

鋼骨組構造物の簡易耐荷力算出法の提案

A PROPOSAL OF THE SIMPLIFIED PROCEDURE FOR ULTIMATE STRENGTH
OF STEEL FRAME STRUCTURES

野上 邦栄*・山本一之**・成田 信之***

Kunie NOGAMI, Kazuyuki YAMAMOTO and Nobuyuki NARITA

*工博 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

**工博 芝浦工業大学教授 工学部土木工学科 (〒108 東京都港区芝浦 1-1)

***工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

A simplified procedure to determine ultimate strength of frame structures is presented by utilizing elastic finite displacement analysis. This method is based on simple modifications to plastic-zone analysis that account for the degradation of the bending stiffness as the second-order forces, and for a column tangent-modulus expression utilized to represent the effective stiffness of the element when it is loaded with large axial loads. Thus, this method approximates the effects of distributed plasticity along the element length caused by residual stress and large bending and axial force actions. The proposed procedure is clear and applicable for column and one-layer framed structures.

Key Words : ultimate strength, frame, finite displacement analysis, tangent modulus

1. まえがき

最近のわが国の大規模橋梁および複雑な構造物の設計では、構造解析に弾性有限変位解析を、さらに断面決定後の構造全体系の安全性を確認するために弾塑性有限変位解析による耐荷力照査が行われており、設計基準に非線形数値解析を積極的に導入する傾向にある。

一般に、弾塑性有限変位解析は、耐荷力実験を行わずに骨組の耐荷力を数値実験的にかなり精度良く評価することができると言われている。しかし、そのプログラムは、現状において信頼性、および経済性に問題があるとともに、設計技術者の人為的誤差が入りやすく、厳密な解を得ることは大変困難である。また、計画段階から弾塑性有限変位解析を実施することは経済性の面からも受け入れ難い状況にある。そのため、実務設計ではより簡易にしかも精度の高い耐荷力を求めることが可能な実用的算出法が望まれている。

このような状況において、最近塑性ヒンジ法の修正法^{1),2)}や局部座屈を考慮した簡易算出法³⁾などが提案されている。ここでは、弾性有限変位解析により簡易に、しかも精度の高い耐荷力を算出できる一方法⁴⁾を提案する。また、この提案する方法の有効性を明かにするため、具体的な数値計算例として柱、およびラーメン構造を取り上げて、他の実験結果や弾塑性有限変位解析による計算結果との比較・検討を行っている。

提案する方法は、本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領・同解説⁵⁾で採用されている有効接線弾性係数法(E_f 法)をヒントにして、作用軸圧縮力により求まる〈

関数⁶⁾に加えて、曲げ変形による剛性低下を考慮する ϕ 関数⁴⁾を導入することにより、有限変位と弾塑性を考慮した方法であり、骨組の終局耐力に影響する非線形性を簡易に取り込み、計算労力を少なくしている。

2. 非線形性の簡易モデル化

骨組構造の終局耐力を精度良く評価する非線形はり-柱として、以下の基本仮定が成り立つようにモデル化する。

- 1) 初期たわみ、荷重の偏心などの幾何学的非線形、および残留応力などの材料非線形の耐荷力への影響を考慮できる。
- 2) 純圧縮状態から純曲げ挙動の終局強度限界までを表現できるように定式化する。
- 3) 構造系の幾何学的非線形性による付加曲げ挙動を十分考慮できる弾性有限変位理論を用いる。
- 4) 構造系の軸力による降伏領域の広がり、柱の基準耐荷力曲線を用いて与えられる ϕ 関数を導入することにより考慮できる。
- 5) 曲げモーメントおよび $P-\Delta$ 効果を受ける部材に生ずる部材軸方向の塑性域の進展による剛性低下への影響を考慮するため、部材の曲げ剛性に対して、降伏開始点から塑性強度にわたる剛性低減を、はり-柱の限界強度相関式の関数として評価できる。

5) の仮定は、大きな曲げモーメントを受ける部材の耐荷力評価をする場合には、4) の軸力の増加により降伏した断面に対して逐次剛性を低減することだけでは充分で

はないため設けたものである。

なお、本提案法では、局部座屈の耐荷力への影響はないものとして無視している。

2.1 接線剛性

柱としての要素接線剛性を計算するには、作用軸圧縮応力度から評価される ζ 関数を用いることにする。いま、道路橋示方書 (JSHB)⁸⁾ の柱の基準耐荷力曲線を用いた場合、 ζ 値は

$$\zeta = \begin{cases} 1.0 - 0.773\bar{\sigma}, & \bar{\sigma} \leq 0.564 \\ 3.367(1.109 - \bar{\sigma})^2\bar{\sigma}, & 0.564 < \bar{\sigma} \leq 1.0 \\ 0.04, & 1.0 < \bar{\sigma} \end{cases} \quad (1)$$

と与えることができる。ここに、 $\bar{\sigma} = \sigma/\sigma_y$ 、 σ は作用軸圧縮応力度、 σ_y は降伏応力度である。

上式の ζ - $\bar{\sigma}$ の関係を示したのが図-1 の実線である。作用軸圧縮力が増加するにしたがって ζ 値は急激に低下し、塑性化の影響が現れる。なお、この基準耐荷力曲線には、柱としての残留応力 σ_r ($\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$, σ_{rc} : 圧縮残留応力) 及び初期たわみ v^0 ($v^0/\ell = 1/1000$, ℓ : 部材長) の影響が考慮されている。また、図中には他の代表的柱の基準耐荷力曲線である、CRC, SSRC-1, ECCS-a, ECCS-d の各曲線⁹⁾を用いた場合の ζ 曲線も示してある。

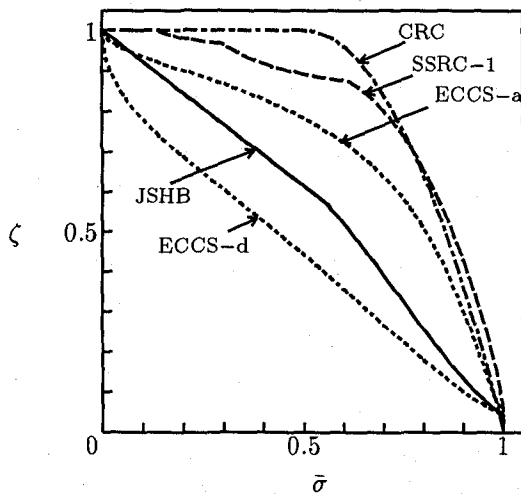


図-1 ζ と $\bar{\sigma}$ の関係

2.2 曲げ変形による剛性低減

軸力の他に大きな曲げ変形を受ける構造の場合、2.1 の ζ 関数による剛性低減のみでは、耐荷力が過大評価される傾向にあることが指摘されている^{3),4)}。これは、曲げモーメントを受ける部材の付加的な塑性領域の広がりによる曲げ剛性の低下を考慮できていないためと考えられる。そこで、ここでは部材の曲げ剛性 EI の

低減評価をはり一柱の強度相関式の関数により変化するパラメータ ϕ を新たに導入して考慮することにする。つまり、

$$\phi = f(M, P) = f(\alpha) \quad (2)$$

である。ここに、 M , P は各々作用曲げモーメント、作用軸圧縮力である。この ϕ は、各節点の曲げモーメントと軸圧縮力による塑性領域の影響を考慮するための非弾性剛性低減パラメータであり、弾性状態で1、塑性ヒンジ状態で0になる関数である。なお、文献2)では $\beta = \alpha_0$ とした ϕ 関数を提案している。

いま、断面の強度相関式 α は、軸回りのH形断面や長方形薄肉箱型断面に対して次式

$$\alpha = \frac{P}{P_y} + \frac{1}{1.18} \frac{M}{M_p}, \quad \left| \frac{M}{M_p} \right| \leq 1 \quad (3)$$

で与えられる全塑性強度相関曲線を用いるものとする。ここに、 P_y は降伏軸力、 M_p は全塑性モーメントである。

また、残留応力を考慮した初期降伏は、次式の降伏曲面を基礎にして生じるものと仮定する。

$$\alpha_0 = \frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \quad (4)$$

ここに、 M_y は降伏モーメントである。 α_0 は、圧縮残留応力が $\sigma_{cr} = \alpha^* \sigma_y$ と表せるならば、 $\alpha_0 = 1 - \alpha^*$ の関係が成り立つ。この時、 $\alpha_0 = 0.5, 1.0$ における降伏曲面と $\alpha = 1.0$ の塑性強度曲面を図-2 に示す。

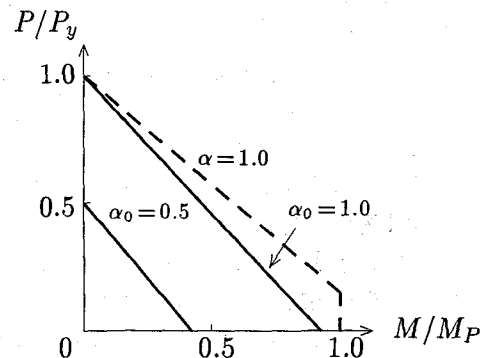


図-2 はり一柱の終局強度相関式

この時、式(3)、式(4)を考慮した式(2)の剛性低下パラメータ ϕ として、次の α に関する1次式と2次式を提案する。

$$\phi = \begin{cases} \frac{1-\alpha}{1-\beta}, & \alpha > \beta \\ 1.0, & \alpha \leq \beta \end{cases} \quad (5)$$

$$\phi = \begin{cases} 1 - \frac{(\alpha - \beta)^2}{(1 - \beta)^2}, & \alpha > \beta \\ 1.0, & \alpha \leq \beta \end{cases} \quad (6)$$

ここに、 β は式(4)を式(3)に代入し、 M を消去すると、

$$\beta = \alpha_0 \frac{1}{1.18} \frac{M_y}{M_p} + \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{1}{1.18} \frac{M_y}{M_p} \right) \quad (7)$$

と与えられ、断面力を式(4)に代入して得られる値が α_0 の初期降伏に達した時に得られる α 値である。

いま、式(5)と式(6)の $\phi - \alpha$ の関係を表したのが図-3である。直線式である式(5)による ϕ の値は、式(6)の2次式に比べて、 $\alpha > \beta$ においてその低下が著しく、曲げ変形による剛性低減率が大きくなる。

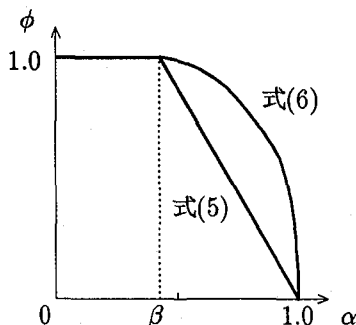


図-3 剛性低減パラメータ ϕ

3. 解析方法

2. の非線形性の簡易モデル化されたはり一柱要素から成る骨組構造の耐力力を近似的に算出する手順は、具体的に次のようになる。

- 1) 設計条件、およびパラメータの初期値を $\zeta = \phi = 1.0$ と置く。
- 2) 外荷重に対して構造物の弾性有限変位解析を実施し、各部材の断面力を求める。初回の段階での軸方向剛性 EA 、曲げ剛性 EI は弾性状態の値を用いる。
- 3) 各部材の断面力と部材の断面積および曲げ剛性から各部材の軸応力度および曲げ応力度を求める。
- 4) 各部材の軸応力度を用いて、式(1)により ζ 値を求める。
- 5) 前回の ζ^0 と今回の ζ が一致した時、その時の外力に対して収束したことになる。そうでなければ、 ζ を修正して同様の計算を2)から繰り返す。
- 6) 収束した時の各部材の断面力から曲げ剛性低下パラメータ ϕ を式(5)あるいは式(6)により求める。
- 7) 軸剛性 EA および曲げ剛性 EI の弾性係数を ζ を用いて置き換える。さらに、置き換えられた曲げ剛性 ζEI に曲げ剛性低下パラメータ ϕ を掛けることにより見かけの曲げ剛性 $\phi \zeta EI$ を求める。
- 8) 各部材はそれぞれの見かけの剛性を持つものとして、弾性有限変位解析を行う。

一般に、5)ステップにおいて ζ 値の収束計算を行うのが厳密な方法であるが、適切な荷重増分を与えるならば収束計算を行わなくても良い。いま、この手順にしたがった流れ図を示したのが図-4である。

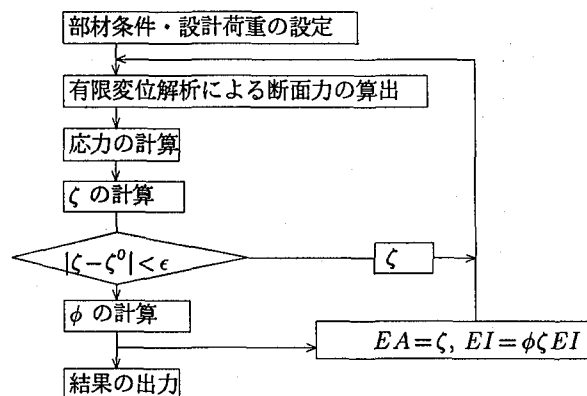


図-4 簡易耐力力算出法の流れ

4. 数値計算例

前述の簡易耐力力算出法について、具体的に柱、1層ラーメン構造を取り上げて、他の弾塑性有限変位解析結果、および実験結果との比較を行う。なお、柱の基準耐力力曲線には、JSHB, CRC, SSRC-1, ECCS-a, ECCS-dの5曲線を用いた。

4.1 柱

まず、図-5に示すように箱型断面を有する単純支持された柱に、 $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$, $\sigma_{rt} = \sigma_y$ の残留応力と $\delta^0/\ell = 1/1000$ の初期たわみが存在する例⁷⁾を取り上げる。

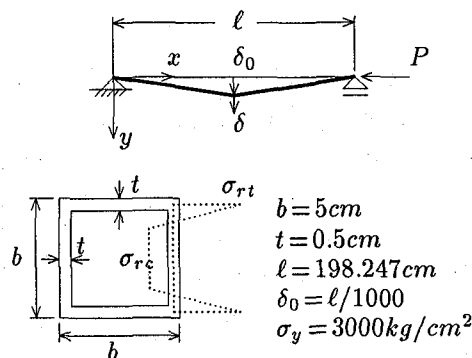


図-5 柱の諸元

いま、JSHBの柱の基準耐力力曲線を用いた式(1)から得られる ζ 値と $\alpha_0 = 0.5$ の式(5)の線形式による ϕ を用いて、これらの耐力力への効果を示したのが図-6である。横軸は、部材長に対する最大たわみの比 δ/ℓ 、縦

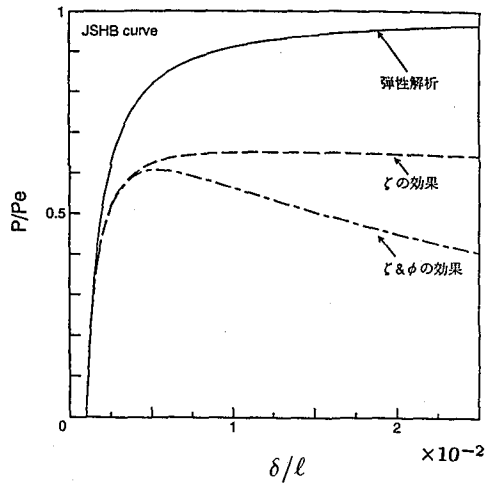


図-6 ζ と ϕ の効果

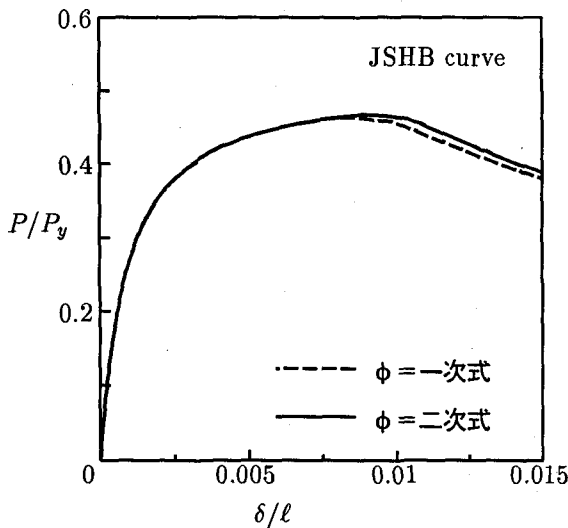


図-7 ϕ の1次関数と2次関数の影響比較

軸はオイラー荷重 P_e に対する軸圧縮荷重の比をとっている。弾性解析の解曲線である実線に対して、 ζ と ϕ を共に考慮した一点破線は、 $P/P_e \approx 0.6$ の荷重状態において限界点が現れ、その後変位の増加とともに荷重が減少している。その傾向は、 ζ のみを考慮した曲線(破線)に比して著しい。また、耐荷力は ζ のみを考慮した場合の方が少し高めの値となっている。

次に、 $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$ と $\delta^0/l = 1/1000$ の初期不整が存在する柱について、式(5)の1次式と式(6)の2次式の ϕ 関数を用いた時の耐荷力曲線の違いを示したのが図-7である。縦軸は、降伏荷重 P_y に対する軸圧縮荷重の比をとっている。ここで用いた耐荷力曲線は JSHB 曲線である。1次式の ϕ を用いた曲線は、降伏開始後の釣合経路を低めに評価していることがわかる。これは、図-3 から明らかなように降伏開始後の早い段階から曲

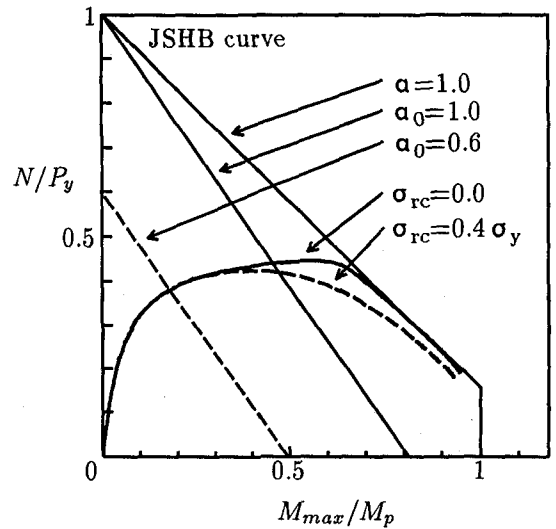


図-8 軸力-曲げモーメントの強度相関曲線

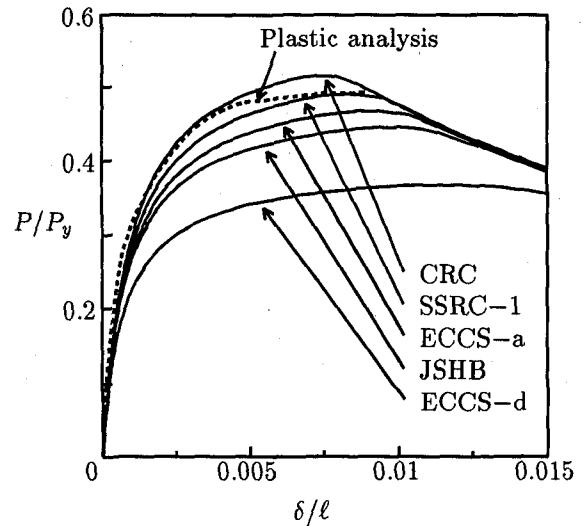


図-9 柱の耐荷力解析(残留応力無)

げ剛性の低下が生じたためであるが、その差は小さい。

また、図-8 には、残留応力の有無による軸力と最大曲げモーメントの強度相関曲線を示している。横軸は最大曲げモーメント M_{max} と全塑性モーメントの比を表す。残留応力が無い場合 ($\alpha_0 = 1.0$) の釣合経路(実線)は、初期降伏後、曲げモーメントの増大とともに軸力が増大し、 $M_{max}/M_p = 0.6$ で最大に達した後、軸力は低下して全塑性曲線に達している。一方、残留応力がある場合 ($\alpha^* = 0.4, \alpha_0 = 0.6$) の釣合経路(破線)は、初期降伏後、残留応力の無い実線から離れ、より低い限界点に達したあと、軸力の低下とともに全塑性曲線に漸近している。

最後に、本提案法による計算結果と弾塑性有限変位解析結果⁷⁾を柱の基準耐荷力曲線をパラメータにして比

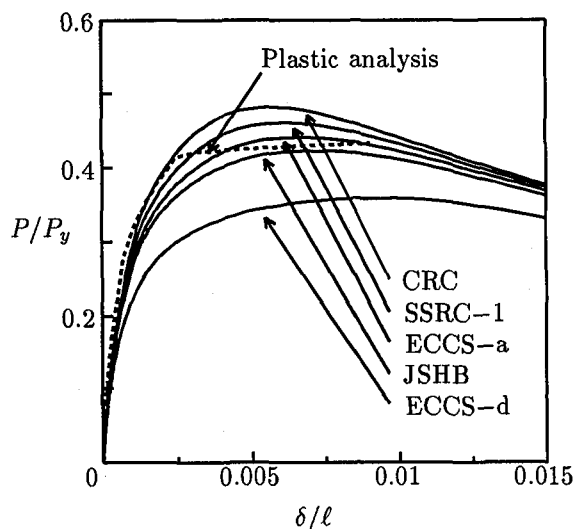


図-10 柱の耐荷力解析 ($\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$)

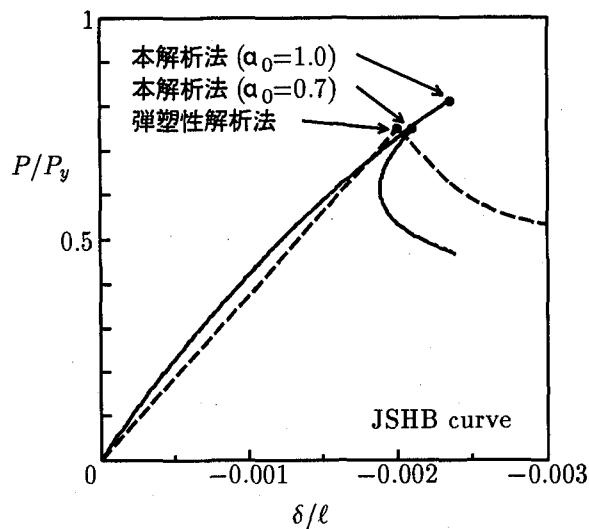


図-12 荷重-軸方向変位曲線

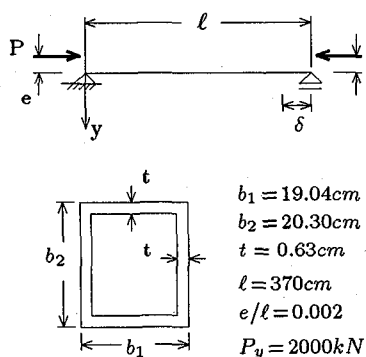


図-11 偏心圧縮柱の諸元

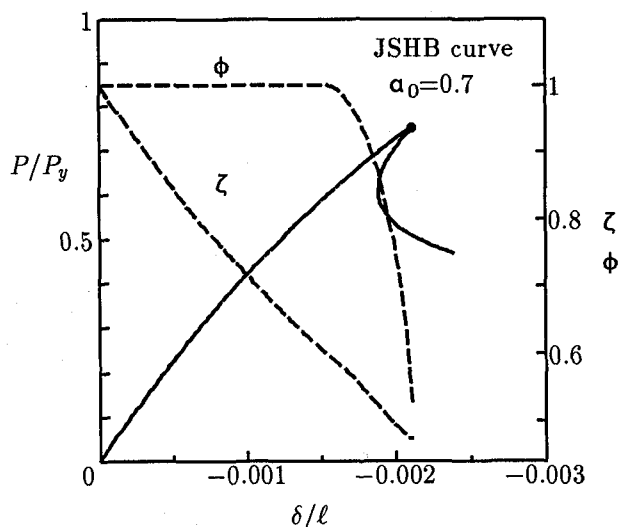


図-13 ζ と ϕ の挙動

較した。同じ断面に対して残留応力を考慮しない場合と $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$ の残留応力を考慮し、式(7)の2次式の ϕ を用いた場合についてまとめたのが、図-9、図-10である。残留応力が無い図-9の場合、JSHB曲線を用いた解曲線が弾塑性有限変位解析による曲線(破線)に最も良い一致を示している。一方、残留応力が存在する図-10では、ECCS-aおよびJSHB曲線を用いた解曲線が弾塑性解析による耐荷力の値と最も良い結果が得られている。

次に、図-11のような薄肉箱型断面を有する偏心圧縮柱の問題¹⁰⁾を解析し、弾塑性有限変位解析結果と比較した。基準耐荷力曲線にはJSHB曲線を用いている。また、分割要素数は10要素である。まず、軸方向変位 Δ と荷重 P の変形経路を示したのが図-12である。本解析法(実線)による曲線は、限界点に達するまで弾塑性有限変位解析結果(破線)と良い一致を示しているが、その後の経路曲線には相違が見られる。 $\alpha_0 = 1.0$ の場合、限界点は、少し高めの値となった。また、 $\alpha_0 = 0.7$ では弾

塑性解析による限界荷重と良い一致を示している。

この時の ζ と ϕ の変化を表したのが図-13である。 ζ の値は初期荷重状態から低下が見られる。一方、 ϕ は限界点の近傍に達して低下が現れ始め、その後の値が急激に変化し、耐荷力への影響を及ぼしていることがわかる。これは偏心曲げの影響により生じたものである。

4.2 門型ラーメン構造

次に、1層門型ラーメン構造を取り上げて、その耐荷力特性について検討した。まず、図-14のように $h = l = 997.7\text{cm}$ の両下端ヒンジ¹¹⁾である正方形門型ラーメン構造を対象にした。断面は、 $b = 70\text{cm}$ 、 $t = 20\text{mm}$ の箱型断面で、鉛直荷重と水平荷重 ($H = 0.2H_y$ 、 $H_y = 2M_y/h$) を作用させ、鉛直荷重の非対称荷重パラメータ

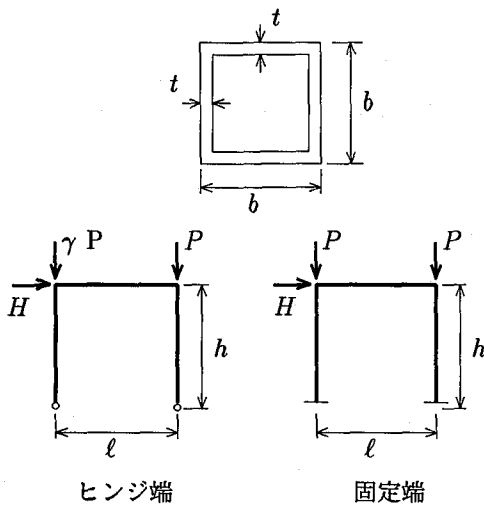


図-14 門型ラーメン構造の形状と断面寸法

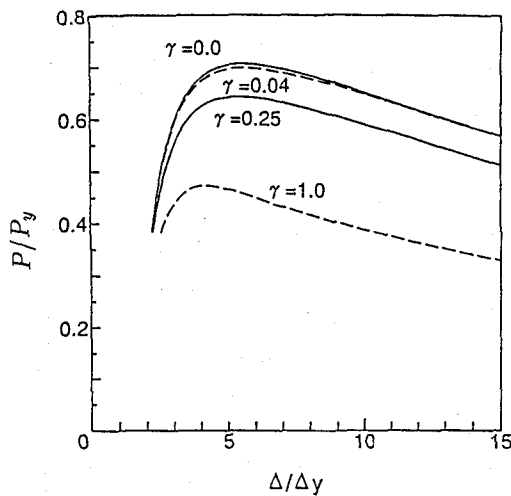


図-15 荷重-変位曲線

γ を変化させた場合の耐荷力 P_u を柱の基準耐荷力曲線に JSMB 曲線を用いた本算出法により計算し、弾塑性有限変位解析結果と比較した。鋼材は SS400 である。また、要素数は 9 要素 (1 部材あたり 3 要素) であり、非線形数値解法には弧長増分法を用いた。

荷重パラメータに対する荷重-変位曲線を示したのが図-15 である。横軸は荷重作用位置の水平変位 Δ と水平荷重のみが作用したときの微小変位理論より求まる最大曲げモーメントが降伏モーメントに達する時の水平変位 Δ_y の比である。 γ の増大とともに耐荷力が低下していることがわかる。いま、 $\gamma = 1.0$ の対称鉛直荷重が作用する場合について、載荷点の柱要素の ζ , ϕ の変化を示したのが図-16 である。本モデルの場合、釣合経路の限界点に達するまでに ϕ の変化は現れず、 ζ のみの影響により耐荷力が評価されている。

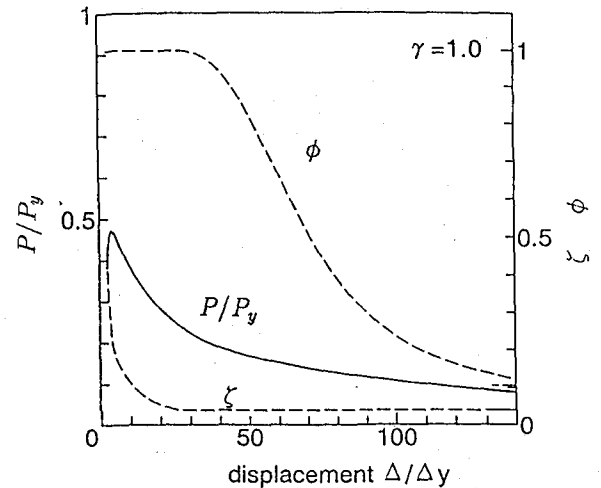


図-16 荷重-変位挙動と ζ , ϕ の変化 (両端ヒンジ)

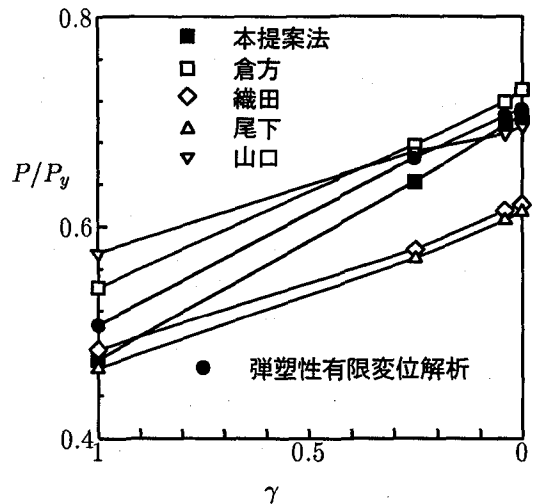


図-17 耐荷力の精度比較

以上の荷重パラメータ γ に対する本提案法による耐荷力と他の有限変位解析の結果¹¹⁾を比較したのが図-17 である。図中の $\square \diamond \triangle \nabla$ は、各々提案する簡易耐荷力算出法による解を示している。本解析解 $\blacksquare$ は、最も厳密と考えられる $\bullet$ 印の弾塑性有限変位解析結果¹¹⁾より全ての γ に対して安全側の耐荷力を与えており、本提案法の妥当性が明らかになった。

同様に、図-14 において $h = l = 1.907m$ で両端部が固定の場合について数値計算を行った。断面は、 $b = 60cm$, $t = 20mm$ の正方形箱型断面であり、 $P/P_y = 0.3$ の鉛直荷重が作用した時の水平荷重と水平変位の関係、およびその時の水平荷重作用位置における柱要素の ζ , ϕ の変化を示したのが図-18 である。この場合、限界点に達する以前から ϕ の変化が現れ、曲げ剛性の低下が影響していることがわかる。

次に、図-14 の固定端構造形式において、高さと幅が

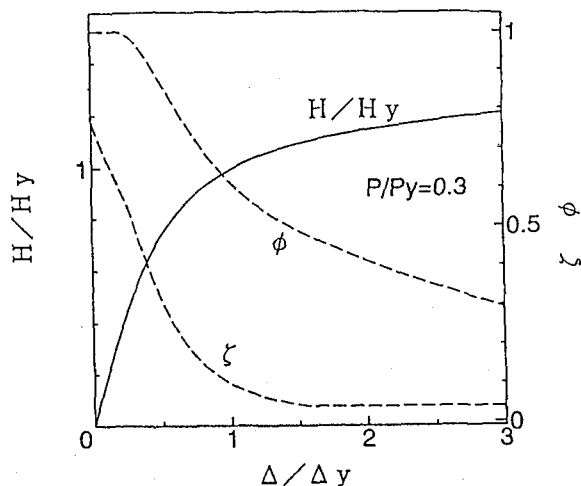


図-18 荷重-変位挙動と ζ , ϕ の変化 (両端固定)

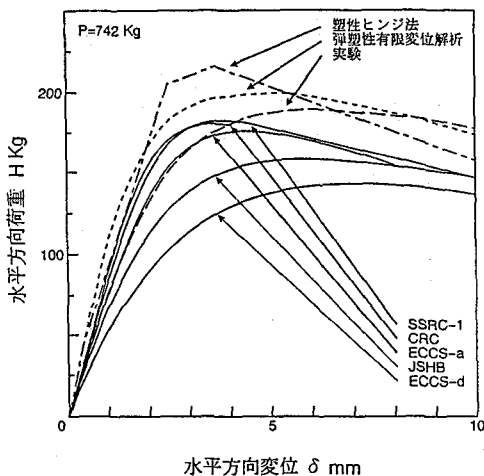


図-19 門形ラーメン構造 (モデル3) の荷重-変位曲線

$h = \ell = 20\text{cm}$ であり、 $1\text{cm} \times 1.39\text{cm}$ の長方形充実断面を有する正方形門型ラーメン構造 (モデル3)¹²⁾ を対象にして実験結果との比較を行った。なお、鋼材の降伏応力度は $\sigma_y = 2730\text{kgf/cm}^2$ である。いま、 $P = 742\text{kgf}$ の鉛直荷重が作用する時の水平荷重と頂部水平変位 δ の変形挙動について、実験、塑性ヒンジ法、および弾塑性有限変位解析と本提案法により比較した結果を表したのが図-19 である。なお、本提案法における ϕ 関数には 1 次式を用いている。本提案法において基準耐荷力曲線に SSRC-1 および CRC を用いた場合、その耐荷力は、実験値と良い一致を示している。しかし、耐荷力に達した後の挙動は、実験による挙動に比べて水平荷重の低下が大きい。

最後に、ECCS において弾塑性有限変位解析プログラムのキャリブレーションのために適用されている構造系を対象にして検討した。解析モデルは、図-20 のように水平荷重 $H/P_y = 0.001$ と鉛直荷重 $P/P_y =$

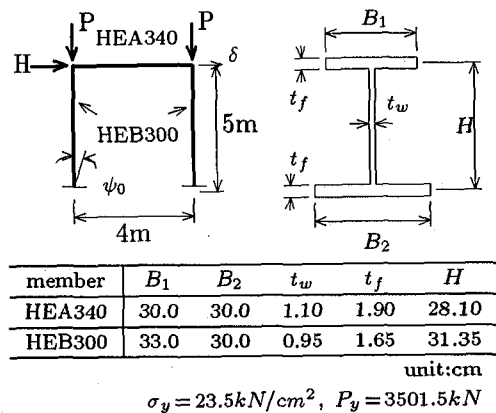


図-20 門形ラーメン構造 (モデル4) の断面諸元

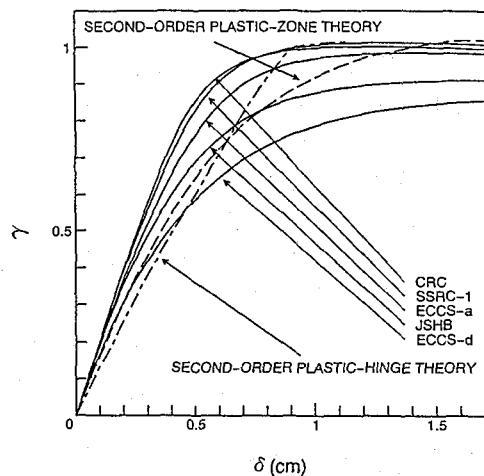


図-21 荷重-変位曲線および耐荷力の精度比較

0.8 を受ける、H 断面を有する両下端固定の門形ラーメン構造¹³⁾ (モデル4) である。いま、 P, H の両荷重を同倍率 γ で増加する場合について本提案法と弾塑性有限変位解析ならびに塑性ヒンジ解析による耐荷力の比較を行った。この弾塑性有限変位解析において、残留応力は $\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$ 、応力-ひずみ関係は trilinear 関係 (ひずみ効果係数 $E_{st}/E = 0.02$)、初期回転角は $\psi_0 = 1/400$ を用いている。

2 次関数の ϕ を用いた時の荷重-変位曲線を示したのが、図-21 である。図の横軸は、頂部の水平変位 δ を、縦軸は荷重倍率 γ を示している。JSHB、および ECCS-d の基準耐荷力曲線を用いた場合、(1) の柱の場合と同様に他の曲線に比べてかなり低めの解曲線を与えた。一方、SSRC-1 および CRC の柱の基準耐荷力曲線を用いた曲線は、限界点に達するまでの途中の経路では他の解法に比べて高めに、つまり小さな変位が得られる傾向にあるが、最終の耐荷力は弾塑性有限変位解析による厳密解と良い一致を示している。

5. まとめ

柱、門形ラーメン構造を具体的例として取り上げて、提案する簡易耐荷力算出法の有効性について検討した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

1. 提案法は、曲げ変形が大きいラーメン構造の耐荷力を精度良く評価できる。特に、 ζ 関数と降伏曲面との境界パラメータ β の2次式で与えられる曲げ剛性パラメータ ϕ を組み合わせることにより簡易に、精度の良い解を求めることができる。
2. ζ 関数に用いる柱の基準耐荷力曲線が解に大きく影響することが明らかになったが、 ϕ を導入する場合、 $\alpha_0 = 1.0$ では素材に関する耐荷力曲線に近い SSRC-1 か CRC 曲線を用いると良い精度の解が得られる。一方、残留応力が有る場合は、JSHB や ECCS-a 曲線が耐荷力を精度良く評価している。
3. ϕ は、曲げモーメントと軸力の相関式としてのパラメータの1次式および2次式を提案したが、ここで対象とした構造では、前者は安全側に評価し過ぎるため、2次式を推奨したい。

なお、 ϕ の値を決定するパラメータ α については、H 型断面などの特定断面に精度が保証された塑性限界強度相関式を用いているため、今後他の断面形状、構造系への影響、さらに塑性強度相関式の違いの耐荷力への影響などについて、本提案法の有効性を明らかにしていくことが必要である。

謝辞： 本研究は、土木学会鋼構造委員会新技術小委員会(委員長：伊藤学埼玉大学教授)の援助を受けた。また当小委員会終局耐力研究 WG(主査：西村宣男大阪大学教授)の委員の方々には適切なご意見をいただいた。さらに、本研究の数値計算は、佐古田圭一氏(広島県)および新井克典氏(日本橋梁(株))にご協力いただいた。ここに記して感謝する次第です。

参考文献

- 1) Toma, S. and W.F.Chen : Second-order Inelastic Analysis of Steel Frames, 土木学会第 46 回年次学術講演会, 平成 3 年 9 月
- 2) J.Y.Richard Liew, D.W.White and W.F.Chen : Second-order Refined Plastic Hinge Analysis of Frames, *Structural Engineering Report, Purdue University*, 1992
- 3) 崎元達郎：骨組構造の簡易終局強度解析法の開発, 土木学会鋼構造新技術小委員会報告書, 1993.3
- 4) 野上邦栄・佐古田圭一・山本一之：弾性有限変位解析による骨組構造の簡易耐荷力算出法の提案, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第 18 巻, 1994.7
- 5) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1988
- 6) 野上邦栄：鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.460/I-22, 1993.1
- 7) Komatsu, S and Sakimoto, T : Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross-sections, *Proc. of JSCE*, No.252, 1976.8
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書 共通編・鋼橋編, 1994.2
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987
- 10) 北田俊行・他 4 名：三次元骨組構造物の弾塑性有限変位解析における種々の非線形解析法の得失について, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第 15 巻, 1992.7
- 11) 東海構造研究グループ(代表：宇佐美勉)：骨組構造物の座屈設計法に関するフォーラム, 橋梁と基礎, Vol.28, No.12, Vol.29, No.1, 1994.12, 1995.1
- 12) 藤田 譲・大坪英臣・湯原哲夫：平面骨組構造物の最高荷重(弾塑性有限変形解析), マトリックス構造解析法研究発表論文集, 第 5 回, 1971
- 13) Toma, S. and W.F.Chen : European Calibration Frame for Second-order Inelastic Analysis, *Engineering Structure*, Vol.14, No.1, 1992

(1995 年 9 月 18 日 受付)