

論文 梁主筋を折り曲げ定着とした RC ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法

梅田 颯*1・楠原 文雄*2

要旨： 9自由度モデルを用いた鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法において、接合部斜めひび割れを横切る梁主筋定着端の応力を、圧縮側柱主筋応力と柱外側のコンクリート圧縮力のひずみを用いた適合条件によって仮定した。さらに、ひずみの適合条件によって仮定した梁主筋定着端の応力を用いてト形柱梁接合部の終局モーメント算定法を導いた。また、機械式定着での計算値との比較、既往の実験データベースを用いて各破壊形式の実験結果との比較を行い、算定法の妥当性を検討した。計算値は実験値をやや過大評価する傾向にあったが、柱梁接合部の終局耐力を推定することができた。

キーワード： 鉄筋コンクリート、柱梁接合部、終局耐力、定着方法

1. はじめに

RC 造骨組における柱梁接合部の破壊は、骨組の崩壊余裕度を著しく低下させることから適切な評価が求められる。靱性保証型指針¹⁾では、柱梁接合部の入力せん断力をせん断強度以下とすることで柱梁接合部の破壊を防止できるとしている。ここで柱梁接合部の耐力はコンクリート強度のみに依存する形となっており、ト形接合部のせん断強度は十字形接合部に対する低減率が定められているが、理論的根拠があるものではない。

一方、塩原²⁾の9自由度モデルに基づき、ト形柱梁接合部の終局時の変形機構を仮定し、柱梁接合部の設計因子を直接用いて終局モーメントを算定する方法³⁾が楠原らによって示されている。しかし、この算定法では梁主筋を折り曲げ定着する場合には、耐力は定着端の応力に依存するものの、定着部の鉄筋の応力の扱いについては示されていない。

本論文では、梁主筋定着部におけるひずみの適合条件を仮定した定着部の鉄筋応力を示し、これを用いて接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づく終局耐力の評価式を求める。そして、評価式が定着方法の終局耐力に及ぼす影響を評価できるかを確認し、さらに実験データベースを用いた検討により評価式の妥当性を確認する。

2. ト形柱梁接合部の終局モーメント

2.1 ト形柱梁接合部の変形機構

本論では、楠原らの変形機構³⁾のうち梁主筋と梁側の柱主筋の引張ひずみが増大し、柱梁接合部中央の斜めひび割れと入隅部から生じた斜めひび割れが拡大して接合部の変形が増大する変形機構(図-1)のみを仮定する。

部分架構の接合部終局耐力には、柱梁接合部内の鉄筋の降伏による接合部降伏破壊、もしくはコンクリートの

圧壊により柱梁接合部に生じるモーメントが上限に達する接合部圧縮破壊によって達すると考えるものとする。

2.2 仮想断面に生じる応力

楠原らが提案している式³⁾(以下、既往の算定式)と同様に、圧縮側の柱と梁の入隅部と梁の引張主筋の定着端を結ぶ線を柱の外側の面まで延長した線と、引張側の柱と梁の入隅部から梁の圧縮主筋の定着端に向かって伸ばした線により構成される仮想断面を設定し、仮想断面

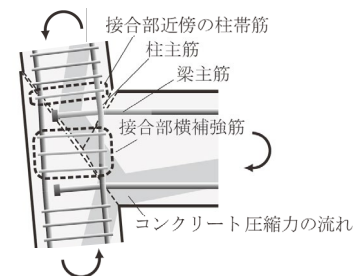
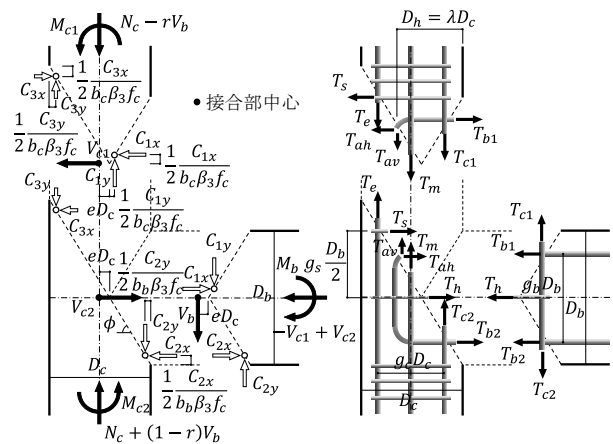


図-1 ト形柱梁接合部の変形機構³⁾



(a)外力およびコンクリートの応力 (b)鉄筋の応力

図-2 仮想断面上の応力³⁾

*1 名古屋工業大学 大学院博士前期課程 (学生会員)

*2 名古屋工業大学 教授 博(工) (正会員)

上の応力および柱梁接合部に作用する外力を図-2のように仮定する。応力の記号の定義は参考文献3と同様にした。

軸力は梁・柱の材軸上に作用するものとし、せん断力は接合部中心に作用するものとする。柱に生じる変動軸力については、柱と梁が遠ざかる側の変動軸力の大きさの梁せん断力に対する比を r として定式化を行う。

2.3 梁主筋定着端の引張力

機械式定着の場合は、梁の引張主筋の定着端が斜めひび割れを越えないものとされており、梁主筋の定着端側のひび割れを横切る応力は $T_{ah}=T_{av}=0$ と仮定される³⁾。

一方、折り曲げ定着の場合、接合部斜めひび割れは定着端をまたいで進展するため、梁主筋定着端に応力が生じる。既往の算定式³⁾を、著者らが実施した実験の試験体⁴⁾に適用した場合の定着端に生じる応力 T_a と接合部モーメントの関係を図-3に示す。図中の T_{by} は梁引張主筋の降伏応力である。定着端に生じる応力 T_a の増大ともなつて接合部モーメントは増大し、 T_a が引張降伏応力のときに接合部モーメントが最大となる。塑性理論の下界定理に基づけば定着端で降伏するときの接合部モーメントを終局耐力とするべきであるが、一般に実験では定着端のひずみは降伏ひずみに達することはない。そのため、既往の算定式³⁾は柱梁接合部の諸元にかかわらず T_a を梁主筋の降伏応力の定数倍としているが、この定数に理論的な根拠はない。また、 T_a の大きさを固定し、向きのみを変化させた場合は、計算値に顕著な変化はなく、 T_a の向きが計算値に及ぼす影響は少ない。なお、図-3ではある特定の試験体のみを図示しているが、後述する本論で引用したすべての試験体で同様の傾向が見られた。

そこで本論では、柱梁接合部の変形機構における変形の適合条件から梁主筋定着端のひずみを求め、このひずみに基づき梁主筋定着端に生じる応力を定める。梁主筋定着端のひずみの適合条件を図-4のように仮定する。ここでは、柱外側で圧縮力のやりとりがあるかによって場合分けを行う。

すなわち、外側の柱主筋の応力 $T_e > 0$ の場合、柱外側のコンクリート応力 C_{3x} 、 C_{3y} はゼロであり、定着端を通る仮想断面上で柱の外側のひずみをゼロとして柱外面からの距離に比例してひずみが増大すると考える。柱外側主筋の鉛直方向のひずみと、定着端における仮想断面の法線方向のひずみの関係に基づいて定着端の応力と柱外側主筋の応力の関係を導くと以下ようになる。

$$T_a = \frac{1}{R_h} \frac{D_c - D_h}{(1 - g_c) D_c / 2} \frac{A_b}{A_c} T_e \quad (1a)$$

$T_e < 0$ の場合、柱の外側主筋の位置で圧縮ひずみが生じていることから、 C_{3y} はゼロではない。ここでは、後述するように T_e の代わりに C_{3y} がすべての圧縮力を伝達する

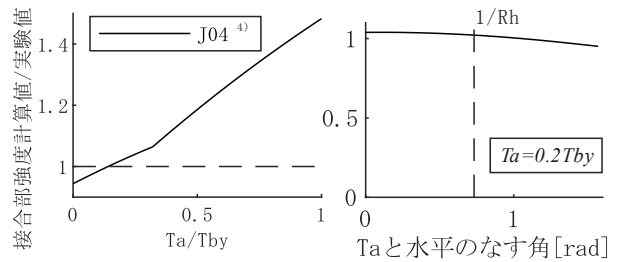


図-3 T_a と計算値の関係

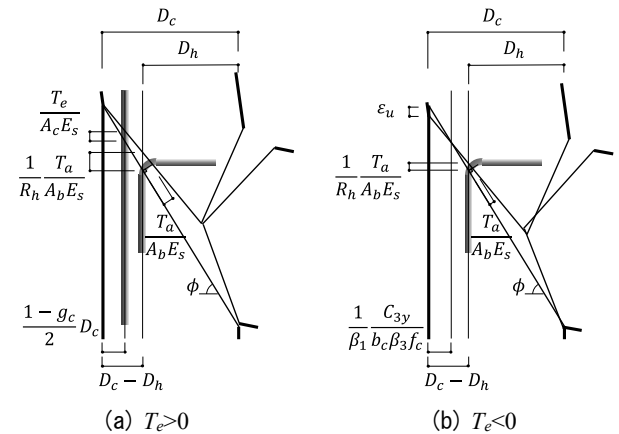


図-4 梁主筋定着端のひずみの適合条件

としてひずみの適合条件を考える。定着端を通る仮想断面上において柱外面のひずみをコンクリート圧縮終局ひずみ、 C_{3y} の中立軸位置のひずみをゼロとして中立軸からの距離に比例してひずみが増大すると考える。 $T_e > 0$ の場合と同様に柱外面のひずみと定着端における仮想断面の法線方向のひずみの関係に基づいて定着端の応力とコンクリート圧縮力の関係を導くと以下ようになる。

$$T_a = \frac{1}{R_h} \frac{D_c - D_h - C_{3y}/b_c\beta_1\beta_3f_c}{C_{3y}/b_c\beta_1\beta_3f_c} A_b E_s \epsilon_u \quad (1b)$$

柱軸力が大きい場合などに柱外側コンクリート圧縮力の中立軸位置が梁主筋定着端を越えて広がり、定着端の応力が圧縮力となる可能性がある。しかし、梁主筋の定着機構を考えると定着端に大きな圧縮力が働くとは考えにくい。本論で仮定する計算式の適用範囲は柱外側コンクリート圧縮力の中立軸位置が定着端を越えないものとする。定着部の応力の向きはどちらの場合でも仮想断面に直交する向きとする。

2.4 $T_e > 0$ の場合の接合部終局モーメント

(1) コンクリート応力の大きさと作用位置

$T_e > 0$ の場合、前述のように既往の算定式³⁾と同様に柱外側主筋付近での上柱と下柱間の圧縮力のやり取りはないものと仮定し、 $C_{3x}=C_{3y}=0$ とする。

前節及び以上の仮定により、上柱、下柱それぞれについての水平、鉛直方向の力のつり合いから以下の関係が成り立つ。

$$C_{1x} = C_{1x}' - V_{c1} \quad (2)$$

$$\begin{aligned}
C_{2x} &= C_{2x}' + V_{c2} \\
C_{1y} &= C_{1y}' + T_e - rV_b \\
C_{2y} &= C_{2y}' + T_e + (1-r)V_b \\
C_{1x}' &= T_{b1} - T_s - T_{ah} \\
C_{2x}' &= T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah} \\
C_{1y}' &= T_{c1} + T_m + T_{av} + N_c \\
C_{2y}' &= T_{c2} + T_m + T_{av} + N_c \\
R &= \frac{D_b}{D_c}, \quad R_h \equiv \tan \phi = \frac{\{(1+g_b)/2\}D_b}{D_h} \\
T_{ah} &= T_a \sin \phi = T_a \frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^2}} \\
T_{av} &= T_a \cos \phi = T_a \frac{1}{\sqrt{1+R_h^2}}
\end{aligned}$$

仮想断面上のコンクリート応力はストレスブロックの考え方を準用する。ストレスブロックの応力の幅は圧縮ゾーンの大きさの β_1 倍、高さをコンクリート圧縮強度の β_3 倍として合力の作用位置を求めるものとする。コンクリートの合力を C_i 、断面の幅を b_i とすると作用位置は仮想断面上の圧縮縁から $C_i/2b_i\beta_3f_c$ となる。このとき、接合部入隅部近傍では梁端のコンクリートの圧縮力は奥行き方向に急激に広がることはできないため、入隅部のコンクリート応力の奥行き方向の幅は梁幅と仮定する。一方、接合部中央では奥行き方向に十分に広がることのできるため、コンクリート応力の奥行き方向の幅は柱幅と仮定する。

(2) 接合部の抵抗モーメント

仮想断面に生じている鉄筋およびコンクリートの応力による接合部の中心回りのモーメントが外力モーメントと釣り合っている。

上下の柱について、外力モーメントと仮想断面上の応力のつり合いから次式が成り立つ。

$$\begin{aligned}
M_{c1} &= (T_{b1} - T_{ah}) \frac{g_b D_b}{2} - T_s \frac{g_s D_b}{2} \\
&\quad - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}^2}{b_c \beta_3 f_c} + (T_{c1} - T_e) \frac{g_c D_c}{2} \quad (3a)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{c2} &= (T_{ah} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_s \frac{g_s D_b}{2} \\
&\quad + C_{2x} \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b \beta_3 f_c} \right) + (T_e - T_{c2}) \frac{g_c D_c}{2} \\
&\quad + T_{av} \left(D_h - \frac{D_c}{2} \right) + C_{2y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b \beta_3 f_c} \right) \\
e &= \frac{D_c/2 - (D_b/2)R_h}{D_c} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{R}{R_h} \right) \quad (3b)
\end{aligned}$$

接合部モーメントは上下の柱の外力モーメントの和であり、整理すると以下ようになる。

$$\begin{aligned}
M_j &= \frac{1}{2} \left\{ g_b - \frac{C_{1x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{1x} D_b \\
&\quad + \frac{1}{2} \left\{ (g_c - 2e) - \frac{C_{1y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{1y} D_c \quad (4)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&+ \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_b) - \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{2x} D_b \\
&+ \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_c) - \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{2y} D_c \\
&+ g_b \left\{ T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right\} D_b \\
&+ \frac{1}{2} g_b (V_{c1} + V_{c2}) D_b + \frac{1}{2} g_c V_b D_c
\end{aligned}$$

この式(4)のコンクリートの応力 C_i は鉄筋の応力で表すことができるため、接合部の終局時の鉄筋の応力を仮定することで接合部の終局モーメントを求めることができる。

なお、本論では基本的なケースとして上下の柱のせん断力の大きさが等しく、梁の軸力はないケースを扱う。

(3) 接合部の終局モーメント

既往の算定式³⁾と同様に、本論で仮定した変形機構では、接合部内で柱と梁の引張主筋および接合部横補強筋、柱中段筋がやがてすべて降伏して接合部は終局状態になるとし、このときの接合部の抵抗モーメントを終局モーメントとしてその算定式を示す。

引張主筋は降伏を仮定するのに対し、終局時の圧縮側主筋の応力は再分配により抵抗モーメントが最大になると仮定する³⁾。抵抗モーメントが最大となる圧縮主筋の応力は、抵抗モーメントの大きさを表す式(4)を圧縮主筋の応力 T_{b2} 、 T_{c2} で偏微分し、微係数がゼロとなる応力として得られ、極大値となる条件は次のようになる。

$$\begin{aligned}
T_{b2} &= \frac{1}{2} (1 - g_b) b_b D_b \beta_3 f_c \\
&\quad - T_h - T_s - T_{ah} - V_c \quad (5a)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{c2} &= \frac{1}{2} (1 - g_c) b_b D_c \beta_3 f_c \\
&\quad - T_m - T_e - T_{av} - N_c - (1 - r) V_b \quad (5b)
\end{aligned}$$

既往の算定式³⁾と同様に圧縮側主筋の応力を降伏強度とコンクリート終局ひずみを用いて制限し以下に示す。

$$T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \cap \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b \quad (6a)$$

$$T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \cap \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c \quad (6b)$$

以上の仮定を用いると、 T_{ah} 、 T_{av} は式(1a)から T_e により表すことができるので、未定のまま残っているのは外側の柱主筋の応力 T_e である。一方、外力については、上柱せん断力による節点モーメントと、下柱のせん断力による節点モーメントの比率が定まっていない。ここで、上下の柱のせん断力によるモーメントの比あるいは差が定めれば条件式が1つ増えることになり、未知数のうち1つがさらに定まる。ここでは、実験との比較も念頭に基本的なケースとして上下の柱のモーメントの比が1、すなわち上下の柱のせん断力が等しい場合では上下の柱の反曲点までの距離が等しい場合を検討する。

この場合は上下の柱のモーメントが等しいので式(3a)と式(3b)によるモーメントが等しく、 $M_{c1} - M_{c2} = 0$ が成り立つ。ここで式(1a)を満たしながら $M_{c1} - M_{c2} = 0$ を解

くことにより T_e および T_a を求めることができる。

既往の算定式³⁾と同様に式(4)を式(7)の形に整理する。

$$M_j = \frac{\frac{1}{2}(M_{jh} + M_{jv})}{1 - \frac{1}{2}\left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L}\right)} \quad (7)$$

水平方向によるモーメント M_{jh} 、鉛直成分によるモーメント M_{jv} 、せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は、梁、柱の圧縮側主筋の応力により場合分けされ、それぞれ式(7)~(11)に示すように導かれる。

圧縮側主筋の応力が抵抗モーメント極大時の応力の場合、圧縮側主筋の応力は式(5a)および式(5b)により表されるので、これらを式(4)に代入して式(7)の形に整理する。すると水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は以下となる。

$$M_{jh} = \left(g_b - \frac{C_{1x}'}{b_c D_b \beta_3 f_c}\right) (C_{1x}') D_b + 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2}\right) D_b \quad (8a)$$

$$+ \frac{1}{4}(1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c$$

$$\gamma_h \cong g_b + 2 \frac{C_{1x}'}{b_c D_b \beta_3 f_c} \quad (8b)$$

$$M_{jv} = \left(g_c - 2e\right) - \frac{C_{1y}' + T_e}{b_c D_c \beta_3 f_c} \times (C_{1y}' + T_e) D_c \quad (9a)$$

$$+ \frac{1}{4}(1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \frac{(1-r)}{r} g_c + 2e + 2 \frac{C_{1y}' + T_e}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (9b)$$

圧縮側主筋の応力が降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合、式(4)を式(7)の形に整理すると以下となる。

$$M_{jh} = \left(g_b - \frac{C_{1x}'}{b_c D_b \beta_3 f_c}\right) (C_{1x}') D_b + \left((1 - g_b) - \frac{C_{2x}'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) (C_{2x}') D_b \quad (10a)$$

$$+ 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2}\right) D_b$$

$$\gamma_h \cong 1 + 2 \left(\frac{C_{1x}'}{b_c D_b \beta_3 f_c} - \frac{C_{2x}'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (10b)$$

$$M_{jv} = \left(g_c - 2e\right) - \frac{C_{1y}' + T_e}{b_c D_c \beta_3 f_c} \times (C_{1y}' + T_e) D_c \quad (11a)$$

$$+ \left((1 - g_c) - \frac{C_{2y}' + T_e}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) (C_{2y}' + T_e) D_c$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \frac{(1-r)}{r} + 2e + 2 \frac{C_{1y}' + T_e}{b_c D_c \beta_3 f_c} - 2 \frac{(1-r) C_{2y}' + T_e}{r b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (11b)$$

2.5 $T_e < 0$ の場合の接合部終局モーメント

(1) コンクリート応力の大きさと作用位置

$T_e < 0$ の場合、 $T_e = 0$ とし、 C_{3y} がすべての圧縮力を伝達すると仮定する。本来、 T_e と C_{3y} はともに圧縮力として作用するが、 T_e と C_{3y} の関係を定めることは難しいため、厳密には作用位置が異なるものの T_e の応力を C_{3y} が代わりに負担するものとして考える。また、柱外側主筋付近のコンクリート圧縮力は鉛直力のみが作用するものとし、 $C_{3x} = 0$ とする。 $T_e > 0$ の場合と同様に上柱、下柱それぞれについての水平、鉛直方向の力のつり合いを考えると C_{1x} および C_{2x} は式(2)と同様になり、 C_{1y} と C_{2y} は以下となる。

$$C_{1y} = C_{1y}' - C_{3y} - rV_b \quad (12)$$

$$C_{2y} = C_{2y}' - C_{3y} + (1-r)V_b$$

(2) 接合部の抵抗モーメント

$T_e > 0$ の場合と同様に上下の柱について、外力モーメントと仮想断面上の応力のつり合いから次式が成り立つ。

$$M_{c1} = (T_{b1} - T_{ah}) \frac{g_b D_b}{2} - T_s \frac{g_s D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}^2}{b_c \beta_3 f_c} + T_{c1} \frac{g_c D_c}{2} - T_{av} \left(D_h - \frac{D_c}{2} \right) - C_{1y} \left(e D_c + \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c \beta_3 f_c} \right) \quad (13a)$$

$$+ C_{3y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3y}}{b_c \beta_3 f_c} \right) \\ M_{c2} = (T_{ah} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_s \frac{g_s D_b}{2} + C_{2x} \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b \beta_3 f_c} \right) - T_{c2} \frac{g_c D_c}{2} + T_{av} \left(D_h - \frac{D_c}{2} \right) + C_{2y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b \beta_3 f_c} \right) - C_{3y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3y}}{b_c \beta_3 f_c} \right) \quad (13b)$$

接合部モーメントは $T_e > 0$ の場合と同様に整理すると式(4)で表すことができる。

(3) 接合部の終局モーメント

圧縮側主筋の応力についても $T_e > 0$ の場合と同様に抵抗モーメントが最大となる圧縮主筋の応力について T_{b2} は式(5a)と同様になり、 T_{c2} は以下ようになる。

$$T_{c2} = \frac{1}{2}(1 - g_c) b_b D_c \beta_3 f_c - T_m - C_{3y} - T_{av} - N_c - (1-r)V_b \quad (14)$$

圧縮側主筋の応力は式(6)と同様に制限する。

$T_e > 0$ の場合と同様に接合部モーメントを式(7)の形で表し、水平方向によるモーメント M_{jh} 、鉛直成分によるモーメント M_{jv} 、せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は、梁、柱の圧縮側主筋の応力により場合分けする。

圧縮側主筋の応力が抵抗モーメント極大時の応力の

場合、 M_{jh} と γ_h は式(8)と同様になり、 M_{jv} と γ_v は以下のようになる。

$$M_{jv} = \left((g_c - 2e) - \frac{C_{1y}' - C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \times (C_{1y}' - C_{3y}) D_c \quad (15a)$$

$$+ \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \frac{(1-r)}{r} g_c + 2e + 2 \frac{C_{1y}' - C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (15b)$$

圧縮側主筋の応力が降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合、 M_{jh} と γ_h は式(10)と同様になり、 M_{jv} と γ_v は以下のようなになる。

$$M_{jv} = \left((g_c - 2e) - \frac{C_{1y}' - C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \times (C_{1y}' - C_{3y}) D_c \quad (16a)$$

$$+ \left((1 - g_c) - \frac{C_{2y}' - C_{3y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \times (C_{2y}' - C_{3y}) D_c$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \frac{(1-r)}{r} + 2e + 2 \frac{C_{1y}' - C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} - 2 \frac{(1-r) C_{2y}' - C_{3y}}{r b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (16b)$$

2.6 接合部の限界補強量

コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まる。ちょうど主筋の降伏とコンクリートの圧壊が同時に生じる破壊を接合部のつり合い破壊と呼んでいる。

既往の算定式³⁾と同様にして接合部パネルの変形状態を仮定し、主筋と斜めストラットのコンクリートが、同時にそれぞれ降伏ひずみと終局ひずみに達するときの主筋の引張力すなわち限界補強量を定義する。引張側の入隅部から圧縮側入隅部と梁主筋の定着端を結ぶ斜めひび割れの線までの距離に対する圧縮ゾーンの幅の比 ξ_1 を用いると以下のようなになる。

$$T_{bb} = \frac{1}{1 + R_h^2} \xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c + T_s + T_{ah} + V_c \quad (17)$$

$T_e > 0$ の場合、

$$T_{cb} = \frac{1}{1 + 1/R_h^2} \xi_1 b_c (1 - 2e) D_c \beta_1 \beta_3 f_c - T_m - T_e - T_{av} - N_c + r V_b \quad (18a)$$

$T_e < 0$ の場合、

$$T_{cb} = \frac{1}{1 + 1/R_h^2} \xi_1 b_c (1 - 2e) D_c \beta_1 \beta_3 f_c - T_m - C_{3y} - T_{av} - N_c + r V_b \quad (18b)$$

コンクリートの圧壊時のモーメントは、引張主筋の応力を限界補強量に相当する引張力とすることで求める。梁や柱の降伏強度が前項の限界補強量を上回っている場合、接合部の終局モーメントは主筋の応力を式(17)およ

び式(18)の限界補強時の応力として算定する。

3. 既往試験体を用いた検証

3.1 定着方法を変動因子とした試験体

図-5 に定着方法以外の諸元が同一な試験体⁴⁾⁶⁾の組ごとに計算値と実験値の関係を示す。図-5 に示した5組の試験体における機械式定着と折り曲げ定着の計算値の比は1.13で、実験値の比は1.10であった。本論の算定法において、定着方法の違いによる終局耐力の変化は実験値とよく適合していると言える。

3.2 試験体データベースへの適用

検討に用いる試験体のデータは、柱梁接合部実験データベース⁹⁾から抽出したものに著者らが行った実験⁴⁾を加えたものを使用する。検討に用いる試験体は以下の条件を満たすものとした。

- (1) 実験時の破壊形式が、梁主筋降伏前の接合部破壊型(J型)、梁主筋降伏後の接合部破壊型(BJ型)、梁降伏型(B型)のいずれか
- (2) 梁主筋の定着投影長さが柱せいの2/3以上
- (3) 接合部横補強筋比が0.2%以上

引用した試験体の中には梁主筋の定着方法がU字定着のものも存在したが、本論ではそれらも折り曲げ定着として算定を行った。

データベース試験体の平均および標準偏差を計算する際は、実験値に対する計算値の比が極端に小さい2体の試験体を除いて計算した。これらの試験体は柱外側のコンクリートの圧縮域が極端に大きく広がっており、モデルを大きく外れていたためである。

図-6 にひずみの適合を考慮した場合の梁主筋定着端応力計算値の降伏応力に対する比を示す。平均は、J型で0.09、BJ型で0.20となった。範囲はJ型が最小値-0.03、最大値0.28となり、BJ型が最小値0.01、最大値0.97となった。標準偏差は、J型で0.07、BJ型で0.25となった。

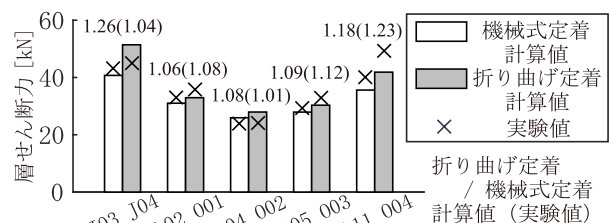


図-5 計算値および実験値における定着方法の影響

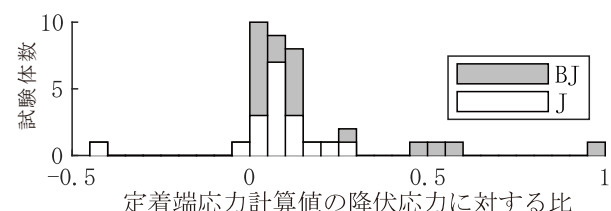


図-6 ひずみの適合を考慮した定着端応力

次に、図-7 に実験値に対する計算値の比を示す。平均は、機械式定着の J 型で 1.03, BJ 型で 0.98, 折り曲げ定着の J 型で 1.16, BJ 型で 1.08 となった。標準偏差は、J 型で 0.15, BJ 型で 0.08, 折り曲げ定着の J 型で 0.15, BJ 型で 0.16 となった。折り曲げ定着ではやや過大評価をする傾向にあるが、既往の算定式で評価した機械式定着に対しては大きな差はないと言える。

次に、図-8 に梁主筋量と限界補強量の比を示す。折り曲げ定着において破壊形式が J 型の試験体のうち限界補強量に対する梁主筋量の比が 1 を下回っているものは 56% であり、機械式定着の 38% と比較すると上回っている。これは接合部終局モーメントを過大評価したのと同様に限界補強量を過大評価しているためと考えられる。

すなわち、本論で仮定したひずみの適合条件は梁主筋定着端の応力をやや過大評価している可能性がある。

さらに、図-9 に横軸に接合部強度の梁曲げ強度に対する比、縦軸に最大耐力実験値の梁曲げ強度に対する比を示す。梁曲げ強度は平面保持を仮定した断面解析を行

い算定した。断面解析ではコンクリートは修正 Kent-Park モデル⁷⁾、鉄筋は完全弾塑性とした。B 型の試験体の実験値の梁曲げ強度に対する比が 1 を上回っていることから、梁曲げ強度計算値は実験値を過小評価している。しかし、接合部強度計算値は実験値を過大評価しているため、梁曲げ強度に対する接合部強度が 1 を上回っている試験体でも破壊形式が BJ 型のものが多い。

4. まとめ

本論文では、梁主筋定着端と柱外側の主筋およびコンクリート圧縮力のひずみに関する適合条件を仮定することで、梁主筋定着端の応力を仮定する方法を提案し、既往の実験データベースを用いて実験値と計算値との比較を行った。計算値は実験値をやや過大評価する傾向にあったが、接合部の終局耐力を推定することができた。

実験時の梁主筋定着端のひずみと仮定したひずみの適合条件の比較による妥当性の検証や、算定法の簡略化等は今後の課題である。

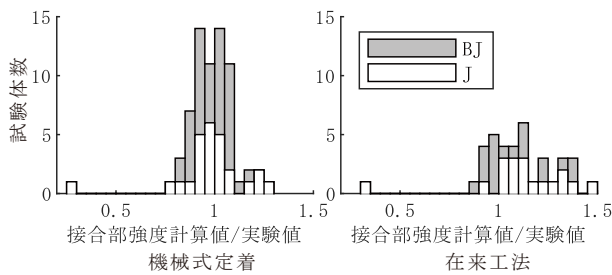


図-7 計算値と実験値の比

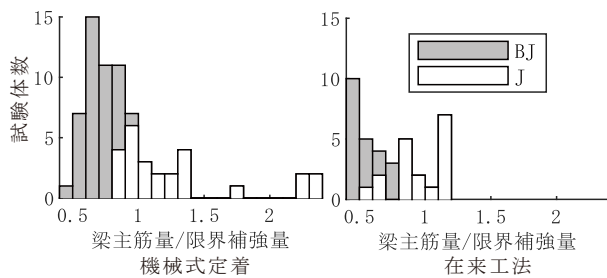


図-8 梁主筋量と限界補強量の比

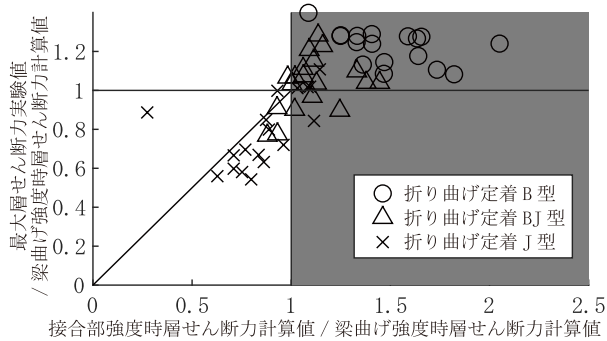


図-9 計算値と実験値の関係

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999
- 2) 塩原等：鉄筋コンクリート接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73, No. 631, pp.1641-1684, 2008.9
- 3) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，Vol. 78, No. 693, pp.1949-1958, 2013.11
- 4) 梅田颯，藤井一貴，楠原文雄：接合部降伏破壊により損傷した鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の残存耐震性能 その1 実験計画と無損傷試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV, pp.63-64, 2022.9
- 5) 国立研究開発法人建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，2020.3
- 6) 楠原文雄，塩原等：柱と梁の曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol. 78, No. 693, pp.1939-1948, 2013.11
- 7) Park, R., Priestley, M. J. N. and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, Vol.108, No.ST4, pp.929-950, 1982.4