鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用

REINFORCED CONCRETE BEAM-COLUMN JOINT: INTERACTION OF
ULTIMATE STRENGTHS AND FORCES AT MEMBER ENDS

塩 原 等*

Hitoshi SHIOHARA

The author proposed a new mathematical model which predicts the ultimate behavior of two-dimensional reinforced concrete beam-column joints. The model is based on a kinematic model named nine DOF model combined with non-linear biaxial constitutive relation of concrete and steel to bear simple algebraic expressions for the ultimate moment capacity and moment at balanced failure. It is applicable to symmetric interior beam-column joints subjected four symmetric moments transmitted among the four adjacent members. This paper extends the model such that it could consider the interaction of ultimate strength and axial force, shear force transmitted from adjacent members framed into the joint as well as the amount of joint shear reinforcement in a beam-column joint designed by weak beam-strong column concept for Capacity Design. It is concluded from the theory that the factors increasing the moment capacity of beam-column joints include (1) axial force, (2) margin of moment capacity of column to beam, (3) confinement by joint shear reinforcement, (4) confinement by mid-layer bars in columns, the effect of which are followed by a simple combination rule in a simple algebraic equation form. It is also shown that the theory predicts that the factors above have little effect on the moment at balanced failure while (5) the concrete strength and (6) the ratio of the bar distance to the depth of member have large effect.

Keywords : reinforced concrete, beam-column joint, algebraic expression, ultimate moment, balanced failure, axial force, shear force, joint shear reinforcement

鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, 代数式, 終局モーメント, 釣合い破壊, 軸力, せん断力, 接合部補強筋

1. 序

鉄筋コンクリート造モーメント骨組構造の柱梁接合部の強度や損傷集中などの特性は、部材の軸力、柱梁接合部に接続する部材のせん断力、接合部補強量、通し主筋の付着性能、主筋位置などの影響を受けると考えられる。これまで多くの柱梁接合部架構の実験的研究が実施され、これらの影響が検討されてきた¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。ある研究では、柱の圧縮軸力や接合部横補強筋量は柱梁接合部の強度への影響は少ないとするものがある一方で、別の研究では、柱梁接合部の損傷の進行に影響を及ぼしたとするものもあり、それらの結論は一見矛盾しているように見える。しかし実際には多くの因子が相互に影響しているので、実験的検討によりそれらの影響を定量化することには自ずと限界があり、現行の耐震設計法では、設計に部材軸力や接合部補強量の影響、主筋位置の影響は反映されていない。

さらにこれらに加えて柱梁接合部の特性は、接続する部材の曲げ降伏によっても影響を受けると考えられる。梁降伏型に設計された架構では、柱梁接合部に接続する部材の一部の主筋が部材端で降伏し、層間変形が増大するにつれ柱梁接合部がせん断破壊する現象が存在する。これは接続する部材の曲げ降伏が接合部の強度を低下させていることになる。しかしこの現象は設計の限界変形の中では起こらないという理由で必ずしも耐震設計には反映されていない。しかし、草薙・城らの研究³⁾では、過去の文献で報告された多数の柱梁接合部の実験結果を分析して、梁の曲げ降伏後に接合部がせん断破壊した場合の梁の終局曲げ強度は、接合部が梁曲げ降伏後にせん断破壊しない場合と

比較して相対的に低いと述べている。ニュージーランドの Park ら⁶⁾は、柱梁接合部の通し主筋の付着劣化は、圧縮鉄筋の圧縮応力分担を減少させ、梁端部危険断面の曲げ強度の低下を起こさせ、架構の耐力を低下させることを指摘した。つまり、接続する部材の応力や降伏が接合部の強度に影響を及ぼす一方で、接合部の存在自体がまた部材の強度に影響を及ぼしている。

このように、柱梁接合部の特性と部材の強度には切り離して説明できない相互作用が存在する。しかし、既往の実験的研究では、柱梁接合部の強度と部材の強度は独立であるという仮説に立って実験データを整理せざるを得ないという方法論の限界からその相互作用は断片的に指摘されているにすぎず、体系的な解明はされていない。また、既往の力学モデルによる研究においても、このような相互作用を定量的に予言してその予測を実験で検証して耐震設計に供することのできるような設計法を提案した研究は未だ存在していない。

本報告では、そのような柱梁接合部と接続する部材の相互作用を定量化する力学モデルと、耐震設計に供することのできる数式表現を提案する。ここで用いる力学モデルは、接合部のせん断破壊は接合部のせん断抵抗機構の破壊であるという仮説に立脚した従来の見解とは立場を異にしている。すなわち、柱梁接合部の破壊は、柱梁接合部のせん断力抵抗機構が健全に保持されたままで、柱梁接合部内で通し主筋が引張降伏し、あるいは主筋の弾性伸びが増大して、柱梁接合部内でコンクリートのひび割れが拡大して、柱梁接合部の変形が増大し、損傷の集中が起こるという事実に適合するように構築され、筆者が文

* 東京大学大学院工学系研究科 准教授・工博

Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, The University of Tokyo, Dr. Eng.

図1 ひび割れ発生後の斜め圧縮束の形成と補強筋の引張力の発生⁷⁾

図2 柱梁接合部に働く外力：モーメント M_j 、軸力 N_j とせん断力 V_j

献⁷⁾で提案した9自由度モデルに基づいている(図1)。すなわち、本報告は、文献⁷⁾の柱梁接合部の基本構成式に基づき柱梁接合部の終局強度の数式解を論じた報告の続編である。本論文の目的は、その力学モデルを展開・拡張して、接続する部材から柱梁接合部に接合部に作用する軸力・せん断力などの外部作用力や接合部横補強筋や柱中段筋による受動的拘束力などが、梁曲げ降伏型に設計された柱梁接合部において、接合部の終局強度⁷⁾、接合部の釣合い破壊⁷⁾および限界補強量⁷⁾に及ぼす効果と、それらの間の相互作用の数式的表現を提案し、その妥当性を検討することである。

2. 柱梁接合部の終局モーメントと部材軸力や部材せん断力との相互作用

2.1 柱梁接合部の終局状態

本論文では、拙著の文献⁷⁾と同様に、柱梁接合部に次のような終局状態を想定する。鉄筋コンクリートの柱梁接合部は、一様にせん断変形が生じるパネルとしてよりは、柱端部と梁端部の拘束を考慮して4枚の剛板に囲まれた領域内での変形としてモデル化することが妥当である。部材端からモーメントを受ける十字型柱梁接合部では、4枚の剛板の回転量が逆対称に分布することから、接合部内に分布する主歪の方向は部材軸と45度の角度をなす対角線方向となる。

剛板の回転が増大すると、ひび割れ後のコンクリートの異方性によって、ひび割れに直交する方向にコンクリートは引張力を負担しなくなり、ひび割れを横切る柱梁の通し主筋や接合部内の補強筋に引張力が再分配される。剛板の回転変形が増大すると歪の増大するコンクリートの斜め圧縮束の中央付近でコンクリートの圧壊が生じて終局状態に達する。このような応力伝達機構における柱梁接合部の終局

図3 十字型柱梁接合部の内部応力とその作用位置⁷⁾

図4 仮想変位⁷⁾

モーメントは、力の釣合い条件、終局時のコンクリートの破壊条件と鉄筋の降伏条件から導かれる。

2.2 柱梁接合部の終局モーメント

本論文で対象とする柱梁接合部の形状は、文献⁷⁾と同様に、柱せいと梁せいが D で等しい正方形であるものとする。また、柱幅と梁幅は共通で b とする。接合部の補強筋は、通し主筋が接合部内を縦横に貫通する通し配筋とする。柱梁それぞれの部材断面において、主筋は、上端と下端に対称に配置される。それらの主筋位置の間隔距離は、部材せい D の g 倍すなわち gD であるものとする。以下、本論文では係数 g を「主筋間隔比⁷⁾」と定義する。部材断面の中央に通し主筋が集中して配置されている場合には、主筋間隔比 g はゼロである。柱梁接合部の終局モーメントの算定にあたって、鉄筋は軸方向力のみを伝達し、その応力度は降伏点 f_y を超えない弾塑性材料とする。コンクリートの圧縮強度は f'_c であり、引張力は負担しないものとする。

文献⁷⁾では、柱梁接合部に働く外力をモーメントに限定した場合の終局モーメント式を示した。本論文では、モーメントに加えて、図2のように軸力とせん断力が同時に作用した場合の終局モーメントを検討する。設定する十字型柱梁接合部の内部応力の大きさを表す記号は図3に示すものとする。一般に柱梁接合部に作用する直応力の要因には、重力による柱の軸力や地震力により生じる柱の変動軸力、内力として作用するプレストレス力などがある。さらに、接合部の変形の増大につれて接合部が縦横に膨張するために、接合部を通過する主筋や、接合部内にのみに配置される横補強筋に引張力が働くことにより

その反力として受動的にコンクリートを拘束する力が生じる。そこで、これらを図 2 に示すように、柱心と梁心から対称な軸力（圧縮正） N_j として単純化して考慮する。さらに、柱や梁のせん断力として接合部に作用するせん断力を対称なせん断力 V_j として考慮する。軸力 N_j ならびにせん断力 V_j の作用線は、すべて柱梁接合部の中心 O 点を通るものとする。

接合部を対角線で分割した 4 つのフリーボディに、図 4 に示した仮想変位を与えて仮想変位の原理を適用して、一定の軸力 N_j および V_j の作用する条件での、柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} および柱梁接合部の釣合いモーメント M_{jb} を導く。導出にあたっては、文献 7 とは異なり、応力 N_j と V_j のなす仮想仕事も考える必要があることから、文献 7 で導入された応力中心間距離 j_1 および j_2 に加えて、応力 V_j と N_j の作用線が通っているものと考えている接合部中心の O から、コンクリートの圧縮合力 C_1 からまでの距離を表す j_3 ならびに、接合部中心の O 点からコンクリートの圧縮合力 C_2 からまでの距離を表す j_4 を導入する。図 3 に、 j_3 と j_4 が示してある。圧縮ゾーンにおける圧縮歪度の分布は、ほぼ比例的に変化するものと近似して、古典的曲げ理論におけるストレスブロックの考え方を準用して圧縮力の分布形状を定めることができるものとする。すなわち、ストレスブロックの形状を表す係数 β_3 とし、ストレスブロックのコンクリートの応力度と、コンクリート圧縮強度 f'_c の比を表す。

モーメント M_j のなす仮想仕事は、 $2M_j\delta\theta$ となる。また、軸力 N_j およびせん断力 V_j のなす仮想仕事は、それぞれ、 $2N_j(j_4-j_3)\delta\theta$ および $2V_j(j_4+j_3)\delta\theta$ となる。さらに、接合部を通過する通し主筋がなす内部仮想仕事は、 $4(j_1T_1+j_2T_2)$ である。よって、外部仮想仕事と内部仮想仕事は等しいことから、接合部の抵抗モーメント M_j は、次式で表される。

$$M_j = 2(j_1T_1+j_2T_2) + (-j_3+j_4)N_j + (j_3+j_4)V_j \quad (1)$$

ここに、応力中心間距離は j_1 , j_2 , j_3 および j_4 は、

$$j_1 = \frac{1}{2}D \left(g - \frac{T_1 + \frac{1}{2}N_j - \frac{1}{2}V_j}{bD\beta_3f'_c} \right) \quad (2)$$

$$j_2 = \frac{1}{2}D \left((1-g) - \frac{T_2 + \frac{1}{2}N_j + \frac{1}{2}V_j}{bD\beta_3f'_c} \right) \quad (3)$$

$$j_3 = \frac{1}{2}gD - j_1 = \frac{1}{2}D \left(\frac{T_1 + \frac{1}{2}N_j - \frac{1}{2}V_j}{bD\beta_3f'_c} \right) \quad (4)$$

$$j_4 = \frac{1}{2}gD + j_2 = \frac{1}{2}D \left(1 - \frac{T_2 + \frac{1}{2}N_j + \frac{1}{2}V_j}{bD\beta_3f'_c} \right) \quad (5)$$

となる。ここで、接合部内を貫通する主筋の引張側の対角線を横切る応力 T_1 と圧縮側の応力 T_2 の比の値を α （以下、「接合部内主筋応力比」と定義することとする⁷⁾。そこで、 $T_1 = T$, $T_2 = \alpha T$ をそれぞれ、式 (2) から式 (5) までに代入し、それらを式 (1) に代入して整理すると、主筋応力 T と柱梁接合部の抵抗モーメント M_j の関係を表す式 (6) が得られる。

$$M_j = DT \left\{ \alpha + g(1-\alpha) - \frac{(1+\alpha^2)T}{bD\beta_3f'_c} \right\} + \frac{1}{2}D(N_j + V_j) - \frac{1}{2}D \frac{N_j^2 + V_j^2}{bD\beta_3f'_c} - DT \frac{(1+\alpha)N_j - (1-\alpha)V_j}{bD\beta_3f'_c} \quad (6)$$

以下、通し主筋の鉄筋応力比 α がゼロの場合を接合部 I、通し主筋の鉄筋応力比 α が 1 の場合を接合部 II と定義する⁷⁾。接合部内主筋応力比 α について（接合部 I）と（接合部 II）の場合について、それぞれ、主筋応力 T が降伏強度 T_y に達したものとして、 T に T_y を代入して、接合部 I と接合部 II について、それぞれ簡略化した柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} を表す式 (7) と (8) が得られる。

$$M_{ju} = DT_y \left\{ g - \frac{T_y}{bD\beta_3f'_c} \right\} + \frac{1}{2}D(N_j + V_j) - \frac{1}{2}D \frac{N_j^2 + V_j^2}{bD\beta_3f'_c} - DT_y \frac{N_j - V_j}{bD\beta_3f'_c} \quad (\text{接合部 I}) \quad (7)$$

$$M_{ju} = DT_y \left\{ 1 - \frac{2T_y}{bD\beta_3f'_c} \right\} + \frac{1}{2}D(N_j + V_j) - \frac{1}{2}D \frac{N_j^2 + V_j^2}{bD\beta_3f'_c} - DT_y \frac{2N_j}{bD\beta_3f'_c} \quad (\text{接合部 II}) \quad (8)$$

2.3 柱梁接合部の終局曲げモーメントにおける軸力・せん断力の影響

部材端部から柱梁接合部に作用する力である軸力 N_j とせん断力 V_j が、柱梁接合部の終局曲げモーメントに及ぼす効果を評価する。柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} を表す式 (7) もしくは式 (8) において、軸力 N_j およびせん断力 V_j をゼロとおいた場合の柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} からの増加量 ΔM_{ju} が求められる。それらは、式 (7) もしくは式 (8) の第 2 項目以降であり、次式で表される。

$$\Delta M_{ju} = \frac{1}{2}D(N_j + V_j) - \frac{1}{2}D \frac{N_j^2 + V_j^2}{bD\beta_3f'_c} - DT_y \frac{N_j - V_j}{bD\beta_3f'_c} \quad (\text{接合部 I}) \quad (9)$$

$$\Delta M_{ju} = \frac{1}{2}D(N_j + V_j) - \frac{1}{2}D \frac{N_j^2 + V_j^2}{bD\beta_3f'_c} - DT_y \frac{2N_j}{bD\beta_3f'_c} \quad (\text{接合部 II}) \quad (10)$$

柱梁接合部での主筋降伏時の応力 T_y 、軸力 N_j およびせん断力 V_j と $bD\beta_3f'_c$ の比がそれぞれ 1.0 に比べて相対的に小さいものとして、これらの項を無視して近似すれば、柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} の増分 ΔM_{ju} は、接合部 I と接合部 II の 2 つの対照的な場合についていずれも、同じ次の近似式で表すことができる。

$$\Delta M_{ju} \cong \frac{1}{2}DN_j + \frac{1}{2}DV_j \quad (11)$$

すなわち、柱梁接合部の終局モーメントは、軸力 N_j およびせん断力 V_j の効果によって増加し、その増分は、式 (11) で評価できる。ただし、精解である式 (9) および式 (10) からわかるように、主筋の降伏時の応力 T_y や軸力 N_j が大きいと接合部モーメントの増加は式 (11) より小さくなる頭打ち傾向を示す。

このように、柱梁接合部においては、接合部の終局モーメント M_{ju} は、軸力 N_j およびせん断力 V_j の影響を受けることがわかる。これは、軸力と曲げモーメントを同時に受ける鉄筋コンクリート柱部材の断面の終局曲げモーメントと軸力の相互作用と本質的に同じ現象である。

2.4 柱梁接合部の釣合い破壊における軸力・せん断力の影響

柱梁接合部の釣合いモーメント M_{jb} とは、主筋が降伏すると同時にコンクリートに圧壊が始まる時の柱梁接合部の終局モーメントのことである⁷⁾。釣合い破壊時には、接合部の回転変形の進展とともに引張鉄筋の引張ひずみの増大が減少に転じることになる。そこで、この条件を適用して釣合い破壊の条件を定量化する。

一定の軸力 N_j およびせん断力 V_j が作用する条件下において、柱梁接合部の釣合いモーメント M_{jb} に及ぼす影響を評価する。接合部 I の場合には、文献 7 に示した釣合い破壊の条件と同じ考え方を適用して、釣合い破壊の条件式は、

$$T_y + \frac{1}{2}N_j - \frac{1}{2}V_j = \frac{1}{2}g b D \beta_1 \beta_3 f'_c \quad (\text{接合部 I}) \quad (12)$$

で与えられる。これは、図 5 に示したように、主筋の交差する位置が中立軸 $G'H'$ および $E'F'$ 上となる条件から導かれる。ここに、 β_1 は、断面の曲げ理論において用いられるコンクリートのストレスブロックにおける、ストレスブロックの高さと中立軸から圧縮縁までの距離の比を表す係数である。この関係を、式 (7) に代入して、次の式が得られる。

$$M_{jb} = \frac{1}{2}g^2 b D^2 \beta_1 \beta_3 f'_c \left(1 - \frac{\beta_1}{2}\right) + \frac{1}{2}DN_j(1-g) + \frac{1}{2}DV_j(1+g) - \frac{1}{4}D \frac{(N_j + V_j)^2}{b D \beta_3 f'_c} \quad (\text{接合部 I}) \quad (13)$$

このことから、接合部 I の場合の釣合いモーメントは、主筋間隔比 g の自乗、 bD^2 、および、コンクリートの圧縮強度に比例することがわかる。従来の耐震設計においては、主筋が降伏しないで発生する接合部のせん断破壊時の強度は、コンクリートの圧縮強度に接合部の水

平面積を乗じたものと密接に関係するものとされてきたが、本理論においては、これに加えて、式 (13) に示されているように、主筋間隔比 g が極めて大きな影響因子であることが示されている。

また、軸力 N_j およびせん断力 V_j をゼロとおいた場合の柱梁接合部の釣合いモーメントに対する釣り合いモーメントの増加分 ΔM_{jb} は、式 (13) の第 2 項以下の部分であり近似的に、

$$\Delta M_{jb} \cong \frac{1}{2}DN_j(1-g) + \frac{1}{2}DV_j(1+g) \quad (\text{接合部 I}) \quad (14)$$

で表わされる。このことから、柱梁接合部が主筋降伏前にコンクリートが圧壊して決まる最大モーメントの増加分 ΔM_{jb} に及ぼす軸力 N_j の影響は、主筋間隔比 g が 1 に近くなるほど、小さくなることわかる。これは、式 (14) より軸力 N_j の項に係数 $(1-g)$ が乗じられているためである。これが意味することは、主筋降伏前に接合部破壊を起こすように計画された実験においては、柱梁接合部の強度に及ぼす接合部横補強筋量、柱梁の主筋量および柱の軸力の影響は小さいという実現象と対応しているものと解釈することができる。それに対して、部材に作用するせん断力 V_j は、常に釣合いモーメントを増大させる効果があると解釈することができる。

接合部Ⅱの場合には、釣合いモーメント破壊の条件は、図5に示されるように、

$$T_y + \frac{1}{2}N_j = \frac{1}{4}bD\beta_1\beta_3f'_c \quad (\text{接合部Ⅱ}) \quad (15)$$

となる。よって式(15)を式(8)に代入して整理すれば、釣合いモーメントは、次の式として得られる。

$$M_{jb} = \frac{1}{4}bD^2\beta_1\beta_3f'_c\left(1 - \frac{\beta_1}{2}\right) + \frac{1}{2}DV_j\left(1 - \frac{V_j}{bD\beta_3f'_c}\right) \quad (\text{接合部Ⅱ}) \quad (16)$$

よって、接合部Ⅱの場合に、軸力 N_j およびせん断力 V_j をゼロとした時の釣合いモーメントに対する釣合いモーメントの増加分 ΔM_{jb} は、近似的に、

$$\Delta M_{jb} \cong \frac{1}{2}DV_j \quad (\text{接合部Ⅱ}) \quad (17)$$

となる。式(17)は、接合部Ⅱにおいて、釣合いモーメントは、せん断力 V_j によりのみ増大し、軸力 N_j の影響は受けないことを示している。

2.5 柱梁接合部の限界補強量

接合部Ⅰにおいて、釣合い破壊を起こさない条件は、式(12)を変形して、

$$T_y - \frac{1}{2}V_j + \frac{1}{2}N_j < \frac{1}{2}g b D \beta_1 \beta_3 f'_c \quad (\text{接合部Ⅰ}) \quad (18)$$

となり、接合部Ⅱにおいて、釣合い破壊を起こさない条件は、式(15)を変形して、

$$T_y + \frac{1}{2}N_j < \frac{1}{4}bD\beta_1\beta_3f'_c \quad (\text{接合部Ⅱ}) \quad (19)$$

となる。これらの式の右辺を、以下、限界補強量と定義する。すなわち、釣合い破壊を起こさない条件は、主筋の降伏時の応力 T_y 、部材端から作用するせん断力 V_j および接合部を拘束する応力 N_j の組み合わせで表される等価な補強量が、限界補強量より小さくなければならないものとして規定することができる。限界補強量は、接合部の形状 bD 、主筋間隔比 g 、ストレスブロックの係数 $\beta_1\beta_3$ 、コンクリートの圧縮強度で決まる。接合部Ⅰでは、主筋間隔比 g が大きいほど、限界補強量は小さくなるのに対して、接合部Ⅱの場合には、限界補強量は主筋間隔比 g によらず一定値となる。

3. 梁降伏型に設計された柱梁接合部の終局モーメント

3.1 梁降伏型の柱梁接合部

文献7および、本論文の前節までの議論は、柱梁の通し主筋がいずれも同時に降伏するか、もしくは、両方が降伏しない場合の柱梁接合部の接合部の性能に関するものであった。現実的な骨組構造の建築物

の柱梁接合部においては、柱断面と梁断面の曲げ補強量が等しいとは限らない。最近の鉄筋コンクリートモーメント骨組の耐震設計では、安定した全体降伏機構を確保する必要性から、柱端部に曲げ降伏ヒンジを形成することのないように、梁曲げ終局モーメントに対して、柱の曲げ終局モーメントに一定割合の余裕を持たせるように設計する場合がある。そこで、以下、一方の部材が先に降伏し（以下、先に降伏する部材を「降伏部材」という）他方の部材が降伏しない（以下、「非降伏部材」という）として、このような柱梁接合部についての柱梁接合部の終局モーメントを検討する。

梁曲げ降伏型に設計された柱梁接合部であっても、最初に梁主筋が降伏する時の接合部モーメントは、式(6)になると考えられる。ただし、その時点では柱主筋は未降伏である。そこからさらに接合部の変形が増大した場合について考察する。梁主筋の引張り歪は増大するが既に降伏棚に入ってしまったため、梁主筋の応力は降伏点を保持したままで梁主筋の塑性変形が増大する。一方で、柱主筋の引張り歪も増大するが柱主筋は依然として線形弾性範囲にあるため、接合部の変形増大は抑止される。その結果柱主筋の応力は一様に引張側にシフトして、柱梁接合部の膨張を拘束しながら、柱主筋の応力の増大が起こる。

3.2 非降伏部材の曲げ余裕度が柱梁接合部の終局モーメントに及ぼす影響

そこで、降伏部材（ここでは梁）の主筋の応力は一定に保たれ、かつ、非降伏部材（ここでは柱）の主筋は弾性のままで、降伏部材の主筋の降伏応力 T_y から一様に $T_y + \Delta T$ に増大した状態を想定する。以下、 ΔT だけ主筋応力が引張側にシフトするので、 ΔT を「引張シフト」と呼ぶ。この条件の下での柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} を導いて、非降伏部材の主筋応力の引張シフト ΔT が、接合部の終局モーメント M_{ju} をどのように変化させるか考える。引張シフト ΔT が生じる時の内部応力の変化を、図6のように仮定する。すなわち、全体の力の釣合いは失われないようにするため、内部応力はそれ自体で釣合いを保つように変化するものと仮定する。結果としてコンクリートに生じる反力 $C + \Delta C$ は、もはや柱梁接合部の対角線に直交はしないが、 ΔC は、 C より相対的に小さいので、柱梁接合部の対角線に直交しない成分は直応力下のせん断力により伝達され得るものと仮定する。なお、この仮定は、断面の曲げ理論の適用において部材に生じるせん断力の存在を無視できるのと同じであり、妥当な仮定である。

これまでと同様の方法により、力の釣合いから、圧縮合力の位置を表す、 j_1 、 j_2 を求めて、仮想変位の原理を用いて、接合部の抵抗モーメント M_j を算出すれば、式(20)を得ることができる。

$$M_j = DT \left\{ \alpha + g(1 - \alpha) - \frac{(1 + \alpha^2)T_y}{bD\beta_3f'_c} \right\} + \frac{1}{2}D\Delta T \left\{ 1 - \frac{2(1 + \alpha)T_y + \Delta T}{bD\beta_3f'_c} \right\} \quad (20)$$

図6 十字型柱梁接合部の内部応力とその作用位置

梁降伏が最初に起こった時点の接合部モーメント M_j すなわち、 ΔT がゼロの時の値を基準として、非降伏部材の主筋の応力増分 ΔT が発生したことによる柱梁接合部のモーメント M_j の変化量、すなわち、増分 ΔM_j は、式 (20) の第2項であり、

$$\Delta M_j = \frac{1}{2} D \Delta T \left\{ 1 - \frac{2(1+\alpha)T_y + \Delta T}{bD\beta_3 f'_c} \right\} \cong \frac{1}{2} D \Delta T \quad (21)$$

となる。このことから、非降伏部材の引張主筋の引張シフト ΔT は、柱梁接合部の抵抗モーメントを増大させ、その量は近似的に式 (21) で表すことができる。

したがって、非降伏部材の主筋量もしくは主筋の降伏強度を高めて非降伏部材の曲げ強度の降伏部材の曲げ強度に対する余裕を増加させれば、梁主筋降伏後も接合部の変形増大を抑えることができる。つまり、非降伏部材の降伏部材に対する曲げ余裕度が大きいほど、柱梁接合部の終局曲げモーメントは増大し、接合部変形が抑止されることが予測される。

3.3 非降伏部材の軸力増大が柱梁接合部の終局曲げモーメントに及ぼす影響

次に、非降伏部材の軸力のみが圧縮側に ΔN だけ変動した場合の柱梁接合部の抵抗モーメント M_j を考える。柱軸力のみが増えた場合の柱梁接合部の終局モーメントは、式 (21) が導かれたのと同様の方法で導かれる。すなわち、 ΔT を $\frac{1}{2} \Delta N$ で置き換えてやればよい。そこで、非降伏部材の圧縮軸力増大量 ΔN による柱梁接合部の終局モーメントの増分は、次式で表され、

$$\Delta M_j = \frac{1}{4} D \Delta N \left\{ 1 - \frac{2(1+\alpha)T_y + \frac{1}{2} \Delta N}{bD\beta_3 f'_c} \right\} \cong \frac{1}{4} D \Delta N \quad (22)$$

が成立する。

4. 相互作用における各種因子の等価性

4.1 非降伏部材の曲げ強度余裕度と等価な影響因子

これまでに導いてきた、柱梁接合部に作用する上下左右対称な軸力 N_j 、上下左右対称なせん断力の影響 V_j 、非降伏部材の曲げ主筋の引張力の増分 ΔT 、非降伏部材の圧縮軸力の増分 $\frac{1}{2} \Delta N$ などが、柱梁接合部の抵抗モーメントの増分 ΔM_j に及ぼす影響は、その導出過程を考慮すれば、それらの影響は加算的に評価されることがわかる。つまり、その関係は近似的に、

$$\Delta M_j \cong \frac{1}{2} D \left(C_j + V_j + \Delta T + \frac{1}{2} \Delta N \right) \quad (23)$$

と表現することができる。すなわち、式 (23) の各項は、柱梁接合部に作用する上下左右対称な軸力 N_j 、上下左右対称な部材せん断力 V_j 、非降伏部材の曲げ強度の余裕度による主筋応力の上昇 ΔT および、非降伏部材の軸力の半分すなわち $\frac{1}{2} \Delta N$ は、柱梁接合部の抵抗モーメントの上昇に関してそれぞれ同じ量の効果を有するという意味で等価な影響因子である。

4.2 柱梁接合部の横補強筋・非降伏部材の中段筋・直交梁の効果

柱梁接合部の横補強筋や柱梁接合部を貫通する部材の中段筋は、柱梁接合部の終局時に柱梁接合部が膨張することを拘束しようとして引張降伏し、その反力が柱梁接合部を拘束する応力として受動的な拘束効果を及ぼす。よって、これらは、非降伏部材の軸力と同様に柱梁接合部の抵抗モーメントを増大させる。さらに、前節で述べたのと同様の理由により、柱梁接合部の横補強筋や中段筋による効果は加算的に評価でき、

$$\Delta M_j \cong \frac{1}{4} D \Sigma a_w f_{wy} + \frac{1}{4} D \Sigma a_m f_{my} \quad (24)$$

と表せる。また、式 (24) 式は式 (23) に加算することができる。ここに、 Σa_w ：接合部横補強筋の断面積の総和、 f_{wy} ：横補強筋の降伏点、 Σa_m ：部材の中段筋の断面積の総和、 f_{my} ：部材の中段筋の降伏点。

接合部に加力方向に直交する方向に接続する直交梁の影響も同じように評価される。直交梁の主筋は、2方向水平力を受けて、直交方向加力時の曲げ降伏によって梁端部に残留歪が蓄積し、梁端部に残留ひび割れが生じるので、直交梁自体が柱梁接合部の面外方向への膨張を拘束する効果は小さいと考えられる。しかし、接合部の変形の増大につれて、図7に示すように、直交梁端部断面においては直交梁主筋にずれが生じざるを得ない。そのため、それらのダウエル作用によって直交梁が受動的な柱梁接合部を拘束する作用が期待できる。なお、

図7 直交梁主筋のダウエル効果による拘束力発生機構

ダウエル効果の特性上、柱梁接合部に大きな変形が生じて初めて拘束力が生じるので、接合部の損傷を小さくにとめるための効果は期待できない。すなわち、直交梁は、柱梁接合部の変形と損傷の増大を抑える効果は期待できないが、接合部の大変形時には、接合部終局モーメント M_j の上昇に寄与する効果は十分に期待できる。ダウエル効果による拘束力は、式 (24) と同様に柱梁接合部の抵抗モーメントを増大させる。

5. 柱梁接合部の終局モーメント式の検証

梁曲げ降伏型に設計され、静的荷重実験を行った十字型平面柱梁接合部の試験体 2 体⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾ (図 8) について本理論を適用して終局強度の解析を行う。試験体・材料の力学特性、加力方法、計測方法などの詳細は、文献⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾に報告されている。試験体 A1 は、梁主筋がすべて引張降伏したにも関わらず、梁の梁曲げ強度が理論値より低下する現象が見られ、接合部がせん断破壊して大変形で耐力低下が起こっている。試験体 C1 は、試験体 A1 と同一形状・同一材料・同一配筋で、直交梁が有無のみが異なる。直交梁端部には、直交梁の端部におけるひび割れを想定し、コンクリート打設時に幅 1mm のスリットを設けている⁹⁾。

図 8 に、2 体の試験体の荷重と変形の関係を示す。試験体 A1 は、2 段筋の降伏直後に最大耐力に達しており、梁主筋の降伏により強度が決まっている。また、柱曲げ強度は梁曲げ強度に対して 25% ～ 30% の余裕を持たせて設計してあるが、最大強度時には柱主筋の降伏も発生した。梁曲げ終局時のせん断力を実験値と計算値と比較すると試験体 A1 の実験値は、曲げ強度の計算値の 90% ～ 93% 程度となっている。現行の設計基準や既往の研究にはこのような強度低下の発生を合理的に説明できるものはない。

本論文の式 (7) を用いて、実験値と解析値の比較を行い本理論の検証を行う。検証に当たっては、次の試験体と材料の諸元を用いる。柱は断面が 300mm 角の正方形で、主筋は 16-D13 で (降伏点強度は 327MPa) であり、梁も断面が 300mm 角の正方形で、主筋は 16-D13 で (降伏点強度は 456MPa) である。コンクリート強度はシリンダーの圧縮試験で得られた 28.3MPa とする。柱軸力は一定で 216kN の実験値を用いる。主筋間隔比 g は、梁が 2 段配筋であるため、引張鉄筋と圧縮鉄筋のそれぞれの重心間距離から算定するものとする。さらに、柱と梁で g が異なる値であるため、それらの平均値である 0.7 を用いる。コンクリートのストレスブロックの形状を表す係数 β_3 は、ACI 基準に準じて、0.85 を用いる。さらに、式 (7) 中のせん断力 V_j は、接合部の終局時のモーメント M_{ju} の時の柱と梁のせん断力の平均値を採用するものとする。式 (7) は、右辺に V_j が含まれ M_{ju} に関する陽な式となっていないので、数値解法により軸力 N_j とせん断力の関係を求める。その結果を図 9 に示した。柱梁接合部の拘束による補強効果 N_j が増大するほど柱梁接合部の終局強度は増大する。図 9 では、曲げ理論による梁断面の曲げ降伏強度の計算値から求めたせん断力も示している。軸力 N_j が 125 kN あたりを境に、2 種類の強度の計算値は逆転している。軸力 N_j が小さいと柱梁接合部の強度は、接合部の終局強度で決定され、大きいと梁断面の曲げ強度により決定されること

が予測される。

次に、これを実験と比較する。試験体及び材料の諸元より、式 (7) におけるそれぞれの定数の実際の値は、 T_y が 405 kN となる。また、柱の主筋の引張シフト ΔT は -179 kN、柱の軸力項 ΔN は、軸力に柱中段筋が引張降伏する時の力を加えて $216 + 274 = 490$ kN、接合部補強筋の拘束力は、61kN となる。よって、これらと等価な軸力 N_j は、 $0.5 \times (490 + 61) - 179 = 97$ kN となる。これらの値を代入すると、試験体 A1 の柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} に基づく層せん断力の計算値は、130 kN となる (図 9 参照)。実験値は、127kN と良い対応が得られている。

一方、試験体 C1 は直交梁を有する。しかし、梁端部にスリットがあるため、直交梁が接合部の面外方向への膨張する効果はない。そこ

図 8 試験体 A1 と C1 の荷重変形関係 (文献 9)

図 9 最大層せん断力の実験値と解析値の比較

で、直交梁主筋（片側 16-D13）のダウエル効果による拘束力を軸力 N_j に加算して算定する。直交梁主筋 1 本あたりのせん断強度を耐震改修設計指針¹¹⁾の接着系アンカーのせん断強度式を準用して求めると 30.3kN となる。よって、ダウエル効果による拘束力と等価な軸力 N_j は、 $0.5 \times 30.3\text{kN} \times 16 = 242\text{kN}$ として求められ、図 9 における接合部補強効果の総和は $N_j = 97 + 242 = 339\text{kN}$ となる。この値は図 9 の横軸の右端を大きく越えている。よって、試験体 C1 では、直交梁の効果によって、接合部の曲げ終局モーメントが増大して、梁危険断面の終局曲げモーメントを上回るの、梁端部危険断面で架構の終局強度が決まることとなる。実験値は、150kN（正）、129kN（負）であり、計算値の 140kN と概ね対応している。しかし、ダウエル作用によって拘束効果が発揮されるのは、接合部に大きな変形が生じてからとなるため、文献 7 の図 1 に示したように、試験体 C1 の接合部には大きな斜めひび割れを含む損傷が生じているものと考えられる。よって本解析によって、試験体 A1 のように曲げ強度の計算値に達しないような現象の発生の原因が説明できたと考えられる。また、たとえ主筋が降伏しても接合部破壊が発生するという本理論の妥当性が、検証されたものといえる。従来の研究では、梁曲げ降伏が起こりながら強度が梁曲げ降伏強度に達しないという実験を報告した研究はあまり見られない。この理由は、従来の実験では、試験体が柱の曲げ強度に余裕を持たせて設計されることがほとんどであって、接合部補強効果が大きかったため、試験体 A1 のような現象が見られなかったと考えられる。文献 8) の試験体 A1 では、柱の曲げ強度の梁の曲げ強度に対する比の値が 1.3 と小さいこと、梁が 2 段主筋のため主筋間隔比 g が小さかったことが、柱梁接合部の終局モーメントを大きく低下させたと推定される。

6. 結論

力の釣合い条件、終局時のコンクリートの破壊条件と鉄筋の降伏条件を考慮した理論式に基づいて、次の定量的評価式が導かれることを示した。

柱もしくは梁の主筋が降伏する場合、柱梁接合部の終局モーメント式を導出した。接合部モーメントは、部材せい、主筋量、鉄筋の材料強度、主筋の間隔比の影響が主要因子であり、さらに、終局モーメントは、柱梁接合部に働く軸力や部材端から接合部に作用するせん断力によっても変動することを示した。

また、主筋が降伏すると同時にコンクリートが終局状態に達する時の柱梁接合部の釣合いモーメントを導出した。釣合いモーメントは、終局モーメントと同様に、部材せい、主筋量、鉄筋の材料強度、主筋の間隔比の影響を受けるが、主筋間隔比が 1.0 に近くなると、柱梁接合部を拘束する軸力の影響を受けなくなることが示された。

また、曲げ降伏先行型で設計される柱梁接合部においては、柱梁接合部の終局曲げモーメントは、柱の梁に対する曲げ強度の余裕度の増加、接合部内横補強筋量による面内拘束、直交梁主筋のダウエル効果による面内拘束によっても増大することを示し、これらの効果は加算される性質があり、柱梁から接合部に作用する軸力と等価な効果を有することが示された。

提案された理論式を、柱梁接合部が柱と梁の主筋が降伏すると同時に接合部破壊が始まる現象が見られた試験体に適用して、最大強度が実験結果と良く一致することが示され、理論の妥当性が検証された。

7. 今後の課題と将来の展望

本論文においては、平面十字形柱梁接合部に外力として偶力と軸力・せん断力が作用した場合の、柱梁接合部の終局モーメントと釣合いモーメントの数式解および、梁降伏が柱降伏に先行する場合、接合部補強筋や柱に中段筋が存在する場合などの影響の効果について論ずることができた。しかし、柱梁接合部の力学モデルの開発の目的は、柱梁接合部の強度を求める強度式を導くことではない。具体的な目標性能として、(1) 接続する部材が曲げ理論で推定される剛性と曲げ強度を確実に発揮されるようにすること、(2) 柱梁接合部に損傷が集中しないように制御するための性能設計法に应用することにあるが、本論文においては、紙面の都合上そこまで示すことはできなかった。ここで導かれた柱梁接合部の終局モーメントや釣合いモーメントおよび限界補強量を使ってどのような性能設計のための設計規範とすることが実用的で望ましいかについて、さらに検討を進める必要がある。

参考文献

- 1) M. R. Ehsani and J. K. Wight : Exterior Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Earthquake-Type Loading, ACI Journal, Vol. 82, No. 4, pp. 492-499, July-August 1985.
- 2) 角徹三, 浅草肇, 青木正美: 鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靱性評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 401 号, pp. 87-96, 1989. 7.
- 3) 草苅敏夫, 城攻: 実験的資料に基づく RC 造内部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討, コンクリート工学論文集, 第 9 巻, 第 1 号, pp. 35-45, 1998.
- 4) 森田真司, 北山和宏, 小山明男, 細野具貴: RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No.3, pp. 679-684, 1999. 6.
- 5) 細矢博, 小河義郎, 浅野芳伸: 柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 427-432, 2002. 6.
- 6) S. Hakuto, R. Park and H. Tanaka : Effect of Deterioration of Bond of Beam Bars Passing through Interior Beam-Column Joints on Flexural Strength and Ductility, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 6, pp. 858-864, Sept.-Oct. 1999.
- 7) 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, 第 73 巻, 第 631 号, pp. 1641-1648, 2008. 9.
- 8) 塩原等, 楠原文雄: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の損傷が梁曲げ強度に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 247-252, 2007. 7.
- 9) 楠原文雄, 塩原等: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 235-240, 2007. 7.
- 10) 塩原等, 岡田浩一, 楠原文雄: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部のベンチマークテスト, 日本コンクリート工学協会年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 421-425, 2005. 6.
- 11) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針解説, 2001. 10.

(2008 年 6 月 8 日原稿受理, 2008 年 10 月 1 日採用決定)