

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

AN ESTIMATION METHOD OF COLUMN EFFECTIVE LENGTH FACTOR IN SEMI-RIGID SWAY FRAMES

岸 徳光* 後藤芳顯** 小室雅人***

Norimitsu KISHI, Yoshiaki GOTO and Masato KOMURO

* 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)

*** 工修 苫小牧工業高等専門学校助手 土木工学科 (〒059-12 苫小牧市字錦岡 443 番地)

In order to evaluate the stability of columns in rigid and semi-rigid frames, it is essential to estimate the effective length factor (K-factor) of columns considering the nonlinear connection stiffness. In this study, using the alignment chart approach, the governing equations on the effective length factor for columns in rigid and semi-rigid sway frames are derived introducing the modified relative stiffness factor.

Using the equations, the accuracy of alignment chart for the subassembly models with arbitrary boundary conditions at far ends of columns was numerically studied. In numerical example, the distributions of the effective length factors of columns in semi-rigid sway portal frame are considered varying surcharged vertical load and the initial connections stiffness, in which three parameter power model is used to generate nonlinear $M - \theta$, curves of connections

Key Words: semi-rigid connection, effective length factor, alignment chart, sway frame

1. はじめに

限界状態設計法に基づいた構造物の設計は、終局限界状態と使用限界状態における安全性照査のもとに行うものである。鋼骨組構造に関する AISC-LRFD の設計基準¹⁾では、接合部剛性のレベル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、終局状態における安全性照査のための断面力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。その算定にあたっては従来から用いられている線形弾性解析法を用いて行うことを可能にするため、 B_1 , B_2 法が提示されている。また、安全性照査式としては曲げモーメントと軸力からなる相関関係式が用いられている。これらの評価式には有効座屈長係数 (以後、K 値と呼ぶ) が含まれており、適切な K 値を算定することが必要となっている。剛結接合構造の場合には K 値の算定方法も示されており、同基準に従って断面設計が可能となっている。しかしながら、半剛結接合構造の場合には接合部の非線形な剛性評価や骨組の変形、断面力算定に関する手法の提示もなく、現在鋭意調査研究が行われている段階である。

著者等は半剛結接合鋼骨組構造の合理的設計手法確立のために、接合部の $M - \theta$ 曲線の特性評価をはじめ種々の検討^{2)~6)}を行ってきた。その結果アングル系接合を有する場合には、接合部の $M - \theta$ 曲線の決定や曲げに関する接合部材の設計を含め、直接剛性法を用いて幾何学的非線形を考慮した半剛結接合鋼骨組の変形、断面力の算定を可能にしている。

一方、半剛結接合骨組柱の K 値算定に関しては、剛結接合骨組柱と同様に alignment chart 法により算定するために、Lui⁷⁾ は座屈後に載荷状態となる半剛結接合部の剛性を零、除荷状態になるそれを初期剛性と簡略化する方法を提案しており、Barakat と Chen⁸⁾ は横移動骨組に対して半剛結接合部の剛性として beam-line 法を用いて決定した割線剛性を有する線形な接合部剛性を用いることを提案している。一般にこのような構造物の K 値は座屈前の変形成分や接合部接線剛性を考慮して評価されなければならないものと考えられる。しかしながら、いずれの場合も半剛結接合部の非線形な剛性特性が正しく評価されていないこと、また標準的な部分構造モデルのみを対象としていること等の問題が残されている。

このような観点より、本論文では半剛結接合を含む骨組を剛結接合骨組と同様の手法によって部材の断面設計を可能にするために、alignment chart 法と同様の仮定に基づいた半剛結接合を含む横移動骨組柱の K 値算定に関する一般的な座屈方程式の定式化を試みた。標準的な部分構造モデルに対しては接合部の接線剛性を評価することによって alignment chart より K 値の算定が可能であることを示している。また、本研究で定式化した座屈方程式を用いて柱端が種々の境界条件を有する場合に対する alignment chart による解の精度についても検討を行っている。さらに、半剛結接合横移動門型骨組を取り上げ、半剛結の程度や鉛直荷重を変化させた場合の柱の K 値の分布状況についても検討を行った。

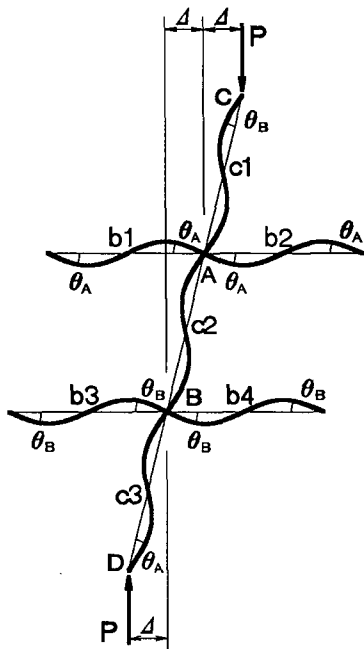


図-1 横移動骨組の座屈モード

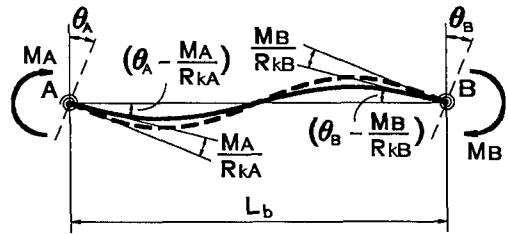


図-2 半剛結接合を有する梁部材

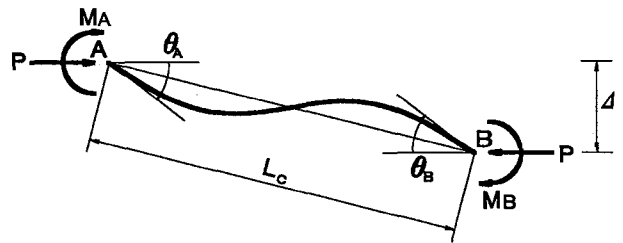


図-3 横移動量 Δ のある柱部材

2. 解析仮定および部材の撓角撓度式

2.1 解析仮定

本研究では、alignment chart 法⁹⁾と同様の仮定¹⁰⁾に従い有効座屈長を算定することとする。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、座屈前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前の接線剛性の算定時以外は無視する。

図-1に c2 柱の有効座屈長を求める場合の剛結横移動骨組の座屈モードを示している。半剛結接合を有する場合には、図-2に示すように梁端部に座屈前の接線剛性と等しい剛性を有する曲げモーメントに関する線形バネがあるものと仮定する。図中、 L_b は梁の部材長、 θ_A 、 θ_B は、A点、B点の節点回転角、 M_A 、 M_B はA点、B点の材端モーメント、 R_{kA} 、 R_{kB} はA点、B点の座屈前の接合部接線剛性である。

2.2 梁の撓角撓度式

いま梁の曲げ剛性を EI_b とし、図-1の横移動骨組の座屈モードの仮定に従って、図-2に示すような梁 AB の撓角撓度式を整理すると、 $\theta_A = \theta_B$ より A 端の材

表-1 接合形式による α_{uf} の一覧

end conditions		α_{uf}
A-th end	B-th end	
rigid	rigid	1
rigid	pinned	1/2
rigid	semi-rigid	$\left[1 + \frac{2EI_b}{L_b R_{kB}}\right] / \left[1 + \frac{4EI_b}{L_b R_{kA}}\right]$
rigid	fixed	2/3
semi-rigid	rigid	$1 / \left[1 + \frac{4EI_b}{L_b R_{kA}}\right]$
semi-rigid	pinned	$(1/2) / \left[1 + \frac{3EI_b}{L_b R_{kA}}\right]$
semi-rigid	semi-rigid	$\left[1 + \frac{2EI_b}{L_b R_{kB}}\right] / R^*$
semi-rigid	fixed	$(2/3) / \left[1 + \frac{4EI_b}{L_b R_{kA}}\right]$

$$R^* = \left[1 + \frac{4EI_b}{L_b R_{kA}}\right] \left[1 + \frac{4EI_b}{L_b R_{kB}}\right] - \left[\frac{EI_b}{L_b}\right]^2 \frac{4}{R_{kA} R_{kB}}$$

端モーメント M_A は θ_A を用いて一般に次式のように示される。

$$M_A = \alpha_{uf} \frac{6EI_b}{L_b} \theta_A \quad (1)$$

ただし、 α_{uf} は A 端、B 端の接合条件によって決定される係数で、表-1のように示される。

2.3 柱の撓角撓度式

図-1の仮定に基づき、図-3に示すように等断面柱 (部材長: L_c 、曲げ剛性: EI_c) に材端モーメント M_A 、 M_B および軸圧縮力 P が作用し、部材回転角 Δ/L_c が存在する場合の撓角撓度式は次式のように示される。

$$M_A = \frac{EI_c}{L_c} \left[s_{ii}\theta_A + s_{ij}\theta_B - (s_{ii} + s_{ij})\frac{\Delta}{L_c} \right] \quad (2a)$$

$$M_B = \frac{EI_c}{L_c} \left[s_{ji}\theta_A + s_{jj}\theta_B - (s_{ji} + s_{jj})\frac{\Delta}{L_c} \right] \quad (2b)$$

ただし、 s_{lm} ($l, m = i \text{ or } j$) は柱の安定関数で、次のように示される。

$$s_{ii} = s_{jj} = \frac{kL_c \sin kL_c - (kL_c)^2 \cos kL_c}{2 - 2\cos kL_c - kL_c \sin kL_c} \quad (3)$$

$$s_{ij} = s_{ji} = \frac{(kL_c)^2 - kL_c \sin kL_c}{2 - 2\cos kL_c - kL_c \sin kL_c}$$

ここで、 k は

$$k = \sqrt{\frac{P}{EI_c}} \quad (4)$$

であり、有効座屈長係数 K 値は

$$K = \frac{\pi}{kL_c} \quad (5)$$

として示される。

3. 座屈方程式の誘導

3.1 c1, c2, c3 柱が存在する場合

図-1の部分構造モデルにおいて、A 点、B 点に関する節点方程式および部材 c2 に関するモーメントのつりあい式より、一般的に次式のような座屈方程式が得られる。

$$\det \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{vmatrix} = 0 \quad (6)$$

上式の行列式の各係数は、次のとおりである。

$$a_{11} = s_{ii} + \frac{6}{G'_A} - G_{Ac1} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

$$a_{12} = G_{Ac2} s_{ij}$$

$$a_{13} = -(s_{ii} + s_{ij}) \left[1 - G_{Ac1} \frac{s_{ij}}{s_{ii}} \right]$$

$$a_{21} = G_{Bc2} s_{ij}$$

$$a_{22} = s_{ii} + \frac{6}{G'_B} - G_{Bc3} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

$$a_{23} = -(s_{ii} + s_{ij}) \left[1 - G_{Bc3} \frac{s_{ij}}{s_{ii}} \right]$$

$$a_{31} = a_{32} = s_{ii} + s_{ij}$$

$$a_{33} = (kL_c)^2 - 2(s_{ii} + s_{ij})$$

表-2 境界条件に対する G_{Aci} , G_{Bci} の修正一覧

C-th end condition of column c1		D-th end condition of column c3	
fixed	rigidly connected	fixed	rigidly connected
$G_{Ac1} = 0$	$G_{Ac1} = 0$ $G_{Ac2} = 1$	$G_{Bc3} = 0$	$G_{Bc2} = 1$ $G_{Bc3} = 0$

ここで、

$$G'_A = \frac{\sum_A \frac{EI}{L}}{\sum_A \alpha_{uf} \frac{EI}{L}_b}, \quad G'_B = \frac{\sum_B \frac{EI}{L}}{\sum_B \alpha_{uf} \frac{EI}{L}_b} \quad (7),(8)$$

$$G_{Aci} = \frac{\frac{EI}{L}_{ci}}{\sum_A \frac{EI}{L}_c}, \quad G_{Bci} = \frac{\frac{EI}{L}_{ci}}{\sum_B \frac{EI}{L}_c} \quad (9),(10)$$

である。式中、 A, B は A 端、B 端に接合される梁、柱に関する係数であることを意味しており、 b, c はそれぞれ梁、柱材を意味している。また ci ($i=1 \text{ or } 2 \text{ or } 3$) は柱番号を示す。上式の G'_A, G'_B は A, B 点における修正相対剛度係数で、接合部剛性を考慮して alignment chart における剛結接合骨組柱に対する相対剛度係数 G_A, G_B を修正したものである。従って、 $\alpha_{uf} = 1$ の場合には $G'_A = G_A, G'_B = G_B$ となる。ただし、c1 柱の C 端および c3 柱の D 端が固定支持あるいは剛結接合されている場合には、 G_{Aci}, G_{Bci} は表-2のように修正することが必要である。式 (6) において、c1 柱の C 端および c3 柱の D 端が剛結接合されている場合には次式のような座屈方程式となる。

$$\frac{G'_A G'_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G'_A + G'_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/K)} = 0 \quad (11)$$

ここで K は K 値を意味する。式 (11) は G'_A, G'_B をそれぞれ G_A, G_B とすることにより、剛結接合骨組柱に関する座屈方程式と同一の式となる。これは座屈前の各半剛結接合部の接線剛性を適切に評価することにより、半剛結接合横移動骨組柱の K 値が alignment chart を用いて算定可能であることを意味している。なお、接合部接線剛性は、骨組に関する剛性方程式と接合部の $M - \theta_r$ に関する非線形特性とを組み合わせた構造解析法や beam-line 法等を用いることによって評価することが可能である。

3.2 B 端がピン支持あるいは固定支持の場合

c1, c2 柱のみが存在し B 端がピン支持あるいは固定支持された場合の座屈方程式は、図-4に示すような部分構造モデルにおいて c1 柱の節点回転角を $\theta_B = \theta_A$ と仮定すると、一般に次式のように示される。

$$\det \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix} = 0 \quad (12)$$

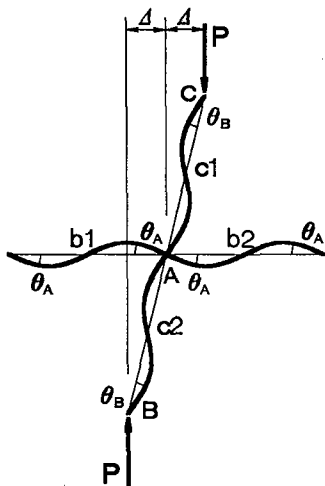


図-4 c1, c2 柱のみ存在する場合

(1) B 端がピン支持の場合

$$a_{11} = s_{ii} + \frac{6}{G'_A} + G_{Ac1} s_{ij} - G_{Ac2} \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

$$a_{12} = -(s_{ii} + s_{ij}) \left[1 - G_{Ac2} \frac{s_{ij}}{s_{ii}} \right]$$

$$a_{21} = s_{ii} - \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

$$a_{22} = (kL_c)^2 - (s_{ii} + s_{ij}) \left[1 - \frac{s_{ij}}{s_{ii}} \right]$$

(2) B 端が固定支持の場合

$$a_{11} = s_{ii} + \frac{6}{G'_A} + G_{Ac1} s_{ij} - G_{Ac1}^* \frac{s_{ij}^2}{s_{ii}}$$

表-3 c1 柱の C 端の各境界条件に対する係数

B-th end condition	C-th end condition of column c1		
	hinged	fixed	rigidly connected
pinned	$G_{Ac1} = 0$ $G_{Ac2} = 1$	$G_{Ac1} = 0$	
fixed	$G_{Ac1} = 0$	$G_{Ac1} = 0$ $G_{Ac1}^* = 0$	$G_{Ac1}^* = 0$

$$a_{12} = -(s_{ii} + s_{ij}) \left[1 - G_{Ac1}^* \frac{s_{ij}}{s_{ii}} \right]$$

$$a_{21} = s_{ii} + s_{ij}$$

$$a_{22} = (kL_c)^2 - 2(s_{ii} + s_{ij})$$

ただし, $G_{Ac1}^* = G_{Ac1}$ であり, c1 柱の C 端がヒンジ接合, 固定支持あるいは剛結接合の場合には表-3のように係数を修正することが必要である。

4. 数値解析結果および考察

4.1 本解析結果と alignment chart による結果の比較

前章で示したように図-1の標準的な部分構造モデルにおいて, c1, c3 柱の C 端, D 端が剛結接合されている場合には本解析によって得られる解と alignment chart を用いて得られる結果は同一になることが明らかになっている。

一方, c1, c3 柱の A 端, B 端がヒンジ接合, 固定支持, 剛結接合の境界条件になる場合には, 本研究では前章で示しているようにそれぞれの境界条件に対する座屈

表-4 C 端, D 端の各境界条件における本解析結果と alignment chart による結果との比較

m. relative stiffness factor		alignment chart	boundary conditions of both far ends (C-th, D-th) of columns c1 and c3									
			hinged-hinged		fixed-fixed		hinged-fixed		rigid-fixed		rigid-hinged	
G'_A	G'_B	K_{ac}	K	error (%)	K	error (%)	K	error (%)	K	error (%)	K	error (%)
0.5	1.0	1.240	1.146	8.2	1.273	-2.6	1.221	1.5	1.254	-1.2	1.181	5.0
1.0	2.0	1.449	1.300	11.4	1.574	-8.0	1.444	0.3	1.498	-3.3	1.358	6.7
1.5	3.0	1.631	1.445	12.8	1.910	-14.6	1.664	-2.0	1.731	-5.8	1.520	7.3
2.0	4.0	1.794	1.579	13.6	2.306	-22.2	1.883	-4.7	1.958	-8.4	1.667	7.7
2.5	5.0	1.943	1.703	14.1	2.809	-30.8	2.107	-7.8	2.185	-11.1	1.802	7.8
1.0	1.0	1.317	1.201	9.7	1.382	-4.7	1.285	2.5	1.345	-2.0	1.264	4.2
2.0	2.0	1.589	1.413	12.5	1.844	-13.8	1.590	-0.1	1.682	-5.5	1.511	5.2
3.0	3.0	1.826	1.607	13.6	2.435	-25.0	1.902	-4.0	2.013	-9.3	1.729	5.6
4.0	4.0	2.036	1.784	14.1	3.319	-38.7	2.229	-8.6	2.350	-13.3	1.926	5.7
5.0	5.0	2.228	1.947	14.4	5.129	-56.6	2.580	-13.7	2.703	-17.6	2.105	5.8
1.0	0.5	1.240					1.191	4.1	1.254	-1.2	1.211	2.4
2.0	1.0	1.449					1.398	3.6	1.498	-3.3	1.404	3.2
3.0	1.5	1.631					1.605	1.6	1.731	-5.8	1.576	3.5
4.0	2.0	1.794					1.812	-1.0	1.958	-8.4	1.730	3.7
5.0	2.5	1.943					2.023	-3.9	2.185	-11.1	1.872	3.8

表-5 (a) B 端がピン支持の場合の結果一覧

m. relative stiffness factor G'_A	G_{Ac1}	alignment chart K_{ac}	present theory K	error (%)
0.5	0.00	2.166	2.166	0.0
	0.25		2.217	-2.3
	0.50		2.267	-4.5
	0.75		2.315	-6.5
1.0	0.00	2.328	2.328	0.0
	0.25		2.423	-3.9
	0.50		2.513	-7.4
	0.75		2.599	-10.4
2.0	0.00	2.635	2.635	0.0
	0.25		2.799	-5.9
	0.50		2.952	-10.8
	0.75		3.096	-14.9
3.0	0.00	2.917	2.917	0.0
	0.25		3.137	-7.0
	0.50		3.338	-12.6
	0.75		3.526	-17.3
4.0	0.00	3.179	3.179	0.0
	0.25		3.444	-7.7
	0.50		3.686	-13.8
	0.75		3.911	-18.7
5.0	0.00	3.423	3.423	0.0
	0.25		3.728	-8.2
	0.50		4.005	-14.5
	0.75		4.262	-19.7
10.0	0.00	4.456	4.456	0.0
	0.25		4.911	-9.3
	0.50		5.324	-16.3
	0.75		5.703	-21.9

 $(G'_B=\infty)$

表-5 (b) B 端が固定支持の場合の結果一覧

m. relative stiffness factor G'_A	G_{Ac1}	alignment chart K_{ac}	present theory K	error (%)
0.5	0.00	1.082	1.082	0.0
	0.25		1.078	0.3
	0.50		1.075	0.7
	0.75		1.072	1.0
1.0	0.00	1.157	1.157	0.0
	0.25		1.144	1.1
	0.50		1.133	2.1
	0.75		1.124	2.9
2.0	0.00	1.279	1.279	0.0
	0.25		1.244	2.8
	0.50		1.216	5.2
	0.75		1.193	7.2
3.0	0.00	1.373	1.373	0.0
	0.25		1.315	4.4
	0.50		1.271	8.0
	0.75		1.237	11.0
4.0	0.00	1.445	1.445	0.0
	0.25		1.366	5.7
	0.50		1.309	10.3
	0.75		1.267	14.1
5.0	0.00	1.502	1.502	0.0
	0.25		1.406	6.8
	0.50		1.338	12.3
	0.75		1.288	16.6
10.0	0.00	1.671	1.671	0.0
	0.25		1.515	10.3
	0.50		1.413	18.2
	0.75		1.343	24.5

 $(G'_B=0)$

方程式を定式化している。これに対し AISC-LRFD の設計基準では理想的なヒンジ接合、固定支持条件が現実存在しないとして、相対剛度係数 G をそれぞれ $G = 10, 1$ として alignment chart より K 値を算定できている。

ここでは、前章で得られた座屈方程式による解析結果と alignment chart を用いて得られる結果について、境界条件の各組み合わせごとに比較を行うこととする。

(1) C 端, D 端が任意境界の場合

ここでは、c1, c2, c3 柱が全て等しい剛度を有している場合に限定して検討することとする。また修正相対剛度係数 G' は荷重の程度あるいは半剛結接合の非線形性を考慮して最大 5 までを考慮することとした。表-4 には C 端, D 端がヒンジ接合、固定支持、剛結接合の各境界条件となる場合について、本解析結果と alignment chart による結果を比較して示している。また、本解析結果に対する alignment chart による解の誤差も付記している。従って、誤差の正、負号は alignment chart による解がそれぞれ安全側、危険側の値を与えることを意味している。

表より、ヒンジ接合-ヒンジ接合および剛結接合-ヒ

ンジ接合の組み合わせの場合には、前者が 8 ~ 15 % 程度、後者が 8 % 以内において alignment chart は安全側の値を与えることがわかる。これに対して、ヒンジ接合-固定支持の場合には、alignment chart による解は G' が小さい領域では安全側の値を与えるが、 G' の増大とともに危険側への誤差が大きくなっている。また、固定支持-固定支持、剛結接合-固定支持の場合には、 G' の小さな領域でも alignment chart による解は危険側にある。その程度は、 $G'_A = G'_B$ とする場合には、 $G' > 3$ で前者は 25 % 以上、後者は 9 % 以上で G' の増大とともに危険側へ誤差が大きくなっている。

以上より、c1, c2, c3 柱が存在する場合で A 端, B 端に固定支持条件があり、かつ G' が大きくなる場合の alignment chart による K 値は、危険側の値を与えることが明らかになった。

(2) B 端がピン支持あるいは固定支持の場合

ここでは、c3 柱が存在せず、B 端がピン支持あるいは固定支持され、c1 柱の C 端が剛結接合されている部分構造モデルについての比較を行うこととする。表-5 (a), (b) にそれぞれ B 端がピン支持、固定支持されている場合についての結果を、 G'_A と G_{Ac1} を変数にとつ

て整理している。表中 G_{Ac1} は式 (9) に示しているように $G_{Ac1} = (I/L)_{c1} / \{ (I/L)_{c1} + (I/L)_{c2} \}$ であり、 $G_{Ac1} = 0$ の場合は $c2$ 柱のみの場合を、また $G_{Ac1} = 0.5$ の場合は $c1$ 柱と $c2$ 柱の剛度が等しいことを意味している。なお、本解析における alignment chart による解は B 端のピン支持、固定支持に対してそれぞれ $G'_B = \infty, 0$ として求めている。

表-5(a) は B 端がピン支持の場合である。図より alignment chart による結果は G'_A, G_{Ac1} の増大とともに危険側に誤差が拡大していることがわかる。その程度は、 $G_{Ac1} = 0.5$ で $G'_A > 2$ の場合に 10 % 以上となっている。一方、表-5(b) は B 端が固定支持の場合の結果を示したものである。この場合にはピン支持の場合とは異なり、alignment chart による結果は全て安全側に位置している。その傾向は G'_A, G_{Ac1} が大きくなるほど大きく示されている。 $G_{Ac1} = 0.5$ の場合には $G'_A > 4$ で 10 % 以上の安全余裕度となっている。

4.2 半剛結接合を有する門型横移動骨組の K 値

数値解析例として半剛結接合を有する門型横移動骨組を取り上げ、載荷荷重に対する K 値の分布について検討を行った。

(1) 接合部の非線形な剛性特性

本解析では半剛結接合部の非線形な剛性特性として、著者等によって提案されている三要素パワーモデル²⁾を用いて評価することとした。三要素パワーモデルは初期剛性 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、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。

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad (13)$$

$$r = \frac{1}{(1 + \theta^n)^{(n+1)/n}} \quad (14)$$

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 $= \frac{dM}{d\theta} \frac{1}{R_{ki}}$

θ : 無次元相対回転角 $= \theta_r / \theta_0$

θ_r : 相対回転角

θ_0 : 塑性回転角

である。

(2) 数値解析結果

数値解析は、図-5 に示すような半剛結接合門型骨組について行った。図中に形状寸法および各部材の使用形鋼の呼称を示している。また、 q_0, P_{w0} は基本屋根荷重、風荷重を示している。これらの値は表-6 に示すような荷重強度を設定し、係数倍荷重として $1.2D + 0.5L + 1.3W$ の組み合わせを用いて決定した。なお、奥行柱間隔は 300 in と仮定している。本研究では米国の慣用単位を用いることとしており、1 in = 2.54 cm, $W \times b$ の a はH形鋼の高さ(in), b は 1 ft (= 12 in) 当たりの重さ

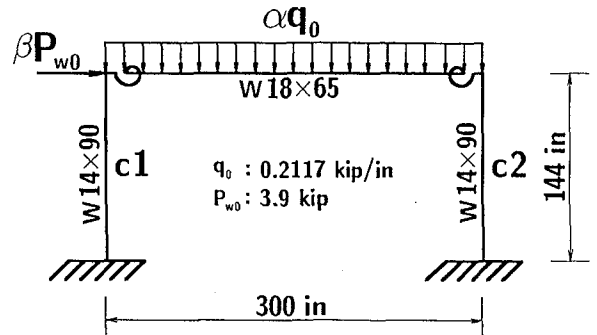


図-5 解析に用いた門型骨組

表-6 各荷重強度一覧

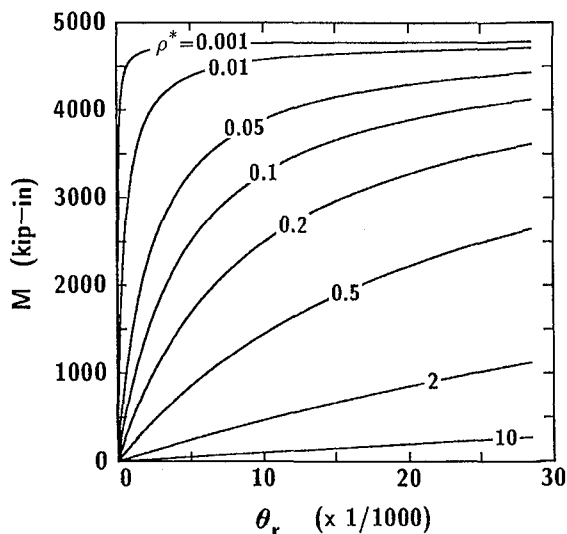
	D(psf) (死荷重)	L(psf) (活荷重)	W(psf) (風荷重)
屋根部	68	40	—
外壁部	—	—	20

(1 psf = 4.89 kgf/m²)

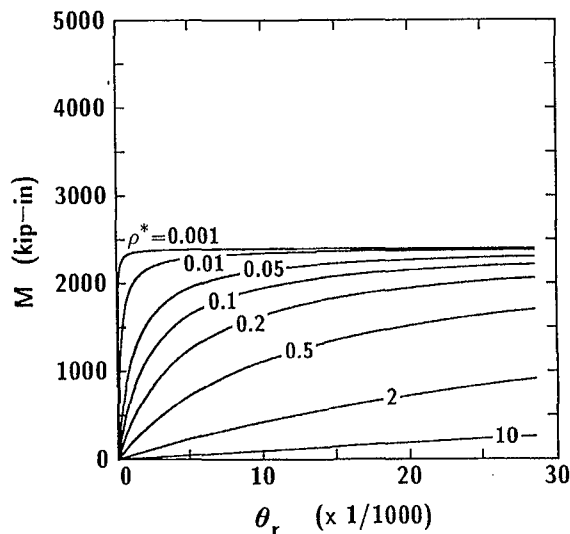
(1b) を意味している (1 lb = 0.454 kgf)。また、1 kip/in = 17.874 tf/m, 1 kip = 0.454 tf である。接合部接線剛性は載荷荷重に依存して変化する。本研究では載荷荷重の大きさに対する柱の K 値の分布性状を数値的に検討するために、載荷荷重は基本荷重に荷重係数 α, β を乗じて、図に示すように $\alpha q_0, \beta P_{w0}$ とした。荷重係数 α, β の範囲は $0 \leq \alpha, \beta \leq 2$ としている。半剛結接合部の剛性特性に関しては、 K 値が前節で述べているように座屈時の接合部接線剛性に依存することが明らかになっていることより、ここでは三要素パワーモデルのパラメータのうち、初期剛性 R_{ki} と限界曲げ耐力 M_u を変化した場合について検討を行うこととした。すなわち、限界曲げ耐力 M_u に関しては、梁の塑性曲げモーメント ($M_p = 4788$ kip-in, 1 kip-in = 11.53 kgf-m) を基本として $M_u = M_p, M_p/2$ の2タイプを設定した。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、

$$\rho^* = \frac{EI_b}{L_b R_{ki}} \quad (15)$$

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 ($\rho^* = 10$) まで変化させることとした。また、形状指数 n は全ての場合について $n = 1$ とした。各荷重状態における座屈前の接合部の接線剛性は、微小変形理論に基づいた剛性方程式と接合部の非線形特性を組み合わせた構造解析法によって求めることも可能であるが、ここでは後藤-Chen¹¹⁾ によって示された幾何学的非線形を考慮した剛性方程式と接合部の剛性特性を組み合わせた構造解析法を用いて算定している。

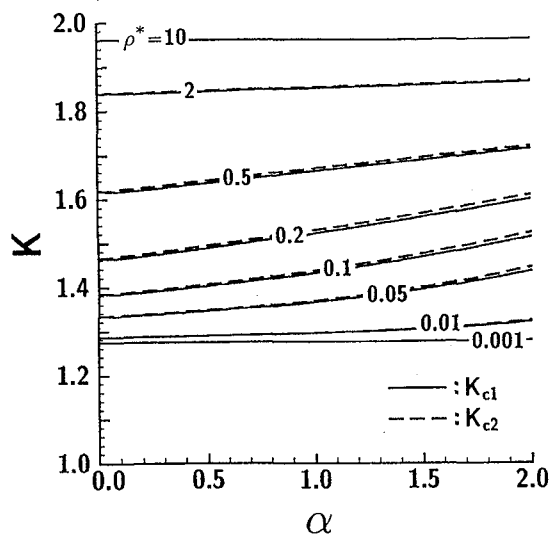


(a) $M_u = M_p$ の場合

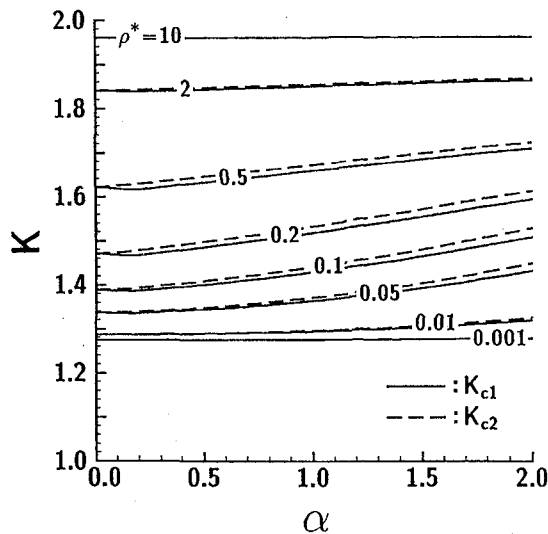


(b) $M_u = M_p/2$ の場合

図-6 解析に用いた $M - \theta_r$ 曲線



(a) $\beta = 1$



(b) $\beta = 2$

図-7 $M_u = M_p$ の場合における K 値の分布

図-6(a), (b) に本解析で設定した2タイプの非線形な接合部 $M - \theta_r$ 曲線を示している。図-7, 8にはそれぞれ $M_u = M_p$, $M_p/2$ の場合の $M - \theta_r$ 曲線を用いた場合の c1, c2 柱の K 値の分布を鉛直荷重係数 α を横軸に取って整理している。

図-7は接合部 $M - \theta_r$ 曲線の限界曲げ耐力が $M_u = M_p$ の場合である。この場合の c1, c2 柱の K 値 (K_{c1} , K_{c2}) は (a), (b) 図とも $0.01 < \rho^* < 2$ で K_{c2} が K_{c1} より若干大きく示されているものの α の変化に対して両者ほぼ類似の値となっている。 $K_{c2} > K_{c1}$ の状態は c2 柱の接合部相対回転角が c1 柱のそれよりも大きく接線剛性が小さくなるためと考えられる。しかしながら、接合部限界曲げ耐力 M_u の値が $M_u = M_p$ と大きいため、接合部接線剛性も類似の値となりその差が小さくなったものと考えられる。また (a), (b) 図とも ρ^* の大きい領

域 ($\rho^* = 2, 10$) および小さい領域 ($\rho^* = 0.001, 0.01$) では α の変化に対して K 値の増加率は小さいが、中間領域 ($0.05 \leq \rho^* \leq 0.5$) では ρ^* の減少とともに K 値の増加率が大きく示されていることがわかる。これは ρ^* の大きい領域および小さい領域では接合部接線剛性の変化率が小さいことを、また中間領域ではその変化率が大きく接合部の非線形特性が影響していることを意味しているものと考えられる。

図-8は接合部限界曲げ耐力が $M_u = M_p/2$ の場合である。(a) 図は (b) 図と類似の特性を示すことより、ここでは特に (b) 図について言及することとする。 $M_u = M_p$ の場合 (図-7) と同様 ρ^* の中間領域 ($0.05 \leq \rho^* \leq 0.5$) では ρ^* の減少とともに K 値の増加率が大きく示されている。その増加率は $M_u = M_p$ の場合より大きい。また $M_u = M_p$ の $\rho^* = 0.01, 0.001$ では α の大きい

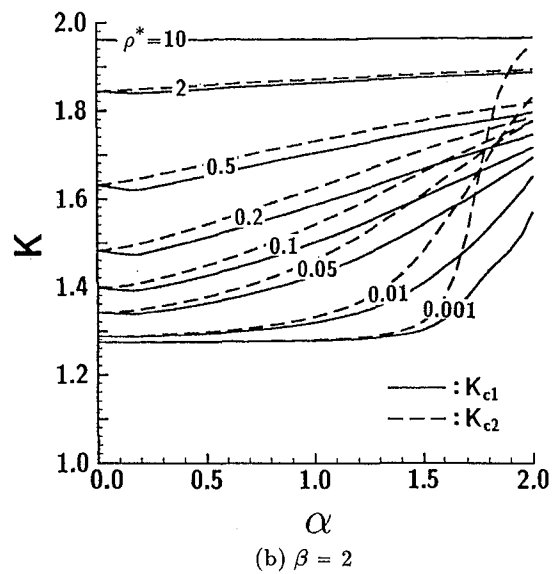
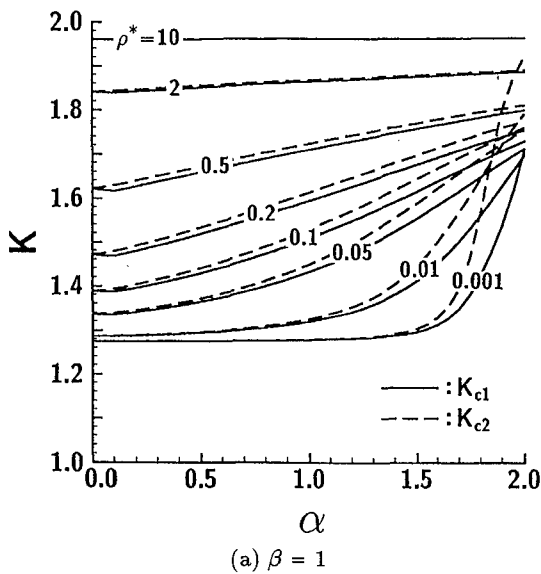


図-8 $M_u = M_p/2$ の場合における K 値の分布

場合でもほぼ一様な分布を示しているが、 $M_u = M_p/2$ の場合には $\alpha = 1.5$ 前後より急激に増大している。これは M_u が小さいため c1, c2 柱の接合部の相対回転角が大きくなり接線剛性が零に漸近する過渡的な状態にあたるためと考えられる。また K_{c1} と K_{c2} の分布を比較すると、ヒンジ接合に近い $\rho^* = 2, 10$ の場合および剛結接合に近い $\rho^* = 0.01, 0.001$ の場合の $0 \leq \alpha \leq 1 \sim 1.5$ では両者類似の値を示している。 ρ^* の中間領域 ($0.05 \leq \rho^* \leq 0.5$) では α の小さい領域から 0.02 程度の差が生じており、その差は α の増大とともに大きくなる傾向にある。特に $\rho^* = 0.01, 0.001$ では $\alpha > 1.5$ で K_{c2} の増加率が急激に大きくなり、 $\rho^* = 0.001$ の場合には $\alpha = 2$ で両者の差は約 0.38 となっている。その時の K_{c2} の値は初期剛性 R_{ki} の最も小さい $\rho^* = 10$ の場合の K 値に近い値となっている。これは、接合部の限界曲げ耐力 M_u が小さいため c1 柱側の接合部が除荷状態となり接合部剛性がいまだある程度の剛性を確保しているのに対し、c2 柱側の接合部が載荷状態となって接合部剛性が零に漸近してヒンジ接合に近い状態となっているためと考えられる。また K_{c1} は、 $0.05 \leq \rho^* \leq 2$ において、 $\alpha \approx 0.2$ で極小値を示している。これは、鉛直荷重と水平荷重の載荷状況により、c1 柱の接合部相対回転角が $\alpha = 0$ の状態で正の値を示し、その後 α の増大とともに零を通過して負の方向に増大することより、相対回転角が零を示す $\alpha \approx 0.2$ で接合部接線剛性が最大値である初期剛性 R_{ki} に等しくなり、最も小さな K 値になるためと考えられる。

5. まとめ

AISC-LRFD の設計基準に基づいて剛結接合骨組と同様に半剛結接合を含む骨組の断面設計を可能にするために、幾何学的非線形を考慮した部材の曲げモーメント

や柱の安全照査式に用いられている柱の有効座屈長係数の算出を目的として、半剛結接合を含む横移動骨組柱を対象としてその座屈方程式の定式化を試みた。座屈方程式は alignment chart 法と同様の仮定に基づき、任意の境界条件を有する部分構造モデルについて誘導している。その結果、標準的な部分構造モデルに対しては接合部の接線剛性を適切に評価することによって剛結接合骨組柱同様 alignment chart を用いて有効座屈長係数の算定が可能であることを明らかにした。また、本論文で導いた座屈方程式を用いて部分構造モデルの柱端が任意の境界条件を有する場合についての alignment chart による解の精度検討も行った。

検討結果は以下のとおりである。

- 1) 部分構造モデルの柱材の数が 3 で、上下柱端の境界条件がヒンジ接合—ヒンジ接合、剛結接合—ヒンジ接合の場合：alignment chart は安全側の解を与える。
- 2) 同様に固定支持—固定支持、剛結接合—固定支持の場合：alignment chart は危険側の解を与え、その傾向は修正相対剛度係数 G' が大きくなると大きくなる。
- 3) ヒンジ接合—固定支持の場合：修正相対剛度係数 G' が小さい場合には alignment chart は安全側の解を与えるが G' が大きくなると危険側に移向する。

また、数値解析例として接合部に非線形な $M-\theta$ 曲線を仮定した場合の横移動門型骨組柱に関する有効座屈長係数の分布を取り上げ、鉛直荷重や接合部の初期剛性を変化させた場合について検討を行った。その結果、半剛結接合の領域では鉛直荷重の増大とともに接合部接線剛性も減少し、柱の有効座屈長係数は増大すること、また、接合部の限界曲げ耐力が載荷荷重と比して小さい場合には接合部接線剛性が零に漸近するため、有効座屈長

係数もヒンジ接合の場合の値まで急激に増大することが明らかになった。

ここでは最も基本的な門型骨組柱に関する数値検討を行ったが、本手法は半剛結接合あるいは剛結接合と半剛結接合が組み合わされて適用されている多層多径間骨組柱への応用も容易に可能である。

本研究により、剛結接合骨組に関する AISC-LRFD の設計基準に基づいた半剛結接合骨組の断面設計の実現に向けて一歩前進したものと考えられる。

参考文献

- 1) AISC : Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-rigid steel beam-to-column connections: Data base and modeling, Journal of Struct. Engrg., ASCE, 115(ST1), 105-119, 1989.
- 3) 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.
- 4) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K. : Analysis program for the design of flexibly jointed frames, Journal of Computers and Structures, 49, 4, 705-713, 1994.
- 5) Kishi, N., Chen, W.F., Goto, Y. and Matsuoka, K.G. : Design aid of semi-rigid connections for frame analysis, Engrg. Journal, AISC, 30, 3, 90-107, 1993.
- 6) 岸 徳光, 後藤芳顕, 松岡健一 : 半剛結接合に関するデータベースを用いた平面骨組構造解析システムの開発, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.36A, 1065-1072, 1990.
- 7) Lui, E.M. : Effects of connection flexibility and panel zone deformation on the behavior of plane steel frames, Ph.D., Thesis, Sch. of Civ. Engrg., Purdue Univ., West Lafayette, IN., 1985.
- 8) Barakat, M.A. and Chen, W.F. : Practical analysis of semi-rigid frames, Engineering Journal, AISC, 27, 2, 54-68, 1990.
- 9) Chen, W.F. and Lui, E.M. : Stability design of steel frames CRC Press, Inc., 1991.
- 10) 鋼構造シリーズ 6:「鋼構造物の終局強度と設計」, 土木学会, 1994.
- 11) 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.

(1994 年 9 月 14 日受付)