

コンクリートを充填した角形鋼管柱の 局部座屈を考慮した地震応答解析

渡辺 浩¹・崎元 達郎²

¹正会員 博(工) 熊本大学助手 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

²正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

本論文では、繰り返し水平力を受けて崩壊に至るコンクリート充填鋼管構造の鋼管の局部座屈等を考慮した動的解析の方法を提案する。本解析法の特徴は、材料の構成則として鋼管による充填コンクリートの拘束効果や充填コンクリートによる外側鋼管の局部座屈抑止効果を考慮する点にあり、ファイバー要素を用いた一般的な動的解析法により解を得ることができる。本解析を既往の橋脚に関するハイブリッド地震応答実験による実験結果と比較したところ、終局状態に達するまでの挙動をよく評価できることが明らかになった。

Key Words : simplified analysis, cyclic behavior, concrete-filled steel tubular column, bridge piers

1. まえがき

コンクリートを充填した鋼製橋脚は、兵庫県南部地震以前にも研究はなされていた¹⁾が、実構造においてはその耐震性を積極的に評価するという観点はなく、車両の衝突による断面変形防止対策程度にしか考えられていなかった。しかし兵庫県南部地震以降では、耐震性能に優れた構造形式として注目され、多くの施工事例が見られるようになってきている。

耐震性能の評価についても、道路橋示方書V 耐震設計編²⁾では、地震時保有水平耐力法による方法が規定された。しかし現状ではその動的挙動が明らかにされたとは言い難く、また動的解析法による耐震性能の照査が義務づけられている中空の鋼製橋脚の耐震性能との関係も曖昧である。このことから、今後はコンクリートを充填した鋼製橋脚および橋梁システムの動的評価法の確立が急務になると考えられる。

コンクリートを充填した鋼管構造の時刻歴応答解析においては、復元力モデルが重要となるが、これについては目下のところ十分な情報がなく、橋脚については準静的な繰り返し載荷実験や同様な解析を元に定義されている³⁾のが現状である。そこで宇佐

美らは、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¹⁾を行い、耐震評価上有益な結果を得ると同時に、橋脚の復元力モデル(2パラメータモデル)を提案⁴⁾している。このモデルはその挙動を構造諸元の関数として定義することにより局部座屈などの影響も考慮されており、実験結果をよく評価できることが報告されている。しかし、橋脚を1質点系モデルとしていることから、適用できる構造形式は単柱形式もしくはそれに準じるものに限定されざるを得ない。

本論文では、ファイバーモデルを用いた充填鋼管構造の動的解析手法とその橋脚への応用についての検討を行っている。ここでは、鋼板の局部座屈や充填コンクリートの等の挙動を考慮しつつも、なるべく簡易な手法により評価することが試みられている。本手法では、まずこれらの挙動を模擬した応力ひずみレベルの復元力モデルを定義し、これを汎用動的解析プログラム TDAP III⁵⁾のユーザーサブルーチンに組み込み、動的応答解析を行うプログラムを完成させた。そして既往の橋脚に関するハイブリッド地震応答実験¹⁾を対象とした解析を行い、その妥当性について検討を行った。

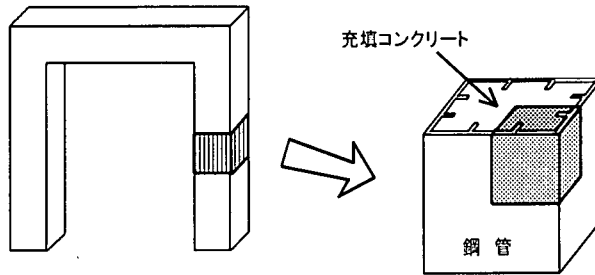


図-1 解析モデル

表-1 補剛断面鋼管の FEM 解析モデルの諸元

モデル名	補剛材間 幅厚比 パラメータ R_R	補剛材 剛比 γ/γ^*	鋼種	板厚 t (mm)	長さ a (mm)	全幅 B (mm)	パネル幅 b (mm)	補剛材 高さ h (mm)	補剛材 細長比 パラメータ $\bar{\lambda}^*$	補剛板 幅厚比 パラメータ R_F
FS-30-0	0.3	0.6	SM490	28	1170	1170	390	131	0.353	0.37
FS-30-1		1						158	0.287	0.29
FS-30-2		2						204	0.216	0.22
FS-30-3		3						239	0.181	0.18
FS-30-5		5						291	0.147	0.14
FS-40-1	0.4	1			1560	1560	520	170	0.379	0.40
FS-40-3		3						255	0.238	0.24
FS-50-1	0.5	1			2000	2000	667	182	0.495	0.51
FS-50-2		2						234	0.367	0.37
FS-50-3		3						272	0.308	0.30
FS-60-1	0.6	1			2340	2340	780	190	0.604	0.60
FS-60-3		3						283	0.374	0.35
FS-70-0	0.7	0.6			2730	2730	910	166	0.906	0.87
FS-70-1		1						198	0.732	0.70
FS-70-2		2						254	0.540	0.51
FS-70-3		3						295	0.450	0.41
FS-70-5		5						356	0.358	0.32

モデル名中の数字は幅厚比パラメータを 100 倍したもの、および補剛材剛比である (ただし 0 は補剛材剛比 0.6)

2. 鋼管とコンクリートの復元力モデル

(1) 鋼管の局部座屈挙動の FEM 解析

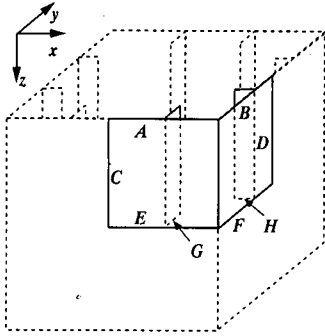
鋼管の挙動を定義するにあたっては、鋼管の局部座屈挙動、充填コンクリートによる鋼管の局部座屈抑止効果や残留応力や初期たわみなどの影響の他、局部座屈後の挙動も定量的に評価する必要があることから、それらを理論的に明らかにすることは非常に困難となる。そこで、ここでは鋼管部材を対象とした FEM 解析により、充填鋼管部材の局部座屈挙動の定義を試みた⁶⁾。

解析モデルは、汎用的な応力-ひずみ関係を得るため、図-1 に示すような任意の柱脚の一部を取り出した短柱とし、対称性を考慮して 1/8 部分を解析対象とした。解析は汎用 FEM 解析プログラム MARC⁷⁾ を用いて弾塑性有限変位解析を行い、部材両端部に軸圧縮-引張力を与えて軸方向力と変位との関係を

求める。軸方向力を断面積で除することにより平均応力を、また部材両端の軸方向変位差をモデルの長さで除することにより局部座屈の影響を含む平均ひずみを得ることができる。

解析対象は簡略化のために正方形断面とし、補剛材間の補剛板幅厚比パラメータ R_R を 0.3~0.7、補剛材剛比 γ/γ^* を 0.6~5 に変化させ、それらを表-1 のように組み合わせて実構造の構造パラメータを包含する 17 種類の解析モデルを設定した。モデルの寸法は補剛板の板厚を 28mm と固定し、各パラメータを満足するようにその他の諸元を決定した。また、構成員の縦と横の寸法比 (アスペクト比) は 0.7 程度の時局部座屈強度が最小となるが、これを 1 としても強度上昇はほとんどないことや実構造におけるダイヤフラムの存在等を考慮して、取り出す部材の長さは部材幅と同じとした。

なお、表-1 には参考のために、補剛板全体の幅厚



		辺A	辺B	辺C	辺D	辺E	辺F	辺G	辺H
変位	x	○	○	○					
	y	○	○		○				
	z					○	○	○	○
回転	θ_x	○			○	○	○	○	
	θ_y		○	○		○	○		○
	θ_z			○	○				

図-2 固定境界条件の設定位置

比パラメータ R_F 、および補剛材細長比 $\bar{\lambda}^*$ も示されている。ここで R_R 、 γ/γ^* 、 R_F および $\bar{\lambda}^*$ は以下のように定義される。

$$R_R = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

- B : 補剛板の全幅
- t : 板厚
- σ_y : 降伏応力
- E : ヤング係数
- μ : ポアソン比
- k_R : 座屈係数 ($= 4n^2$)
- n : 縦補剛材で区切られるサブパネル数 ($n \geq 2$)
- γ : 縦補剛材の剛比

$$\gamma = \frac{EI_l}{BD} = \frac{I_l}{Bt^3/11} \quad (2)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}, \mu=0.3$$

- I_l : 縦補剛材 1 本の断面 2 次モーメント
- γ^* : 弾性座屈理論による補剛材の限界剛比

$$\gamma^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma}) \\ \frac{1}{n} \left[(2n^2(1+n\delta_l) - 1)^2 - 1 \right] & (\alpha \geq \sqrt[4]{1+n\gamma}) \end{cases} \quad (3)$$

- δ_l : 縦補剛材 1 本の断面積比 ($= A_l/(Bt)$)
- A_l : 縦補剛材 1 本の断面積
- α : 補剛板のアスペクト比 ($= a/B$)
- a : 長さ

$$R_F = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (4)$$

k_F : 座屈係数

$$k_F = \begin{cases} \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma}{\alpha^2(1+n\delta)} & (\alpha \leq \alpha_0) \\ \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases} \quad (5)$$

α_0 : 限界縦横寸法比 ($= \sqrt{1+n\gamma_l}$)

$$\bar{\lambda} = (2400/\sigma_y)^{1.2} \cdot \bar{\lambda} \quad (6)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\eta a}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (7)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(\sigma_u/\sigma_y)_{plate}}} \quad (8)$$

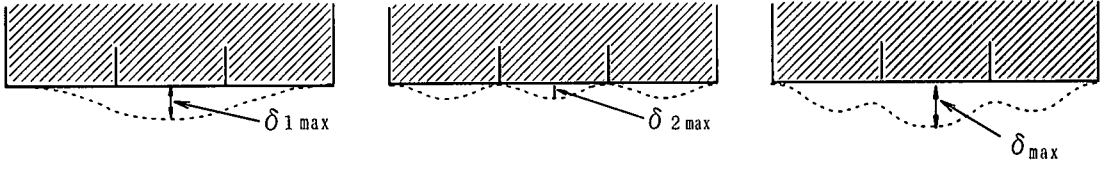
$$(\sigma_u/\sigma_y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453/R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad (9)$$

- r : T 型断面部の断面 2 次半径
- a : 短柱の長さ

鋼材は SM490 を想定し、文献 9) を元にひずみ硬化挙動を考慮したマルチリニア型の応力-ひずみ関係を与えた。履歴硬化則には移動硬化則を用いた。

境界条件は、充填鋼管であることを考慮して供試体端部の面外曲げを拘束した以外には、図-2 のように通常の 1/8 解析で見られるように与えた。ただし、本解析では充填コンクリートによる鋼管の局部座屈抑止効果を表現するために、コンクリートそのものは省略する代わりに、MARC の CONTACT 機能¹⁰⁾ を用いて鋼管の内部への変形のみを拘束する境界条件を与えるものとした。これは、解析モデルの簡略化と収束性を考慮した上でのことであるが、本解析では鋼部材に軸方向力のみを与える解析であることから妥当なモデル化がなされているものと考えられる。なお、CONTACT 機能では各解析ステップごとに接触・非接触の判定を行い、節点が接触・貫通したと判定される場合には接触点まで座標を戻して拘束処理が行われている¹⁰⁾。

初期たわみは内部にコンクリートが充填されていることを考慮してすべて外側に与えるものとし、断面方向には補剛板全体と補剛材間の双方の座屈が考慮されるよう正弦波を用いて図-3 のように与えた¹¹⁾。ここで、補剛板全体に関する初期たわみの大きさ δ_{1max} 、および補剛材間に関する初期たわみの大きさ δ_{2max} は、文献 12) の実測値に基づき、以下のように



(a) 補剛板全体の初期たわみ (b) 板パネル部分の初期たわみ (c) 解析で与えた初期たわみ
 図-3 初期たわみの与え方 (断面図)

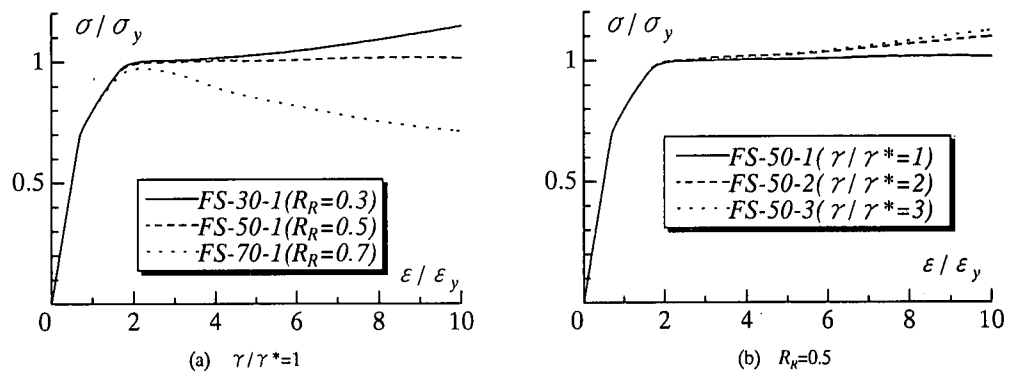


図-4 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (単調載荷)

幅厚比の関数として定義した。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1 \max} / B &= 7.5 \times 10^{-6} B/t \\ \delta_{2 \max} / b &= 5.0 \times 10^{-5} b/t \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

- B : 補剛板の全幅
- b : 補剛材間隔
- t : 補剛板の板厚

ただし、これらを単純に加えると初期たわみが実測値よりも過大に与えられるため、最大値が δ_1 となるよう、次式により補正を加えた。

$$\delta = \delta_1 \frac{\delta_{1 \max} - \delta_{2 \max}}{\delta_{1 \max}} + \delta_2 \quad (11)$$

- δ : 与える初期たわみ
- δ_1 : 全幅に対する初期たわみ
- δ_2 : パネル幅に対する初期たわみ

また部材長さ方向にはこれらを正弦半波で与えた。

残留応力は四隅を溶接して集成した鋼管で一般的に見られるようなものを想定し、隅角部で引張降伏応力の 90%、板中央部で圧縮降伏応力の 30% を自己つりあい条件を満たすように与えた。要素分割数は解析精度を確認した上で表-2 のとおりとした。

(2) FEM 解析の結果

図-4 は降伏ひずみの 10 倍までの単調圧縮載荷を行

表-2 FEM 解析での要素分割数

補剛板幅	補剛材幅	長さ
12	10	12

った場合の FEM 解析結果である。ただし、縦軸は平均応力を鋼材の降伏応力で、また横軸は平均ひずみを降伏ひずみで無次元化してある。また、圧縮を正としている。

図-4(a) は $\gamma/\gamma^* = 1$ の場合の挙動である。いずれも局部座屈強度に至るまでの挙動はほぼ等しいが、局部座屈の発生によりその後の挙動に差が出てくることがわかる。これらは補剛材の剛度が比較的小さいため補剛板全体での座屈が卓越し、特に幅厚比が大きいモデルにおいて耐力低下が著しいことがわかる。

一方で図-4(b) は $R_R = 0.5$ の場合の挙動である。補剛材剛比が大きいとパネル間での局部座屈が卓越するため座屈による劣化はほとんどないが、補剛材剛比が小さいとひずみ硬化による強度増加が見られなくなる様子がうかがわれる。

一方で図-5 は圧縮-引張の繰り返し載荷における FEM 解析の結果である。ただし荷重は、 $\epsilon/\epsilon_y = 0 \rightarrow 5 \rightarrow -5 \rightarrow 10 \rightarrow -10 \rightarrow 0$ (ϵ_y : 降伏荷重) のように変位制御で与えている。これらより以下の性質が観察される。

○ 局部座屈による強度劣化の様子は単調載荷の場合

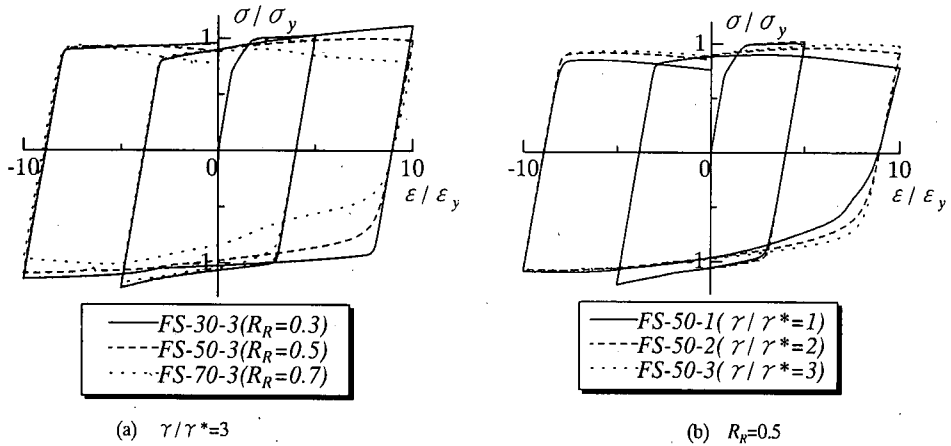


図5 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (繰り返し載荷)

- とほぼ同様である。
- 局部座屈が発生して大きく劣化した後に引張を受ける場合、その途上では引張応力が抑えられる傾向がある (例えば図-5(b)の第4象限参照)。またその傾向は局部座屈による劣化が大きいほど大きい。
 - 繰り返しが進むにつれて累積ひずみによりひずみ硬化が進むため局部座屈の影響が小さいモデルでは強度が増していく。
 - 単調載荷では $\epsilon/\epsilon_y = 10$ までに局部座屈による劣化が見られないものでも繰り返し載荷を行うとこの範囲で劣化が見られる場合もある。

(3) 鋼管の応力-ひずみ関係の定義

以上の解析結果により示された鋼管の応力-ひずみ関係を陽な関数で近似することを試みる。なお、解析モデルの設定に用いた $R_R, R_F, \gamma/\gamma^*, \bar{\lambda}$ の各パラメータを用いて簡便性を念頭に種々検討を行った結果、先に紹介した補剛材細長比 $\bar{\lambda}$ と種々の挙動の相関が認められ、他のパラメータを含む単一のパラメータで取り扱えることがわかったため、以下種々の挙動を $\bar{\lambda}$ のみの関数として表すこととした。

なお、ここでは手順の簡略化のため、繰り返し載荷における挙動は単調載荷における挙動を組み合わせることで基本的な部分は表現できるものとする。そこでまず、純圧縮単調載荷の場合における検討を行い、これを用いて繰り返し載荷の場合の挙動を定義することとする。

a) 単調載荷の場合の応力-ひずみ関係

単調載荷では図-6のように、圧縮側では最大応力点Bまでを2本の直線で近似できるものとする。これは残留応力の影響を考慮したことによる。ここで図上のA, B点

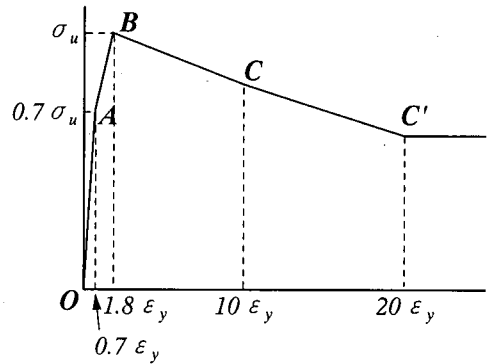


図6 単調載荷の場合の等価な応力-ひずみ関係の定義法

はそれぞれ以下のように定義することができる。

$$A = (\sigma_A / \sigma_y, \epsilon_A / \epsilon_y) \quad (11)$$

$$\sigma_A / \sigma_y = 0.7$$

$$B = (\sigma_B / \sigma_y, \epsilon_B / \epsilon_y) \quad (12)$$

$$\sigma_B / \sigma_y = 1.0$$

$$\epsilon_B / \epsilon_y = 1.8 \quad (13)$$

また、B点以降については降伏ひずみの10倍の点Cまで直線で与えられるものとした。そこでC点の応力 σ_c と $\bar{\lambda}$ との関係を示したのが図-7である。最小2乗法により、C点は以下のように定義できるものとした。

$$C = (\sigma_c / \sigma_y, \epsilon_c / \epsilon_y)$$

$$\sigma_c / \sigma_y = \begin{cases} 1.14 & (\bar{\lambda} < 0.35) \\ 0.58\bar{\lambda}^2 - 1.62\bar{\lambda} + 1.63 & (\bar{\lambda} \geq 0.35) \end{cases} \quad (14)$$

$$\epsilon_c / \epsilon_y = 10 \quad (15)$$

なお、ここでは解析時間を考慮して圧縮載荷を降伏ひずみの10倍の点までとしたが、図-4によると、いずれ

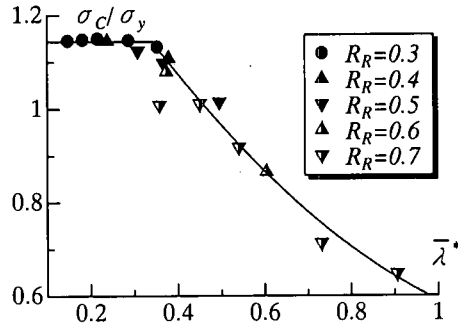


図-7 C点の応力と $\bar{\lambda}^*$ との関係

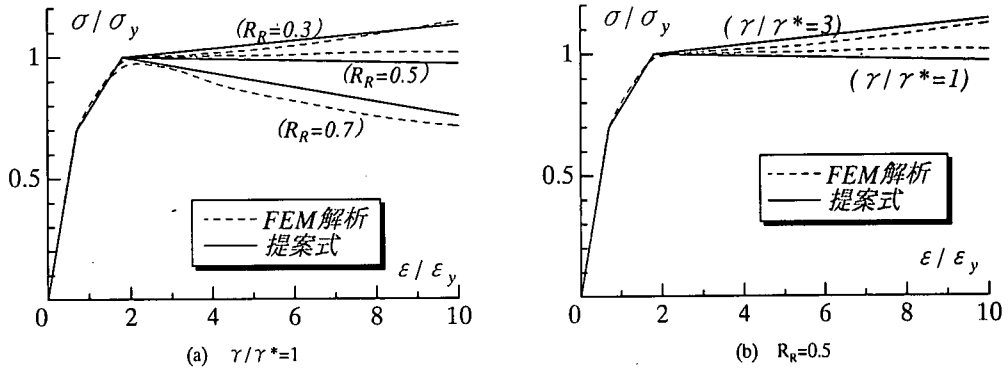


図-8 FEM 解析結果と提案式との比較 (単調載荷)

のモデルもさらに応力が増加、もしくは減少する傾向があること、また座屈による応力の低下やひずみ硬化による応力の上昇は圧縮ひずみの増加によりある値に収束する傾向があることがうかがわれる。そこで、ここでは既往の研究¹³⁾を参考にC点以降も降伏ひずみの20倍の点であるC'点までB-Cの勾配を維持し、それ以降の応力は一定となるものと仮定した。

以上の結果をまとめてFEM解析結果と比較したものが図-8である。すべてを直線により表現しているため、幅厚比が大きく補剛材剛比が小さいものの中にはうまく表現できない部分も見受けられるが、全般的によく近似できていることがわかる。

なお、引張挙動については弾性域の直線と弾性係数の1/100の勾配を持つひずみ硬化域の直線の2直線で表せるものとする。

b) 繰り返し載荷の場合の応力-ひずみ関係

繰り返し載荷の場合における等価な応力-ひずみ関係についても、簡便性を考慮して図-9のようにすべて直線で以下のように与えるものとする。なお、以下添字の*i*は*i*回目の繰り返しであることを示す。

まず図-5によると、繰り返し挙動については座屈の有

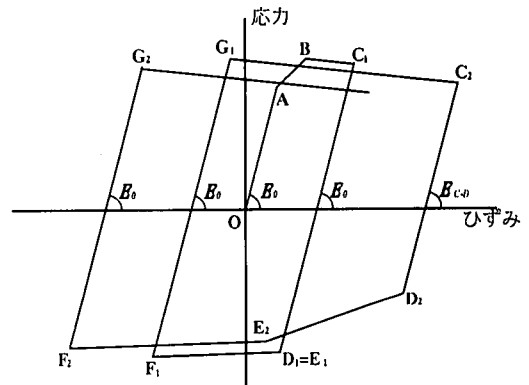


図-9 繰り返し載荷の場合の等価な応力-ひずみ関係の定義法

無もしくはその進展度により大きく2つの傾向があることがわかる。すなわち、座屈による応力の低下が小さい場合には、圧縮状態から引張荷を受けると引張降伏点まで直線的に引張応力が上昇するが、座屈による応力低下が大きくなると、圧縮状態から引張荷を受けると、応力が引張に転じたあたりから傾きが小さくなるように曲がるようになる。これは座屈の進行による挙動の違

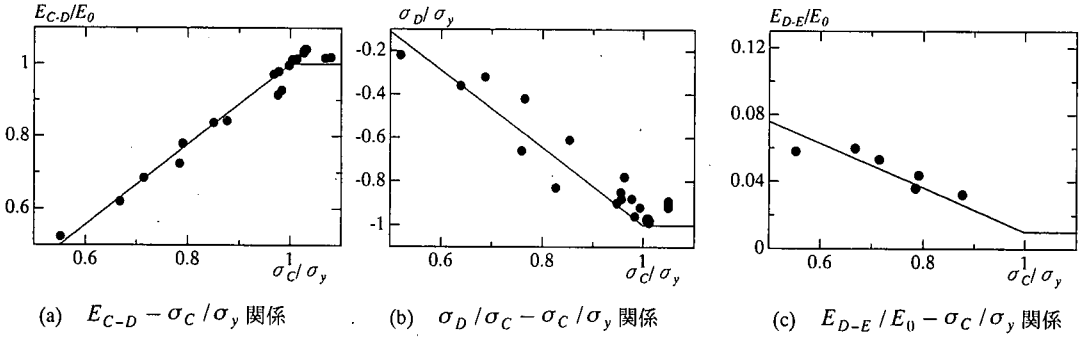


図-10 繰り返し载荷における挙動の定義

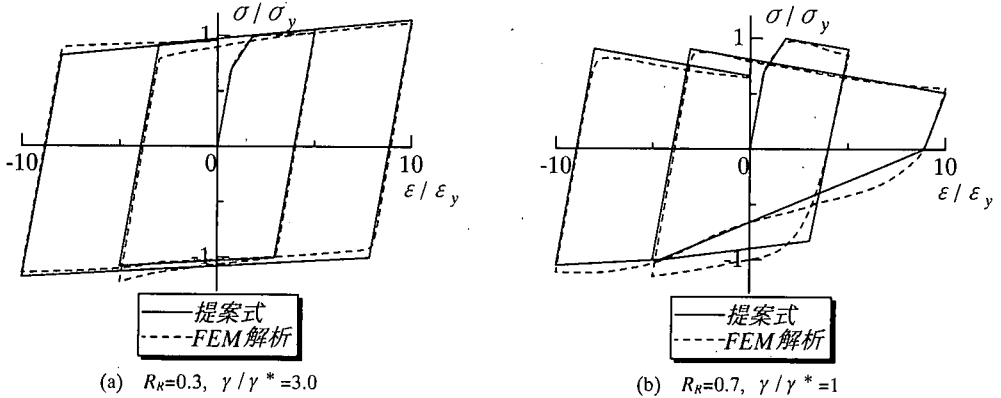


図-11 FEM 解析による応力-ひずみ関係 (繰り返し载荷)

いと見られることから、繰り返し载荷での等価な応力-ひずみ関係は以下のように σ_C の関数として定義できるものとした。

まず、圧縮域の C_i 点 ($\sigma_{C_i} / \sigma_y, \epsilon_{C_i} / \epsilon_y$) から引張载荷を受ける場合には、 $C_i \rightarrow D_i \rightarrow E_i$ のような経路をたどるものとする。図-10(a)は $C_i - D_i$ 間の傾き $E_{C_i - D_i}$ と σ_{C_i} / σ_y との関係を示している。これより $E_{C_i - D_i} / E_0$ と σ_{C_i} / σ_y の間には以下の関係が導かれる。

$$E_{C-D} / E_0 = \begin{cases} 1.111\sigma_C / \sigma_y - 0.111 & (\sigma_C / \sigma_y < 1.0) \\ 1.0 & (\sigma_C / \sigma_y \geq 1.0) \end{cases} \quad (16)$$

ここに E_0 : 初期弾性係数

また図-10(b)は D 点の応力 σ_{D_i} / σ_y と σ_{C_i} / σ_y との関係を示したものである。これより、 σ_{D_i} / σ_y と σ_{C_i} / σ_y の関係は以下のように定義する。

$$\sigma_{D_i} / \sigma_y = \begin{cases} 0.779 - 1.779\sigma_{C_i} / \sigma_y \leq 0 & \sigma_{C_i} / \sigma_y < 1.0 \text{ かつ } 2 \text{ 度め以降の引張载荷のとき} \\ -1.0 & \sigma_{C_i} / \sigma_y \geq 1.0 \text{ もしくは初めの引張载荷のとき} \end{cases} \quad (17)$$

ここで、 $D-E$ 間は座屈の進行による引張域での曲がり表現するためのものである。上式によると、 $\sigma_C / \sigma_y \geq 1.0$ では $\sigma_D / \sigma_y = 1.0$ となり、 $D-E$ 間は存在しない。そこで、履歴ループの輪郭線に影響を及ぼすような σ_C / σ_y が小さいものについて $D-E$ 間の傾き E_{D-E} / E_{C-D} と σ_C / σ_y をプロットしたものが図-10(c)である。この図より以下の関係が見出される。

$$E_{D-E} / E_0 = -0.132(\sigma_C / \sigma_y) + 0.142 \geq 0.01 \quad (18)$$

なお、 E 点の応力は $\sigma_{E_i} / \sigma_y = -1$ とする。 E 点以降は単調引張の場合と同様に弾性係数 E_0 の $1/100$ の勾配を有するひずみ硬化直線上を移動する。

一方、引張域から圧縮载荷を受ける場合は、弾性勾配で G 点まで移動する。ただし G 点の応力は以下のとおりとする。

$$\sigma_G / \sigma_y = 2.0 - \sigma_F / \sigma_y \leq \sigma_{C_i} / \sigma_y \quad (19)$$

σ_{C_i} / σ_y : 最初の圧縮载荷において
引張载荷に転じた点 (C 点) の応力
以上により定義された近似値を FEM による解析値と比

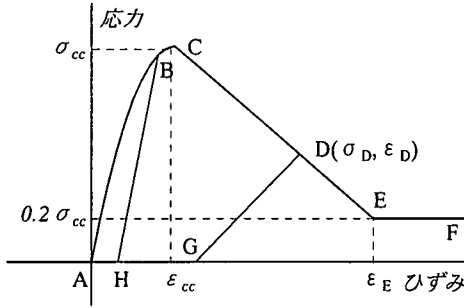


図-12 充填コンクリートの応力-ひずみ関係の定義

較したものが図-11である。いずれのモデルについても実用上十分な範囲でよく近似できていることがわかる。

(4) 充填コンクリートの復元力モデル

充填鋼管におけるコンクリートは鋼管により横拘束を受けるため、通常のコンクリートと比較してその強度が上昇し、最大強度発生後も安定した軟化挙動を示すと言われている。文献(14)では、鋼管の板厚と幅厚比を変化させた充填鋼管供試体の圧縮実験により、鋼管によって拘束を受ける充填コンクリートの等価な応力-ひずみ関係が鋼管の幅厚比 b/t として示されている。図-12はその一例であり下記のように定義されている。

圧縮領域では最大強度を示す点 C ($\sigma_{cc}, \epsilon_{cc}$) までは放物線で、その後は応力は直線的に減少する。ただし、鋼管に充填されていることを考慮して圧縮応力の最小値は圧縮最大応力の 20%とする¹⁵⁾。

繰り返しに関しては、最大強度発生以前に除荷された場合は初期弾性係数で、またそれ以降で除荷された場合は $2\sigma_D / \epsilon_D$ の傾き (σ_D, ϵ_D は D 点での応力およびひずみ) により応力は減少し、その後は横軸上を移動する¹⁶⁾。再載荷では除荷された経路を逆にたどるものとする。なお、引張り応力は無視する。

3. 地震応答解析

以上により定義された等価な応力-ひずみ関係を TDAPⅢのユーザーサブルーチン⁵⁾に組み込み、ファイバーはり要素を用いた地震応答解析を行った。解析対象とした実験はコンクリートを部分充填した鋼製片持ち柱のハイブリッド地震応答実験⁴⁾である。以下、実験および解析の概要およびその結果の比較について述べる。

(1) 実験の概要と解析手法

実験供試体は図-13(a)に示すような単柱形式で、幅

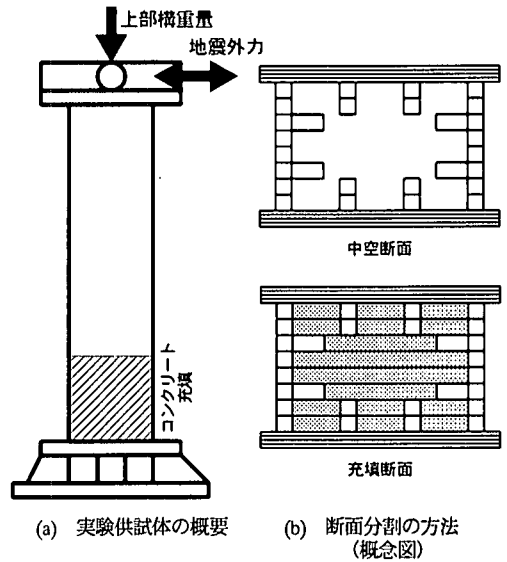


図-13 実験供試体の概要

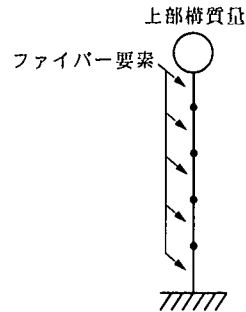


図-14 実験供試体とファイバー要素

厚比、細長比およびコンクリート充填率を変化させた 3 種類の諸元に、兵庫県南部地震で観測された実地震波など 5 種類の地震波を組み合わせた 8 ケースである。表-3 は各供試体の諸元を、また表-4 は実験に用いた地震波を示している。

解析では図-14 のように要素長さ方向に分割している。分割方法は要素長さが幅となるべく等しくなるように分割し、端数は自由端側の要素長さを調整した。

断面についても図-13(b)に示すとおり層状に分割している。ただし、長方形断面であることから等価な応力-ひずみ関係は座屈挙動に影響が大きいフランジ板のパラメータから求められるものを用いる。また、中空部分については局部座屈の発生は見られないことから一般的なバイリニア型の応力-ひずみ関係を用いることで簡略化している。

表-3 実験供試体と材料の諸元

	モデル名	SC-40-35-20	SC-45-60-20	SC-45-60-30	SC-45-60-30	
				[1]	[2]	
供試体寸法	供試体高さ (mm)	1125	1434	1470		
	コンクリート充填高さ (mm)	225	287	441		
	ダイヤフラム間隔 (mm)	270	202	204		
	断面寸法 (mm)	275×175	207×130	208.5×138.5		
	板厚 (補剛板/補剛材) (mm)	5	5	4.5		
	補剛材高さ (mm)	42	30	31		
各構造 パラメータ	補剛板幅厚比 R_f	0.368	0.400	0.450	0.440	
	補剛材細長比 $\bar{\lambda}$	0.232	0.248	0.250	0.248	
	補剛材剛比 γ/γ^*	3.00	2.30	1.69		
	細長比パラメータ $\bar{\lambda}$	0.372	0.619	0.620		
	軸力比 N/N_y	0.18 (JMA) 0.150 (JRT) 0.129 (HKB)	0.129 (JMA) 0.096 (JRT) 0.081 (HKB)	0.130	0.083	
	コンクリート充填率	0.2		0.3		
	降伏変位 δ_y (cm)	0.68	1.40	1.54		
	降伏荷重 H_y (tf)	9.27	3.91	4.02		
	想定実橋脚	相似率	8			
		実橋脚の高さ (m)	9.00	11.40	11.76	
鋼材	ヤング係数 (GPa)	209	208	207		
	ポアソン比	0.263	0.266	0.260		
	圧縮強度 (MPa)	303	295	318		
コンクリート	ヤング係数 (GPa)	21.8	21.2	22.1		
	ポアソン比	0.168	0.160	0.159		
	圧縮強度 (MPa)	18.2	17.3	18.4		

表-4 ハイブリッド実験に用いた地震波

地震波		地盤種別	本文内での略称
兵庫県南部地震地震記録 (実測値)	神戸海洋気象台 N-S 成分	I	JMA
	JR 鷹取駅構内 N-S 成分	II	JRT
	東神戸大橋 N168E 成分	III	HKB
地震時保有水平耐力照査用レベル II 地震波		I	G.T.I
		III	G.T.III

表-5 要素および断面分割数

長さ方向	SC-40-35-20	4 分割
	SC-45-60-20	8 分割
	SC-45-60-30	7 分割
断面	20 分割 (15 層)	

表-6 動的解析における諸条件

要素タイプ	2次元ファイバー要素 (FIBER2D)
積分方法	Newmark の β 法 ($\beta=0.25$)
入力地震波間隔	0.01sec
積分間隔	0.001sec
初期軸力	上載荷重分を考慮
長さ方向分割数	5 節点 4 要素
アスペクト比	1
フランジ	4 層
ウェブ	10 層
要素積分点	1 (部材中央)
減衰	質量比例型 5%

また、実験では同一の供試体について数度の実験を行ったため、同一の供試体でも固有周期の異なるものがある。このような解析では固有周期を一致させることが重要であると考えられることから、固有

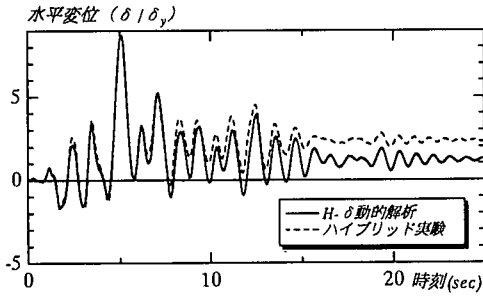
周期が一致するよう頂部質点の質量を加減して調整している。その他の解析条件は表-6 のとおりである。

(2) 解析結果と実験結果との比較

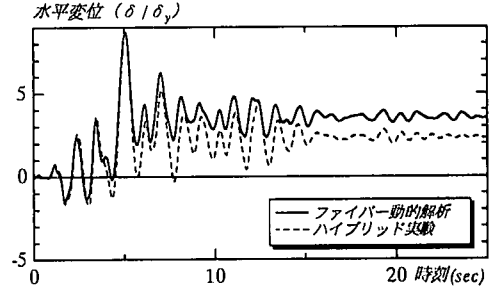
図-15, 16 は各モデルの実験結果と解析結果を時刻歴と荷重-変位履歴について比較したものである。なお、ここでは子林らにより示されている2パラメータモデルによる解析結果⁹⁾も比較のためあわせて示している。ここでは2パラメータモデルによる解析を「H- δ 動的解析」、また提案法による解析を「ファイバー動的解析」と呼ぶことにする。

これらの結果によると、いずれのモデルでも2種類の解析法によりハイブリッド実験の結果と同様な解析結果が得られることがわかる。表-7 は各解析結果のうち最大応答変位と残留変位を実験結果と比較したものである。また、これらを幅厚比パラメータ R_f および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ で整理すると図-17 のようになる。これらの結果より以下の知見が得られる。

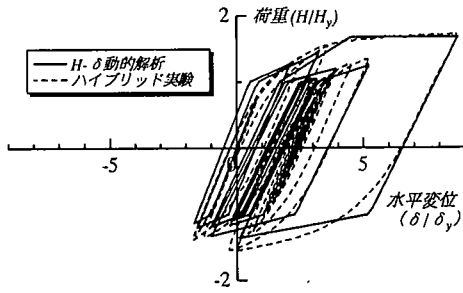
○最大応答変位はファイバー動的解析、H- δ 動的解析の



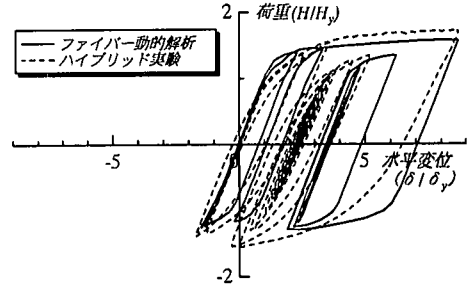
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- δ 動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)

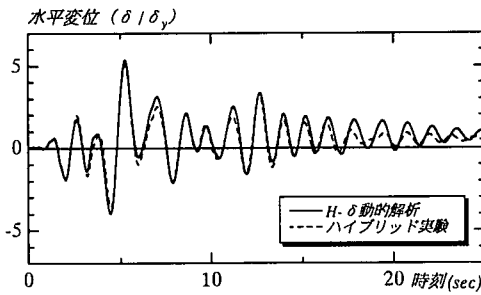


(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- δ 動的解析)

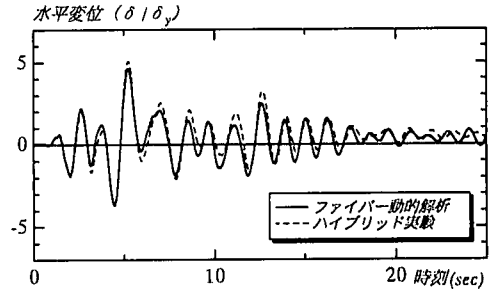


(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

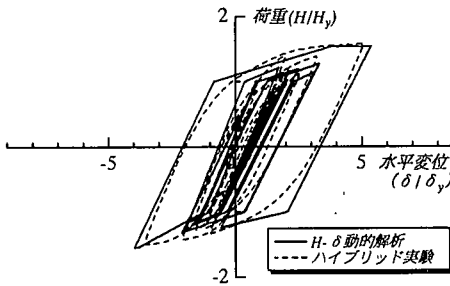
図-15 解析結果の比較 (モデル SC-40-35-20 地震波: JRT)



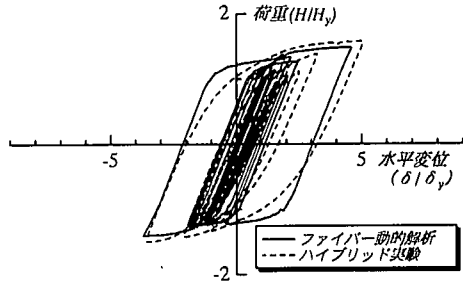
(a) 時刻歴応答変位の比較 (H- δ 動的解析)



(b) 時刻歴応答変位の比較 (ファイバー動的解析)



(c) 荷重-変位履歴曲線 (H- δ 動的解析)



(d) 荷重-変位履歴曲線 (ファイバー動的解析)

図-16 解析結果の比較 (モデル SC-45-60-20 地震波: JRT)

表-7 最大応答変位と残留変位の比較

モデル	地震波	最大応答変位					残留変位				
		実験結果	H- δ 動的解析		ファイバー動的解析		実験結果	H- δ 動的解析		ファイバー動的解析	
			解析値	解析/実験	解析値	解析/実験		解析値	解析/実験	解析値	解析/実験
SC-40-35-20	JMA	3.69	3.38	0.92	3.23	0.88	0.39	0.46	1.17	0.37	0.95
	JRT	8.87	8.74	0.96	8.70	0.98	2.34	1.26	0.54	3.53	1.51
	HKB	2.66	2.36	0.89	2.68	1.01	0.73	1.13	1.54	1.03	1.41
SC-45-60-20	JMA	2.38	2.44	1.03	2.65	1.11	0.33	0.44	1.35	0.43	1.30
	JRT	5.10	5.37	1.05	4.61	0.90	0.41	0.93	2.25	0.41	1.00
	HKB	2.59	2.40	0.93	2.75	1.06	0.76	0.95	1.25	0.88	1.16
SC-45-60-30[1]	G.T.I	3.08	3.21	1.04	2.90	0.94	1.35	1.85	1.37	0.95	0.70
SC-45-60-30[2]	G.T.III	2.40	2.89	1.20	2.18	0.91	0.17	0.46	2.69	0.18	1.05

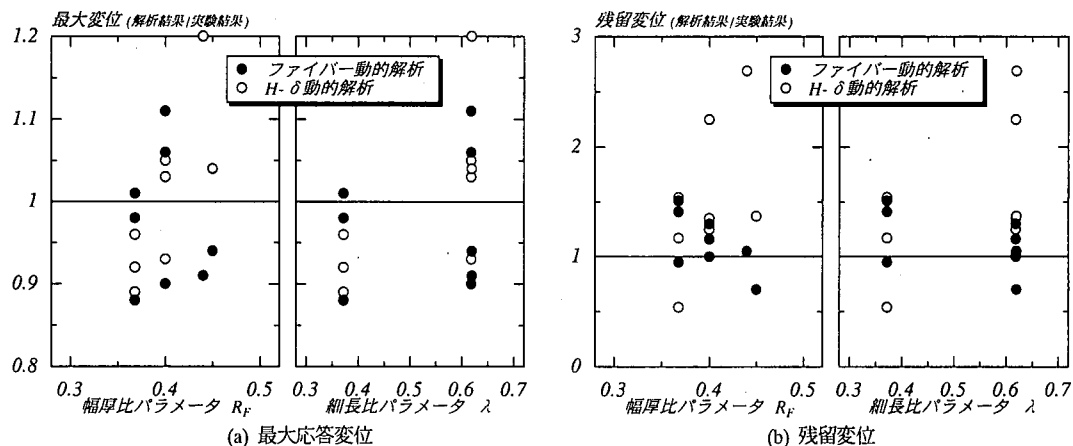


図-17 最大応答変位と残留変位の各構造パラメータとの関係

いずれの手法においても実験結果と比較して 90%~120%程度であり、おおむねよく評価できている。

○残留変位については、ファイバー動的解析はH- δ 動的解析よりも実験結果をよく評価できている傾向がある。しかしながら、本法によっても実験結果と比較して70%~150%とばらつきが大きく、一般論として残留変位の評価には今後解決すべき問題が残されている。

○ファイバー動的解析、およびH- δ 動的解析のいずれの場合も、最大応答変位、残留変位の双方について幅厚比パラメータや細長比パラメータとの関係は認められない。

○図-15, 16 で結果を示した2ケースは最大変位が大きく塑性化の著しい例であるが、他のケースにおいては図形状としては概ね一致した結果が示されている。

○今回対象とした実験は8ケースであり、また橋脚の幅厚比パラメータはいずれも0.4程度であったことから、負勾配の劣化域を持たない場合である。本法では負勾配の劣化域を有する場合についても解析可能であるが、このような諸元を有するハイブリッド実験の結果

がなく、これらについては今後の課題である。

以上のことから本論文において提案した等価な応力-ひずみ関係をファイバー要素を用いた動的解析に適用することで良好な解析結果が得られることがわかった。ファイバー動的解析ではH- δ 動的解析と比較して解析労力は若干大きくなるものの、複雑な骨組構造に対して局部座屈による劣化を考慮した動的解析が可能であることから、動的解析法のツールとして非常に有用であると考えられる。

4. 結論

本研究により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- 1) 局部座屈による強度や剛性の劣化を考慮した鋼管および鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの応力-ひずみレベルでの復元力モデルを提案し、これを用いた地震応答解析の結果を示した。
- 2) 提案する復元力モデルにより、ハイブリッド地

震応答実験を対象に解析を行ったところ、1 自由度系モデルである 2 パラメータモデルと同様に概ね良好な結果が得られることが示された。

- 3) 2 パラメータモデルのような 1 自由度系地震応答解析では、基本的に単柱形式以外の橋脚には適用が難しいが、ファイバー要素を用いた本法ではそのような制約はなく、橋梁システムを含む一般的な構造への適用が可能であり、手法としての汎用性は大きい。
- 4) 本研究で導いた諸式の適用範囲は幅厚比パラメータ R_R が 0.7 以下であるが、 R_R が 0.45 よりも大きい場合のハイブリッド実験が見あたらず、この領域での検証が十分とは言えない。これらに関する検討は今後の課題である。

謝辞：本研究の一部は文部省科学研究費補助金（基盤研究(B)(2)、研究代表者：崎元）の補助、および(社)鋼材倶楽部より土木鋼構造研究助成（渡辺）を受けました。また、ハイブリッド地震応答実験の結果は名古屋大学の宇佐美勉教授にご提供いただきました。さらに本研究の一部は石田貴顕氏（現鹿島建設株）に協力をいただきました。以上、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 宇佐美 勉, 鈴木 俊光, 伊藤 義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.55-67, 1995.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
- 3) 建設省土木研究所他: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (I) ~ (VII), 1997.12.
- 4) 子林 稔, 宇佐美 勉, 鈴木 森晶: コンクリート部分充填鋼製橋

脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.859-868, 1997.3.

- 5) アーク情報システム: TDAP III Ver.2.00 使用手引巻, 1998.3.
- 6) 渡辺 浩, 崎元 達郎: 繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1461-1468, 1999.3.
- 7) 日本マーク: MARC K6.2 ユーザーズマニュアル Vol.A-E, 1994.1.
- 8) 奈良 敬: 縦補剛材で補剛された連続圧縮板の極限強度の評価法, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.223-230, 1992.3.
- 9) 王 慶雲, 後藤 芳顯, 高橋 宜男, 小畑 誠: 繰り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) 日本マーク: MARC トピック別セミナー CONTACT ver.K6.
- 11) 葛漢彬, 宇佐美勉, 寺田昌弘: コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.119-132, 1992.3.
- 12) 小松 定夫, 牛尾 敏孝, 北田 俊行: 補剛板の溶接残留応力及び初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 265 号, pp.25-35, 1977.9.
- 13) 崎元 達郎, 渡辺 浩, 冨田 聡, 中島黄太: 繰り返し水平力を受ける鋼柱の終局挙動の簡易解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.111-116, 1997.5.
- 14) 渡辺 浩, 崎元 達郎, 千場 幸輝, 大西 俊一: コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.217-224, 1997.3.
- 15) Murat Saatcioglu and Salim R. Razvi: Strength and Ductility of Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.118, No.6, pp.1590-1607, 1992.6.
- 16) 中村 光, 二羽 淳一郎, 田辺 忠顕: 鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.115-124, 1990.8.

(1999.8.13 受付)

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF CONCRETE-FILLED STEEL BOX PIERS CONSIDERED ON LOCAL BUCKLING

Hiroshi WATANABE and Tatsuro SAKIMOTO

The local buckling behavior of a stiffened box member filled with the inner concrete was analyzed by FEM. Obtained average stress versus average strain relationship are described explicitly as a function of a width-to-thickness parameter of stiffened plates. Average stress versus average strain relationship of the inner concrete with confined effect are also described as a function of width-to-thickness ratio of outer steel plates.

These stress-strain type hysteresis models are introduced into the user-subroutine of TDAP III and a program for a dynamic analysis of a framed structure composed of a fibered beam element was completed. Seismic response analysis of several bridge pier models are performed by this program and it is shown the numerical results can simulate fairly well the results of the pseudo-dynamic tests carried out at Nagoya University.