論文 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の主筋降伏時の力と変形の 算定に関する基礎的研究

朴 星勇^{*1}·楠原 文雄^{*2}·塩原 等^{*3}

要旨:本研究では,柱梁接合部の復元力特性において重要な剛性変化点である接合部内の主筋降伏時の力と 変形の算定法について述べる。柱梁接合部の復元力特性における力と変形は,柱梁接合部中心での節点モー メントと柱梁接合部の変形による層間変形角とした。算定においては,塩原による柱梁接合部の9自由度モ デルを基に柱梁接合部の変形機構を考案し,変形機構に適合する主筋の伸び量と主筋のひずみから求めた主 筋の伸び量が等しいという変形の適合条件を用いた。柱梁曲げ強度比0.7 ~ 2.2 の柱梁接合部の実験結果と比 較した結果,計算値は実験値を力に関しては精度よく評価したが変形に関しては若干過小評価した。 キーワード:鉄筋コンクリート,十字形,柱梁接合部,復元力特性,主筋降伏

1. はじめに

鉄筋コンクリート造モーメント骨組の耐震性能評価 では,部材の非線形特性を考慮した静的漸増載荷解析お よび動的地震応答解析などが必要である。その際には, 各部材要素の復元力特性を精度よく評価することが必要 となる。

一方,近年の十字形柱梁接合部部分架構の実験により, 柱梁接合部の剛性は接合部内(梁主筋と柱主筋が交差す る位置)の梁(柱)主筋の降伏により大きく低下し,主 筋降伏時の荷重と変形も梁(柱)の主筋量に大きく依存 することが明らかになった¹⁾。これは,従来の柱梁接合 部の耐震設計法²⁾では取り扱っていないものであり,柱 梁接合部の主筋降伏時の力(強度)と変形に関する算定 法も未だに確立されていないのが現状である。

そこで、本研究では、柱梁接合部の復元力特性上の主 な特性点である主筋降伏時の力と変形の算定法について 述べる。

2. 柱梁接合部の復元力特性の定義

柱梁接合部の復元力特性における力と変形は,柱梁接 合部中心での節点モーメント(*M_j*)と柱梁接合部の変形 による層間変形角(*R_j*)とする。

図-1 に、水平力を受ける骨組の中から反曲点で切り 出した柱梁接合部部分架構の変形を構成する柱梁接合部 の変形成分とその定義³⁾を示す。この定義では、柱梁接 合部のせん断変形角(γ , \angle CODの変化量)のみならず 梁(柱)端部の回転(θ_{lb} , θ_{lc})も柱梁接合部の変形成分 に含むものとする。ここで、梁(柱)端部の回転を柱梁 接合部の変形成分とする理由は、この変形量は、梁(柱)



図-1 柱梁接合部の変形成分³⁾

の特性ではなく,接合部を通過する梁主筋と柱主筋およ び接合部の特性で決まるためである。また,そうするこ とで,梁(柱)の変形を,平面保持を仮定した断面解析 から算定される曲げ変形とせん断変形の和のみで表すこ とが可能である⁴。

節点モーメント(*M_j*)は、梁から柱に伝達されるモー メントの総和であり、次式により定義される。

$$M_{j} = V_{b}L = V_{c}H \tag{1}$$

柱梁接合部の変形による層間変形角 (R_j) と柱梁接合 部の変形成分 (γ_j , θ_{jc}) との関係は,幾何学的関係 により,次式により表される。

$$R_{j} = 2\chi_{b}\theta_{jb} + 2\chi_{c}\theta_{jc} + \chi_{j}\gamma_{j}$$
(2)
$$\chi_{b} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{D_{c}}{L}\right), \chi_{c} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{D_{b}}{H}\right), \chi_{j} = 1 - \frac{D_{c}}{L} - \frac{D_{b}}{H}$$

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程 修(工)(正会員)

*2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助教 修(工)(正会員)

*3 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 准教授 工博 (正会員)

3. 柱梁接合部の主筋降伏時の力と変形

柱梁接合部の主筋降伏時の力と変形の算定において は、塩原により提案された柱梁接合部の9自由度モデル ⁵⁾を採用する。

3.1 主筋降伏時の力

м

図-2 に、仮想断面により分割された柱梁接合部の断面上の応力を示す。

仮想断面上のコンクリート応力(C_{1x} , C_{1y} , C_{2x} , C_{2y}) と鉄筋応力(T_{b1} , T_{c1} , T_{b2} , T_{c2} , T_h , T_m)および外力(N_b , N_c , V_b , V_c)との関係は、水平方向および垂直方向の力 の釣り合いにより、次式となる。

$$C_{1x} = T_{b1} + \frac{N_b + T_h}{2} - \frac{V_c}{2}$$
(3)

$$C_{1y} = T_{c1} + \frac{N_c + T_m}{2} - \frac{V_b}{2}$$

$$C_{2x} = T_{b2} + \frac{N_b + T_h}{2} + \frac{V_c}{2}$$

$$C_{2y} = T_{c2} + \frac{N_c + T_m}{2} + \frac{V_b}{2}$$

柱梁接合部の主筋降伏時の力,即ち,節点モーメント (*M_{jp}*)は,式(3)と接合部中心での回転方向の力の釣り合 いにより,コンクリート応力のみで表すと次式となる。 ここで,コンクリート応力の作用位置は,通常のストレ スブロックの考え方を準用して算定した。

$$\begin{aligned}
\mathbf{M}_{jy} &= \left(g_{b} - \frac{C_{1x}}{b_{c}D_{b}\beta_{3}^{(1)}f_{c}}\right)C_{1x}D_{b} \\
&+ \left(g_{c} - \frac{C_{1y}}{b_{c}D_{c}\beta_{3}^{(1)}f_{c}}\right)C_{1y}D_{c} \\
&+ \left(1 - g_{b} - \frac{C_{2x}}{b_{b}D_{b}\beta_{3}^{(2)}f_{c}}\right)C_{2x}D_{b} \\
&+ \left(1 - g_{c} - \frac{C_{2y}}{b_{b}D_{c}\beta_{3}^{(2)}f_{c}}\right)C_{2y}D_{c} \\
&+ g_{b}V_{c}D_{b} + g_{c}V_{b}D_{c}
\end{aligned}$$
(4)

ここに、 $b_b \cdot b_c$:梁・柱幅、 $\beta_3^{(1)} \cdot \beta_3^{(2)}$:接合部中央部・ 入隅部のコンクリートストレスブロックの高さのコンク リート圧縮強度に対する比、 f_c :コンクリート圧縮強度

従って,降伏時における鉄筋応力 (T_{b1} , T_{c1} , T_{b2} , T_{c2} , T_h , T_m) とコンクリートストレスブロックの高さを表す 係数 ($\beta_3^{(1)}$, $\beta_3^{(2)}$)を同定すれば,柱梁接合部の主筋降伏 時の節点モーメント (M_{jy})を算定することができる。一 方,式(3)と式(4)において,梁(柱)のせん断力 (V_b , V_c) が未知数であるが,式(1)の条件を使えばそれらの解も得 ることができる。

3.2 主筋降伏時の変形

柱梁接合部の破壊状況の一例として,試験体 B02⁶の層 間変形角 3.0%時(梁と柱のたわみ成分も含む)の様子を,



図-2 仮想断面に生じる応力

写真1に示す。また,試験体の破壊状況と適合するよう に,単純化した柱梁接合部の変形機構のモデルを,図-3 に示す。このモデルは,塩原が提案した柱梁接合部の 9 自由度モデルにおける4つの三角形を更に分割して接 合部内の柱(梁)主筋位置でのパネル間の開き(θ_b , θ_c) も表現できるようにしたものである。

柱梁接合部の変形成分 (γ_i , θ_{jb} , θ_{jc}) とパネル間の開き (θ_b , θ_c) との関係は, パネル間の回転移動を考慮すると, 次式となる。

$$\gamma_{j} = \left(\xi_{1} - \xi_{2x} - \xi_{2y}\right)\left(\theta_{b} + \theta_{c}\right)$$

$$\theta_{jb} = \left(\frac{1 + g_{c}}{2} - \xi_{1} + \xi_{2x}\right)\theta_{b} + \left(\frac{1 - g_{b}}{2} + \xi_{2x}\right)\theta_{c}$$

$$\theta_{jc} = \left(\frac{1 + g_{b}}{2} - \xi_{1} + \xi_{2y}\right)\theta_{c} + \left(\frac{1 - g_{c}}{2} + \xi_{2y}\right)\theta_{b}$$
(5)

ここに、 *ξ*₁:基準化した接合部中央部のコンクリートス トラットの圧縮ゾーンの幅、*ξ*_{2x}・*ξ*_{2y}:基準化した接合部 入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅

仮定した変形機構に適合する接合部内での梁(柱)主 筋の平均伸び率(ϵ_{BD} , ϵ_{AC})とパネル間の開き(θ_b , θ_c) との関係は、パネル間の回転移動を考慮すると、次式と なる。ここで、接合部内での梁(柱)主筋の平均伸び率 とは、接合部内での梁(柱)主筋の伸び量を柱(梁)せ いで除したものである。

$$\varepsilon_{BD} = \left(\frac{1+g_c}{2} - \xi_1 - \xi_{2x}\right) R\theta_b + \left(\frac{1-g_b}{2} - \xi_{2x}\right) R\theta_c \quad (6)$$
$$\varepsilon_{AC} = \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_1 - \xi_{2y}\right) \frac{1}{R}\theta_c + \left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y}\right) \frac{1}{R}\theta_b$$

ここに、R:接合部アスペクト比 (= D_b/D_c)

従って、主筋降伏時における接合部内での梁(柱)主筋の平均伸び率(ϵ_{BD} , ϵ_{AC})と基準化したコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅(ξ_1 , ξ_{2x} , ξ_{2y}),即ち、パネルの回転中心の位置を同定すれば、式(6)の連立方程式



写真1 柱梁接合部の破壊状況(試験体 B02⁶⁾)



図-3 柱梁接合部の変形機構のモデル

を解き、パネル間の開き (θ_b , θ_c)を求め、次に、式(5)次いで式(2)を用いて、柱梁接合部の主筋降伏時の変形 (R_{jy})を算定することができる。

4. 柱梁接合部の主筋降伏時の主筋の応力とひずみ

この節では,主筋降伏時における主筋の応力(T_{b1} , T_{c1} , T_{b2} , T_{c2}),基準化したコンクリートストラットの圧縮ゾ ーンの幅(ξ_1 , ξ_{2x} , ξ_{2y})および主筋のひずみから求めた 主筋の伸び量について述べる。

4.1 主筋降伏時の主筋の応力

主筋降伏時における接合部中央部の圧縮ストラット の向き (C_{1y} / C_{1x}) の実験値と接合部アスペクト比 (D_b / D_c) との関係 $^{6 - 10)}$ を, 図-4 に示す。この実験値は,柱 梁曲げ強度比 0.7 ~ 2.2,接合部せん断余裕度(主筋降伏 時の接合部せん断力に対する接合部せん断強度の比)1.0 以上の柱梁接合部試験体(計 20 体)で測定された鉄筋の ひずみより求めた仮想断面上の鉄筋応力および外力を用 いて,式(3)により,算定したものである。この実験結果



図-4 柱梁接合部中央部の圧縮ストラットの向き

から,柱梁曲げ強度比によるばらつきはあるものの,主 筋降伏時の接合部中央部の圧縮ストラットの向きはほぼ 接合部の対角線方向であると仮定できる。よって,式(7) の条件を設ける。

$$\frac{C_{1y}}{C_{1x}} = \frac{D_b}{D_c} = R \tag{7}$$

主筋降伏時における梁(柱)主筋の引張側応力(T_{b1} , T_{c1})は、式(3)と式(7)により、式(8.1)とする。

① 梁主筋降伏先行型

$$T_{b1} = T_{by}$$

$$T_{c1} = RT_{b1} - \frac{1}{2} \left(N_c + T_m - R \left(N_b + T_h \right) \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{H}{L} - R \right) V_c$$
(8.1)

もし、式(8.1)により算定された柱主筋の引張側応力 (T_{cl})が柱主筋の降伏強度(T_{cy})を超える場合は、柱主 筋の降伏が梁主筋の降伏より先行すると判断される。そ の場合は、式(8.2)のように、柱主筋の引張側応力を降伏 強度とし、梁主筋の引張側応力(T_{bl})を算定する。 ② 柱主筋降伏先行型

$$T_{c1} = T_{cy}$$
(8.2)
$$T_{b1} = \frac{1}{R} T_{c1} - \frac{1}{2} \left(N_b + T_h - \frac{1}{R} \left(N_c + T_m \right) \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{L}{H} - \frac{1}{R} \right) V_b$$

ここに、 $T_{by} \cdot T_{cy}$:梁・柱主筋の降伏強度

梁(柱)主筋の圧縮側応力(T_{b2} , T_{c2})は、梁(柱)主筋の引張側応力に対する圧縮側応力の比(α_b , α_c)を用いて、次式となる。

$$T_{b2} = \alpha_b T_{b1}, \ T_{c2} = \alpha_c T_{c1}$$
 (9)

また,基準化したコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅(ξ₁,ξ₂,ξ₂)は,式(7)の接合部中央部の圧縮ストラットの向きに関する仮定とコンクリートストレスブロックの考え方により,次式となる。

$$\xi_{1} = \frac{C_{1x}}{b_{c}D_{b}\beta_{1}^{(1)}\beta_{3}^{(1)}f_{c}} \left(1 + R^{2}\right)$$
(10)

$$\xi_{2x} = \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_1^{(2)} \beta_3^{(2)} f_c}, \quad \xi_{2y} = \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_1^{(2)} \beta_3^{(2)} f_c}$$

ここに、 $\beta_l^{(1)} \cdot \beta_l^{(2)}$:接合部中央部・入隅部のコンクリートストレスブロックの幅の圧縮ゾーンの幅に対する比

4.2 主筋降伏時の主筋のひずみ

本研究で仮定する主筋降伏時の梁主筋のひずみ分布 を、図-5に示す。これは、両側に十字形柱梁接合部を 有する試験体の梁主筋のひずみ分布の実験例¹¹⁾と、接合 部内の主筋位置でのひずみがフェース位置(危険断面) でのひずみより大きかった塩原らの実験結果^のを基に仮 定したものである。なお、柱主筋のひずみ分布も梁主筋 のひずみ分布と同様であるとする。

梁(柱)主筋のひずみによる接合部内での梁(柱)主 筋の伸び量は,接合部内の通し主筋の伸び量(ΔL_b , ΔL_c), 接合部内への押し込み量(ΔL_{bo} , ΔL_{co})およびひずみシ フトによる抜け出し量(ΔS_{sb} , ΔS_{sc})の和とする。すると, 変形の適合条件により,梁(柱)主筋のひずみによる接 合部内での梁(柱)主筋の平均伸び率は,式(6)の柱梁接 合部の変形機構による梁(柱)主筋の平均伸び率と等し いので,次式が成り立つ。

$$\varepsilon_{BD} = \frac{\Delta L_b + \Delta L_{bo} + \Delta S_{sb}}{D_c}$$
(11)
$$\varepsilon_{AC} = \frac{\Delta L_c + \Delta L_{co} + \Delta S_{sc}}{D}$$

接合部内の通し主筋の伸び量(ΔL_b , ΔL_c) と接合部内 への押し込み量(ΔL_{bo} , ΔL_{co})は、各区間の主筋のひず みを積分することにより算定できる。ひずみシフトによ る抜け出し量(ΔS_{sb} , ΔS_{sc})は、学会の耐震性能評価指針 ²⁾に倣って、次式により算定する。算定における梁(柱) のヒンジの長さは、梁(柱)せいの半分とする。

$$\Delta S_{sb} = \frac{1}{2} \varepsilon_{b3} l_{bs} \frac{3\chi_b L - 2l_{bs}}{6\chi_b L - 3l_{bs}}, \quad l_{bs} = \frac{1}{2} D_b$$
(12)
$$\Delta S_{sc} = \frac{1}{2} \varepsilon_{c3} l_{cs} \frac{3\chi_c H - 2l_{cs}}{6\chi_c H - 3l_{cs}}, \quad l_{cs} = \frac{1}{2} D_c$$

ここに, $l_{bs} \cdot l_{cs}$:梁・柱のヒンジの長さ

各位置での梁(柱)主筋のひずみは、次のように算定 する。梁(柱)主筋の接合部内の引張側のひずみ (ε_{b1} , ε_{c1})は、式(8.1)と式(8.2)の接合部内の引張側応力 (T_{b1} , T_{c1})を用いて、次式により算定する。

$$\varepsilon_{b1} = \frac{T_{b1}}{T_{by}} \varepsilon_{by}, \quad \varepsilon_{c1} = \frac{T_{c1}}{T_{cy}} \varepsilon_{cy}$$
(13.1)

ここに, $\varepsilon_{by} \cdot \varepsilon_{cy}$:梁・柱主筋の降伏ひずみ

梁(柱)主筋の接合部内の圧縮側のひずみ(ϵ_{b2} , ϵ_{c2}) は、応力の場合と同様に、引張側応力に対する圧縮側応 力の比(a_b , a_c)を用いて、次式により算定する。

$$\varepsilon_{b2} = \alpha_b \varepsilon_{b1}, \ \varepsilon_{c2} = \alpha_c \varepsilon_{c1}$$
 (13.2)

梁(柱)主筋の柱(梁)フェースでの引張側のひずみ は(*ε*_{b3}, *ε*_{c3})は反曲点から接合部内の主筋位置までの主 筋のひずみ分布が直線であるとし,次式により算定する。

$$\varepsilon_{b3} = \frac{L - D_c}{L - g_c D_c} \varepsilon_{b1}, \quad \varepsilon_{c3} = \frac{H - D_b}{H - g_b D_b} \varepsilon_{c1}$$
(13.3)



図-5 梁主筋のひずみ分布

柱(梁)フェースでの梁(柱)主筋の圧縮側位置での コンクリートひずみ(ϵ_{b5} , ϵ_{c5})は、主筋の引張側ひずみ に対する圧縮側ひずみの比(α_{b53} , α_{c53})を用いると、次 式となる。ここで、主筋の引張側ひずみに対する圧縮側 ひずみの比(α_{b53} , α_{c53})は、平面保持を仮定した断面解 析から算定する。

 $\varepsilon_{b5} = \alpha_{b53}\varepsilon_{b3}, \quad \varepsilon_{c5} = \alpha_{c53}\varepsilon_{c3} \tag{13.4}$

梁(柱)主筋の柱(梁)フェースでの圧縮側のひずみ は(ϵ_{b4} , ϵ_{c4})は、主筋の接合部内の引張側位置から接合 部中への押し込み領域までのひずみ分布が直線であると し、算定する。ただし、基準化した押し込み領域の長さ (λ_b , λ_c)は、0から 0.5 の範囲にあるとする。これは、 主筋間距離比(g_b , g_c)が0に近い場合、引張側応力に 対する圧縮側応力の比(α_b , α_c)が1になるため、主筋 の押し込み領域が無限大になることを避けるために設け た仮定である。

5. 実験値と計算値の比較

ー例として,試験体 B04⁶⁰の柱梁接合部中心での節点モ ーメントと柱梁接合部の各変形成分による層間変形角と の関係および降伏点を,図-6 に示す。また,図-7の 計算順序により算定された柱梁接合部の主筋降伏時の力 と変形の計算値もあわせて示す。図-6の骨格曲線の計 算値は,降伏以後の剛性を仮に0として表したものであ る。算定において,接合部横補強筋の応力 (T_h)は主筋 の応力に比べて小さいので0とし,コンクリートストレ スブロックを表す係数 ($\beta_1^{(1)} \cdot \beta_1^{(2)}, \beta_3^{(1)} \cdot \beta_3^{(2)}$)は全て 0.85とした。また,主筋降伏時における主筋の引張側応 力に対する圧縮側応力の比(α_b, α_c)は,現在のところ 理論的に求める方法がないため,実験値を用いることに した。

試験体 B04 は,柱梁曲げ強度比 1.5 の,いわゆる,梁 主筋降伏先行型である。よって,梁主筋が降伏する時点 では,柱主筋はまだ降伏していない。一方,図-6の実



図-6 実験値と計算値の比較(試験体 B04⁶⁾)

験結果によれば、梁主筋の降伏により、梁端部の回転に おける剛性のみならず、せん断変形と柱端部の回転にお ける剛性も低下している。これは、梁端部の回転は他の 変形成分と独立ではなく相互に影響を及ぼすことを、意 味すると考えられる。従って、式(2)のように、柱梁接合 部の変形を、柱梁接合部のせん断変形による層間変形角 と梁(柱)端部の回転による層間変形角の和とするのが、 別々にして扱うことより、より合理的であると考えられ る。

試験体B04の主筋降伏時における力の実験値に対する 計算値の比は,降伏が先行した正加力時において,1.00 であり,計算値は実験値を精度よく推定することができ た。変形の実験値に対する計算値の比は,せん断変形で は0.48,梁端部の回転では0.71,柱端部の回転では0.86, 各変形成分の和では0.74であり,計算値は実験値より少 し小さくなった。

図-4の接合部中央部の圧縮ストラットの向きを検討 する際に用いた試験体(計20体)の主筋降伏時の力と変 形の実験値⁶⁻¹⁰と計算値を、図-8に示す。これらの試 験体は、接合部内の梁(柱)主筋の降伏が接合部中央部 のコンクリートの圧壊より先行し、梁(柱)主筋の配筋 が1段配筋であるため、引張側応力に対する圧縮側応力 の比(α_b , α_c)の実験値が得られたものである。なお、 算定において、ここで検討した試験体は接合部横補強筋 比が0.3 ~ 0.4%であり、その量が梁(柱)主筋量に比べ て少ないため0とし、コンクリートストレスブロックを 表す係数は全て 0.85 とした。

STEP 1	START
STEP 2	梁(柱)のせん断力を仮定する。
	$V_b = 0, V_c = 0$
STEP 3	接合部内の主筋応力を算定する。
	式(8.1)~(8.2), 式(9)
STEP 4	コンクリート応力を算定する。式(3)
STEP 5	主筋降伏時の節点モーメント(M _{iv})を算定する。
	式(4)
STEP 6	誤差(error)を算定する。
	$error = V_b \times L / M_{jy} - 1 $
STEP 7	梁(柱)のせん断力を修正する。
	$V_b = M_{jy} / L, V_c = M_{jy} / H$
STEP 8	誤差が,許容範囲を超えると,STEP2に戻る。
	誤差が,許容範囲を超えないと,次に進む。
STEP 9	基準化したコンクリートストラットの圧縮ゾーン
	の幅を算定する。式(10)
STEP 10	主筋のひずみを算定する。式(13.1) ~ 式(13.4)
STEP 11	主筋のひずみによる主筋の接合部内での平均伸び
	率を算定する。式(11),式(12)
STEP 12	接合部パネル間の開きを算定する。式(6)
STEP 13	柱梁接合部の変形成分を算定する。式(5)
STEP 14	主筋降伏時の柱梁接合部の変形による層間変形角
	を算定する。式(2)
STEP 15	END

図-7 計算順序

柱梁接合部の主筋降伏時の力の実験値に対する計算 値の比は,平均1.08(標準偏差0.09)であった。よって, 本研究の算定法は、力に関しては精度がよいと考えられ る。変形に関しては、柱梁幅比(柱幅に対する梁幅の比) 0.33の試験体 F03 と梁(柱)のせん断スパン比がそれぞ れ 1.58, 0.96 である試験体 G01, G02 の 3 体の場合では、 計算値が実験値より大きくなる傾向が見られた。この3 体の試験体を除くと、柱梁接合部の主筋降伏時の変形の 実験値に対する計算値の比は、せん断変形では0.35(標 準偏差 0.27),梁端部の回転では 1.01 (標準偏差 0.30), 柱端部の回転では1.04 (標準偏差0.23),各変形成分の和 では0.87(標準偏差0.17)であり、本研究の算定法は、 主筋降伏時の変形を若干小さめに推定する傾向が見られ た。特に、せん断変形を小さく推定する傾向があった。 これは、コンクリートストレスブロックの形状を表す係 数を0.85と一定にしたのが原因で接合部中央部の圧縮ス トラットの幅が過小評価されたためであると考えられる。

6. まとめ

本研究では、柱梁接合部の接合部内の梁(柱)主筋の 降伏時の力(強度)と変形の推定方法を提案し、実験結 果と比較した。その結果、力に関しては精度がよいが、 変形に関しては計算値が実験値より若干小さくなった。 これは、算定において、コンクリートストレスブロック の形状を表す係数をコンクリートの圧縮縁のひずみの大 きさによらずに0.85と一定にしたのが一つの原因である と考えられる。この係数の決定法、理論的に圧縮鉄筋の 応力を推定する方法などは、今後の研究課題である。



図-8 実験値と計算値の比較(計 20体⁶⁾⁻¹⁰⁾)

参考文献

- 朴星勇,楠原文雄,塩原等:鉄筋コンクリート造 十字形柱梁接合部の復元力特性の骨格曲線,第13
 回日本地震工学シンポジウム,pp.1390-1397,2010
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の耐震性 能評価指針(案)・同解説,2004
- 補原文雄,塩原等:接合部回転角を含む RC 造柱 梁接合部部分架構の変形成分と応力及びその測定 法,日本コンクリート工学協会年次論文集,Vol. 28, No. 2, pp. 355-360, 2006
- 朴星勇,楠原文雄,塩原等:鉄筋コンクリート造 柱梁接合部の変形成分の骨格曲線と履歴特性,コ ンクリート工学年次論文集,Vol. 33, No. 2, pp. 355-360, 2011
- 5) 塩原等:鉄筋コンクリート柱梁接合部:見逃され た破壊機構,日本建築学会構造系論文集, No. 631, pp. 1641-1648, 2008.9
- 6) 楠原文雄,塩原等,田崎渉,朴星勇:柱と梁の曲 げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱 梁接合部の耐震性能,日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 656, pp. 1873-1882, 2010.10

- 7) 楠原文雄,田崎渉,塩原等:柱と梁の曲げ終局強 度が等しい十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部 の破壊性状,コンクリート工学年次論文集,Vol. 31, No. 2, pp. 313-318, 2009
- 8) 田崎渉,楠原文雄,塩原等他:RC造十字型柱梁 接合部の耐震性能に及ぼす柱・梁曲げ強度比と主 筋間距離の影響に関する実験(その1~その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集,構造,東北, pp. 397-400, 2009
- 9) 楠原文雄,松土智史,塩原等他:柱幅が大きく柱梁曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造,関東,pp.495-496,2011
- 10) 楠原文雄, 朴星勇, 塩原等:鉄筋コンクリート造 十字形柱梁接合部の強度に及ぼす柱・梁のスパン 長さの影響, 日本地震工学会大会-2011 梗概集, 東京, pp. 368-369, 2011
- 姜柱,北山和宏:鉄筋コンクリート梁の降伏変形 推定方法,日本建築学会構造系論文集,No. 501, pp. 85-92, 1997.11