

コンクリートを充填した八角形断面鋼製橋脚の耐震設計のための簡易解析法の開発

崎元達郎¹・足立正和²・岡 裕幸³・渡辺 浩⁴

¹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)

²正会員 修(工) 大分県立大分工業高等学校土木科 (〒870-0948 大分市芳河原台 12-1)

³非会員 修(工) 日立造船株式会社 (〒559-8559 大阪市住之江区南港北 1-7-89)

⁴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)

本論文は、コンクリートを充填した八角形断面鋼製橋脚の耐震設計のための簡易解析法を、準静的繰り返し載荷実験との比較により検証、提案したものである。ファイバー要素を用いた骨組解析に、八角形断面鋼部材に充填されたコンクリートの圧縮実験より定式化された充填コンクリートの応力-ひずみ関係式と、FEMにより求めた外側鋼部材の局部座屈の影響を考慮した応力-ひずみ関係式を導入した。実験供試体と同一の解析モデルにより、一定死荷重の下、降伏変位の整数倍を生じる水平荷重を繰り返し載荷した。実験および簡易解析による荷重-変位履歴曲線を比較した結果、簡易解析によって実用的に十分な精度で実験現象を追従できることを明らかにした。

Key Words : octagonal cross-section, concrete-filled steel bridge pier, local buckling, seismic design

1. まえがき

都市高速道路等の橋脚は、従来矩形あるいは円形断面が用いられることがほとんどであったが、最近では景観上の配慮から八角形断面が用いられはじめている。これは、矩形断面のかわりに八角形断面を用いた場合、影が縦方向に細長く入るため、錯視効果により実際の寸法より細長くスマートに見えるという利点を持つことや断面構成板の幅厚比が矩形断面よりも小さくなるため、板の局部座屈強度が上昇する点が理由に挙げられる^{1)~4)}。

また、平成7年の兵庫県南部地震以来、基部にコンクリートを充填した構造が、鋼製橋脚の耐震性能の向上に貢献していることが明らかになっている^{5)~7)}。橋脚基部に充填されたコンクリートは、比較的低強度であるが、構成要素に局部座屈が生じるのを抑制し、耐荷力の低下を改善させる働きをもつ。コンクリートを充填した八角形断面鋼製橋脚は、景観・耐震の両面から有効な構造と考えられるが、終局挙動に関する研究^{8)~9)}は十分であるとはいえない。現時点

では、内部コンクリートの構成則が不明であるため、有限要素法で終局挙動を明らかにすることは困難であり、実験に頼らざるを得ないし、設計実務において、精度の高い適切なツールが存在しないのが実状である。この観点で、著者らは、先に文献¹⁰⁾において中空八角形断面橋脚の局部座屈を考慮した応力-ひずみ型復元力モデルを提案している。

本研究ではファイバー要素を用いた骨組解析に、八角形断面鋼部材に充填されたコンクリートの圧縮実験より定式化された充填コンクリートの応力-ひずみ関係式とFEM解析により求めた外側鋼部材の局部座屈の影響を考慮した等価な応力-ひずみ関係式を導入し、コンクリートを充填した八角形断面鋼部材の終局挙動を簡易に解析することができる方法を提案する。本解析法を用いることにより、FEM解析や実験における多大な労力と時間が飛躍的に改善され、実務設計のための有用なツールとなることが期待される。

表-1 断面・寸法諸元

供試体	幅厚比 b/t	供試体 (体)	板厚 t (mm)	幅 b (mm)	高さ h (mm)
SH-80	80	3	1.6	128	927.1
SH-40	40	3	3.2	128	927.1
SH-30	30	3	4.5	135	977.8

表-2 引張試験結果

板厚 t (mm)	1.6	3.2	4.5	6.0
降伏応力 σ_y (MPa)	349	306	316	293
弾性係数 E (GPa)	220	220	210	210
ポアソン比 ν	0.31	0.32	0.30	0.30

表-3 円柱標準供試体試験結果

円柱供試体名	E_c (GPa)	f_c (MPa)	ϵ_c (μ)	ν
TP-1 (6週)	28	20.3	1909	0.19
TP-2 (7週)	21	16.9	1950	0.22
TP-3 (8週)	21	16.3	2274	0.19

TP : Test Piece

表-4 コンクリート配合表

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
20	12	73.7	50.5

2. 充填コンクリートの応力-ひずみ関係

(1) 供試体

軸方向圧縮実験で用いる供試体は、コンクリートを充填した正八角形断面とし、高さは各供試体の全幅の3倍とした。本実験で、内部コンクリートの拘束圧に対して支配的なパラメータとして幅厚比 b/t (b : 八角形一辺の幅, t : 板厚) を考え、 b/t を 80, 40, 30 の3種類を目標値として、それぞれ3体ずつ計9体について実験を行った。供試体名の SH は正八角形断面を示し、後ろの数字は幅厚比の値となっている。鋼材は SS400 を使用し、コンクリートには普通ポルトランドセメントを使用した。断面・寸法の諸元を表-1 に示す。

(2) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材 ($t=1.6$ mm, 3.2 mm, 4.5 mm) の引張試験を行い、弾性係数、降伏応力、ポアソン比などを計測した。結果を表-2 に示す。

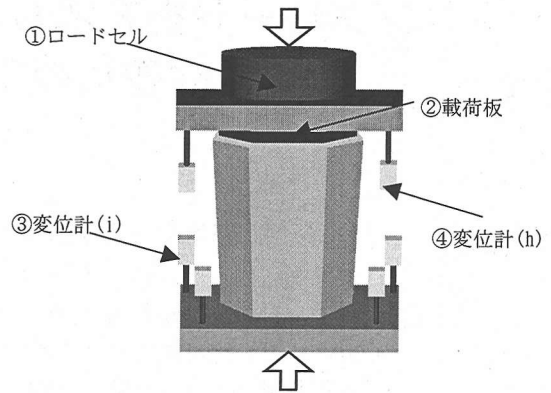


図-1 実験装置模式図

充填したコンクリートは、載荷実験実施日と同一週に圧縮試験を実施し、圧縮方向ひずみと周方向ひずみを計測した。結果を表-3 に示す。充填コンクリートの設計基準強度は、道路橋示方書 V 耐震設計編より 15.68 MPa とした。その配合表を表-4 に示す。

(3) 実験装置と載荷方法

実験装置の模式図を図-1 に示す。充填コンクリート部分のみに載荷板 (2) を介して軸方向圧縮力を作用させ、荷重はロードセル (1) で測定し、コンクリートの軸方向変位を装置下部の4点の変位計 (3) と、装置上部の2点の変位計 (4) を用いて計測し、式(1)からひずみ ϵ を算出した。

$$\epsilon = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \frac{\Delta_i}{L} - \frac{1}{2} \sum_{h=1}^2 \frac{\Delta_h}{L} \quad (1)$$

ここで、

Δ_i = 下部変位計のデータ, Δ_h = 上部変位計のデータ
 L = 供試体長さである。

(4) 応力-ひずみ関係の定式化

各供試体の最大強度および最大強度比について3体の平均値を表-5 に示す。実験結果より、充填コンクリートの挙動は鋼管の幅厚比に支配され、板厚に関しての明確な相関は見られないことが明らかになった。内部コンクリートの挙動に及ぼす拘束圧は、外側鋼板の幅厚比 b/t にのみ依存すると仮定して、実験結果 (充填コンクリートの応力-ひずみ関係) を一般化することにした。すなわち、充填コンクリートの最大強度比 (σ_{\max}/f_c)、最大強度時のひずみ比 ($\epsilon_{\max}/\epsilon_c$)、及びその後の軟化勾配 (α) を幅厚比 (b/t) に対してプロットし、誤差の二乗を最小化する回帰式として以下の関係を定めた。

表-5 軸圧縮実験結果

供試体	板厚 (mm)	幅厚比 (b/t)	充填コンクリート最大強度 σ_{max} (MPa)	円柱標準供試体最大強度 f_c (MPa)	最大強度比 σ_{max}/f_c
SH-80	1.6	80	20.5	16.5	1.24
SH-40	3.2	40	25.4	16.5	1.54
SH-30	4.5	30	32.1	16.5	1.95

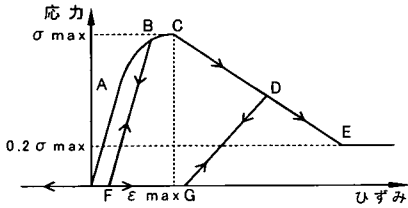


図-2 繰り返し載荷の応力-ひずみ関係

a) 最大強度比と幅厚比の関係

$$\sigma_{max}/f_c = (73.84 \times 10^2)(b/t)^{-2.7} + 1.19 \quad (2)$$

b) 最大強度時のひずみ比と幅厚比の関係

$$\epsilon_{max}/\epsilon_c = (1.49 \times 10^4)(b/t)^{-2.5} + 2.16 \quad (3)$$

c) 最大強度以降の軟化勾配と幅厚比の関係

$$\alpha = (0.34 \times 10^{-3})(b/t) - (0.55 \times 10^{-2}) \quad (4)$$

これらの式をもとに、充填コンクリートの繰り返し載荷時における挙動を定義する。圧縮領域では、式(2)及び式(3)によって定義される最大強度比及び最大強度時のひずみ比の値が1となる点Aまで直線とし、その後、最大強度までは最大強度を頂点とする2次曲線とする。これ以降の軟化勾配は式(4)で定義される傾きの直線で表す。また、鋼部材に充填されていることを考慮して応力度の最小値は最大強度の20%とする。引張領域は応力を受け持たないと仮定した。図-2に繰り返し載荷時の充填コンクリートの応力-ひずみ関係⁷⁾を示す。

B点(ひずみが ϵ_{max} 以下)において除荷が行われた場合、A点までと同じ初期勾配の直線に沿って応力は減少する。D点(ひずみが ϵ_{max} 以上)において除荷が行われた場合、スケルトンカーブ上の除荷点D(ϵ_D, σ_D)とひずみ軸上の点G($\epsilon_D/2, 0$)とを結ぶ傾き $2\sigma_D/\epsilon_D$ の直線にそって応力は減少する。応力が圧縮側から引張側に移るときは、引張側は応力を受け持たないため、ひずみ軸上(応力=0)を移動する。応力が引張側から圧縮側に移るときは、引張応力に転じたときのひずみまで応力は0のまま移動し、そのひずみに達した後にひび割れがふさがり、再び圧縮応力を受け持つものとする。

表-6 解析条件

解析の条件	大ひずみ塑性解析 (FINITE STRAIN PLASTICITY)
	大変形理論 (LARGE DISPLACEMENT)
	弾塑性かつ等方性 (ISOTROPIC)
	Von Mises 降伏条件 (YIELD SURFACE)
	ラグランジュ手法 (UPDATE LAGRANGE PROCEDURE)
繰り返し硬化則	移動硬化則 (KINEMATIC HARDENING RULE)
鋼板の要素	4節点Shell要素
収束計算	NEWTON-RAPHSON法
充填材料の拘束	CONTACT機能

3. 局部座屈を考慮した鋼の応力-ひずみ関係

(1) 解析概要と解析モデル

八角形断面鋼部材に充填されたコンクリートを考慮に入れた外側鋼部材の等価な応力-ひずみ関係の定式化を、汎用プログラム MARC¹¹⁾を用い、設定した解析条件を表-6に示す。

充填鋼管構造では、充填コンクリートにより外側鋼板内側へ変形することが抑制される。よって、解析モデルでは充填コンクリートを剛体要素と定義して内部に充填することにより、外側鋼板の内側への変形を抑えるものとした。対称条件を考慮した1/4部分を対象とする。局部座屈を支配する主要パラメータとしては幅厚比パラメータ R_f (式(5))を用いる。隣り合う板幅の大きさが異なる無補剛不等辺八角形断面では、異なる幅厚比パラメータ(R_0, R_1)を持つ2枚の板の相互作用が生じ、その局部座屈挙動に影響を与えてしまう。そこで、2つの幅厚比パラメータを統一し、等価幅厚比パラメータ R^* として定式化を行った。補剛断面では正八角形のみを扱うが、補剛材間パネルの幅厚比パラメータ R_p と補剛材剛比 γ/γ^* が支配パラメータとなる。ここで、補剛板の座屈強度を説明するパラメータとして、補剛材と補剛板からなるT型断面柱(図-3)の局部座屈を考慮した細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ¹²⁾を用いた。以下に、各パラメータを示す。

a) 等価幅厚比パラメータ R^*

板要素で構成された八角形断面鋼柱の局部座屈強度を求める場合の幅厚比パラメータには、板要素間の相互作用を考慮した、修正された等価幅厚比パラメータ¹⁰⁾が必要となる。

$$R_i = \frac{b_i}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad i=0,1 \quad (5)$$

$$R^* = \sqrt{\frac{R_0^2 + R_1^2}{2}} \quad (6)$$

b) 補剛材間パネルの幅厚比パラメータ R_r

B は全幅, t は補剛板の板パネルの板厚, n は補剛材で区切られる一辺のパネル数を表し, 座屈係数の値は $k=4n^2$ とする。

$$R_r = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (7)$$

c) 補剛材剛比 γ/γ^*

補剛材剛比は式(8)で定義される縦方向補剛材剛比 γ と, 式(9)で定義される弾性座屈理論から得られる最適剛比 γ^* との比で表される。式(8)および(9)に用いた記号は, 鋼道路橋示方書で定義されているものである。

$$\gamma = \frac{I_l}{Bt^3/11} \quad (8)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad (9)$$

ここで,

I_l : 縦補剛材 1 本の断面二次モーメント, δ_l : 縦補剛材 1 個の断面積比 ($=A_l/(Bt)$), A_l : 縦補剛材 1 個の断面積 ($=h \times t_s$), α : 補剛板のアスペクト比 ($=a/B$), a : 補剛板の高さである。

d) 補剛板の細長比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ ¹²⁾

$\bar{\lambda}^*$ は, 補剛板の極限強度評価のための評価法として提案¹²⁾されているもので, 図-3 に示すような補剛材と補剛板からなる T 型断面柱の細長比として定義される。

$$\bar{\lambda}^* = \left(\frac{235}{\sigma_y} \right)^{0.2} \times \bar{\lambda} \quad (10)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\eta}{\pi} \frac{a}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (11)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{(\delta_u/\delta_y)}} \quad (12)$$

$$\left(\frac{\sigma_u}{\sigma_y} \right) = \begin{cases} 1.0 & R_r < 0.7 \\ (0.7/R_r)^{0.86} & R_r > 0.7 \end{cases} \quad (13)$$

ここで, r : 断面二次半径, a : 短柱の長さである。

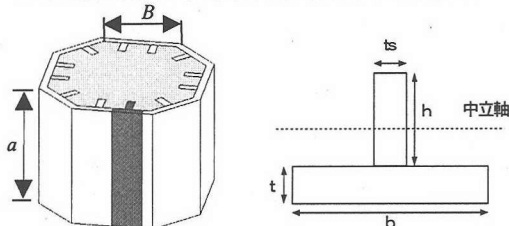


図-3 $\bar{\lambda}^*$ 定義のための T 型断面図

(2) 等価な応力-ひずみ関係の定式化

a) 軸方向圧縮単調載荷

FEM 解析結果を用いて, 軸ひずみを局部座屈による材長の短縮(材長両端の変位差)を含む平均ひずみで置き換えて「等価」な応力-ひずみ関係を定式化する。FEM 解析結果から, 局部座屈後に強度劣化する種々の平均応力-ひずみ曲線が得られるが, ここでは, 外側鋼板の座屈パラメータが変動する場合の種々の平均応力-平均ひずみ関係を一般的に定式化することを考える。

図-4 に示すように, ①原点, ②初期降伏点(A 点), ③最大応力点(B 点), ④ $5 \epsilon_y$ の点(C 点), ⑤ $20 \epsilon_y$ の点(D 点)の 5 点を結んだ直線によって近似するものとする。各点の決定方法は, パラメータを変動させた FEM 解析結果(無補剛断面 35 ケース, 補剛断面 15 ケース)について, その値を代表パラメータ(無補剛断面は R_0 又は R^* , 補剛断面は $\bar{\lambda}^*$)に対してプロットし, 誤差の二乗を最小化する回帰式として定めた。補剛断面の B 点を定める場合について, 図-5 に示す。それぞれの断面における各点の応力及びひずみの値を表-7 及び表-8 に示す。

b) 軸方向圧縮-引張繰り返し載荷

繰り返し載荷の場合の応力-ひずみ関係は, 図-6 に示すように近似して一般化する。図-6 の包絡線部分は, ①原点, ②初期降伏点(A 点), ③最大応力点(B 点), ④ $4 \epsilon_y$ の点(D 点), ⑤ $10 \epsilon_y$ の点(E 点)の 5 点を結んだ直線によって近似するものとする。近似の方法は, 単調載荷の場合

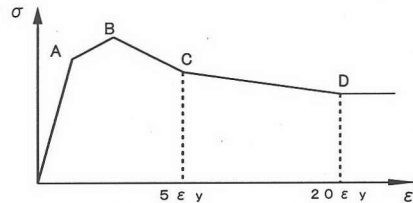


図-4 単調載荷時の等価な応力-ひずみ関係の定式化

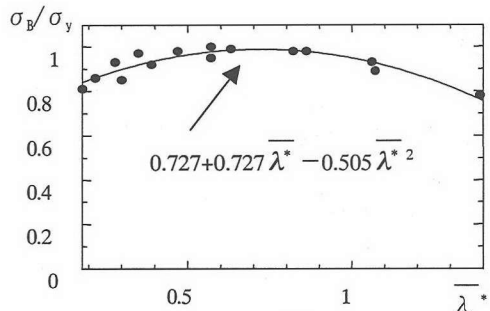


図-5 最大応力- $\bar{\lambda}^*$ 関係

と同様、パラメータを変動させた多くの FEM 解析結果について、誤差の二乗を最小化する回帰式として定めた。圧縮領域について、包絡線を定式化し除荷点はこの線上に存在するものとする。引張領域については除荷点(C点)からF点までの履歴を直線で定式化し、再び除荷点に戻るものとする。補剛断面における各点の応力、ひずみ及び直線の勾配を表-9に示す。

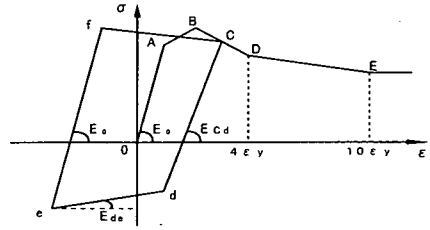


図-6 圧縮-引張繰り返し载荷における
応力-ひずみ関係の定式化

表-7 軸方向圧縮単調载荷における等価な応力-ひずみ関係の近似式 (無補剛断面)

点	近似式		適用範囲
	応力 (σ/σ_y)	ひずみ (ϵ/ϵ_y)	
A	$0.95 \sigma_B/\sigma_y$	$\sigma_A/E\epsilon_y$	
B	1.0 $1.145 - 1.29R_0$	1.88 $2.49 - 1.22R_0$	$R_0 \leq 0.5$ $0.5 \leq R_0 \leq 1.1$
C	1.03 $1.292 - 0.987R^* + 0.379R^{*2}$	5	$R^* \leq 0.3$ $0.3 \leq R^* \leq 1.1$
D	$1.53 - 1.63R^* + 0.61R^{*2}$	20	$R^* \leq 1.1$

表-8 軸方向圧縮単調载荷における等価な応力-ひずみ関係の近似式 (補剛断面)

点	近似式		適用範囲
	応力 (σ/σ_y)	ひずみ (ϵ/ϵ_y)	
A	0.75	0.75	
B	$0.727 + 0.727 \overline{\lambda^*} - 0.505 \overline{\lambda^{*2}}$	$0.780 + 2.616 \overline{\lambda^*} - 1.900 \overline{\lambda^{*2}}$	
C	1.0 $1.584 - 1.494 \overline{\lambda^*} + 0.532 \overline{\lambda^{*2}}$	5	$\overline{\lambda^*} \leq 0.47$ $0.47 < \overline{\lambda^*}$
D	$1.656 - 2.199 \overline{\lambda^*} + 0.909 \overline{\lambda^{*2}}$	20	

表-9 軸方向圧縮-引張繰り返し载荷における等価な応力-ひずみ関係の近似式 (補剛断面)

点	近似式		適用範囲
	応力 (σ/σ_y)	ひずみ (ϵ/ϵ_y)	
A	0.75	0.75	
B	$0.727 + 0.727 \overline{\lambda^*} - 0.505 \overline{\lambda^{*2}}$	$0.780 + 2.616 \overline{\lambda^*} - 1.900 \overline{\lambda^{*2}}$	
D	1.0 $1.170 - 0.738 \overline{\lambda^*} - 0.190 \overline{\lambda^{*2}}$	4	$R_r \leq 0.5$ $R_r > 0.5$
E	$1.054 - 0.893 \overline{\lambda^*} + 0.229 \overline{\lambda^{*2}}$	10	
d	$0.0405 - 0.973 (\sigma_d/\sigma_y)$ $0.124 - 0.832 (\sigma_d/\sigma_y)$	$(\sigma_D - \sigma_C) / E_{cd} + \epsilon_c$	$R_r \leq 0.5$ $R_r > 0.5$
e	$-0.634 - 0.782 \overline{\lambda^*} - 0.330 \overline{\lambda^{*2}}$ -1.02	$-\epsilon_c$	$\overline{\lambda^*} \leq 0.7$ $\overline{\lambda^*} > 0.7$
f	$0.620 + 0.257 (\sigma_d/\sigma_y)$	$(\sigma_f - \sigma_c) / E_0 + \epsilon_c$	
勾配 (E/E_0)			
E_{cd}	$-0.182 + 1.141 (\sigma_d/\sigma_y)$		
E_{dc}	$(\sigma_c - \sigma_d) / (\epsilon_c - \epsilon_d)$		

4. 簡易解析法

(1) ファイバー要素を用いた骨組解析プログラム¹³⁾

提案する簡易解析法は、前章で定式化した等価な応力-ひずみ関係をファイバー要素に導入することで、骨組解析により、局部座屈による強度劣化を考慮した結果を得ようとするものである。解析においては、一節点3自由度 (u, v, θ) のはり-柱要素を用いることとし、断面分割法により、材料的非線形を断面要素毎の応力を積分した断面力を要素とする初期応力マトリックスにより、幾何学的非線形性を考慮する。増分釣合い方程式については、増分移動座標法を使用し、エネルギー増分の停留原理により誘導を行う。さらに、そこで得られる接線剛性マトリックスによって、増分的につり合い方程式を解き、非線形問題に対する解を求めていく。

構造物を部材要素と剛性評価を数値積分で行う為の断面要素に分割する。分割した部材要素に関する諸量は、

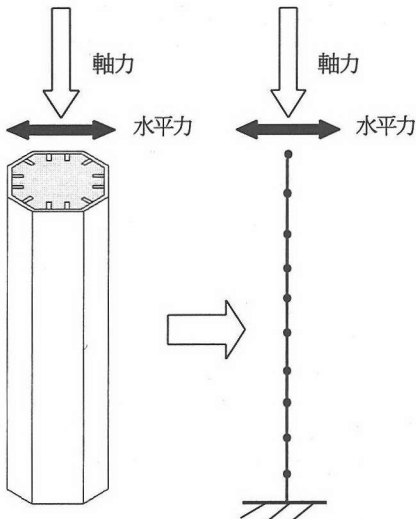


図-7 骨組のモデル化

その要素節点の諸量で表し、同様に断面要素に関する諸量は、断面要素の図心点の諸量で代表させる(図-7 参照)。材料的非線形及び幾何学的非線形に対する収束計算は、Newton-Raphson 法に基づく変位増分法により行う。なお、収束計算は、以下に示す増分つり合い方程式 (14) の不釣り合い力を消去するために行う。

$$(K_{ep} + K_g) \cdot u = P - (T \cdot \bar{f} - \bar{P}) \quad (14)$$

ここで、

K_{ep} : 塑性の影響を考慮した微小変位の接線剛性マトリックス, K_g : 断面力を要素として含む初期応力マトリックス, u : 節点変位増分ベクトル, P : 節点外力増分ベクトル, \bar{f} : 部分座標に生じる全断面力ベクトル, \bar{P} : 全外力ベクトル, T : 変換マトリックス, $T \cdot \bar{f} - \bar{P}$: 不釣り合い力である。

(2) FEM 解析との比較

劣化を考慮に入れた外側鋼板の応力-ひずみ関係を導入したファイバー要素を用いた骨組解析の結果と、3. (1) で説明した短柱の FEM 解析から得られた結果とを比較し検討を行う。3 章のモデルは外側鋼板のアスペクト比が 1.0 となる様な高さの短柱であるから、骨組モデルの部材要素を 1 とした。荷重方法は軸方向圧縮単調荷重の場合、変位制御とし降伏変位 δ_y の 20 倍の変位を与える。軸方向圧縮-引張繰り返し荷重の場合も変位制御とし、降伏変位 δ_y の 2 倍毎に軸方向圧縮と引張を交互に繰り返し、10 δ_y の変位まで荷重を行った。

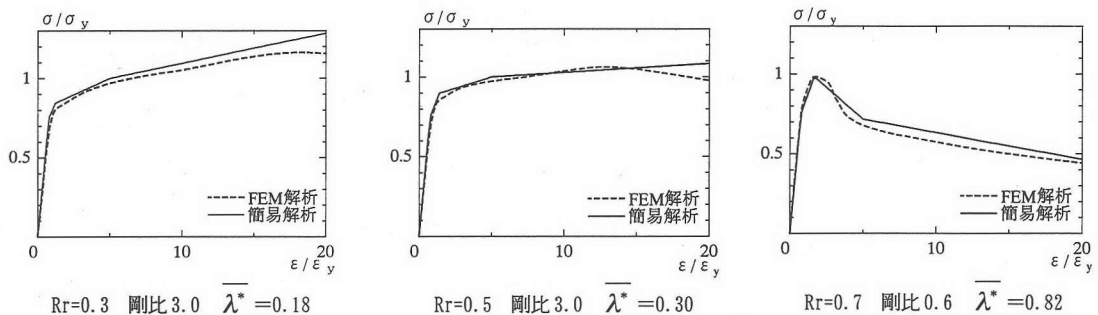


図-8 軸方向圧縮単調荷重における FEM 解析との比較

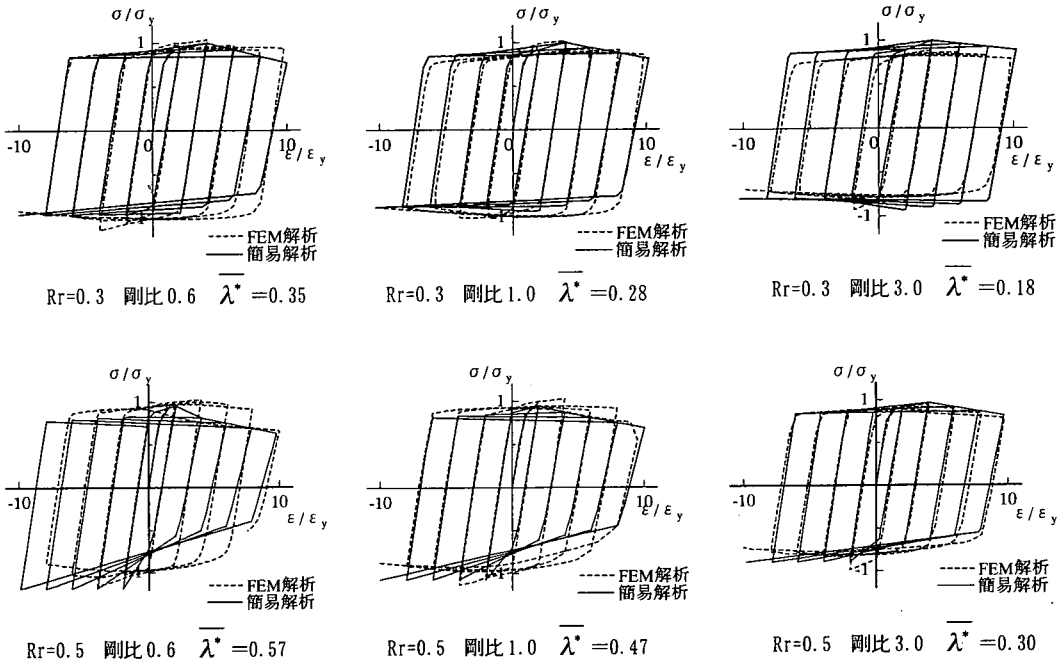


図-9 軸方向圧縮-引張繰り返し載荷におけるFEM解析との比較

補剛断面について、軸方向圧縮単調載荷の比較を図-8に、圧縮-引張繰り返し載荷の比較を図-9に示す。最大応力度とそれ以降の挙動は十分精度良く近似できている。簡易解析で、最大応力度以降の強度劣化に与える補剛材剛比の影響が大きく、剛比が大きい補剛材間を節とする座屈が発生する場合は強度劣化が緩やかであるが、剛比が小さく補剛板全幅で座屈が発生する時の劣化が著しい。

(3) 準静的繰り返し載荷実験との比較

コンクリート部分充填鋼製八角形断面柱の準静的繰り返し載荷実験(名古屋大学)によって得られた荷重-変位履歴曲線⁹⁾と、簡易解析の結果との比較検討を行う。

a) 実験供試体および載荷方法

供試体の断面及び側面形状を図-10に示す。2体の供試体はダイヤフラムの配置間隔のみ異なる。NO.1は中空断面において、フランジ幅を基準にしたアスペクト比 α の値が1、NO.2は2となる位置にダイヤフラムを有する。また、コンクリート充填部のアスペクト比はNO.1は $\alpha=1$ 、NO.2は $\alpha=1.5$ である。板厚 t はNO.1は4.7mm、NO.2は4.6mmである。載荷方法は、一定の鉛直荷重を載荷した状態で柱上端に正負の繰り返し水平荷重を載荷する。載荷は変位制御で行い、降伏変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として各振幅における繰り返し回数を3回とする両振りの繰り返し載荷を行っている。載荷水平変位増分(載荷ステップ)は $6\delta_y$ までは $1\delta_y$ を20ステップに分割した値とし、それ以降は30前後のステップである。

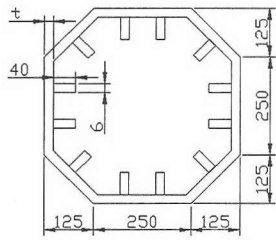
b) 簡易解析概要

解析モデルの断面、補剛材、アスペクト比とも実験供試体と同一とした。載荷方法についても変位制御で行ったが、降伏変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、実験供試体が最大水平荷重に達した後、降伏水平荷重まで低下した $13\delta_y$ まで、各振幅における繰り返し回数を1回とする両振りの繰り返し載荷とした。載荷水平変位増分は、実験で行われた値の平均として、 $1\delta_y$ を25ステップに分割した値を用いた。また、材料諸元は実験供試体と同一としたが、最大強度時のひずみ⁹⁾が文献に与えられていなかったため、定式化を行った充填コンクリートの応力-ひずみ関係に用いる円柱供試体の最大強度時のひずみの値が、最大強度の値によって大きな違いはなかったため、最大強度時のひずみは 2000μ とした。

本解析では、定式化を行った鋼部材の等価な応力-ひずみ関係が、鋼パネルのアスペクト比 $\alpha=1$ となる高さの短柱に対する結果を用いて定式化されたものであるため、ダイヤフラムの位置に関わらず、高さ方向の部材要素は中空部、コンクリート充填部とも $\alpha=1$ となる長さ分割(要素数10)し、図-10に示した2caseの解析を行った。

c) 局部座屈考慮の応力-ひずみ関係を導入する部分の検討

中空断面部については、フランジと斜め板部材に局部座屈考慮の応力-ひずみ関係を導入し、ウェブにはバイリニア型応力-ひずみ関係を導入した。コンクリート充填部においても、ウェブにはバイリニア型応力-ひずみ



$Rr=0.36$, 剛比 3.0, $\lambda^* = 0.14$

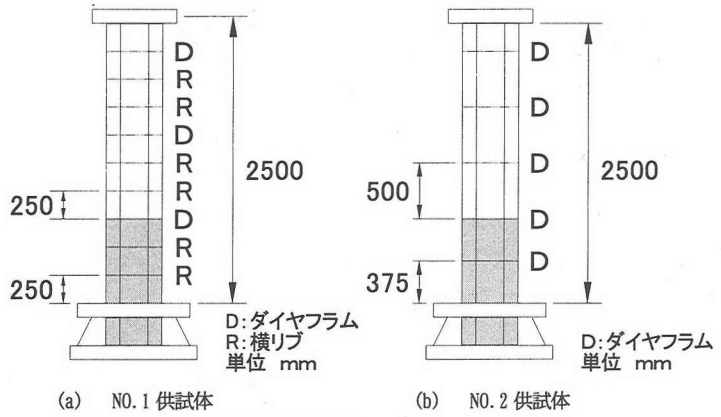
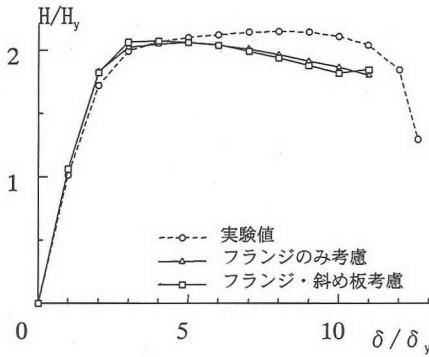
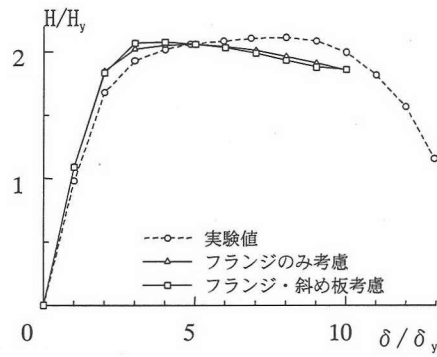


図-10 実験供試体断面及び側面図



(a) NO.1 供試体



(b) NO.2 供試体

図-11 座屈考慮箇所との比較

関係を導入するが、フランジと斜め板部材は検討を行う必要がある。よって、ここではコンクリート充填部について、フランジのみ局部座屈の影響を考慮する場合と、フランジと斜め板部材両方に導入する場合との比較を行う。

2体の解析モデルについてそれぞれの場合の解析結果による包絡線を実験結果と共に図-11に示す。両供試体とも最大水平荷重以降の低下は緩やかで、包絡線に大きな違いは見られない。これは、中空断面部とは異なり、内部にコンクリートが充填されていることにより内側への変形が抑制されているため、斜め板部材も局部座屈の発生が抑えられえたと考えられる。ここでは、収束性等からフランジおよび斜め板部材に座屈を考慮した関係を導入することとする。

d) 断面要素数の検討

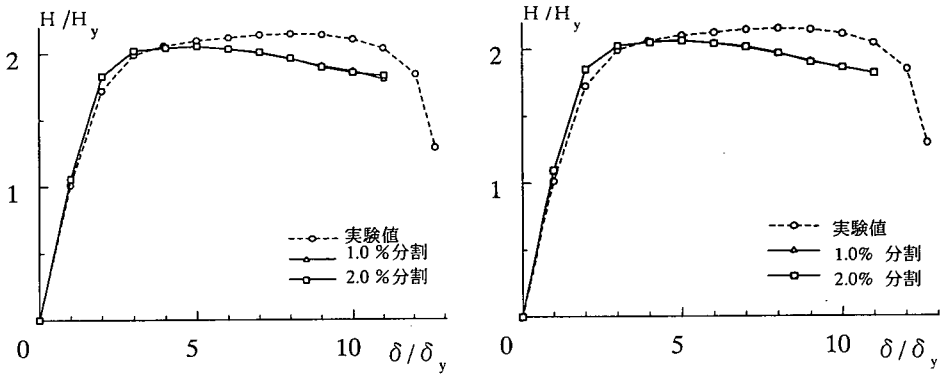
断面要素数は、補剛材を除いた鋼断面積のうち1本の

表-10 一辺の分割数

1本のファイバー要素が占める割合	フランジ	ウェブ	斜め板部材
0.5%	30	20	30
1.0%	15	10	15
2.0%	7	5	7

ファイバー要素が占める割合を0.5%、1.0%、2.0%とした場合について比較を行う。それぞれの割合におけるフランジ、ウェブ、斜め板部材の分割数を表-10に示す。

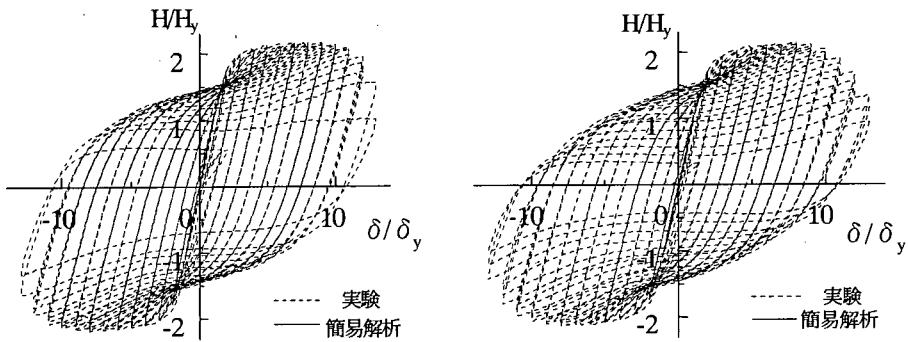
それぞれのモデルについての結果を図-12の(a)、(b)に示す。0.5%分割では、解析にかなりの時間を要し、収束が良くなかったが、1.0%分割と2.0%分割には大きな違いは見られなかった。それぞれの割合における違いは小さいことから、2.0%分割を用いるものとする。



(a) NO. 1 供試体

(b) NO. 2 供試体

図-12 断面分割数の比較



(a) NO. 1 供試体

(b) NO. 2 供試体

図-13 簡易解析と実験の荷重-変位履歴曲線

表-11 解析モデルと実験結果の比較

	NO. 1		NO. 2	
	解析モデル	実験供試体	解析モデル	実験供試体
最大水平荷重	$2.06H_y$	$2.13H_y$	$2.06H_y$	$2.10H_y$
最大水平荷重時の変位	$5 \delta_y$	$8 \delta_y$	$5 \delta_y$	$8 \delta_y$
95%水平荷重	$1.96H_y$	$2.02H_y$	$1.96H_y$	$2.00H_y$
終局変位	$8.1 \delta_y$	$11.3 \delta_y$	$8.1 \delta_y$	$10.5 \delta_y$

これらの検討から得られた解析条件を用いて、それぞれの供試体について、実験と簡易解析から求めた荷重-変位履歴曲線を図-13に示す。また、最大水平荷重とその時の変位および95%荷重とその時の変位（終局変位）を表-11に示す。最大強度及び最大強度から5%程度劣化するまでの性状は安全側にあり、概ね良好な結果が得られ、本解析法が保有水平耐力法等による断面設計のために有用な方法であることが示された。

5. 結論

非線形骨組解析に用いるファイバー要素に、圧縮実験より定式化された充填コンクリートの応力-ひずみ関係式と、外側鋼部材に局部座屈を考慮した応力-ひずみ関係式を導入し、コンクリートを充填した八角形断面鋼部材の終局挙動を明らかにする簡易解析法を提案した。本研究によって以下のことが明らかになった。

- (1) 実験から得られた充填コンクリートの応力-ひずみ関係と外側鋼部材の局部座屈を考慮した等価な応力-ひずみ関係を陽な形で提示した。
- (2) 簡易解析結果と既往の実験結果を比較した場合、最大水平荷重とその時の変位および 95%荷重とその時の変位（終局変位）は、簡易解析により安全側に評価できる。
- (3) 充填コンクリートを考慮して FEM 解析をすることはかなりの困難と数日～数週間の計算時間を伴うので、これを実設計（断面寸法の決定）に用いるのは実用的ではない。ここで提案する簡易解析法は数分程度で結果が得られるため、試行錯誤的に断面寸法やコンクリート充填高さを決定する実務設計ツールとして有用である。

参考文献

- 1) 小瀬古信博, 青木徹彦, 福本秀士: 八角形断面鋼柱の局部座屈強度, 土木学会論文集 No. 330, pp. 27-36, 1983.
- 2) 右田泰弘, 青木徹彦, 福本秀士: 多角形断面柱の局部座屈に関する実験的研究, 土木学会論文集 No. 442, pp. 255-263, 1990.
- 3) 右田泰弘: 多角形断面鋼柱の局部座屈と連成座屈に関する基礎的研究, 大阪大学 博士論文, 1994.
- 4) 山田尚之, 青木徹彦: 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し強度特性に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol. 42A, pp. 197-205, 1996.
- 5) 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛藤彬: 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.
- 6) 青木徹彦, 山田尚之, 林幸司: 地震時破壊後に補修した橋脚モデルの耐震荷重実験と耐震設計の考え方, 土木学会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. 101-106, 1997.
- 7) 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.
- 8) 山田尚之, 葛藤彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分的に充填した鋼製八角形断面柱の最適充填率と変形性能に関する解析的研究, 構造工学論文集 Vol. 43A, pp. 237-243, 1997.
- 9) 前野裕文, 宇佐美勉, 葛藤彬, 岡本隆, 水谷慎吾, 魚井啓次: コンクリートを部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 189-199, 1998. 3.
- 10) 足立正和, 崎元達郎, 村上秀樹, 今田進平, 渡辺浩: 鋼製八角形断面柱脚の局部座屈を考慮した応力-ひずみ型復元力モデル, 構造工学論文集 Vol. 47A, pp. 65-76, 2001.
- 11) 日本マーク: MARC ユーザーズマニュアル Vol. A-E
- 12) 奈良敬: 縦補剛材で補剛された連続鋼箱板の極限強度の評価法, 構造工学論文集 Vol. 38A, pp. 223-230, 1992.
- 13) Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross-sections, *Proc. of JSCE*, No. 252, pp. 143-157, 1976. 8.

(2002. 4. 15 受付)

A SIMPLIFIED NUMERICAL METHOD OF ANALYSIS FOR A CONCRETE-FILLED STEEL BRIDGE PIER WITH OCTAGONAL CROSS-SECTION

Tatsuro SAKIMOTO, Masakazu ADACHI, Hiroyuki OKA and Hiroshi WATANABE

Steel piers with octagonal cross-section filled with concrete are often used in practice because of its excellent view and better resistance against wind than the conventional box cross-section, but its seismic design method is not established. The aim of this study is to propose a simplified numerical method for seismic design of such a steel bridge pier. From model tests, stress-strain relations of inner concrete are determined. The equivalent stress-strain relations of the outer steel plate including its local buckling effect are determined from a nonlinear FEM analysis of stub column with octagonal cross-section. The equivalent stress-strain relations are applied to formulate the stiffness matrices in a frame analysis. The accuracy and the efficiency of the proposed method are examined by comparing the numerical results with those of the experimental tests.