

I-10

B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法を用いた半剛結鋼骨組の断面力算定に関する一考察

室蘭工業大学 正員 岸 徳 光  
 名古屋工業大学 正員 後 藤 芳 顯  
 室蘭工業大学 正員 小 室 雅 人  
 室蘭工業大学 学生員 寺 島 彰 人

1. はじめに

現在、構造物の設計方法に関する世界の趨勢は、許容応力設計法から限界状態設計法に移行する方向にある。限界状態設計法の1つである AISC-LRFD の設計基準<sup>1)</sup>では、終局限界状態と使用限界状態の2つの限界状態が規定されている。同基準に従う設計はこれらの限界状態に対する安全性照査のもとに効率的に行われなければならない。同設計基準では、鋼骨組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を規定している。また、接合部剛性のレベルにより、構造形式を剛結接合構造 (FR 構造) と半剛結接合構造 (PR 構造) に分類している。剛結接合構造に関しては、断面力算定法として幾何学的非線形を考慮した直接剛性法の他、従来から用いられている線形解析法を基本とした B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub>法が示されており、同基準に基づいた断面力の算定が可能となっている。しかしながら、半剛結接合構造に関しては、具体的な断面力の算定手法の提示がなく、現在各国の研究者により調査研究が行われている段階である。

半剛結接合骨組の断面力の算定に関しては、Barakat-Chen が剛結接合構造の断面力算定法である B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法と beam-line 法を組み合わせた手法を提案している<sup>2)</sup>。この方法では、B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub>法に含まれている柱の有効座屈長係数 (K 値) を接合部の割線剛性を用いて評価している。しかしながら、後藤等の研究<sup>3),4)</sup>によると、分岐後も接合部が載荷状態にあることが明らかになっていることより、K 値は接合部接線剛性を用いて評価しなければならないものと考えられる。

このような観点より、本論文では半剛結接合骨組柱を剛結接合骨組柱と同様に B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法を適用し断面力を適切に算定評価する方法を確立することを目的として、接合部の接線剛性を考慮して算定された K 値を用いる B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法、横移動量 Δ を用いる B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法、半剛結接合骨組では横移動骨組成分が卓越するとして、横移動骨組成分による B<sub>2</sub> のみを考慮する方法、の3つの算出方法による断面力の算定を試み、各 B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法の妥当性を数値的に検討することとした。なお、半剛結接合部の非線形な剛性特性は、三要素パワーモデル<sup>5)</sup>を用いて評価し、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を用いている。

2. B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> 法

B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub>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横拘束骨組と横移動骨組に対する載荷状態の合成と考え、各骨組の弾性一次解析によるそれぞれの曲げモーメント値を M<sub>nt</sub>, M<sub>lt</sub> とすると、弾性二次解析における曲げモーメント値 M<sub>u</sub> は次式のように示される。

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (1) \quad P_u \quad : \quad \text{着目している層作用軸力}$$

ここで、B<sub>1</sub> は、

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{ek}}} \geq 1.0 \quad (2) \quad \Sigma P_u \quad : \quad \text{層の柱に作用する作用軸力の合力}$$

$$\Delta_0 \quad : \quad \text{着目している層の一次解析による水平方向の変位量}$$

$$\Sigma H \quad : \quad \Delta_0 \text{ を生成する全層の水平力の合計}$$

B<sub>2</sub> は、

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u \Delta_0}{\Sigma HL}} \text{ または、 } \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{ek}}} \quad (3), (4) \quad L \quad : \quad \text{着目している層の高さ}$$

$$C_m \quad : \quad 0.6 - 0.4 M_A/M_B$$

$$M_A/M_B \quad : \quad \text{着目している柱材の大きい材端モーメントに対する小さい材端モーメントの割合}$$

と示される。

$$P_{ek} \quad : \quad \text{着目している柱のオイラーの座屈荷重}$$

A Consideration on Column Design Moment of Flexibly Jointed Frames by means of B<sub>1</sub>/B<sub>2</sub> Method  
 by Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO, Masato KOMURO and Akihito TERASHIMA

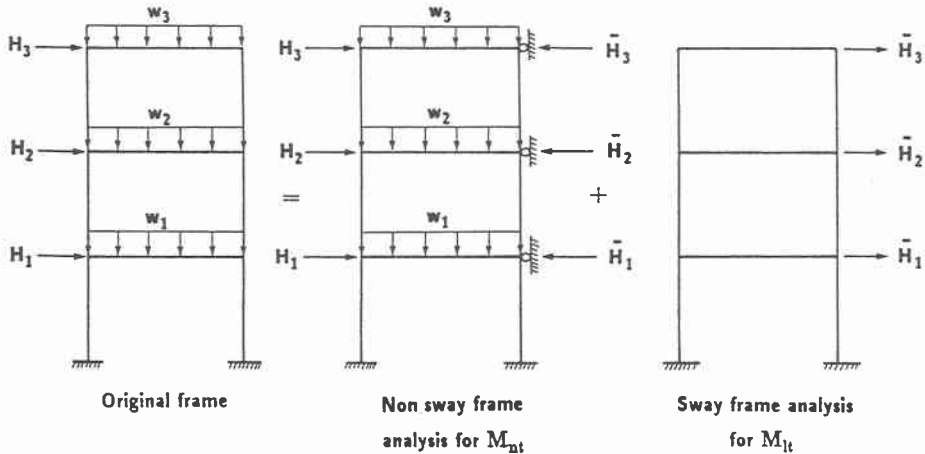


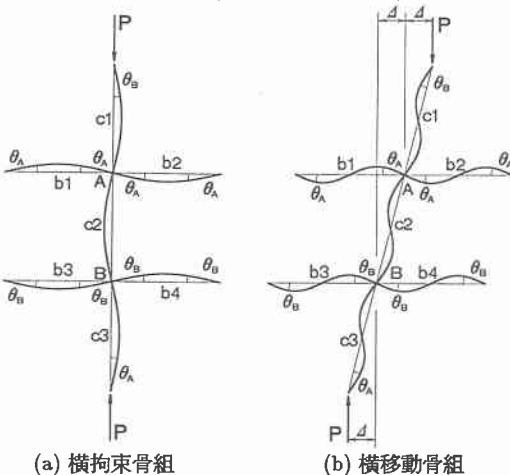
図-1 骨組構造の分解の模式図

### 3. K 値の算定

K 値算定のための座屈方程式の定式化<sup>6),7)</sup>は AISC-LRFD の設計基準でも用いられている alignment chart 法<sup>8)</sup>と同様の過程に従い接合部の剛性を評価できるように修正を行っている。それらの仮定を列挙すると、

- 1) 全ての梁、柱は弾性的に挙動するものとする。
- 2) 無限の階層と径間を有する矩形骨組と仮定する。
- 3) 考えている部分構造モデルにおいて柱の安定関数 (stability function) は同一と仮定する。
- 4) 剛結接合骨組の場合には、梁と柱の接合部の挙動特性は全て同一とする。半剛結接合骨組の場合には、座屈時の接合部接線剛性を考慮して、それらの挙動特性を修正するものとする。
- 5) 考えている部分構造モデルの柱の軸力は全て同一とし、全ての柱が同時に座屈するものとする。
- 6) 梁の軸力および梁に作用している荷重は半剛結接合部の座屈時の接線剛性の算定時以外は無視する。

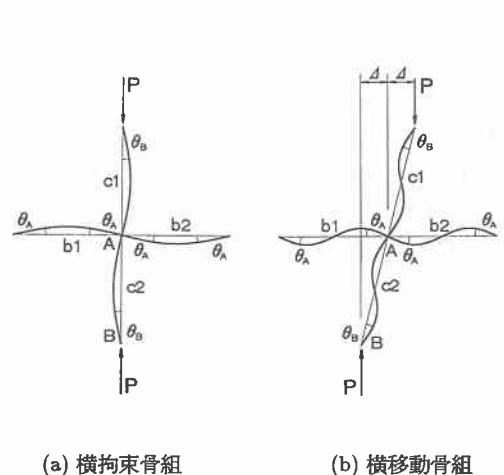
図-2 (a), (b)に c2 柱の K 値を求める場合の alignment chart 法の仮定に基づいた剛結横拘束、横移動骨組の座屈モードを示す。c2 柱の B 端がピンあるいは固定支持され c3 柱が存在しない場合は、図-3 (a), (b)に示すような部分構造モデルを考え、c1 柱の A 端の他端の節点回転角を横拘束骨組の場合は  $\theta_B = -\theta_A$ 、横移動骨組の場合は  $\theta_B = \theta_A$  と仮定し誘導している。なお、半剛結接合を有する場合には、接合部に座屈前の接線剛性と等しい剛性を有する線形スプリングがあるものと仮定し、座屈方程式を誘導している。



(a) 横拘束骨組

(b) 横移動骨組

図-2 座屈モード (c1, c2, c3 が存在する場合)



(a) 横拘束骨組

(b) 横移動骨組

図-3 座屈モード (c1, c2 のみ存在する場合)

#### 4. 数値解析のための仮定

本研究では図-4に示すような2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、形状寸法及び各部材の使用形鋼を示している。なお、奥行き中心間隔は300 inとしている。本研究では AISC-LRFD の設計基準に従うこととしているため、使用単位は米国の慣用単位に、形鋼の呼称についても同設計基準に従っている。

断面力算定のための載荷荷重は、死荷重 (D) を 68 psf, 活荷重 (L) を 40 psf, 風荷重 (W) を 20 psf と設定し、係数倍荷重載荷時を想定していることより、 $1.2D+0.5L+1.3W$  の組み合わせ荷重を用いている ( $1 \text{ psf} = 4.89 \text{ kgf/m}^2$ )。従って、各梁に作用する等分布荷重  $W$  は  $W = 0.2117 \text{ kip/in}$  ( $1 \text{ kip/in} = 17.874 \text{ tf/m}$ )、風荷重による水平方向集中荷重  $P_R$ ,  $P_F$  は  $P_R = 3.9 \text{ kip}$ ,  $P_F = 7.8 \text{ kip}$  ( $1 \text{ kip} = 454 \text{ kgf}$ ) となる。

半剛結接合部の非線形な剛性特性の評価に関しては、著者等によって提案されている三要素パワーモデル<sup>5)</sup>を用いることとする。このモデルは接合部初期剛性  $R_{ki}$ , 限界曲げ耐力  $M_u$ , 及び形状指数  $n$  の3つのパラメータから構成されるもので、無次元化し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。

$$m = \frac{\theta}{(1+\theta^n)^{1/n}}, \quad r = \frac{1}{(1+\theta^n)^{(n+1)/n}} \quad (5), (6)$$

ただし、

- $m$  : 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 =  $R_k/R_{ki}$
- $M$  : 接合部モーメント
- $R_k$  : 接合部接線剛性
- $\theta$  : 無次元相対回転角 =  $\theta_r/\theta_0$
- $\theta_r$  : 接合部相対回転角
- $\theta_0$  : 塑性回転角 =  $M_u/R_{ki}$

である。

本解析では、3つのパラメータのうち、限界曲げ耐力  $M_u$  を梁の塑性曲げモーメント ( $M_p = 3434.4 \text{ kip-in}$ ,  $1 \text{ kip-in} = 11.53 \text{ kgf-m}$ ) に等しくとり、形状指数  $n$  は  $n = 1$  としている。また、接合部初期剛性  $R_{ki}$  に関しては、梁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、

$$\rho^* = \frac{EI_b}{L_b R_{ki}} \quad (7)$$

$\rho^*$  を 0.001, 0.1, 0.5, 2.0 と変化させている。図-5に  $\rho^*$  を変化させた場合の半剛結接合部の非線形な  $M - \theta_r$  曲線を示している。なお、接合部接線剛性は、微小変位理論に基づい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法によって算定している。

本研究では、以下に示す3ケースの方法で半剛結接合骨組柱の部材曲げモーメントの算定を行っている。

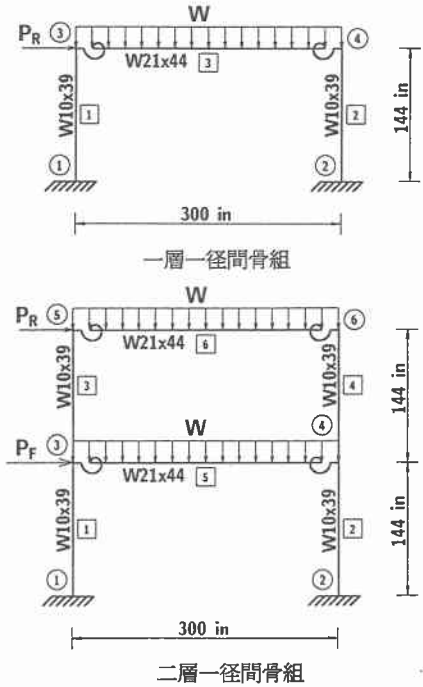


図-4 解析に用いた骨組一覧

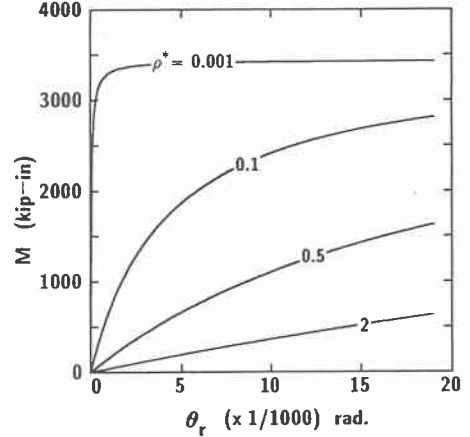


図-5 解析に用いた  $M - \theta_r$  曲線

- ケース1： AISC-LRFDで規定している  $B_1/B_2$  法を用いて部材曲げモーメントを算定する。ただし、 $B_1$  に関しては式(4)を利用するものとする。また、 $B_1, B_2$  に含まれる  $K$  値については接合部接線剛性を用いて評価する。部材曲げモーメントは式(1)によって求める。これを  $M_1$  とする。
- ケース2： ケース1の場合と同様であるが、 $B_2$  については、式(3)の層の横移動量を考慮した式を利用する。部材曲げモーメントはケース1と同様に式(1)によって求める。これを  $M_2$  とする。
- ケース3： 半剛結接合骨組柱の二次項を考慮した曲げモーメントには横移動骨組の影響が大きいものと判断される。これより、ここでは横拘束骨組の曲げモーメント成分を無視し横移動骨組に与えられた全ての組み合わせ荷重を載荷させて一次解析を行い、モーメント ( $M^*$ )、 $K$  値を求め、 $B_2$  を決定するものとする。二次項を考慮した柱の部材曲げモーメントは  $M_3 = B_2 \times M^*$  として算定される。

### 5. 数値解析結果

数値解析結果は3種類の算定法と弾性二次解析により得られた結果を  $\rho^*$  ごとに比較する形で整理している。表一1、2にそれぞれ一層一径間、二層一径間骨組の結果を示している。表中の  $M_{\text{exact}}$  は弾性二次解析で得られた部材曲げモーメントを示している。本研究では、3種類の算定法によって求められた部材曲げモーメントと弾性二次解析による  $M_{\text{exact}}$  の比をとる形で各算定法の妥当性の検討を行うこととした。すなわち、その比が1.0に近いほど両者の差は小さく、1.0より大きければ安全側の値を、逆に小さければ危険側の値を与えることを意味している。表中には全ての柱材の材端モーメントを示しているが、設計時にはその部材に作用する最大曲げモーメントが重要になる。従って、本研究ではこの点に着目し考察を行うこととし、着目した部材曲げモーメントを表中では太字で示している。

まず、一層一径間骨組(表一1参照)について考察する。 $\rho^*$  が小さい場合 ( $\rho^* = 0.001$ , 剛結接合に近い場合) には、3手法とも  $M_{\text{exact}}$  に対する比はほぼ1.0となっており、良い結果を与えていることがわかる。 $\rho^*$  の増大とともに、ケース1、2の方法では徐々に1.0より離れる傾向が見られる。しかしながら、 $\rho^* = 2.0$  においてもその誤差は  $\pm 2\%$  程度となっている。この結果より、ケース1、2の方法では、危険側の値を与える場合もあるが、その程度は小さく、比較的良好な結果が得られていると思われる。また、ケース3においては  $\rho^*$  にかかわらず、全ての柱材に対して1~4%

表一1 一層一径間骨組柱の曲げモーメント評価に関する3手法と弾性2次解析との比較一覧

$\rho^*$	Elm. No.	Node No.	2nd order analysis $M_{\text{exact}}$ (1)	$B_1/B_2$ method					
				case 1		case 2		case 3	
				$M_1$ (2)	(2)/(1)	$M_2$ (3)	(3)/(1)	$M_3$ (4)	(4)/(1)
0.001	1	1	244.9	243.8	0.996	244.1	0.997	249.0	1.017
		3	<b>670.9</b>	<b>671.4</b>	<b>1.001</b>	<b>671.6</b>	<b>1.001</b>	<b>681.9</b>	<b>1.016</b>
	2	2	-551.7	-551.2	0.999	-550.9	0.999	-556.4	1.009
		4	<b>-932.0</b>	<b>-933.0</b>	<b>1.001</b>	<b>-932.8</b>	<b>1.001</b>	<b>-943.5</b>	<b>1.012</b>
0.100	1	1	190.2	192.9	1.014	193.2	1.016	194.7	1.023
		3	<b>589.1</b>	<b>587.4</b>	<b>0.997</b>	<b>587.6</b>	<b>0.998</b>	<b>600.3</b>	<b>1.019</b>
	2	2	-515.6	-512.9	0.995	-512.5	0.994	-520.9	1.010
		4	<b>-832.6</b>	<b>-837.2</b>	<b>1.005</b>	<b>-836.9</b>	<b>1.005</b>	<b>-844.1</b>	<b>1.014</b>
0.500	1	1	61.9	69.2	1.118	69.7	1.125	66.8	1.079
		3	<b>402.8</b>	<b>398.5</b>	<b>0.989</b>	<b>398.7</b>	<b>0.990</b>	<b>413.6</b>	<b>1.027</b>
	2	2	-434.7	-430.0	0.989	-429.5	0.988	-441.0	1.015
		4	<b>-601.5</b>	<b>-609.9</b>	<b>1.014</b>	<b>-609.6</b>	<b>1.013</b>	<b>-612.3</b>	<b>1.018</b>
2.000	1	1	-102.4	-96.8	0.945	-95.9	0.936	-98.1	0.958
		3	<b>187.6</b>	<b>184.7</b>	<b>0.984</b>	<b>185.0</b>	<b>0.986</b>	<b>195.4</b>	<b>1.041</b>
	2	2	<b>-346.9</b>	<b>-345.8</b>	<b>0.997</b>	<b>-344.9</b>	<b>0.994</b>	<b>-353.3</b>	<b>1.019</b>
		4	-314.0	-319.6	1.018	-319.3	1.017	-321.5	1.024

程度安全側の値を与えるようである。

次に、二層一径間骨組について考察する。表一2より、 $\rho^* = 2.0$  の場合を除いては、 $\rho^*$  が大きくなるにつれて、ケース1、2の両手法とも誤差が大きくなる傾向が見られる。その誤差は、特に固定支持端で大きく  $\rho^* = 0.5$  では7%程度(部材番号1、節点番号1)危険側の値となっている。ケース3の手法では、他の2手法よりも誤差が小さく、比較的安全側の値となっている。また、 $\rho^* = 2.0$  については、特に二層目の柱(部材番号3、4)において、誤差が大きくなっている(ケース1では約30%、ケース3では約80%)。これは、図一5からも理解できるように  $\rho^* = 2.0$  における接合部接線剛性はピン接合に近い値となっていることより、横移動骨組柱におけるK値が接線剛性の減少に伴い、急激に増大し(alignment chartでは両端がヒンジ接合の場合、K値は $\infty$ となる)、 $B_2$  が大きく評価されるためと考えられる。一方、ケース2の方法では横移動量 $\Delta$ に着目して、 $B_2$ を算定しているため、他の2手法よりも誤差が小さく、最大約15%となっている。

以上の結果より、本数値解析の範囲内では接合部がある程度の剛性を有している場合には、ケース1、2の手法では

表一2 二層一径間骨組柱の曲げモーメント評価に関する3手法と弾性2次解析との比較一覧

$\rho^*$	Elm. No.	Node No.	2nd order analysis $M_{exact}$ (1)	$B_1/B_2$ method					
				case 1		case 2		case 3	
				$M_1$ (2)	(2)/(1)	$M_2$ (3)	(3)/(1)	$M_3$ (4)	(4)/(1)
0.001	1	1	<b>-263.8</b>	<b>-263.6</b>	<b>0.999</b>	<b>-261.2</b>	<b>0.990</b>	<b>-260.8</b>	<b>0.989</b>
		3	29.6	34.4	1.162	36.3	1.228	43.6	1.474
	2	2	-686.6	-692.2	1.008	-689.7	1.005	-695.6	1.013
		4	<b>-804.9</b>	<b>-812.8</b>	<b>1.010</b>	<b>-810.8</b>	<b>1.007</b>	<b>-821.5</b>	<b>1.021</b>
3	3	645.1	640.8	0.993	640.5	0.993	658.1	1.020	
	5	<b>731.6</b>	<b>728.8</b>	<b>0.996</b>	<b>728.3</b>	<b>0.995</b>	<b>747.3</b>	<b>1.021</b>	
4	4	-874.8	-870.0	0.994	-870.4	0.995	-886.9	1.014	
	6	<b>-1075.3</b>	<b>-1071.3</b>	<b>0.996</b>	<b>-1071.8</b>	<b>0.997</b>	<b>-1090.2</b>	<b>1.014</b>	
0.100	1	1	<b>-350.2</b>	<b>-329.3</b>	<b>0.940</b>	<b>-326.5</b>	<b>0.932</b>	<b>-347.2</b>	<b>0.992</b>
		3	-19.9	-21.3	1.068	-19.3	0.966	-5.7	0.285
	2	2	<b>-683.9</b>	<b>-678.7</b>	<b>0.992</b>	<b>-675.9</b>	<b>0.988</b>	<b>-694.3</b>	<b>1.015</b>
		4	-680.7	-711.2	1.045	-709.2	1.042	-696.2	1.023
3	3	539.3	535.7	0.993	535.3	0.993	556.4	1.032	
	5	<b>584.7</b>	<b>595.1</b>	<b>1.018</b>	<b>594.3</b>	<b>1.016</b>	<b>605.7</b>	<b>1.036</b>	
4	4	-729.4	-740.1	1.015	-740.5	1.015	-744.8	1.021	
	6	<b>-974.4</b>	<b>-965.6</b>	<b>0.991</b>	<b>-966.3</b>	<b>0.992</b>	<b>-994.2</b>	<b>1.020</b>	
0.500	1	1	<b>-506.5</b>	<b>-474.0</b>	<b>0.936</b>	<b>-471.8</b>	<b>0.931</b>	<b>-501.9</b>	<b>0.991</b>
		3	-80.4	-86.8	1.080	-85.7	1.066	-67.8	0.843
	2	2	<b>-698.9</b>	<b>-686.8</b>	<b>0.983</b>	<b>-684.6</b>	<b>0.979</b>	<b>-707.6</b>	<b>1.012</b>
		4	-467.2	-506.1	1.083	-505.0	1.081	-478.3	1.024
3	3	<b>327.7</b>	<b>333.0</b>	<b>1.016</b>	<b>333.0</b>	<b>1.016</b>	<b>353.6</b>	<b>1.079</b>	
	5	308.4	318.4	1.032	318.3	1.032	339.3	1.100	
4	4	-488.3	-496.8	1.017	-496.8	1.017	-511.5	1.047	
	6	<b>-743.6</b>	<b>-745.4</b>	<b>1.003</b>	<b>-745.5</b>	<b>1.003</b>	<b>-777.8</b>	<b>1.046</b>	
2.000	1	1	<b>-722.1</b>	<b>-687.3</b>	<b>0.952</b>	<b>-693.2</b>	<b>0.960</b>	<b>-704.7</b>	<b>0.976</b>
		3	-55.9	-60.6	1.085	-61.8	1.107	-50.2	0.899
	2	2	<b>-795.1</b>	<b>-778.5</b>	<b>0.979</b>	<b>-784.5</b>	<b>0.987</b>	<b>-789.3</b>	<b>0.993</b>
		4	-213.2	-239.8	1.125	-241.1	1.131	-222.1	1.042
3	3	<b>78.9</b>	<b>55.2</b>	<b>0.700</b>	<b>91.1</b>	<b>1.155</b>	<b>142.1</b>	<b>1.803</b>	
	5	42.2	-32.6	-0.772	43.3	1.025	94.5	2.237	
4	4	-295.6	-325.3	1.101	-290.7	0.983	-422.9	1.431	
	6	<b>-456.2</b>	<b>-548.1</b>	<b>1.201</b>	<b>-472.4</b>	<b>1.035</b>	<b>-664.5</b>	<b>1.457</b>	

弾性二次解析の結果に対して固定支持端では最大7%程度危険側の値を与えているものの、それ以外では約±2%程度となっている。また、ケース3の手法では最大8%程度安全側の値となるが、全体的には他の2手法より良好な結果が得られているようである。従って、接合部がある程度の剛性を有している場合には、3手法とも弾性二次解析による値とそれほど大きな誤差はなく、工学的に適用可能であると考えられる。一方、接合部の剛性が小さく、ヒンジ接合に近い状態の場合には、K値が大きくなり $B_2$ が大きくなり評価されるため、大きな誤差が生じる場合がある。本解析の場合には部材3、4で大きな誤差を示しているが、一層目に比較して小さな断面力であることより、工学的には許容できる範囲にあるものと判断される。

## 6. まとめ

本論文では、半剛結接合骨組を剛結骨組と同様に $B_1/B_2$ 法を適用し断面力を適切に算定評価する方法を確立することを目的として、接合部の接線剛性を考慮して得られたK値を含む $B_1/B_2$ 法、横移動量 $\Delta$ を用いる $B_1/B_2$ 法、半剛結接合骨組では横移動骨組成分が卓越するとして横移動骨組成分による $B_2$ のみを考慮する方法、の3つの算出方法による断面力の算定を試みた。その結果、接合部がある程度の剛性を有する場合には、 $B_1/B_2$ 法による2つの手法および本研究で提案した方法は誤差が小さく、工学的に十分適用可能であると考えられる。一方、接合部の剛性が小さくヒンジ接合に近い状態ではK値が増大することにより、 $B_2$ が大きめに評価されるため曲げモーメントが過大に評価される傾向にある。しかしながら、これらの値は設計的に安全側の値であることより工学的に十分適用可能であるものと判断される。なお、本研究では一層一径間、二層一径間骨組についてのみ検討を行った。今後、多層多径間骨組に関する数値解析も行い、本研究で得られた結果の妥当性を検証したいと考えている。

## 参考文献

- 1) American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) Barakat, M. and Chen, W.F. : Design Analysis of Semi-Rigid Frames: Evaluation and Implementation, Engineering Journal, 2nd Qtr., pp.55-64, 1991.
- 3) 後藤芳顕, 鈴木五月, 松浦 聖: はりと柱の結合部に非弾性特性を有する半剛結矩形骨組の安定性に関する一考察, 土木学会論文集, 416 / I-13, pp.329-338, 1990.
- 4) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W.F. : Stability behaviour of semi-rigid sway frames, Engineering Structures, 15, 3, pp.209-219, 1993.
- 5) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections : Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 116 (ST7), pp.1813-1834, 1990.
- 6) 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, 日本鋼構造協会, Vol.3, pp.53-60, 1995.
- 7) 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出方法について, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.153-162, 1995.
- 8) Chen, W.F. and Lui, E.M. : Stability design of steel frames, CRC Press, Inc., 1991.