) 山田善一編著: 耐震構造設計論, 京都大学学術出版会, pp. 106-110, 1997. 9.
- 27) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol. 41A, pp. 277-288, 1995. 3.
- 28) 運輸省監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼とコンクリートの複合構造物), 丸善, 1998. 7.
- 29) 鉄道総合技術研究所編: 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料, 1996. 3.
- 30) 館石和雄, 村田清満: 画像計測によるコンクリート充填鋼管部材のひずみ測定, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1537-1544, 1999. 3.

(1999. 6. 24受付)

## EXPERIMENTAL STUDY ON HYSTERESIS MODEL OF CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS

Kiyomitsu MURATA, Masato YAMADA, Manabu IKEDA,  
Masayuki TAKIGUCHI, Tadatomo WATANABE and Masanori KINOSHITA

In seismic design of railway structures, it is verified whether plastic deformation capacity, what is called, ductility of structural members may exceed seismic response. Authors have already proposed a method to quantitatively evaluate ductility correspondent to damage levels for concrete-filled tubular steel column members. On the other hand, seismic response should be evaluated through dynamic analysis with computers. In those cases, the reliability of calculated response depends strongly upon hysteresis model of structural members, so that the study on hysteresis model is one of important research issues. In this paper, based on the results of alternate loading tests, which have been performed by authors, a hysteresis model of concrete-filled tubular steel column members was proposed and the validity of a hysteresis model was verified through the pseudo-dynamic tests.