

繰り返し水平力を受ける 鋼柱の終局挙動の簡易解析法

崎元達郎*, 渡辺 浩**, 富田 聡***, 中島黄太****

- * 工博 熊本大学教授 環境システム工学科 (〒860 熊本市黒髪 2-39-1)
 ** 修(工) 熊本大学助手 環境システム工学科 (〒860 熊本市黒髪 2-39-1)
 *** 修(工) (株)建設技術研究所 (〒103 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)
 **** 学(工) 熊本大学大学院工学研究科土木環境工学専攻 (〒860 熊本市黒髪 2-39-1)

本研究では、無補剛正方形断面の短柱が圧縮を受ける場合、曲げを受ける場合、及び圧縮-引張の繰り返し荷重を受ける場合について、汎用プログラム MARC を用いて鋼の等価な平均応力-ひずみ関係を求める。次にその得られた関係を陽な関数で近似を行い、同時に繰り返し載荷時の等価な平均応力-ひずみ関係のモデル化を行う。そして、この近似式を棒要素を用いた有限変位弾塑性解析に導入し、繰り返し荷重を受ける鋼骨組の終局挙動を明らかに出来る簡易解析法を提示する。

1. はじめに

平成7年1月17日の兵庫県南部地震において、鋼製橋脚が局部座屈をともなって破壊する被害が多く発生したため、その後多くの研究機関で、実験的研究や有限要素法を用いた理論的解析が、精力的に行われてきた。しかし、これらの数値解析には膨大な労力と計算時間が必要であり、現在のところ個別の橋脚に対する解析にとどまっているおり、今後パラメータ解析を行って鋼橋脚の耐震設計法の確立の基礎データを得るためには、何らかの簡易解析法が必要となる。そこで本研究では、短柱を厳密に FEM 解析した結果を基に、局部座屈を考慮した等価な平均応力-ひずみ曲線を求め、それを棒要素の有限変位解析プログラムに組み込んで解析する手法を提案する。特に、地震力にも対応出来るように、繰り返し荷重をうける鋼の応力-ひずみ関係のモデル化を行い、繰り返し荷重にも対応した簡易解析法の確立を同時に行う。

2. 汎用プログラム MARC による短柱の解析¹⁾

短柱の構成板要素に残留応力および初期たわみを導入し、単調圧縮、単調曲げ、および繰り返し圧縮-引張を作用させて FEM 解析を行う。

(1) 解析法と解析モデル

図 2-1 に示すように軸圧縮力 N と曲げモーメント M を受ける 2 軸対象の鋼製無補剛箱形断面短柱を対象とした。解析には汎用プログラム MARC を用いて、移動硬化則、von Mises の降伏条件、有限塑性ひずみ条件等を

導入し、Shell 要素 (4 辺厚肉線形要素; 75 番) を用いて行った。

解析対象とする断面はすべて正方形 ($b=d$) とし、鋼材と板厚の組み合わせとして SM490Y の 9.0mm と SS400 の 6.0mm の 2 種類を想定した。また式(2-1)で示される幅厚比パラメータ R を 0.25~1.5 と変化させた。

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

k =純圧縮板の座屈係数 (=4.0)

また、アスペクト比の変化に対して強度の変化は高々数%であるため、本解析ではアスペクト比 $\alpha=a/b$ は 1.0 で統一した (表 2-1 参照)。

要素分割は図 2-2 に示すように、長さ方向に 6 分割、幅方向にはフランジを 6 分割、ウェブを 12 分割、また層方向には 5 分割とした。残留応力の相違による等価な平

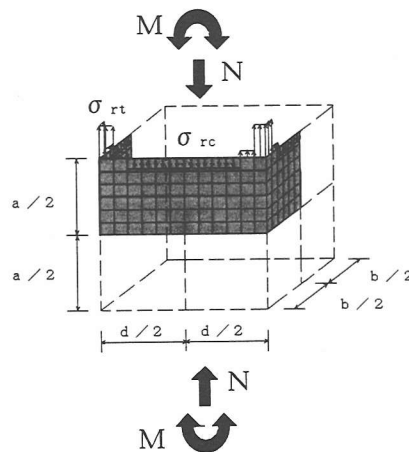


図 2-1 解析モデル

表 2-1 解析モデルの緒元

鋼種	板厚 t (cm)	アスペクト比 α	幅厚比パラメーター R
SM490Y	0.9	1.0	0.25 ~ 1.5
SS400	0.6	1.0	0.25 ~ 1.5

表 2-2 材料の緒元

鋼種	E (kgf/cm ²)	σ_y (kgf/cm ²)	ϵ_y (μ)	ϵ_{ST} (μ)	E_{ST} / E
SM490Y	2.02×10^6	4157	2230	20000	0.06
SS400	2.00×10^6	3525	1820	26000	0.04

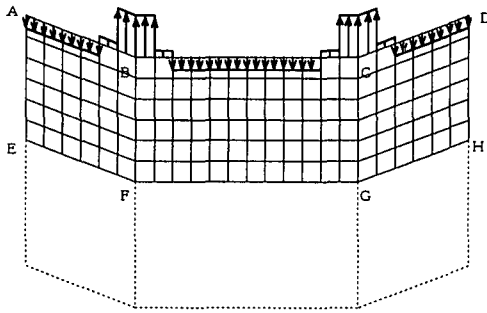
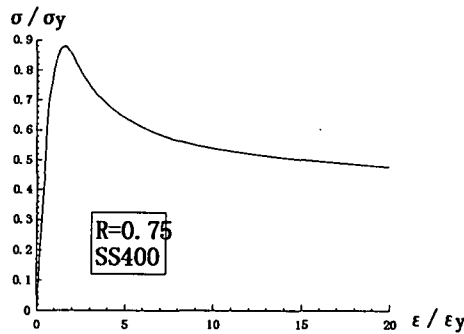
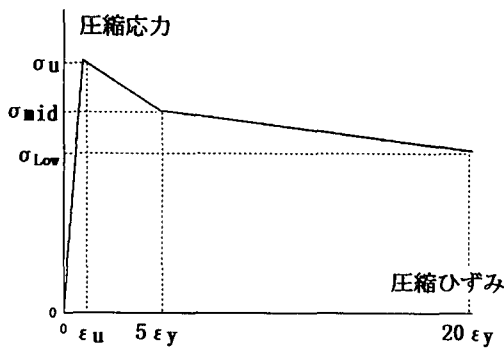


図 2-2 残留応力分布及びメッシュ分割



(a) 解析値



(b) 近似値

図 3-1 等価な平均応力-ひずみ曲線 (フランジ)

均応力-ひずみ関係の違いはほとんど見られなかったため、本解析では残留応力は軸方向および板厚方向に一定とし、SM490Y、SS400ともに、引張側 $\sigma_{rt} = 0.90 \sigma_y$ 、圧縮側 $\sigma_{rc} = 0.3 \sigma_y$ を、幅厚比とは無関係に、図 2-2 に示すような長方形分布で与えた。

素材の応力-ひずみ関係は、後述の実験に際して行わ

れた引張試験結果を用いた (表 2-2 参照)。ひずみ硬化域の影響を考慮するため、硬化域を Multi-linear で近似した。なお、ここで用いた応力-ひずみ関係は、文献 2) に示された応力-ひずみ関係と比較しても、ほぼ同等のものであり、一般性を有するものと考えられる。

(2) 初期たわみ

初期たわみ形状は、軸方向および板幅方向に半波の正弦波となるように与えた。初期たわみの最大値 (δ) の実測データは多くないが、 b/t が小さい実構造では、道路橋示方書による仮組立精度 $b/150$ よりもかなり小さいと考えられる。そこで、 $b/t=20 \sim 40$ の補剛板のパネルの初期たわみが $b/500 \sim b/800$ であるとの報告³⁾を参考に、 δ を式(2-2)で示すように b/t の一次関数として仮定することとした。

$$\frac{\delta}{b} = 5 \times 10^{-5} (b/t) \quad (2-2)$$

3. 平均応力-ひずみ関係の定式化

(1) フランジの等価な平均応力-ひずみ関係の定式化

図 3-1 (a) に示すような単調純圧縮解析により得られた等価な平均応力-ひずみ関係を陽な関数で近似することを考える。その際、最大応力度の算定ならびにその後の応力低下 (増加) 域の算定が必要である。応力低下域は $5 \epsilon_y$ 程度を境に勾配の変化が見られたため、定式にあたっては、図 3-1 (b) に示すとおり、原点から最大強度点までの部分を直線で、その後の応力低下 (増加) 域については 2 直線で近似することにした。なお、最大応力度 σ_u および最大応力時のひずみ ϵ_u は、鋼種による相違は見られなかったため SM490Y の値で統一した。定式化は R を 0.25 ~ 1.50 と変化させた解析結果に対して誤差の 2 乗を最小化する回帰式として幅厚比 R の関数として全てを表現した。

(2) ウェブの等価な平均応力-ひずみ関係の定式化

図 3-2 (a) は、単調曲げ解析より得られたウェブの等価な平均応力-ひずみ関係を示している。この解析値 (MARC による曲げ解析) より判断すると、当然のことながら応力-ひずみ関係は中立軸からの距離によってばらつくが、定式化のためにはフランジ同様、最大応力度の算定ならびにその後の応力低下 (増加) 域の算定が必要である。よって、本解析では、原点から最大強度点

(ひずみ ϵ_y の点) までを直線で、その後の応力低下 (増加) 域については、図 3-2 (b) に示すように 2 直線にて近似を行った。ただし形状の概略を保持するために、 $\sigma_{mid} \geq \sigma_u$ では $10 \epsilon_y$ を、 $\sigma_{mid} < \sigma_u$ では $5 \epsilon_y$ を 2 直線の分岐点とした。なお分岐点以降の応力は、 σ_{mid} で一定とした。なお、鋼種による違いは、その影響が小さいことから考慮しないこととした。

フランジの場合と同様に、直線の定義に必要な諸量は R を変化させた解析値に対して誤差 2 乗を最小化する回帰式として、幅厚比 R の関数として求めた。

(3) 繰返し荷重を受ける鋼の等価な平均応力-ひずみ関係

図 3-3(a) は、圧縮-引張の繰返し荷重を受けた場合の鋼の等価な平均応力-ひずみ曲線を表している。この曲線を参考に、単調荷重の近似式を基にして、図 3-3 (b) のモデルを作成した。モデル化に際しては、①最大圧縮強度の繰返し荷重による低下、②除荷域での勾配の変化 (バウシンガー効果)、③引張最大強度、④再負荷における最大圧縮強度の変化などについて解析結果の性状を分析し、一定のルールを規定した。なお、鋼種の違いによる差は見られなかったため、鋼種ごとのモデルの区別は行わない。以下は導入したルールの例である。

σ_{ui} の定式化

$$\begin{aligned} \sigma_{ui} &= \sigma_{rci} & R < 0.5 \\ \sigma_{ui} &= \sigma_u & R \geq 0.5 \end{aligned} \quad (3-1)$$

σ_{di} の定式化

幅厚比パラメータ R によって σ_{di} を整理し、最小自乗法によって直線近似をおこなうと次式のように表される。

$$\sigma_{di} / \sigma_{rci} = -1.08 + 0.61R \quad (3-2)$$

ES, EF_i , EF_i' の定式化

$$ES = \sigma_y / \epsilon_y \quad (3-3)$$

$$EF_i = \sigma_{rci} / \epsilon_u \quad (3-4)$$

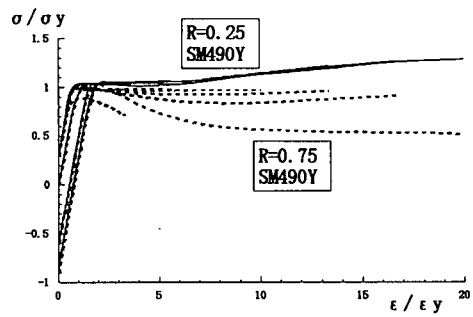
$$\begin{aligned} EF_i' &= 1.0 & (\sigma_{rci} / \sigma_u \geq 1.0) \\ &= -9.77(\sigma_{rci} / \sigma_u) + 10.77 & (\sigma_{rci} / \sigma_u < 1.0) \end{aligned} \quad (3-5)$$

ただし $i=1 \sim n$ 、 σ_y : 降伏応力、 ϵ_y : 降伏ひずみ

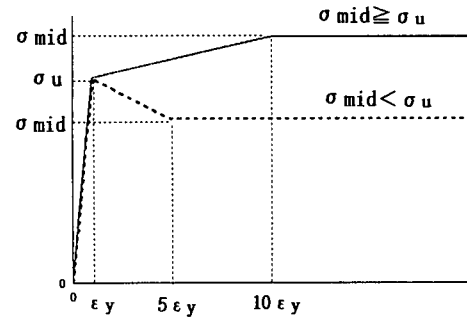
4. 棒要素による有限変位弾塑性解析⁴⁾⁵⁾

本簡易解析においては、一節点 3 自由度 (u, v, θ) の薄肉はり一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性を、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。増分釣り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⁴⁾。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近似解を求めていく⁵⁾。

長さ方向の要素分割は、短柱の解析結果に基づいた等価な応力-ひずみ関係を用いるので、幅と高さが等しく

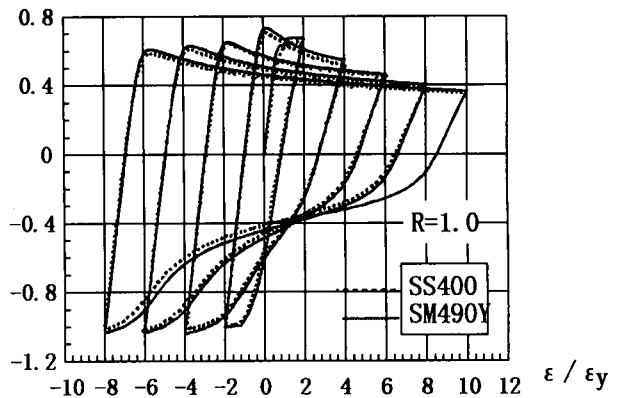


(a) 解析値

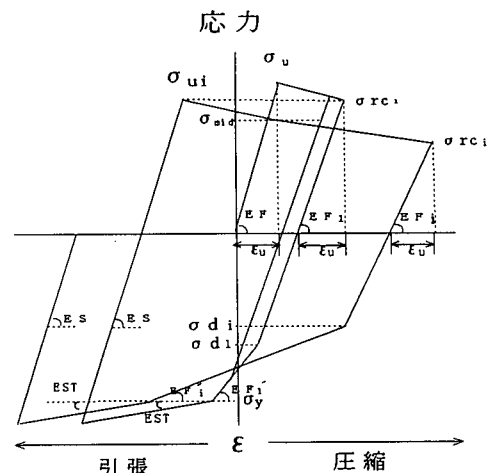


(b) 近似値

図 3-2 等価な平均応力-ひずみ関係 (ウェブ)



(a) 解析値



(b) モデル図

図 3-3 等価な平均応力-ひずみ関係 (繰返し)

なるような長さを持つ要素によって分割した。

(1) 本解析における解析上の仮定

- (1) 一軸（直）応力－（直）ひずみ関係がひずみ硬化・軟化を含めてすべての履歴に対して与えられる
- (2) 断面の一部または全部が降伏し塑性化しても、曲げによるひずみに対して平面保持の仮定が成立する
- (3) 部材は十分に細長いものとし、せん断ひずみ・せん断応力度の変形、降伏に及ぼす影響は無視する
- (4) 変位は大きくてもひずみは微小である
- (5) 局部破壊や断面欠損は生じないものとする

(2) 断面剛性及び断面力の計算

断面要素に関する諸量は、断面要素の図心点で代表するが、断面要素の図心点において、先に求めた鋼の等価な平均応力－ひずみ関係より、ひずみ、応力度、接線係数を評価すると、断面剛性及び断面力は、それぞれ次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} \bar{EA} &= \sum E_i \cdot A \\ \bar{EI} &= \sum E_i \cdot A_i \cdot y_i + \sum E_i \cdot I_{oi} \\ \bar{N} &= \sum \bar{\sigma} \cdot A_i \quad M = \sum \bar{\sigma} \cdot A_i \cdot y_i \end{aligned} \right\} \quad (4-1)$$

ここで、 E_i は i 番目の断面要素における接線係数、 A_i は i 番目の断面要素の断面積、 σ_i は i 番目の断面要素における応力度、 y_i は中立軸から i 番目の断面要素の図心点までの距離、 I_{oi} は断面要素のその要素自身の図心まわりの断面 2 次モーメントである。

5. 鋼柱の耐力実験⁶⁾

本解析法の妥当性を検討するために、一定軸力のもとで繰り返し水平力を受ける橋脚を想定した鋼柱の耐力実験を行った。一定軸力は降伏軸力 P_y の 15% を基本とした。また、断面は無補剛正方形断面とした。

(1) 実験供試体

供試体は、橋脚の橋軸方向を想定した片持ち柱脚 10 体を製作した。細長比、幅厚比は実橋脚を調査した論文を参考に、実橋脚に用いられている細長比パラメータ (λ) と幅厚比パラメータ (R) の範囲に属する供試体 (B2)

表 5-1 供試体のパラメータ

供試体名	R	λ	軸力載荷荷重	水平力載荷方法
A1-15-1	0.81	0.43	0.15 P_y	同一変位1回繰り返し
A1-30-1	0.81	0.43	0.30 P_y	同一変位1回繰り返し
A2-15-1	0.58	0.44	0.15 P_y	同一変位1回繰り返し
A3-15-1	0.42	0.44	0.15 P_y	同一変位1回繰り返し
A3-15-3	0.42	0.44	0.15 P_y	同一変位3回繰り返し
B1-15-0	0.84	0.3	0.15 P_y	単調載荷
B1-15-1	0.84	0.3	0.15 P_y	同一変位1回繰り返し
B1-15-3	0.84	0.3	0.15 P_y	同一変位3回繰り返し
B2-15-1	0.58	0.32	0.15 P_y	同一変位1回繰り返し
B2-15-3	0.58	0.32	0.15 P_y	同一変位3回繰り返し

を基準にして、 $\lambda=0.4$ で R を変化させた 3 種類 (A1, A2, A3) と、 $\lambda=0.3$ で R を変化させた 2 種類 (B1, B2) を設定した。供試体のパラメータ値と載荷方法を表 5-1 に示す。なお、 λ は下記のように定義される。

$$\lambda = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5-1)$$

ここで、 K : 有効座屈係数 (=2.0) である。

図 5-1 に実験装置及び水平変位載荷パターンを示す。フレームから吊したサーボ試験機 (最大荷重 50tonf) によって一定軸力 V を荷重制御により与え、反力壁に設置したサーボ試験機によって供試体頂部に水平変位を変位制御により与える。水平変位載荷パターンは (a) が同一変位 1 回繰り返し載荷、(b) が同一変位 3 回繰り返し載荷を表している。

6. 繰り返し水平力を受ける鋼柱の解析

本章では、汎用プログラム MARC による短柱の解析によって求めた鋼の等価な平均応力－ひずみ関係を、4 章で示した棒要素を用いた有限変位解析プログラムに組み込んで開発したプログラムを用いて、前章で述べた実験について簡易解析を行う。そして、実験結果との比較を行い、本手法の有効性および妥当性の検討を行う。

(1) 解析結果と実験結果の比較

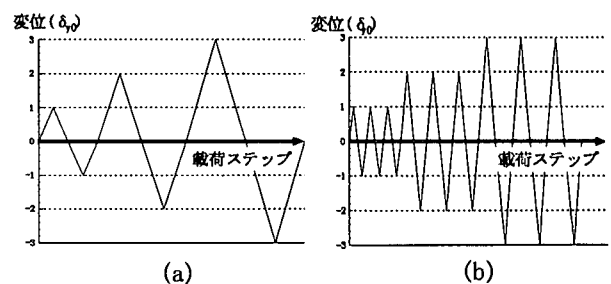
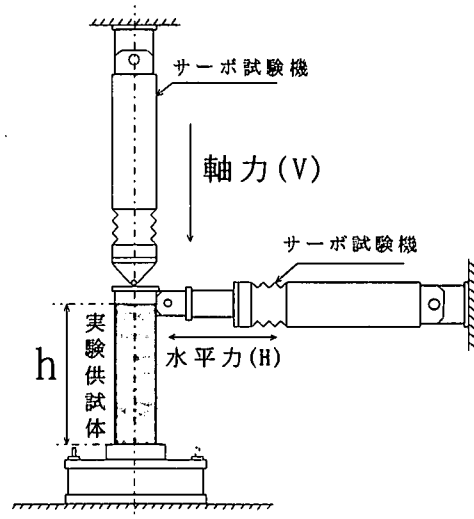
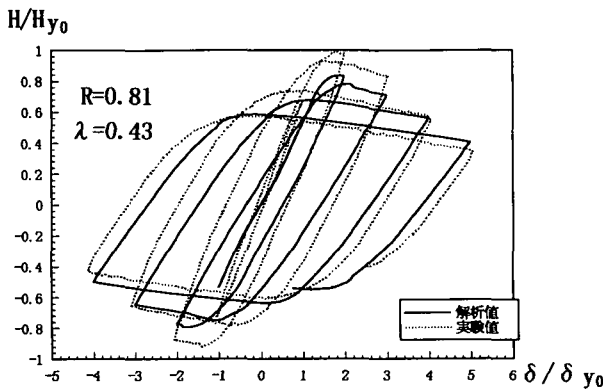
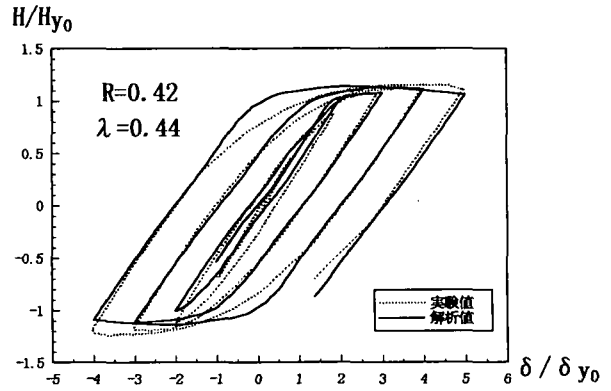


図 5-1 実験装置と水平荷重の載荷パターン



(a) A1-15-1



(b) A3-15-1

図 6-1 水平荷重-水平変位曲線

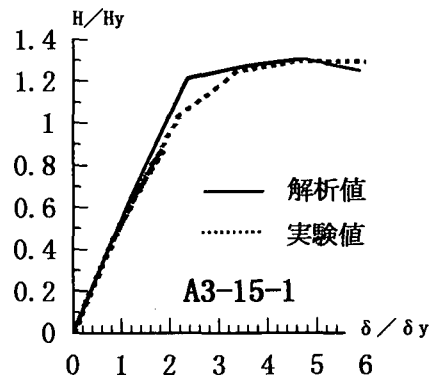
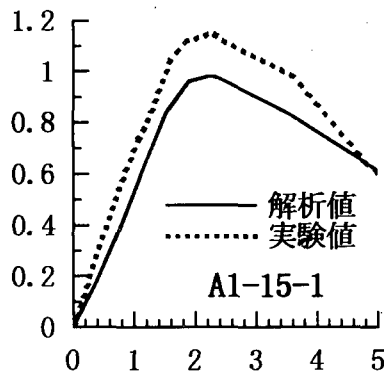


図 6-2 包絡線の比較

図 6-1 は、解析値と実験値を比較した一例として R を 0.81、0.43 と変化させたものである。この図の無次元化で用いた降伏変位 δ_{y0} 、降伏荷重 H_{y0} は、水平荷重のみを載荷したときに柱基部において初期降伏が生じるときの理論値で、式(6-1)によって示される。

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (6-1)$$

ここで、 M_y は降伏モーメント、 h は柱長、 EI は供試体の曲げ剛性である。なお M_y は鋼材試験によって求められた σ_y を用いて算出した。

R が大きいモデルの結果の比較

R が大きいモデル (A1-15-1) は、局部座屈が生じるため、最大強度後の強度劣化が激しく、従来の棒要素の解析では正しくその終局挙動を解析する事が出来な

った。しかし本手法を用いて解析を行うと、最大強度および強度劣化域を、おおむね精度良く解析することができる。

R が小さいモデルの結果比較

実験値は、 R が小さいとひずみ硬化域の影響により、最大強度を示した後、強度の上昇が見られる。本解析で用いた近似式は、ひずみ硬化域の影響を考慮して R が小さい場合には、上向きの勾配 (=増加勾配) を与えるようになっている。そのため、実験値に見られる最大強度後の増加勾配も精度良く解析が行える。

(2) 包絡線の比較

図 6-2 では、各変位での第一サイクルの最大変位を結んだ水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の解析値と実験値の比較を示している。おおむね良好な結果が得られ

表 6-1 解析値と実験値の比較

供試体名	$(H_{95}/H_y)_c$ ①	$(H_{95}/H_y)_t$ ②	①/②	$(\delta_{95}/\delta_y)_c$ ①'	$(\delta_{95}/\delta_y)_t$ ②'	①'/②'	U_1	U_2	U_1/U_2
A1-15-1	0.93	1.08	0.86	2.76	2.81	0.98	1.72	2.10	0.82
A3-15-1	1.24	1.24	1.00	5.88	7.38	0.80	5.94	7.53	0.79

H_{95} : 最大水平荷重の 95% の値

U_1 : 解析値のエネルギー吸収量 (tonf · cm/Hy δ_y)

δ_{95} : H_{95} まで荷重が低下した時の水平変位

U_2 : 実験値のエネルギー吸収量 (tonf · cm/Hy δ_y)

添字 c : 解析値

添字 t : 実験値

H_y, δ_y : 軸力と曲げモーメントを受ける部材の降伏荷重及び降伏変位

$$H_y = H_{y0} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad \delta_y = \frac{H_y h}{3EI}$$

ていると思われる。表 6-1 には、水平荷重が、最大強度の 95%まで低下した時までの水平荷重—水平変位曲線が囲む面積を無次元化して求めた、エネルギー吸収量を示している。解析値は実験値に対して、最大で 20%程度安全側に評価しているが、おおむね良好な結果といえる。これらの結果より、塑性化、ひずみ硬化および局部座屈の影響を考慮した終局挙動（強度と変化）が比較的精度よく解析できており、じん性の解析的評価の可能性が示されたと考えている。

7. 結論

本研究により得られた結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 提案法は、断面の塑性化及び局部座屈に伴う部材の剛性低下、あるいはひずみ硬化による部材の剛性の上昇等を考慮する事が出来、最大荷重およびその後の変形挙動を、繰り返し荷重に対しても精度良く解析することができる。
- (2) ここに示したような履歴解析を、系全体を板要素で分割して FEM 解析する場合、コンピューターや手法にもよるが、数日オーダーの解析が必要となると思われる。しかし、本解析法を用いた場合、普及型のパーソナルコンピューターでも数分を要するのみであ

る。したがって、時間と労力の大幅な節約となり、計算機が進歩した今日においても十分に有効な解析法であると思われる。

参考文献

- (1) 中島黄太：『局部座屈を考慮した等価な応力ひずみ関係のモデル化』，熊本大学 平成 8 年度卒業論文
- (2) 王慶雲・後藤芳頭：『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，pp369-376，1997 年 1 月
- (3) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：『補鋼板の溶接残留 応力およ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，1977 年 9 月
- (4) 崎元達郎・山尾敏孝・菊池良介・坂田力：『薄肉閉断面部材の非線形解析』，構造工学論文集，土木学会 Vol.32A，1986.3
- (5) 渡辺浩：『コンクリート充填鋼管構造の弾塑性有限変位解析法』，熊本大学 平成 3 年度修士論文
- (6) 金丸宗由：『繰り返し水平力を受ける鋼柱の強度と靱性に関する研究』，熊本大学 平成 8 年度卒業論文

(1997 年 3 月 31 日受付)

A SIMPLIFIED METHOD FOR ANALYSING THE ULTIMATE BEHAVIOR OF STEEL COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC HORIZONTAL LOAD

Tatsuro SAKIMOTO, Hiroshi WATANABE, Satoshi TOMITA and Kota NAKASHIMA

A nonlinear FEM is employed to analyze the ultimate behavior of steel box stub-columns composed of plates with various width-thickness ratios. From these numerical results, equivalent averaged stress-strain relations for steel box stub-columns subjected to compression and bending, are derived. In the same manner, the relations for cyclic loading are formulated and modeled.

By introducing them into a nonlinear frame analysis with a beam-column element, a simplified method for analyzing the ultimate behavior of frames subjected to horizontal cyclic load is developed.