

半剛結接合骨組の設計断面力の算定に関する一提案

ESTIMATION METHODS OF COLUMN DESIGN MOMENT IN SEMI-RIGID FRAMES

小室 雅人* 岸 徳光** 後藤 芳顕***

Masato KOMURO, Norimitsu KISHI and Yoshiaki GOTO

* 工修 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町 27-1)

*** 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

In this paper, to evaluate the column design moments of semi-rigid frames using the B_1/B_2 method, the column moments of six sway frames are numerically analyzed. The column sectional forces of semi-rigid frames are calculated by using a first-order elastic analysis program considering the secant connection stiffness. The column effective length factors in the equations of B_1 and B_2 factors are evaluated by using the method based on the alignment chart approach, in which the tangent connection stiffness at buckling is considered. Both of these connection stiffnesses are calculated by using beam-line method. In numerical analyses, nonlinear moment-rotation curves are evaluated by using a three-parameter power model. Comparing the column design moments obtained from the proposed B_1/B_2 methods with the results from the second-order elastic analysis with nonlinear connection stiffness, it is shown that the method can be used to estimate the column design moments of semi-rigid frames.

Key Words: column design moment, semi-rigid connection, B_1/B_2 method, beam-line method

1. はじめに

現在、構造物の設計方法に関する考え方は、許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行する方向にある。鋼構造物に関しては、既に米国や欧州共同体において AISI-LRFD¹⁾ や Eurocode 3²⁾ 等の限界状態設計法に基づいた設計指針が示されており、我が国でも、現在その作業が進められている。限界状態設計法では、従来の許容応力度設計法で用いられている弾性一次解析法では不十分であり、現実には即した解析仮定やより高度な構造解析手法を用いた限界耐力の算定が必要となる。米国の AISI-LRFD の設計規準においても、鋼構造物の安全性照査のための断面力の算定は、幾何学的非線形を考慮して行うことが規定されている。近年、コンピュータ技術の発達により、弾性二次解析法や弾塑性有限変位解析法等の高度な構造解析手法に関する研究が盛んに行われている。しかしながら、これらの解析法は計算量が膨大になること、設計者に高度な専門的知識が要求されること等により、実設計に採用されるまでには至っていない。

一方、実務的には従来から用いられている弾性一次解析法を用い、簡易に幾何学的非線形 ($P-\delta$, $P-\Delta$ 効果) を考慮して断面力を評価している。その手法は AISI-LRFD の設計規準でも解析手法の1つとして規定されている B_1/B_2 法¹⁾ である。 B_1/B_2 法は重ね合わせの原理を利用し、与えられた骨組を横拘束骨組と横移動骨組に分解し、それぞれに対して幾何学的非線形性を考慮する方法である。従って、本手法は剛結接合あるいはピン接合を有する鋼骨組に対しては適用可能であるが、接合

部が非線形な剛性特性を有する骨組に対しては、重ね合わせの原理が成立しないことより原則的には適用不可能である。

Barakat と Chen³⁾ は B_1/B_2 法を半剛結接合骨組に準用するために、接合部剛性として横拘束骨組に関しては塑性回転角に対応する割線剛性を、また横移動骨組に関しては、beam-line 法を適用して得られる割線剛性を仮定して弾性一次解析を可能にしている。また、 B_1/B_2 係数に含まれる各有効座屈長係数 (以後、K 値と呼ぶ) も上述と同一の各接合部割線剛性を仮定し評価している。一方、King と Chen⁴⁾ は横移動骨組に対して接合部剛性を初期剛性 R_{ki} の 1/2 と評価して換算水平力を求め、断面力を算定している。

しかしながら、Barakat-Chen の方法において、特に横拘束骨組に関しては、それが鉛直荷重載荷状態に対する解析であることより、接合部剛性は塑性回転角に対応する割線剛性よりも beam-line 法を適用して得られる割線剛性を仮定する方が合理的であるものと考えられる。また、K 値算定に関しても、後藤等の半剛結接合骨組の臨界挙動に関する研究⁵⁾ より、接合部剛性は座屈時の接線剛性を用いるべきであるものと判断される。

本研究では、 B_1/B_2 法を用いた簡略かつ合理的な半剛結接合骨組の断面力算定法を確立することを目的として、接合部剛性評価に関する Barakat-Chen の方法を修正する形で数値解析的に検討を行った。具体的には、弾性一次解析のための接合部剛性は上述の考え方に基づき、横拘束、横移動骨組ともに beam-line 法から得られる同一

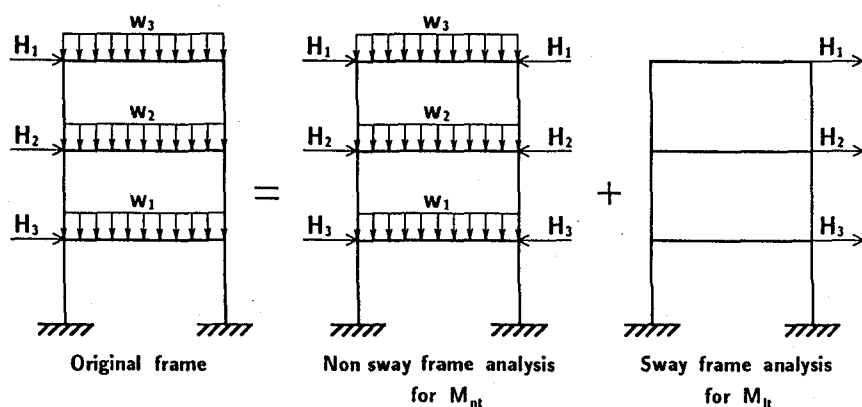


図-1 B_1/B_2 法

の割線剛性を用いることとした。K値評価のための接合部剛性は、後藤等の研究成果⁵⁾に基づき両骨組とも beam-line 法から得られる接線剛性を仮定している。

また、風荷重等の横方向分布荷重を換算集中荷重として梁-柱接合部に作用させる場合には横拘束骨組柱が2曲率を有することより、通常 B_1 係数が1.0になることが数値解析的に明らかになっている。本研究ではこの点に着目し、より簡便さをはかるために B_2 係数のみを算定し、これを与えられた骨組に対する弾性一次解析結果に乗ずることによって断面力を評価する手法も提案し、その妥当性を検証している。

各手法の妥当性に関する数値解析的検討は、全て弾性二次解析の結果と比較することにより行っている。また、半剛結接合部の非線形な剛性特性の評価は、三要素パワーモデル⁶⁾を用いて行っている。弾性二次解析には、幾何学的非線形を考慮した剛性方程式と接合部の非線形な剛性特性を組み合わせた構造解析アルゴリズム⁷⁾を用いている。なお、 B_1/B_2 法に含まれる K 値は、著者らによって提案されている手法^{8),9)}により評価を行うこととした。

2. B_1/B_2 法

2.1 剛結接合骨組の場合

前述のように AISC-LRFD の設計規準では剛結接合骨組に対して、柱部材の $P-\delta$ 、 $P-\Delta$ 効果を考慮した最大曲げモーメントの算定方法として B_1/B_2 法が示されている。

B_1/B_2 法は、図-1に示されるように、与えられた荷重状態に対する骨組を重ね合わせの原理を適用して、横拘束骨組(対称変形骨組)と横移動骨組(逆対称変形骨組)に対する載荷状態の合成と考える方法である。各骨組の弾性一次解析による曲げモーメントをそれぞれ M_{nt} 、 M_{lt} とすると、幾何学的非線形を考慮した曲げモーメント M_{uc} は次式のように示される。

$$M_{uc} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1)$$

ここで、 B_1 、 B_2 係数は、

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{ek}}} \geq 1.0 \quad (2)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_0}{\sum Hh}} \quad \text{または} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{ek}}} \quad (3), (4)$$

と示される。上式において、

- P_u : 着目している柱の作用軸力
- $\sum P_u$: 着目している層の柱に作用する軸力の総和
- Δ_0 : 着目している層の弾性一次解析による相対水平方向変位量
- $\sum H$: Δ_0 を生成する全層の水平せん断力の総和
- h : 着目している層の高さ
- C_m : $0.6 - 0.4 M_A/M_B$
- M_A/M_B : 着目している柱材の大きい材端モーメントに対する小さい材端モーメントの割合
- P_{ek} : 着目している柱のオイラーの座屈荷重
 $= \pi^2 EI / (Kh)^2$
- K : 有効座屈長係数

である。

2.2 半剛結接合骨組の場合

まえがきでも述べているように、接合部が非線形な剛性特性を有する場合には重ね合わせの原理が成立しないことより、剛結接合骨組に対する B_1/B_2 法の考え方を直接適用することはできない。

Barakat と Chen は B_1/B_2 法を半剛結接合骨組の断面力算定に準用するために、接合部の非線形な剛性特性を線形に換算評価することを試みている。すなわち、1) 横拘束骨組に対しては、接合部初期剛性を R_{ki} 、限界曲げ耐力を M_u として、 $\theta_0 = M_u/R_{ki}$ として求められる塑性回転角 θ_0 に対応する割線剛性を仮定する；2) 横移動骨組に対しては、beam-line 法を用いて得られる割線剛性を仮定する；である。しかしながら、この手法には次のような問題点を含んでいるものと考えられる。

- 1) 横拘束骨組に対する割線剛性は載荷荷重の大きさに無関係に決定されている。

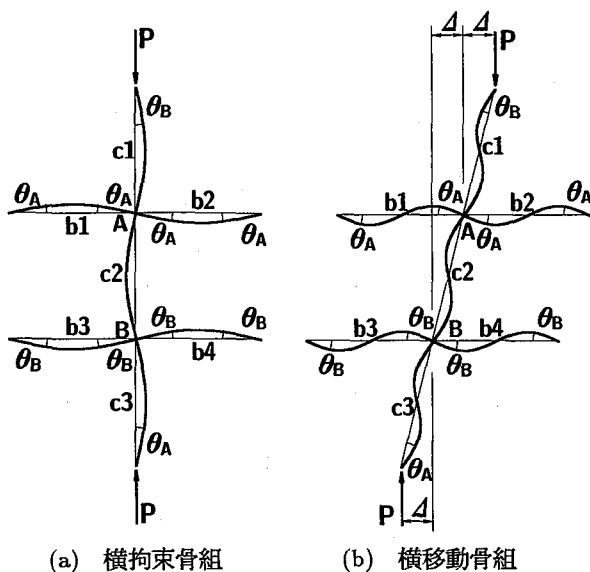


図-2 部分構造モデル

- 2) 横拘束骨組には主に鉛直等分布荷重が載荷されることより、接合部剛性は beam-line 法を適用して得られる割線剛性を仮定する方がより合理的であるものと考えられる。
- 3) 後藤等の半剛結接合骨組の臨界挙動に関する検討結果⁵⁾より、K 値算定のための接合部剛性は座屈時の接線剛性を用いるべきであることが明らかになっている。

以上より、本研究では接合部剛性評価に関する Barakat-Chen の方法を修正する形で、以下に示す2つの手法を提案し、数値解析的に検討を行うこととする。

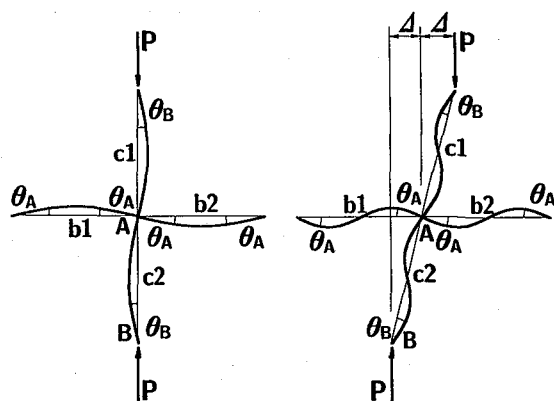
手法1：剛結接合骨組の場合と同様、半剛結接合骨組を横拘束、横移動骨組に分解し、式(1)を用いて柱端曲げモーメントを評価する。接合部剛性は、各骨組に対して線形な同一の値を用いることとする。その値は、beam-line 法を用いて評価することとし、弾性一次解析、K 値算定時に対して、それぞれ割線剛性、接線剛性を仮定するものとする。

手法2： B_2 係数のみを用い、与えられた半剛結接合骨組、荷重条件に対する弾性一次解析により得られた柱端曲げモーメントを M_{fe} として、式(5)により幾何学的非線形を考慮した曲げモーメント M_{uc} を評価する。

$$M_{uc} = B_2 \times M_{fe} \quad (5)$$

従って、横拘束、横移動骨組には分解しない。接合部剛性は手法1と同様、beam-line 法を用いて評価することとし、弾性一次解析、K 値算定時に対して、それぞれ割線剛性、接線剛性を仮定する。なお、本手法は以下の考え方に基いて提案するものである。すなわち、

- 1) 風荷重等の横方向分布荷重を水平方向集中荷重に換算して梁-柱接合部に作用させる通常の解析において、横拘束骨組柱は符号の異なる2曲率を有するこ



(a) 横拘束骨組 (b) 横移動骨組

図-3 部分構造モデル (c1, c2 柱のみ存在)

とより、 $B_1 = 1.0$ となることが数値解析的に明らかになっている；

- 2) 従って、 $M_{fe} = M_{nt} + M_{lt}$ であることより、式(5)は手法1(式(1))よりも設計的に安全側の断面力を与える；
- 3) 2つの構造系に分解しないことより、数値処理が大幅に軽減され、設計システムを一層簡略化できる；である。

なお、 B_2 係数の算定法には、式(3)、(4)に示されているように2つの方法がある。しかしながら、断面力算定後の部材照査までを考慮する場合には、式(4)の K 値を用いる方法が式(3)の水平方向変位を用いる方法よりも処理手順が少なく、より簡易に断面設計が可能になるものと判断される。本研究ではこの点を考慮し、手法1、2とも B_2 係数の算定には K 値を用いて評価する式(4)を用いることとした。

3. 有効座屈長係数 (K 値) の算定

半剛結接合骨組柱の K 値算定のための固有値方程式の定式化は、alignment chart 過程と接合部に線形スプリングを導入することにより行っている。半剛結接合骨組柱に alignment chart 過程を適用するための主な修正点は以下の通りである。

- 1) 後藤等の研究成果⁵⁾に基づき、梁材端に座屈時の接合部接線剛性を有する線形スプリングを導入する。
- 2) 載荷荷重は、接合部接線剛性評価時以外無視する。
- 3) 部分構造モデルの梁-柱接合部が剛結接合以外の場合には、1)によって規定された線形スプリングによる相対回転角を考慮し、梁および柱の撓角撓度式を修正する。

図-2には K 値算定のために用いた部分構造モデルを示している。また、c2 柱の B 端がピン支持または固定支持されている場合には、図-3に示すような部分構造モデルを仮定して固有値方程式を誘導している。半剛

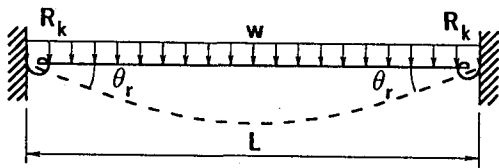


図-4 梁材のモデル化

表-1 断面諸元

	W18×65	W14×90
断面積 A	123.2 cm ²	171.0 cm ²
断面二次モーメント I	4.454×10 ⁴ cm ⁴	4.158×10 ⁴ cm ⁴
降伏応力 f_y	248.3 MPa	
弾性係数 E	2.000×10 ⁵ MPa	
塑性曲げモーメント M_p	541.2 kNm	638.8 kNm

結接合骨組柱のK値は、修正相対剛度係数を用い alignment chartにより算定することが可能である。しかしながら、図-2におけるA、B端の他端が固定あるいはピン支持の場合や図-3に示すようなc1、c2柱のみの場合には、alignment chart解は多少誤差を伴うことが確認されている⁸⁾。本数値解析例においてもこのような境界条件を有する場合が含まれていることより、本論文では全て固有値方程式を直接解くことによってK値を算定することとした。定式化の詳細については文献8)、9)を参照されたい。なお、K値算定時の接合部接線剛性は、簡略化するために構造解析を行うことなく、beam-line法により直接的に算定することとした。

4. beam-line 法

本研究では、半剛結接合部の接合部剛性をbeam-line法により評価することとしている。

今、図-4に示すような曲げ剛性EI、長さLの梁材に等分布荷重wが作用していると仮定すると、梁の材端モーメントMは次式によって示される。

$$M = \frac{wL^2}{12} \left(1 - \frac{\theta_r}{\theta_{b0}} \right) \quad (6)$$

ここで、

θ_r : 材端の相対回転角

θ_{b0} : 両端ピン支持の材端回転角 $= wL^3/24EI$

である。式(6)より、材端モーメントと材端の相対回転角の間には線形関係があることがわかる。また、接合部の非線形なM- θ_r 曲線と重ね合わせることで、両者の交差する点Aが接合部モーメントMおよび相対回転角 θ_r を意味する。従って、原点と点Aを結んだ直線の傾きが割線剛性(R_{kt})、点Aにおける曲線の接線の傾きが接線剛性(R_{ks})となる(図-5参照)。このように得られた割線剛性、接線剛性はそれぞれ弾性一次解析およびK値の算定時に用いられる。

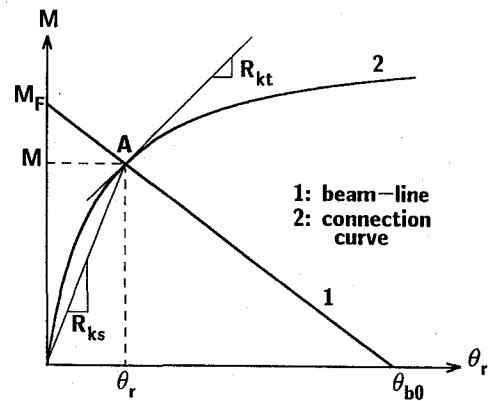


図-5 非線形なM- θ_r 曲線とbeam-line

5. 数値解析仮定

本研究では、図-6に示すような6種類の半剛結接合骨組について検討を行った。図中に各骨組の部材番号、節点番号、形状寸法および使用形鋼を示している。なお、全ての骨組において奥行き中心間隔は7.62mとしている。本研究では、AISC-LRFDの設計規準に従うこととしていることより、形鋼の呼称については同設計規準書に準じている。表-1に使用形鋼の断面諸元を示す。

断面力算定のための載荷荷重は、Lindseyの論文¹⁰⁾を参考に死荷重(D)を3.253 kN/m²、活荷重(L)を1.914 kN/m²、風荷重(W)を0.957 kN/m²と設定した。本研究では終局限界状態時の断面力の算定を行うため、係数倍荷重載荷時を想定していることより、荷重の組み合わせとしてAISC-LRFDの設計規準の1.2D + 0.5L + 1.3Wを採用することとした。その結果、各梁に作用する等分布荷重 W_b は $W_b = 37.05$ kN/m、風荷重による水平方向集中荷重 P_R 、 P_F はそれぞれ $P_R = 17.34$ kN、 $P_F = 34.67$ kNとなる。

本研究では、半剛結接合部の非線形なM- θ_r 特性評価のために、著者等によって提案されている三要素パワーモデル⁶⁾を用いることとした。このモデルは、接合部初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u および形状指数 n の3つのパラメータから構成されるものである。無次元化された接合部モーメント m および接線剛性 r は次式のように示される。

$$m = \frac{\theta}{(1+\theta^n)^{1/n}}, \quad r = \frac{1}{(1+\theta^n)^{(n+1)/n}} \quad (7), (8)$$

m : 無次元接合部モーメント ($= M/M_u$)

r : 無次元接合部接線剛性 ($= R_{kt}/R_{ki}$)

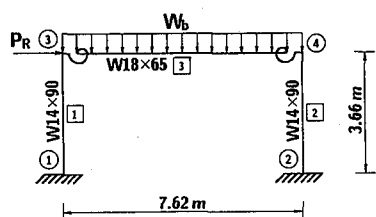
θ : 無次元相対回転角 ($= \theta_r/\theta_0$)

R_{kt} : 接合部接線剛性

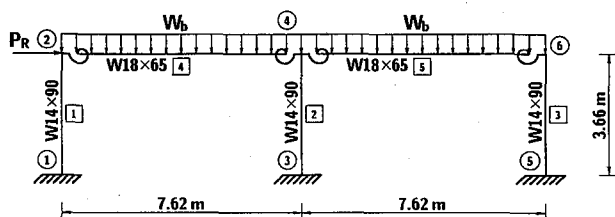
θ_r : 相対回転角

θ_0 : 塑性回転角 ($= M_u/R_{ki}$)

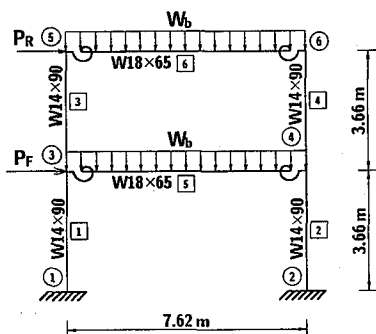
本数値解析では、剛結接合に近い状態からヒンジ接合に近い状態を検討するため、形状指数 n は $n=1$ と一定とし、接合部初期剛性 R_{ki} および限界曲げ耐力 M_u を変化させることとした。接合部初期剛性 R_{ki} に関しては、梁



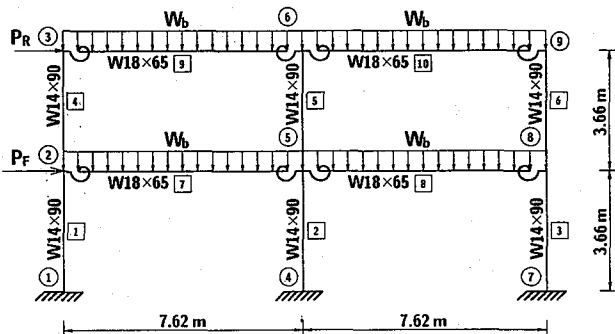
(a) 一層一径間骨組



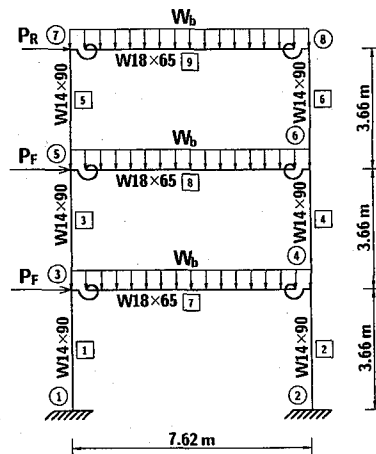
(b) 一層二径間骨組



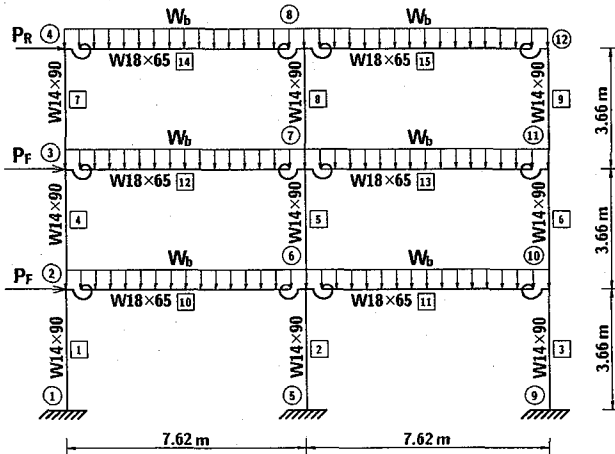
(c) 二層一径間骨組



(d) 二層二径間骨組



(e) 三層一径間骨組



(f) 三層二径間骨組

図-6 解析に用いた半剛結接合骨組

表-2 パラメーター一覧

ρ^*	限界曲げ耐力 M_u	形状指数 n
0.001	$1.0 M_p$	1.0
0.1	$0.9 M_p$	
0.2	$0.6 M_p$	
0.5	$0.4 M_p$	
2.0	$0.2 M_p$	

の曲げ剛性を用いて次式のように無次元化することとし、

$$\rho^* = \frac{EI_b}{L_b R_{ki}} \quad (9)$$

ρ^* を剛結接合に近い状態 ($\rho^* = 0.001$) からヒンジ接合に近い状態 ($\rho^* = 2.0$) まで、 $\rho^* = 0.001, 0.1, 0.2, 0.5, 2.0$ と変化させている。また、限界曲げ耐力 M_u もそれに対応して $M_u = M_p$ から $0.2 M_p$ まで変化させている。

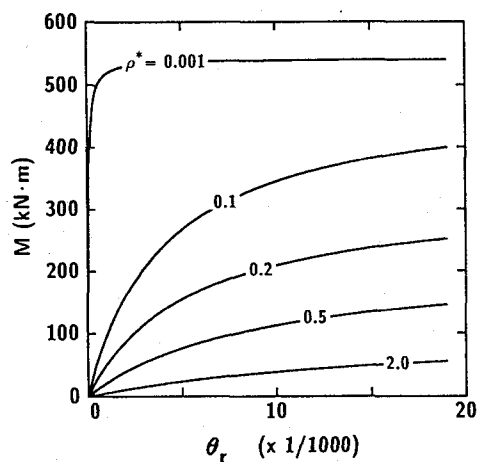


図-7 解析に用いた $M - \theta_r$ 曲線

表-2 には仮定したパラメーターの一覧を、また図-7 にはそれらの $M - \theta_r$ 曲線を示している。

6. 数値解析結果

6.1 係数倍荷重載荷時の各手法の妥当性検討

前節で仮定した係数倍荷重載荷時の柱端曲げモーメントに関し、本研究で提案する2手法と Barakat-Chen の方法による数値解析結果を弾性二次解析結果と比較する形で検討を行う。

表-3には一層一径間骨組の結果を一覧にして示している。表中の M_{exact} は弾性二次解析結果を示している。各手法による柱端曲げモーメントは M_{exact} に対する比 m^* で整理している。従って、 $m^* \approx 1.0$ の場合には解析結果が弾性二次解析値に近似していることを、 $m^* > 1.0$ 、 $m^* < 1.0$ の場合にはそれぞれ設計的に安全側、危険側の断面力を与えることを意味している。表中には全ての柱端曲げモーメントについて整理しているが、設計的には大きい柱端曲げモーメントのみが重要であることより、その値を太字で示している。以下の検討においては、各柱の最大材端曲げモーメントについてのみ着目し考察を行うこととする。

表より、Barakat-Chen の方法は、 ρ^* の増大（接合部剛性の低下）とともに M_{exact} に対する誤差も増大する傾向にあることがわかる。その誤差は $\rho^* = 2.0$ の柱番号1で最大約33%となっている。一方、手法1では、いずれの ρ^* に対してもその誤差は小さく、最大4%程度であることがわかる。手法2は、他の手法に比べ全体的に安全側の値を示し、過小評価となる部材数が手法1の9に対して6に減少している。これより、手法2は、

手法1より設計的に安全側の断面力評価が可能であり、かつ横拘束骨組に対する構造解析が不要であることより、工学的により合理的であることがわかる。

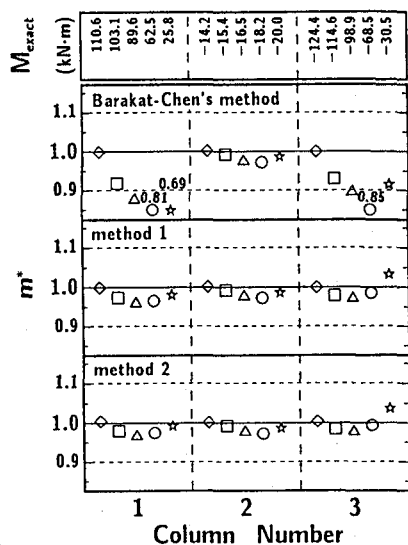
図-8には一層一径間骨組を除いた各骨組に対する無次元柱端曲げモーメント m^* の分布を各柱ごとに示している。図中、 $m^* < 0.85$ 、 $m^* > 1.15$ の場合には、その値を明記することとした。なお、二層骨組および三層骨組における黒塗りのマーク(▲, ●, ★)は、 B_2 係数算定時の K 値が二層骨組では4、三層骨組では6以上になったケースを示している。K 値算定において、alignment chart 過程に基づいた固有値方程式を用いる場合には、半剛結二層、三層骨組柱の K 値は境界条件によってそれぞれ $K > 4, 6$ となる場合がある。しかしながら、物理的にはそれぞれ $K \leq 4, 6$ になるものと考えられることより、本研究では $K = 4, 6$ と修正する形で断面力を算定している。

図-8 (a) より、一層二径間骨組の場合には一層一径間骨組と同様、Barakat-Chen の方法では $\rho^* > 0.001$ で柱端曲げモーメントを過小評価している。一方、手法1、2に関しては $m^* \approx 1.0$ となっていることより、適切な柱端曲げモーメントを与えていることがわかる。また、手法1と2は全ての柱材に対して類似の解を与えている。これは一層骨組に対する B_2 係数が1.0前後の値($B_2 = 1.004 \sim 1.008$)を示すことより、手法1と2に顕著な差が表れないためと考えられる。

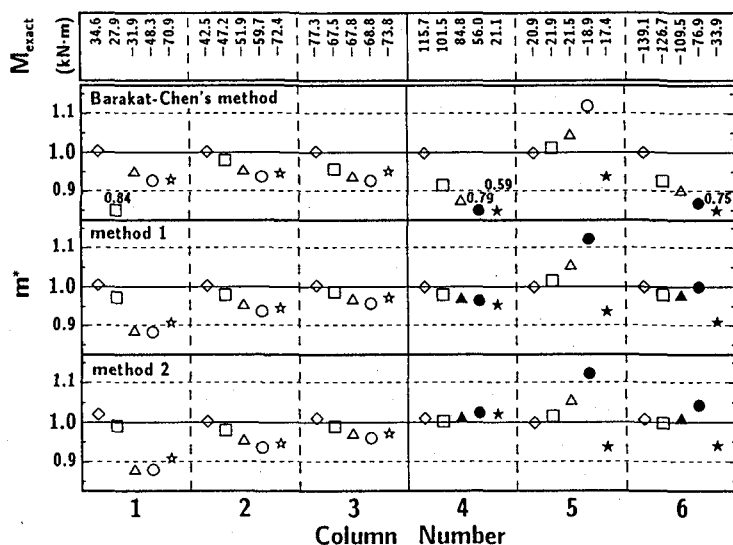
二層骨組(二層一径間骨組(図-8b)、二層二径間骨

表-3 一層一径間骨組の解析結果一覧

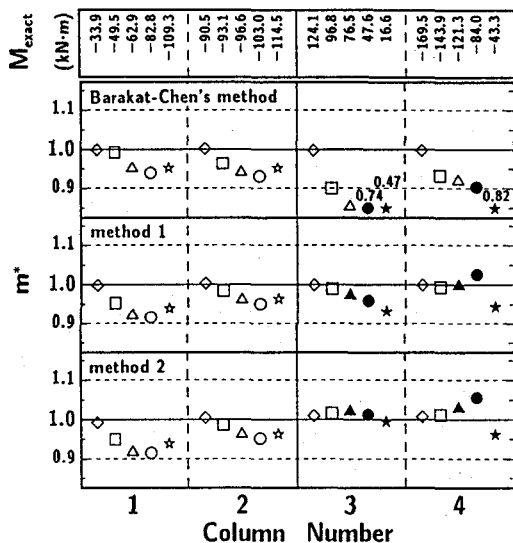
ρ^*	column no.	node no.	2nd order analysis M_{exact} (1)	Barakat-Chen's method		present method			
				M_1 (2)	(2)/(1)	method1		method2	
						M_2 (3)	(3)/(1)	M_3 (4)	(4)/(1)
0.001	1	1	49.1	49.0	0.998	49.0	0.999	49.3	1.004
		3	129.8	129.5	0.998	129.7	0.999	130.2	1.003
	2	2	-88.8	-88.7	0.999	-88.8	1.000	-89.0	1.003
		4	-153.8	-153.5	0.998	-153.6	0.999	-154.2	1.002
0.1	1	1	34.7	30.5	0.879	34.5	0.996	34.8	1.004
		3	107.9	97.9	0.907	106.2	0.984	106.8	0.989
	2	2	-79.3	-74.3	0.938	-78.4	0.989	-78.7	0.992
		4	-127.1	-117.8	0.927	-126.1	0.992	-126.7	0.997
0.2	1	1	22.8	18.6	0.815	22.9	1.004	23.2	1.016
		3	90.2	78.6	0.872	87.5	0.970	88.0	0.976
	2	2	-71.6	-65.8	0.919	-70.1	0.980	-70.4	0.984
		4	-105.2	-95.2	0.905	-104.1	0.990	-104.7	0.995
0.5	1	1	4.5	0.4	0.086	5.3	1.173	5.5	1.223
		3	61.4	49.2	0.801	59.2	0.964	59.7	0.972
	2	2	-58.8	-52.8	0.898	-57.7	0.982	-57.9	0.985
		4	-71.0	-60.7	0.855	-70.7	0.996	-71.2	1.003
2.0	1	1	-17.8	-20.4	1.144	-16.7	0.937	-16.6	0.931
		3	25.2	16.9	0.673	24.5	0.973	24.7	0.982
	2	2	-42.2	-38.8	0.918	-42.5	1.005	-42.6	1.008
		4	-29.0	-21.8	0.751	-29.4	1.011	-29.6	1.019



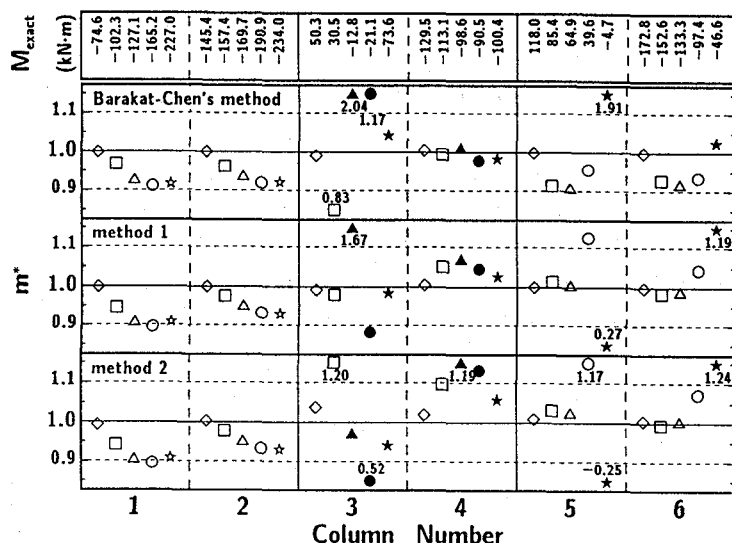
(a) 一層二径間骨組



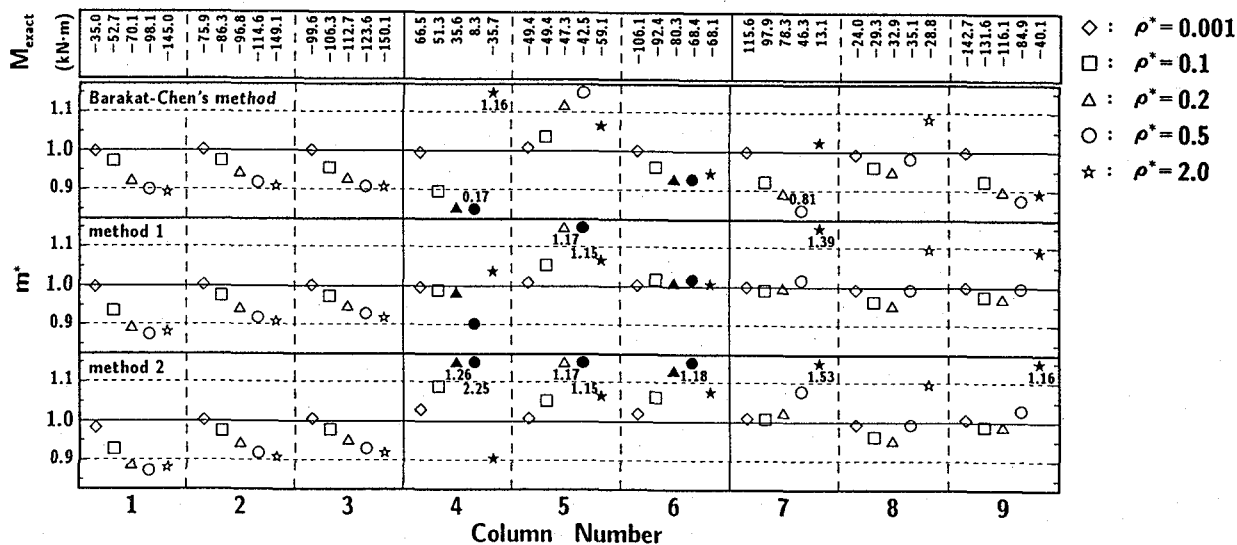
(c) 二層二径間骨組



(b) 二層一径間骨組



(d) 三層一径間骨組



(e) 三層二径間骨組

図-8 各骨組に対する解析結果

組(図-8c))について検討を行う。いずれの骨組においても、一層目の柱端曲げモーメントに関しては、3手法ともほぼ類似の分布性状を示し、 $\rho^* > 0.001$ で過小評価の傾向があることがわかる。二層目の柱に関しては、中柱(二層二径間骨組の柱番号5)を除き、Barakat-Chenの方法は ρ^* の増大とともに誤差が大きくなっている。最大誤差は二層一径間骨組の柱番号3における $\rho^* = 2.0$ の場合に53%程度となっている。一方、手法1, 2の場合はいずれの柱に対しても $0.9 < m^* < 1.1$ となっており、設計的に適切な値を示している。また、手法2が手法1に対して安全側に推移していることもわかる。二層二径間骨組の中柱(柱番号2, 5)の柱端曲げモーメントは3手法とも類似の分布性状を示している。これは、中柱の材端モーメント M_{uc} が横拘束骨組による曲げモーメント M_{nt} が零となり横移動骨組による曲げモーメント M_k にのみ影響を受けること、その時の接合部剛性が3手法とも同じ割線剛性 R_k であるため同一の M_k になること、および B_2 係数が3手法でほぼ等しい値を示すことによるものと考えられる。

次に三層骨組(三層一径間骨組(図-8d)、三層二径間骨組(図-8e))について検討を行う。一層目の柱はいずれの骨組に対しても二層骨組と同様、3手法とも類似の分布性状を示している。最も小さい無次元柱端曲げモーメント m^* に対しても10%程度の割増しで十分であることがわかる。二層目の柱に関しては、いずれの骨組とも風荷重作用側柱(三層一径間骨組の柱番号3、三層二径間骨組の柱番号4)の材端曲げモーメントが小さいことより、 ρ^* の値によって m^* のばらつきが大きく示されている。しかしながら、非風荷重作用側柱(三層一径間骨組の柱番号4、三層二径間骨組の柱番号6)の材端曲げモーメントが大きく、いずれの ρ^* に対しても手法1, 2が $m^* > 1$ であることより、手法1あるいは

2を用いることにより、外柱の材端曲げモーメントを設計的に安全側に評価できることがわかる。三層目の柱に関しても、ほぼ二層目の柱と類似の分布性状を示している。すなわち、外柱は非風荷重作用側柱の材端曲げモーメントが風荷重作用側柱のそれよりも大きく、かついずれの ρ^* に対しても手法1, 2を用いることにより、安全側で柱端曲げモーメントの評価が可能である。この場合のBarakat-Chenの方法は、 ρ^* の増大とともに過小評価の比率が増大している。

6.2 一層目の梁-柱接合部を剛結接合とする三層骨組に対する各手法の妥当性検討

前節では全接合部が同一の非線形な剛性特性を有する半剛結接合骨組に対する各手法の妥当性について検討を行った。しかしながら、三層以上の高層骨組の場合には一層目を剛結接合とする場合の方が半剛結接合とする場合よりも横移動量も少なく、かつ K 値も大幅に低減できることから、より現実的であることが明らかになっている¹¹⁾。ここでは実務的なことを考慮し、一層目の梁-柱接合部を剛結接合、二層目以上の梁-柱接合部を半剛結接合とした場合の三層一径間および二径間骨組を取り上げ、3手法の妥当性について検討を行う。

図-9(a), (b)に解析結果の一覧を示している。図より、二層目の柱では黒塗りのマークが存在しないことより、それらの K 値が全て6以下となっていることがわかる。

一層目の柱に関しては、一径間および二径間骨組の場合とも3手法による解はいずれも $m^* \approx 1.0$ となっている。

二層目の柱に関しては、前節と同様風荷重作用側柱(三層一径間骨組の柱番号3、三層二径間骨組の柱番号4)の材端曲げモーメントが小さいことより、各手法による解も ρ^* に対するばらつきが大きく示されている。しかしながら、非風荷重作用側柱(三層一径間骨組の柱番号

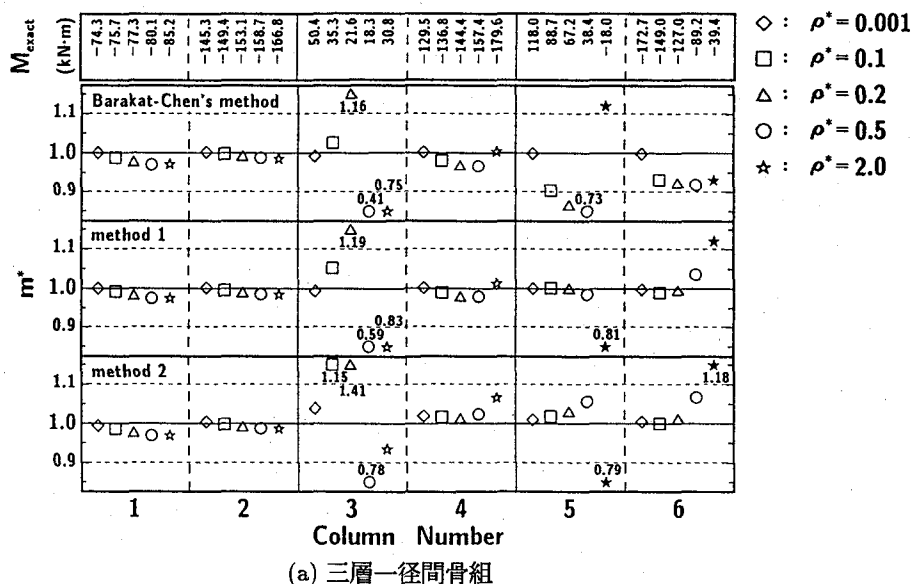


図-9 三層一径間および二径間骨組の解析結果(一層目の梁-柱接合部:剛結接合)

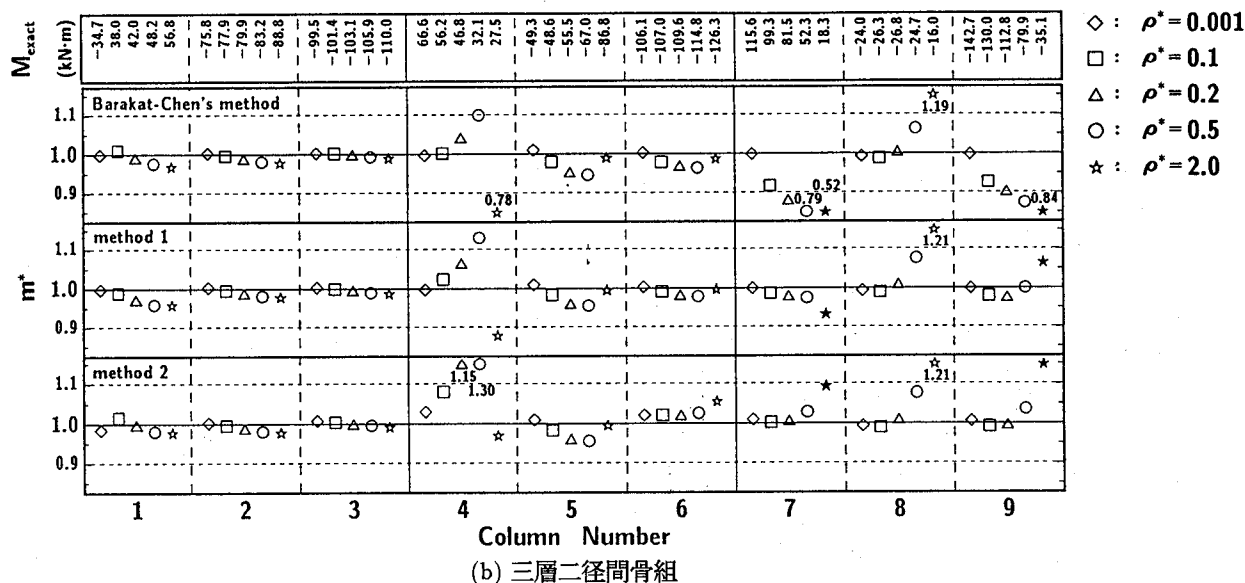


図-9 三層一径間および二径間骨組の解析結果 (一層目の梁-柱接合部: 剛結接合)

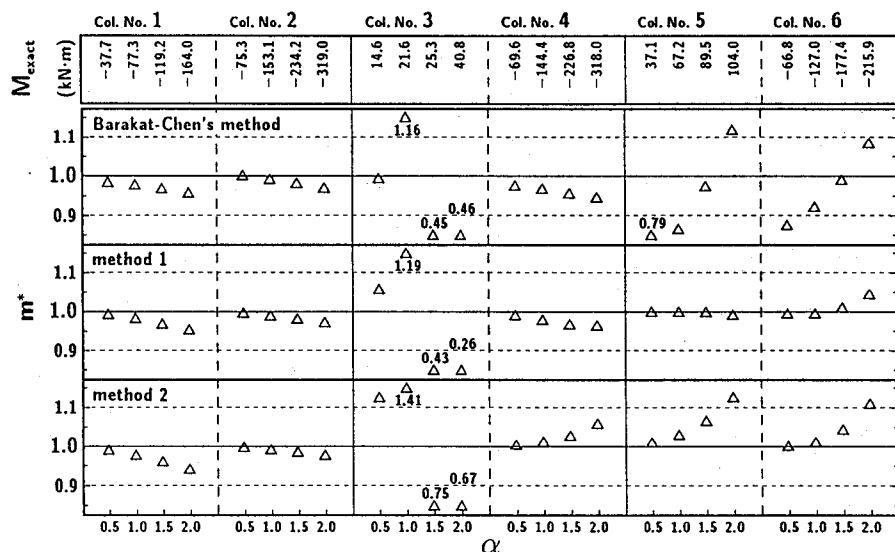


図-10 載荷荷重を変化させた場合の三層一径間骨組の解析結果 (一層目の梁-柱接合部: 剛結接合, $\rho^* = 0.2$)

4, 三層二径間骨組の柱番号6)の材端曲げモーメントが大きく, かつ3手法ともいずれの ρ^* に対して $m^* > 0.9$ となっていることより, 設計的には適切な柱端曲げモーメントの評価が可能であるものと考えられる. 3手法では手法2が最も安全側に推移していることがわかる. また, Barakat-Chenの方法は手法1よりも若干小さな値を与えている.

三層目の柱において, 非風荷重作用側柱に対する Barakat-Chenの方法は, 剛結接合に近い場合 ($\rho^* = 0.001$)を除き過小評価を与えているが, 手法1, 2はともに比較的安全側の値を与えていることがわかる.

以上より, 現実的な骨組を想定し, 一層目の梁-柱接合部を剛結接合とする骨組に対しても, 手法1, 2は10%程度の安全率を考慮することにより, 適切な断面力の

評価が可能であることが明らかになった. これより, 手法1, 2は一層目の梁-柱接合部を剛結接合とする半剛結接合高層骨組に対しても十分適用可能であるものと判断される.

6.3 載荷荷重を変化させた場合の各手法の妥当性検討

Barakat-Chenの方法において横拘束骨組柱の接合部剛性は, 前述のように載荷荷重に無関係に決定されている. ここでは, 載荷荷重を変化させた場合の各手法の妥当性について, 一層目の梁-柱接合部を剛結接合とした場合の三層一径間骨組を対象として数値解析的に検討を行った. なお, ここでは代表的な半剛結接合の剛性特性を有する $\rho^* = 0.2$ の場合についてのみ検討を行う.

解析は基本荷重 (W_b, P_F, P_R) に荷重係数 α を乗じ, $\alpha = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ と載荷荷重を変化させた場合に

ついて行った。図-10に数値解析結果を示す。図は縦軸に無次元柱端曲げモーメント m^* 、横軸に荷重係数 α を取って整理している。なお、誤差が 15 % を超える ($m^* < 0.85$, $m^* > 1.15$) 場合については、前節同様その値を明記することとした。図より、一層目の柱に関しては、3手法ともほぼ類似の分布性状を示し、10 % 程度の割増しで評価可能であることを示している。

二層目の柱に関しては、風荷重作用側柱(柱番号3)の材端曲げモーメントが小さいことより、 α に対する各手法の解もばらつきが大きくなっている。しかしながら、非風荷重作用側柱(柱番号4)の材端曲げモーメントが大きく、かつ3手法とも $m^* > 0.9$ となっていることより、設計的には非風荷重作用側柱の材端曲げモーメントを用いることにより、適切な断面力の評価が可能であるものと考えられる。また、手法2は手法1に対して安全側に推移している。

三層目の柱において、手法1、2はいずれの α に対しても $m^* > 1.0$ となっていることより、安全側で柱端曲げモーメントの評価が可能であることがわかる。一方、Barakat-Chenの方法は、載荷荷重が小さい場合には過小評価、大きい場合には過大評価を与えており、載荷荷重の大小に対して柱端曲げモーメントの適切な評価が不可能であることを示している。これは、手法1が載荷荷重の大小に対してほぼ適切な解を与えていることより、横拘束骨組に対する接合部剛性が載荷荷重に無関係に決定されていることに起因しているものと判断される。

7. まとめ

本研究では、 B_1/B_2 法を用いた簡略かつ合理的な半剛結接合骨組柱の断面力算定法を確立することを目的として、接合部剛性評価に関する Barakat-Chenの方法を修正する形で2つの手法を提案した。ここで提案する手法は beam-line 法を用い、弾性一次解析時には接合部割線剛性を、K値の算定時には接合部接線剛性を採用することとし、従来の B_1/B_2 法を用いる方法と横移動骨組に対する B_2 係数のみを用いる方法の2種類である。2手法および Barakat-Chenの方法の妥当性検討のための数値解析は、6種類の実骨組について弾性二次解析結果と比較する形で検討を行った。本数値解析によって得られた結果を整理すると、

- 1) 本研究で提案した2手法は弾性二次解析による結果との誤差が小さく、10 % 程度の割増しを考慮することにより、適切な柱端曲げモーメントの評価が可能であることが明らかになった。特に B_2 係数のみを用いる方法は B_1/B_2 係数を用いる手法に比較して安全側の値を与えることが明らかになった。この方法は、横拘束骨組に対する構造解析が不要であることより工学的により合理的な手法と考えられる。
- 2) Barakat-Chenの方法は、剛結接合に近い接合状態を除き、柱端曲げモーメントを過小評価する傾向が

あることが明らかになった。

- 3) 実骨組を想定し、一層目の梁-柱接合部を剛結接合とした三層骨組に対しても、本研究で提案した2手法の妥当性が確認された。これより、一層目の梁-柱接合部を剛結接合とする半剛結接合高層骨組に対しても十分適用可能であるものと判断される。
- 4) 三層一径間骨組(一層目の梁-柱接合部: 剛結接合)を用い載荷荷重を変化させた数値解析結果より、本研究で提案した2手法は、載荷荷重の大きさに対応して適切な柱端曲げモーメントの評価が可能であることが明らかになった。

参考文献

- 1) AISC : Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, 1993.
- 2) Eurocode No.3 : Design of Steel Structures : Part I - General Rules and Rules for Buildings, Brussels, European Committee for Standardization, 1992.
- 3) Barakat, M. and Chen, W.F. : Design analysis of semi-rigid frames: evaluation and implementation, *Engrg. Journal*, AISC, 28, 2, 55-64, 1991.
- 4) King, W.S. and Chen, W.F. : LRFD analysis for semi-rigid frame design, *Engrg. Journal*, AISC, 30, 4, 130-140, 1993.
- 5) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W.F. : Stability behavior of semi-rigid sway frames, *Engrg. Struct.*, 10, 3, 209-219, 1993.
- 6) Kishi, N. and Chen, W.F. : Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles, *Journal of Struct. Engrg.*, ASCE, 116(ST7), 1813-1834, 1990.
- 7) Goto, Y. and Chen, W.F. : On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames, *Journal of Construction Steel Research*, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed.), 8, 202-231, 1987.
- 8) 岸 徳光, 後藤芳顕, 小室雅人 : 半剛結横移動骨組柱の有効座屈長係数の算定方法について, 土木学会構造工学論文集, Vol. 41A, 153-161, 1995.
- 9) 岸 徳光, 後藤芳顕, W.F. Chen, 小室雅人 : 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長係数算定法, 鋼構造年次論文報告集, Vol.3, 53-60, 1995.
- 10) S.D. Lindsey : Design of frames with PR connections, *Journal of Construction Steel Research*, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F. Chen Ed.), 8, 251-260, 1987.
- 11) N. Kishi, W.F. Chen, Y. Goto and K.G. Matsuoka : Behavior of tall frame combining rigid and semi-rigid connections, *Proceedings of Structures Congress XII*, ASCE, Atlanta GA, 1185-1190, 1994.

(1996年9月6日受付)