

I - 87 接合部剛性特性のモデル化が骨組柱の有効長係数に与える影響

苦小牧高専 正 員 小室 雅人
 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 松岡 健一

1. はじめに

半剛結接合骨組を剛結接合骨組と同様 AISC-LRFD の設計基準¹⁾に基づいた設計を行うためには柱の有効座屈長係数（以後、K 値と呼ぶ）の算定が必要である。著者等はこのような背景のもとに半剛結接合骨組柱を対象として alignment chart 法の過程に従った座屈方程式の定式化を試み²⁾、この算定を可能にしている。半剛結接合を有する骨組の K 値の算定は、一般に接合部接線剛性を考慮して算定しなければならない。鋼構造に関する EC3³⁾ では、非線形な $M - \theta_r$ 曲線をトゥリリニア型の折線モデルに簡略化して規定している。このように接合部 $M - \theta_r$ 特性を折線に近似する場合には、接合部接線剛性も急激に変化することとなり、K 値にも多大な影響を与えるものと推察される。

本論文はこのような観点より、接合部の非線形な $M - \theta_r$ 特性を多折線モデルで評価した場合の柱の K 値の分布特性を検討することを目的としたものである。比較検討として、接合部特性に三要素パワーモデルを用いた場合について行っている。本論文では特に横拘束骨組に限定して数値的検討を試みるものとする。なお、有効座屈長係数の算定に関する座屈方程式の詳細については、紙面の都合により、文献 2) に譲ることとする。

2. 接合部 $M - \theta_r$ 特性のモデル化

接合部 $M - \theta_r$ 特性に関するモデルは、以下に示す 2 つである。それらの概略を図-1 に比較して示す。

(1) EC3 の規定に基づいた折線モデル

$M - \theta_r$ 特性に関する折線モデルは、EC3 の剛結・半剛結接合の境界線と宮下・後藤の方法⁴⁾を参考に以下のように決定した。すなわち、

$\mu \leq 1$ の場合

$$m = \begin{cases} 8\mu\theta & \theta \leq 1/12 \\ \mu(20\theta + 3)/7 & 1/12 < \theta \leq 1/5 \\ \mu & 1/5 < \theta \end{cases} \quad (1a)$$

$\mu > 1$ の場合

$$m = \begin{cases} 8\mu\theta & \theta \leq 1/12\mu \\ (20\mu\theta + 3)/7 & 1/12\mu < \theta \leq 1/5\mu \\ 1 & 1/5\mu < \theta \end{cases} \quad (1b)$$

$$m = M/M_p, \theta = \theta_r/\theta_p, \theta_p = \frac{M_p}{EI_b/L_b}$$

ここで、 M_p 、 θ_p は梁の塑性曲げモーメントおよび塑性回転角、 L_b 、 I_b はそれぞれ梁の長さおよび断面 2 次モーメント、 E は弾性係数である。

(2) 三要素パワーモデル

三要素パワーモデルは、接合部初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u 、形状指数 n の三つのパラメータから構成される接合部剛性評価モデルである。無次元化された三要素パワーモデルは式 (2) のように示される。

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad (2)$$

ただし、 $m = M/M_u$ 、 $\theta = \theta_r/\theta_p$ であり、 M ：接合部モーメント、

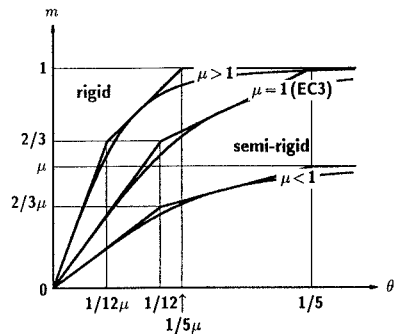


図-1 $m - \theta$ 曲線

表-1 パラメーター一覧

	$\mu \leq 1$	$\mu > 1$
M_u	μM_p	M_p
R_{ki}	$8\mu EI_b / L_b$	
n	2.897	

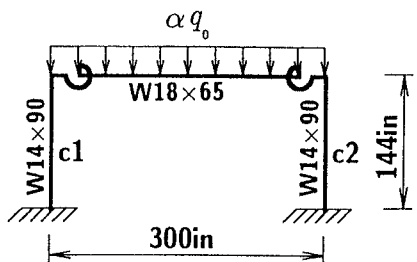


図-2 解析に用いた骨組

θ_r ：接合部相対回転角， θ_p ：塑性回転角 (M_u/R_{ki}) である。

本研究では、(1) で規定した折線モデルに対して、初期剛性 R_{ki} 、限界曲げ耐力 M_u が等しく、かつ中間部折線の中点を通るように形状指数 n を決定した。その結果、各パラメータは表-1 になる。

3. 解析条件

本解析に用いた骨組を図-2 に示す。図中に使用形鋼および形状寸法を示している。作用荷重については、基本鉛直等分布荷重 q_0 として $q_0 = 0.2117$ kip/in (3.78tf/m) を仮定した。

半剛結接合部に適用する $M - \theta_r$ 特性は、剛結接合からヒンジ接合の広範囲について検討するため、 $0.1 \leq \mu \leq 1.0$ まで 0.1 刻みと $\mu = 1.5, 2.0, 5.0$ の合計 13 ケースとした。図-3 にこれらの各 $M - \theta_r$ 特性に関する折線モデルと三要素パワーモデルによる分布曲線を比較して示している。

本解析では載荷荷重の大きさによる K 値の分布性状についても検討するため、荷重係数 α を導入して載荷荷重を変化させている。荷重係数は梁材に塑性ヒンジが発生し梁材が崩壊するまでを考慮するように、前もって各 μ に対してその最大値を決定している。また、各荷重状態における接合部接線剛性は、線形骨組解析と接合部の非線形性を組み合わせた解析法を用いて評価している。

4. 解析結果

図-4 は柱の K 値を荷重係数 α を横軸にとって整理したものである。この場合は構造系が軸対称であることより、柱 c1 に関してのみ示している。

図より、折線モデルの場合には荷重係数 α によって K 値が3段階の階段状の分布性状を示していることがわかる。これは荷重増加に対応して接合部の相対回転角が増加していくものの、 $M - \theta_r$ 特性において直線部の接線剛性が同一であること、折点で接線剛性が急激に変化することに起因しているものと考えられる。これに対して三要素パワーモデルの場合には、 α が零近傍の場合には折線モデルの最小の K 値に漸近し、 α の増大とともになめらかな分布曲線を示している。これは接線剛性が折線モデルの場合には段階的に変化するのに対し、三要素パワーモデルの場合には初期剛性から限界状態における零剛性まで連続的に変化するためであると考えられる。また、設計の立場から K 値の評価について考えると、荷重レベルの小さい (α が小) 場合には K 値は両モデルとも等しい値を示しているが、荷重レベルが徐々に大きくなると、折線モデルの場合の K 値は三要素パワーモデルの場合の K 値より小さく評価され危険側の評価となる。さらに荷重が大きくなると折線モデルの K 値は逆に大きく評価され安全側に、その後また危険側に推移していることがわかる。これは、接合部 $M - \theta_r$ 特性に折線モデルを用いた場合には、任意の荷重レベルに対して適切な K 値を評価することができない危険性があることを意味している。

5. まとめ

本数値解析により、接合部 $M - \theta_r$ 特性を折線モデルで評価した場合の K 値は階段状の分布性状を示すことが明らかになった。設計レベルで三要素パワーモデルで評価した場合の K 値と比較すると、折線モデルは載荷荷重の大きさによって危険側や安全側に推移することが明らかになった。これより、非線形な半剛結接合部の $M - \theta_r$ 特性の折線モデルを K 値算定に適用する場合には、荷重レベルによって必ずしも安全側の評価を与えるものではないことに留意しなければならないものと考えられる。

参考文献

- 1) AISC, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings 2nd Edition, Chicago, IL., 1993.
- 2) 岸 徳光, 後藤芳嗣, R. Hasan, 小室雅人: 半剛結横拘束骨組柱の有効座屈長の算定, 土木学会北海道支部 論文報告集 第 50 号, pp.54-59, 平成 6 年 2 月
- 3) Eurocode NO.3, Design of Steel Structures, Draft Issue, Commission of European Communities, April 1990.
- 4) Goto, Y., Miyashita, S. and Chen, W.F.: Classification of Semi-Rigid Connection Based on the Elastic-Plastic Mechanical Behavior of Frames, Structures Congress VII, ASCE, pp.1191-1196, 1994.

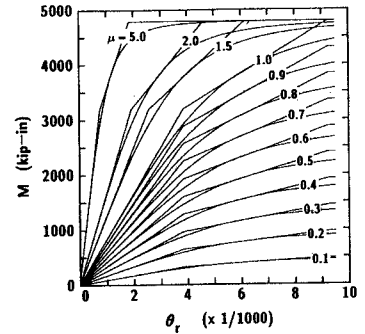


図-3 解析に用いた $M - \theta_r$ 曲線

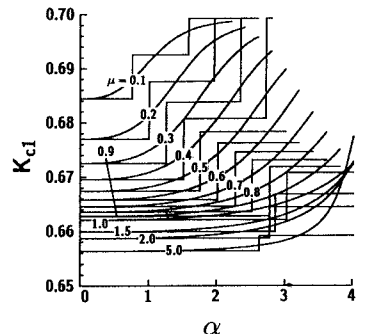


図-4 柱 c1 の K 値の分布