

柱梁仕口の耐力及び剛性と鋼ラーメン骨組の変形制限に関する一考察

正会員 ○ 藤田芳治¹, 同 山成 實²同 小川厚治³, 同 黒羽啓明⁴

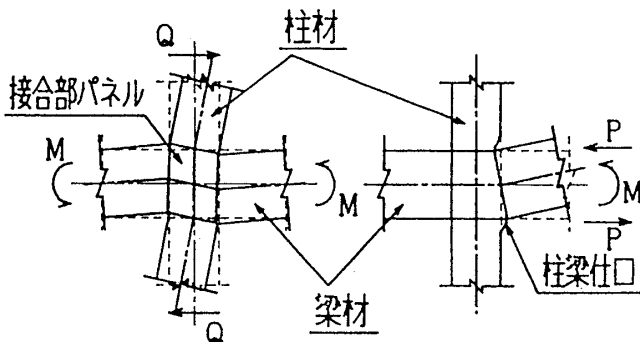
1. 序 現行の耐震設計による柱梁接合部の設計では、通常、保有耐力接合の条件を満たすよう接合部設計がなされている。そのため柱梁接合部にはダイヤフラム、ダブルプレート等の特別な補剛が行われ、柱梁接合部の強度が増すと共に剛性も高くなり剛接合に近づく。逆に、保有耐力接合の条件を満足しない場合、接合部が弱く柔らかい半剛接合部となる。文献[1]では、接合部変形は骨組全体の変形に及ぼす影響が大きく、接合部が大きいエネルギー吸収能力を発揮することが報告されており、文献[2]では、接合部は骨組のエネルギー吸収の1/3以上を負担し得ることが報告されている。

接合部変形の本質は図1に示す接合部パネルのせん断変形及び柱梁仕口の回転変形(柱梁仕口の局部変形)である。ここで、柱梁仕口とは梁フランジが柱フランジに取り付く部分であり、柱梁仕口の回転変形は柱梁仕口に生じる梁端の曲げ変形ではない変形である。

欧米で一般的に認知されている半剛接合部はピン接合に近い^[3]、日本の耐震規定で示される保有耐力接合、剛接合に近い半剛接合部とは性質を異にしている。

現行の骨組の設計においては、中低層鋼ラーメン骨組は $C_0 = 0.2$ の水平荷重が作用したとき、全ての部材が許容応力度内で、かつ層間変形角 $1/200$ 以下であることが、条件として課せられている^[4]。

本研究では、種々の降伏耐力と剛性の組合せを持つ、広義の半剛接合部を取り扱い、現行の耐震規定のもとで半剛接合部骨組の設計の可能性を検討する。その手始め



接合部パネルのせん断変形 柱梁仕口の回転変形
図1 接合部変形

として、特に柱梁仕口の耐力、弾性剛性に着目し、骨組の弾性解析をもとに、半剛接合部骨組と現行の変形制限の関係について報告する。

2. 解析方法

2.1 解析仮定 鋼ラーメン骨組の弾性解析においては以下に示す仮定を設ける。

- 1) 柱、梁材は線材として扱い、平面保持を仮定する。
- 2) 柱、梁材及び接合部パネルは曲げ、せん断変形を考慮し、軸変形は無視する。
- 3) 接合部変形は接合部パネルのせん断変形と柱梁仕口の回転変形とし、互いに独立である。
- 4) 柱梁仕口の回転変形は梁端モーメントのみの関数で表せる。

2.2 解析方法

2.2.1 解析パラメータ

半剛接合部柱梁仕口は接合形式により、種々の降伏耐力と弾性剛性の組合せを持つ。本報告では、(1),(2)式で定義する仕口梁強度比 R_{PL} 及び仕口梁剛性比 k_{LB} を解析パラメータとして用い、解析を行う。

$$\text{仕口梁強度比 } R_{PL} = M_{PL} / M_{PB} \quad \dots(1)$$

$$\text{仕口梁剛性比 } k_{LB} = K_L / K_B \quad \dots(2)$$

ここで、 M_{PB} 、 K_B 及び M_{PL} 、 K_L はそれぞれ梁材、柱梁仕口の降伏耐力と弾性剛性である。

2.2.2 半剛接合部骨組の解析モデル 解析モデルは図2に示す均等多層多スパン骨組の梁材の反曲点位置で取り出した N 層骨組である。接合部変形は図2の中に示す接合部パネルのせん断変形及び局部変形パネルの回転変形で表す。層番号 i は上層から数える。

2.2.3 部材の作用力 図2に示す N 層骨組に水平荷重が作用する場合、柱材の反曲点位置である節点を取り出すと、 i 節点では図3に示す作用力が存在し、(3),(4)及び(5)式の釣合式が成り立つ。

$$H_i = Q_{ci} - Q_{ci-1} \quad \dots(3)$$

ここで、 H_i : パネル中心に作用する水平荷重

1 熊本大学大学院生, 2 同助手・工修, 3 同助教授・工博, 4 同教授・工博

Q_{Ci} : 柱材のせん断力

$$Q_{Bi} = \frac{y_i H Q_{Ci} + (1 - y_{i-1}) H Q_{Ci-1}}{L} \quad \dots(4)$$

ここで、 Q_{Bi} : 柱梁仕口を考慮した梁のせん断力

$y_i H$: パネル中心から柱材反曲点までの長さ

L : スパン長

$$Q_{Pi} = \frac{L - D_c}{D_B} Q_{Bi} - \frac{Q_{Ci} + Q_{Ci-1}}{2} \quad \dots(5)$$

ここで、 Q_{Pi} : 接合部パネルのせん断力

D_c, D_B : 柱せい, 梁せい

2.2.4 変形の幾何学的関係 図4は*i*節点における各変形要素の幾何学的関係を示したもので、仕口を考慮した梁の変位 δ_{BLi} は(6)式となる。

$$\delta_{BLi} = \frac{1}{2} D_c \theta_{Ci} + \frac{1}{2} (L - D_c) (\theta_{Bi} + \theta_{Li}) \quad \dots(6)$$

ここで、 θ_{Ci} : 柱材の回転角

θ_{Bi}, θ_{Li} : 梁端の回転角, 柱梁仕口の回転角

また、梁端にせん断力 Q_{Bi} が作用するとき、せん断変形を考慮した梁端変位 δ_{Bi} は(7)式となる。

$$\delta_{Bi} = \left\{ \frac{(L - D_c)^3}{24 E I_{Bi}} + \kappa_B \frac{L - D_c}{2 G A_{Bi}} \right\} Q_{Bi} \quad \dots(7)$$

ここで、 E, G : ヤング係数, せん断弾性係数

I_{Bi} : 梁材の断面2次モーメント

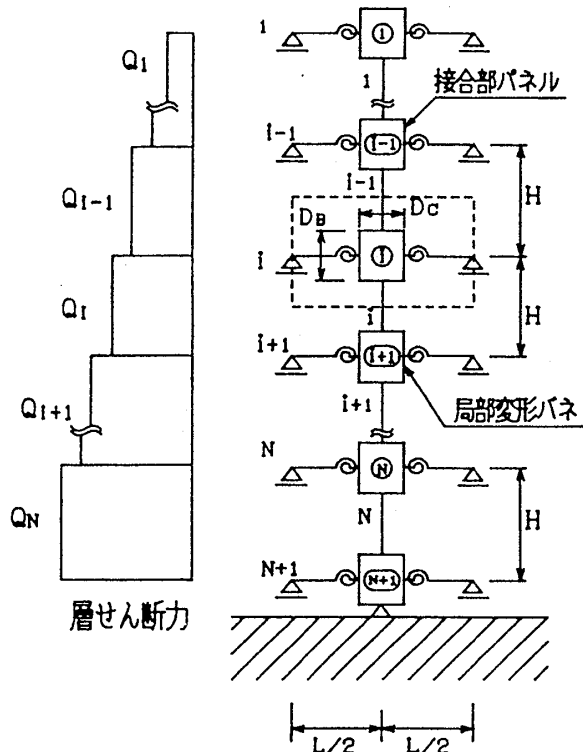


図2 解析モデル

κ_B : 梁材のせん断変形に関する形状係数

A_{Bi} : 梁材の断面積

柱梁仕口の変形による梁端変位 δ_{Li} は仕口梁剛性比 k_{LB} を用いて、(8)式で表せる。

$$\delta_{Li} = \frac{(L - D_c)^3}{24 k_{LB} E I_{Bi}} Q_{Bi} \quad \dots(8)$$

仕口を考慮した梁の変位 δ_{BLi} は(7), (8)式のとで表され、(9)式となる。

$$\delta_{BLi} = \left\{ \frac{(L - D_c)^3}{24 E I_{Bi}} \left(1 + \frac{1}{k_{LB}} \right) + \kappa_B \frac{L - D_c}{2 G A_{Bi}} \right\} Q_{Bi} \quad \dots(9)$$

$S_{BLi} = \left\{ \frac{(L - D_c)^3}{24 E I_{Bi}} \left(1 + \frac{1}{k_{LB}} \right) + \kappa_B \frac{L - D_c}{2 G A_{Bi}} \right\}$ とすると、(6), (9)式より、(10)式が得られる。

$$Q_{Bi} = \frac{1}{2} \frac{D_c}{S_{BLi}} \theta_{Ci} + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{k_{LB}} \right) \frac{(L - D_c)}{S_{BLi}} \theta_{Bi} \quad \dots(10)$$

一方、接合部パネルのせん断変形角 γ_i は仕口梁剛性比 k_{LB} を用いて、(11)式で表せる。

$$\gamma_i = \theta_{Ci} - \left(1 + \frac{1}{k_{LB}} \right) \theta_{Bi} \quad \dots(11)$$

ここで、 A_{Pi} : 接合部パネルの断面積

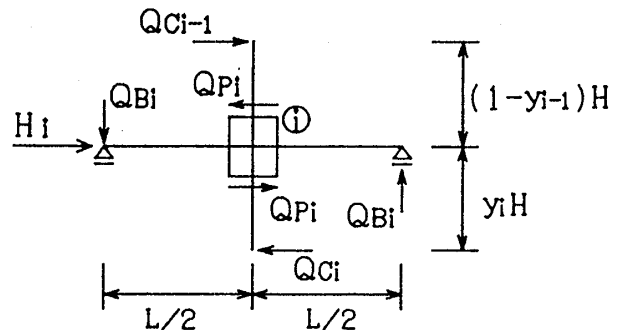


図3 接合部における力の釣合

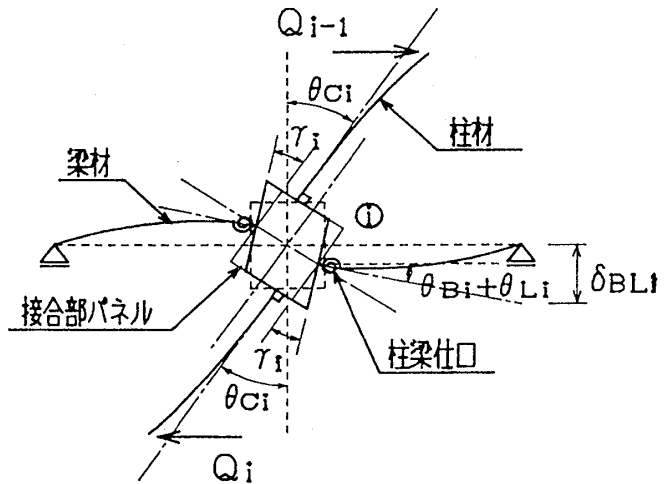


図4 変形要素の幾何学的関係

(11)式を用いて、接合部パネルのせん断力 Q_{Pi} は(12)式となる。

$$Q_{Pi} = GA_{Pi} \theta_{Ci} - \left(1 + \frac{1}{k_{LB}}\right) GA_{Pi} \theta_{Bi} \quad \dots(12)$$

(10),(12)式より、柱材の回転角 θ_{Ci} 、梁端の回転角 θ_{Bi} 及び柱梁仕口の回転角 θ_{Li} はそれぞれ(13),(14)及び(15)式で表せる。

$$\theta_{Ci} = \frac{2S_{BLi}}{L} Q_{Bi} + \frac{L-D_c}{L} \frac{1}{GA_{Pi}} Q_{Pi} \quad \dots(13)$$

$$\theta_{Bi} = \frac{1}{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{k_{LB}}\right) \frac{L}{S_{BLi}}} Q_{Bi} - \frac{D_c}{\left(1 + \frac{1}{k_{LB}}\right) L GA_{Pi}} Q_{Pi} \quad \dots(14)$$

$$\theta_{Li} = \frac{\theta_{Bi}}{k_{LB}} \quad \dots(15)$$

柱材反曲点におけるたわみ角の連続条件より、(16)式が成り立つ。

$$\theta_{Ci+1} - \theta_{Ci} = \frac{(2y_i - 1)H(H-D_B)}{2EI_{Ci}} Q_{Ci} \quad \dots(16)$$

ここで、 I_{Ci} ：柱材の断面2次モーメント

(13),(16)式より、(17)式で表現できる y_i の漸化式が得られ、 y_i が求められる。

$$\alpha_1 Q_{Ci-1} y_{i-1} + \alpha_2 Q_{Ci} y_i + \alpha_3 Q_{Ci+1} y_{i+1} = \alpha_4 Q_{Ci-1} + \alpha_5 Q_{Ci} + \alpha_6 Q_{Ci+1} \quad \dots(17)$$

ここで、

$$\alpha_1 = \left\{ \frac{2S_{BLi}}{L} + \frac{(L-D_c)^2}{LD_B} \frac{1}{GA_{Pi}} \right\} \frac{H}{L}$$

$$\alpha_2 = - \left\{ \alpha_1 + \alpha_3 + \frac{H(H-D_B)}{EI_{Ci}} \right\}$$

$$\alpha_3 = \left\{ \frac{2S_{BLi+1}}{L} + \frac{(L-D_c)^2}{LD_B} \frac{1}{GA_{Pi+1}} \right\} \frac{H}{L}$$

$$\alpha_4 = \alpha_1 - \frac{L-D_c}{2L} \frac{1}{GA_{Pi}}$$

$$\alpha_5 = - \left\{ \alpha_3 + \frac{L-D_c}{2L} \frac{1}{G} \left(\frac{1}{A_{Pi}} - \frac{1}{A_{Pi+1}} \right) + \frac{H(H-D_B)}{2EI_{Ci}} \right\}$$

$$\alpha_6 = \frac{L-D_c}{2L} \frac{1}{GA_{Pi+1}}$$

2.2.5 層間変形角 以上より、柱材にせん断力 Q_{Ci} が作用するとき、柱材、梁材、接合部パネルの曲げ、せん断変形及び柱梁仕口の回転変形を考慮した層間変形角 R_i は(18)式で表せる。

$$R_i = \left[\frac{H^2 \left\{ \left(y_i - \frac{D_B}{2H} \right)^3 + \left(1 - y_i - \frac{D_B}{2H} \right)^3 \right\}}{3EI_{Ci}} + \kappa_c \frac{\left(1 - \frac{D_B}{H} \right)}{GA_{Ci}} \right] Q_{Ci} + \left(y_i - \frac{D_B}{2H} \right) \theta_{Ci} + \left(1 - y_i - \frac{D_B}{2H} \right) \theta_{Ci+1} + \frac{D_B}{2H} (\theta_{Bi} + \theta_{Li}) + \frac{D_B}{2H} (\theta_{Bi+1} + \theta_{Li+1}) \quad \dots(18)$$

2.3 解析骨組

解析の対象とする骨組は5層、10層骨組で、各層の重量は $W = 25$ ton、階高は $H = 350$ cm、スパン長は $L = 700$ cmとする。柱材の降伏耐力は最下層の柱材の全塑性モーメントを基準値とし、 A_i 分布に相当する適正強度分布^[5]に従って求める。梁材は柱材と同じ耐力とし、接合部パネルは降伏しないよう耐力を設定する。柱梁仕口は仕口梁強度比 R_{PL} をもとに算定する。ただし、部材の降伏耐力は部材の全塑性モーメントである。骨組のベースシャー係数 C_B は、全層にわたり塑性層間変形角1/50が生じたときの損傷エネルギーと重力効果によるエネルギーとの和が設計用速度スペクトルを150kineとした地動入力エネルギーに等しくなるとして求めた値を用い、5層、10層骨組でそれぞれ $C_B = 0.4455$ 、 0.2386 ^[6]である。骨組の最上層と最下層については柱材、梁材及び接合部パネルの降伏耐力に30%の割増しを施した。

各部材の剛性の算定は、試みに、柱材を正方角形鋼管(降伏応力度 $\sigma_{yc} = 3.0$ tf/cm²)、梁材をH形鋼(降伏応力度 $\sigma_{yb} = 2.4$ tf/cm²)とし、各層において板厚のみが変化するものとして断面を仮定して行う。柱梁仕口の弾性剛性は仕口梁剛性比 k_{LB} をもとに算定する。

本解析では、荷重条件は適正強度分布に従う集中力のみが各パネル中心に作用するものとし、仕口梁強度比を $R_{LP} = 0.1 \sim 1.3$ 、仕口梁剛性比を $k_{LB} = 0.2 \sim 100$ の範囲で変化させて解析を行う。

2.4 解析結果

図5は骨組が文献[4]の $C_0 = 0.2$ に相当する水平荷重を受けた場合の各層の層間変形角の平均値 \bar{R}_0 を示しており、保有耐力接合の条件を満足する骨組において、柱梁仕口の弾性剛性が層間変形角に及ぼす影響を示している。図中、1/200は一般的中低層ラーメン骨組の変形制限を表し、1/120はその緩和値を表す。図5に示すように、仕口梁剛性比が $k_{LB} = 1.0$ より大きい範囲、つまり柱梁仕口の弾性剛性が梁材の弾性剛性より

も高い範囲では、仕口梁剛性比 k_{LB} が骨組の層間変形角に及ぼす影響は比較的小さくなる。また、5層骨組では仕口梁剛性比が $k_{LB} = 0.4$ 以上で $1/120$ を満足し、 2.0 以上で $1/200$ を満足する。10層骨組では $k_{LB} = 4.0$ 以上で $1/120$ を満足するものの、柱梁仕口が剛接剛に近づいても $1/200$ を満足できない。10層骨組で $1/200$ を満足できないのは、文献[7]でも報告されているように、高層になるにつれ仕口梁剛性比 k_{LB} が骨組の層間変形角に及ぼす影響が大きくなるためである。

図6は仕口梁強度比 R_{PL} を変化させ場合の骨組の弾性限層間変形角の平均値 \bar{R}_E に図5を重ねたものである。ここの骨組の弾性限とは、柱材、梁材、接合部パネル及

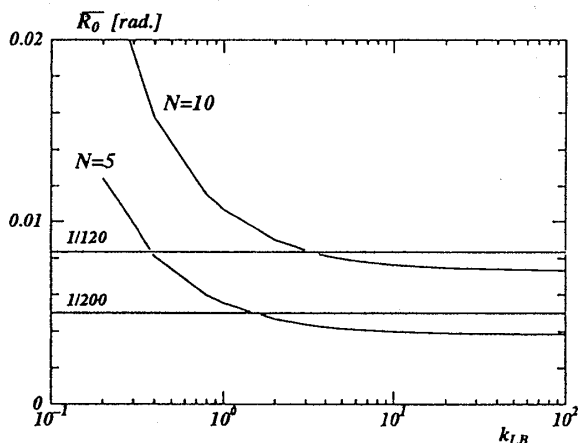


図5 各層の層間変形角の平均値 ($C_0 = 0.2$)

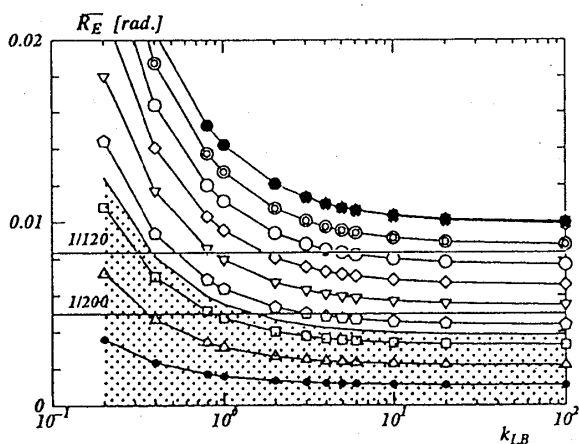


図6 各層の弾性限層間変形角の平均値 ($N=5$)

び柱梁仕口の何れか一つが降伏した時点と定義する。図中、 $C_0 = 0.2$ より下 (網掛け部分) にあるものは、骨組が $C_0 = 0.2$ に相当する水平力を受けた場合において、骨組の構成要素の何れかが降伏したことを示す。柱梁仕口の弾性剛性によらず、図6に示す5層骨組では仕口梁強度比が $R_{PL} = 0.4$ 以上、図7に示す10層骨組では $R_{PL} = 0.7$ 以上あれば、骨組が $C_0 = 0.2$ に相当する水平荷重を受けても、全ての部材は弾性範囲内にとどまる。

2.5 結論 接合部パネルを剛と仮定し、柱梁仕口の回転変形のみを許した鋼ラーメン骨組の弾性解析を行った結果、以下のことが分かった。

- 1) 柱梁仕口の弾性剛性が骨組の層間変形角に及ぼす影響は、柱梁仕口の弾性剛性が梁材の弾性剛性よりも高ければ比較的小さい。
- 2) 骨組が高層になるほど、柱梁仕口の弾性剛性の影響は大きい。
- 3) 5層骨組では仕口梁強度比が $R_{PL} = 0.4$ 以上で、かつ仕口梁剛性比が $k_{LB} = 0.4$ 以上であれば変形制限 $1/120$ を満足し、 $k_{LB} = 2.0$ 以上であれば $1/200$ を満足する。
- 4) 10層骨組では仕口梁強度比が $R_{PL} = 0.7$ 以上で、かつ仕口梁剛性比が $k_{LB} = 4.0$ 以上であれば $1/120$ を満足する。

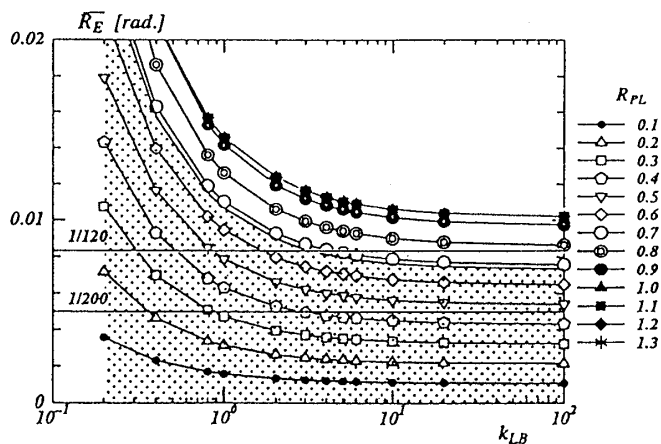


図7 各層の弾性限層間変形角の平均値 ($N=10$)

【参考文献】 [1]山成實,小川厚治,黒羽啓明,渡辺純仁:接合部降伏型の角形鋼管柱ラーメン骨組の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2 実験結果と考察),日本建築学会中国・九州支部研究報告集,第8号,平成2年3月,pp. 161-164 [2]日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990),平成2年 [3]日本建築学会:鋼構造接合部の力学性状に関する研究の現状,1993年10月 [4]日本建築センター:構造計算指針・同解説 1991年版 [5]小川厚治:鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究

(その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力),日本建築学会論文報告集,第323号,昭和58年1月,pp. 13-22 [6]塩崎洋一,小川厚治,黒羽啓明:耐力劣化型梁をもつ重層骨組の地震応答に関する一考察,日本建築学会学術講演梗概集,構造II C,1991年9月,pp. 1491-1492 [7]山成實,金谷弘:鋼管柱・はり仕口の局部変形を考慮したラーメン骨組の解析について-鋼管柱ラーメンの復元力特性に関する研究I-,日本建築学会論文報告集,第334号,昭和58年12月,pp. 29-35