

論文 鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の接合部破壊とせん断抵抗機構

岸川 聡史^{*1}・塩原 等^{*2}

要旨: 既往の実験の分析から、鉄筋コンクリート柱梁接合部の接合部破壊は、接合部せん断力の抵抗機構が保持されたままでモーメントの抵抗機構に破壊が起こる現象であると報告されている。接合部破壊を接合部パネルのコンクリートの斜め圧縮束の破壊であると考え「ストラット破壊説」はこの事実と矛盾している。そこで、「ストラット破壊説」に代わる接合部破壊のモデルとして、接合部パネルに生じる斜めせん断ひび割れで分割されるコンクリートの部分が互いに剛体移動してモーメントに抵抗する機構を提案した。その機構に基づいて、終局時の接合部の抵抗モーメントを算定するマクロモデルを提案しその有効性を検討した。

キーワード: 柱梁接合部, 接合部破壊, マクロモデル, 接合部せん断強度

1 はじめに

柱や梁の断面サイズを縮小化して主筋に高強度鉄筋・太径鉄筋を利用すると、配筋量が増加し柱梁接合部に生じる応力度レベルが増大する。この場合、(1) 柱や梁が部材端で曲げ降伏するものとして設計者が仮定した曲げ強度が得られない現象や、(2) 接合部パネルに生じたせん断ひび割れが拡大し、または、局所的なコンクリートの圧壊が生じて、架構の変形が接合部に集中する現象が観察される場合がある。これらの現象は、接合部破壊と呼ばれ、耐震性を確保するために確実に防止する必要がある。

Hanson¹⁾らは、このような破壊に着目し、接合部に作用するせん断応力度がある一定のレベルを超えると接合部破壊するという考え方を始めて示した。この考え方を踏襲したアメリカの研究者らは、意図的に主筋量を増やして接合部破壊を生じさせた柱梁接合部の実験結果を使って、接合部破壊が発生するせん断力のレベルを得ることができるものと仮定し実験結果を整理した。その成果がACIコード²⁾に反映され、接合部のせん断応力度の上限の規定になり、現在ではこの規定が各国の規定にも取り入れられている。このような考え方の合理性を説明するために、接合部破壊をコン

クリートの斜め圧縮束の圧縮破壊と考える「ストラット破壊説」が用いられてきた。

しかし、「ストラット破壊説」に基づいて理論的に精度良く接合部破壊を推定するモデルは提案されていない。現在でも、せん断応力度の上限値は、経験式で与えられている。その経験式の精度もそれほど改善されていない。そこで、本研究は「ストラット破壊説」やその背景となっているHansonらに始まる接合部破壊の解釈における問題点を考察することに遡り、それらに代わる新しい鉄筋コンクリート柱梁接合部パネルのせん断抵抗機構と破壊モデルを提案し、合理的な接合部設計法のための資料とすることを目的としている。

2 「ストラット破壊説」の問題点

接合部破壊における「ストラット破壊説」の考え方は、次の点で実験結果を合理的に説明できない。既に文献³⁾で、筆者らは次のように指摘した。「接合部破壊が生じた試験体では、正負繰り返し載荷により層せん断力が低下する。しかしほとんどの試験体では接合部せん断力の値は低下せず、増加している場合すらある。層せん断力の低下は、接合部通し梁主筋の付着劣化が原因であり、梁端部の危険断面においては、引っ張り力と圧縮力の応

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻修士課程 (正会員)

*2 東京大学助教授 工学系研究科建築学専攻 工博 (正会員)

力中心間距離が減少し、梁端モーメントが減少した。この事実は、接合部破壊がストラットの圧縮破壊ではなかったことを端的に示している。今後、より多くの実験でこの事実を確認する必要がある。

「ストラット破壊説」には、さらに別の問題も指摘される。接合部破壊の実験において、接合部が破壊すると柱軸力が保持できなくなったと報告した例は非常に稀であり、筆者が知る限り、昨年に木村らが報告した実験で、軸力がコンクリート強度の60%にも達する高軸力のト型柱梁接合部の例があるのみである。ストラットは柱の圧縮軸力を伝達する経路の一部を構成しているので、接合部パネルのストラットが圧縮破壊すれば軸力保持はできまい。ゆえに、過去に報告されているほとんどの接合部破壊の実験では、接合部のストラットの圧縮破壊が起こっていないと解釈するほうが合理的である。これと対照的に、斜めひび割れの拡大による接合部変形が増大して接合部破壊が起こったと報告しているものは非常に多い。

「ストラット破壊説」は、せん断抵抗機構の破壊によってせん断力抵抗が失われるのが接合部破壊であると考えたHansonらの考え方に立脚したものである。従って、Hansonらの接合部破壊で考えた仮説も現実と矛盾している。

3 接合部の変形機構と応力伝達

柱・梁接合部は、せん断力と同時に曲げモーメントにも抵抗している。そこで、接合部破壊には、「(1)せん断力抵抗機構の破壊」と、「(2)曲げモーメント抵抗機構の破壊」があるはずである。接合部破壊してもせん断力は低下せず、曲げモーメントが低下する破壊(文献3)は、そのうちで後者に相当し、高軸力を受ける柱における接合部破壊(文献4)は、真にストラット破壊によるもので前者に相当する。

筆者らは、実験結果の分析に基づいてせん断力抵抗機構がせん断力を保持し、曲げモーメント抵抗機構が劣化する柱梁接合部の応力伝達機構を提案している。このモデルでは、図1³⁾に示すように、接合部のせん断力は主対角ストラットによって伝達される。しかし主ストラットは圧縮破壊せ

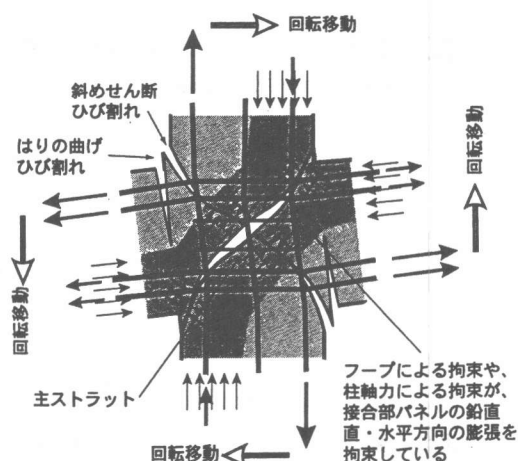


図1 接合部パネルの変形機構

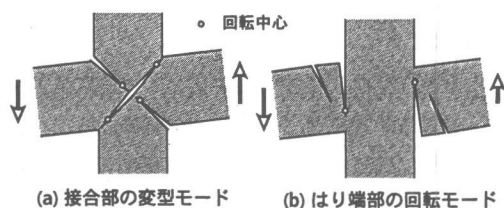


図2 柱梁接合部の変形モード

ず、せん断力抵抗機構はせん断力を保持する。一方、モーメント抵抗の抵抗が主筋定着力の低下によって起こるものと説明される。接合部破壊に伴う接合部変形の増大は、図2(a)に示した変形機構モデルにより説明され、柱梁接合部パネルの回転が接合部せん断変形として検出されるものと考えている。そのため、接合部変形の増大とせん断力の保持が矛盾なく両立して説明される。そこで、ここでは、図1の変形機構と実験結果の整合性を強度の面から検討するために、この変形機構に適合するモーメント抵抗機構をマクロモデルにより表現し、接合部を含む架構の強度の説明を試みる。

4 接合部の曲げモーメント抵抗機構

終局状態における曲げモーメント抵抗機構の破壊を取り扱うマクロモデルを考える。

4.1 曲げモーメント抵抗機構のモデル

図1の機構を次のようにモデル化する。正負交番地震力により接合部パネルに斜めせん断ひび割

れが生じる。これを単純化して、45度のひび割れにより分割される4つの三角形にする。分割されたそれぞれの三角形は、接続する柱や梁から曲げモーメントを受けて図2(a)に示すように回転しようとする。このとき、4つの三角形の境界面のコンクリートと境界面を横切る鉄筋に、お互いの剛体回転に抵抗するように内部応力が生ずる。コンクリートに生ずる内部応力は、図2(a)に示す回転による変形の適合条件を加味して図3のように分布するものと仮定する。柱梁接合部には図4に示す外力が作用する。本報告においては、すべての力は、コンクリートの有効圧縮強度 $v\sigma_B$ 、接合部パネルの厚さ t 、および、部材せい dL の積の $v\sigma_B tdL$ で規準化した量として表わすものとする。このようにすれば、圧縮ゾーンの幅が規準化した力の値と同じとなる。部材の寸法・形状は、次のパラメータによって表現する。

- j : 引張鉄筋と圧縮鉄筋の距離と梁せいの比 (柱についても同じとする),
- N_c : (一定柱軸力) / $v\sigma_B tdL$ (圧縮正),
- N_b : (一定梁軸力) / $v\sigma_B tdL$ (圧縮正),
- α : 柱反曲点間距離 / 梁反曲点間距離,
- d : 梁せい (= 柱せい) / 梁反曲点間距離,
- L : 梁反曲点間距離

とする。さらに、次の変数を設定する。

- T_1, T_2, T_3, T_4 : (鉄筋に生ずる応力) / $v\sigma_B tdL$ (引張正) (図3(a)による),
- C_1, C_2 : (接触面でのコンクリートの圧縮力の x 方向成分) / $v\sigma_B tdL$ および (y 方向成分) / $v\sigma_B tdL$ (圧縮正) (図3(b)による),
- Q_c : (柱せん断力) / $v\sigma_B tdL$,
- Q_b : (はりせん断力) / $v\sigma_B tdL$ 。

4.2 解析の仮定

用いる仮定は、次のようにまとめられる。

- a) 梁せいと柱せいは共通とする。
- b) 鉄筋は材軸方向の応力のみを伝達しダウエル力は伝達しない。
- c) 接合部パネルの対角線に45度の斜めのせん断ひび割れが存在する。
- d) コンクリートのひび割れ開口では、直交成

分の応力成分のみが圧縮縁で長方形のストレスブロックにより伝達され、その応力度はコンクリート圧縮強度に有効強度係数を乗じた値とする。

- e) 外力と三角形の各部分の力の釣り合いを考慮し適合条件は考慮しない。
- f) 作用する外力は、左右・上下で対称とする。
- g) 単純にするために接合部内横補強筋の引張り力は、はり軸力に含めて考慮する。

4.3 フリーボディの力の釣り合い条件

剛体のフリーボディの力の釣り合いを表すには、3つの変位の自由度に対応する3つの力の釣り合い式が必要となる。この系では、4つの剛体があるので、計12個の釣り合い式が必要となる。しかし、上下左右の対称条件を考慮すると釣り合い条件式はその半分の6個となる。また、柱せん断力と梁せん断力が比例関係にあるので、独立な釣り合い条件式の数にはさらに減じて5となる。

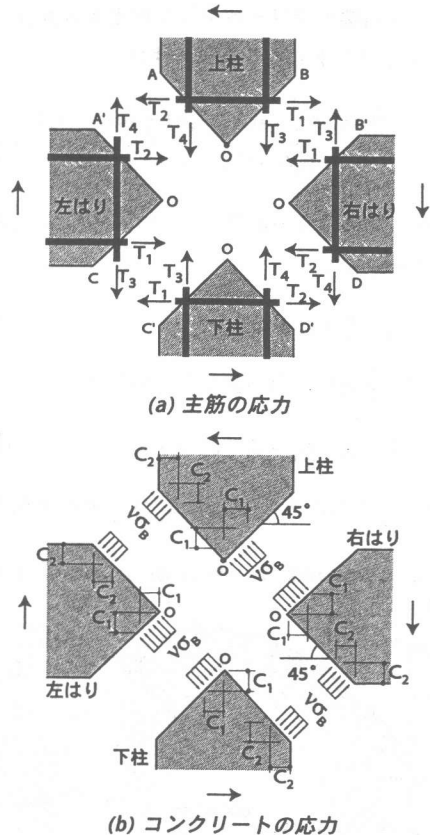


図3 柱梁接合部の仮想切断面における力の伝達

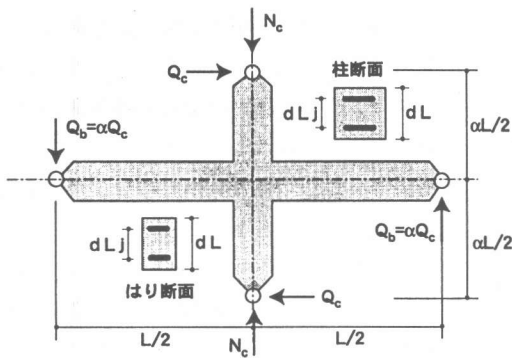


図4 柱梁接合部の形状・寸法と加力条件

まず、右梁のフリーボディに作用する x 方向の力の釣り合い条件は、次のように表される。

$$-T_1 - T_2 + C_1 + C_2 - N_b = 0 \quad (1)$$

同様に、 y 方向の力の釣り合い条件は、

$$T_3 - T_4 + C_2 - C_1 = \alpha Q_c \quad (2)$$

となる。右梁のフリーボディに作用する点 O まわりのモーメントの釣り合い条件は、

$$-\frac{1}{2}\alpha Q_c + \frac{1}{2}jd(T_3 - T_4) + \frac{1}{2}jd(T_1 - T_2) + C_2(1 - C_2)d - C_1 C_1 d = 0 \quad (3)$$

となる。柱のフリーボディについて x 方向の力の釣り合い条件は、

$$T_1 - T_2 + C_2 - C_1 = Q_c \quad (4)$$

であり、 y 方向の力の釣り合い条件は、

$$T_3 + T_4 + N_c - C_1 - C_2 = 0 \quad (5)$$

となる。これらの式(1)から式(5)までの5個の方

程式において、 T_3, T_4, C_1, C_2 および Q_c を未知数と置き、その他の値を既知として与えてやれば、2次の5元連立方程式を得ることができる。

5 解析例

5.1 解析対象

4節の応力の釣り合い条件を使い、具体的な解を求めてその基本特性を検討する。標準的な十字型の柱梁接合部の実験を想定した場合として、(1) $\alpha = 0.5, d = 0.10, j = 0.80$ を基準条件とする。梁の軸力はゼロとする。さらに、比較のために(2)断面寸法を20パーセントだけ大きくし、 d だけを0.12とした場合と(3)柱反曲点間長さを4倍にして、 α だけを2.0とした場合の計3ケースを考える。釣り合い方程式には、2次の変数が2つ含まれるるので解は簡単にはならない。そこで、数式処理システム Maple V³⁾ を用い、連立方程式の解を代数的に求める solve 関数³⁾ を用いて複数根を求め有意な方の解を選択する。

5.2 終局時の層せん断力

方程式を解くと、柱せん断力 Q_c をはり主筋の応力 T_1 と T_2 の関数として表せる。この結果を図5に示す。柱せん断力 Q_c は、主に T_1 の影響を受けて変化するが、 T_2 の影響も受ける。梁 $T_1 - T_2$ は、主筋の接合部内の定着力に相当するので T_2 よりも理解しやすいから、 $T_1 - T_2$ をパラメータとし0.1から0.5まで0.02ずつ変化させそれぞれの曲線を重ねて示した。なお、柱せん断力 Q_c の根には、柱軸力の項はないので、柱軸力の陽な解への影響はない。

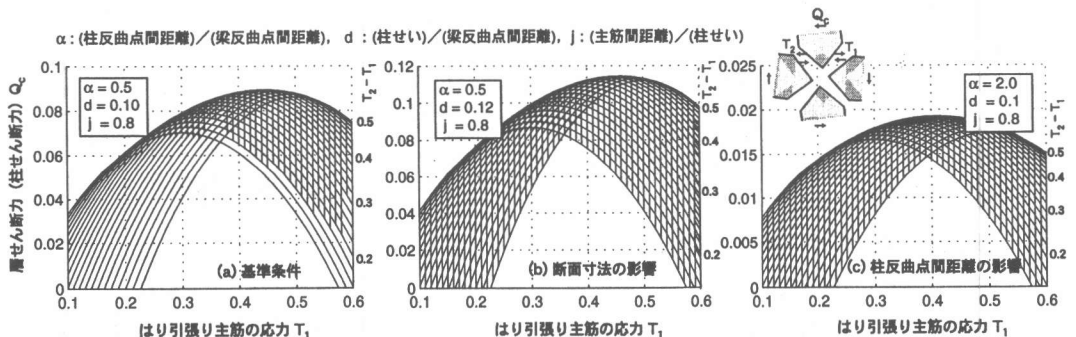


図5 柱せん断力

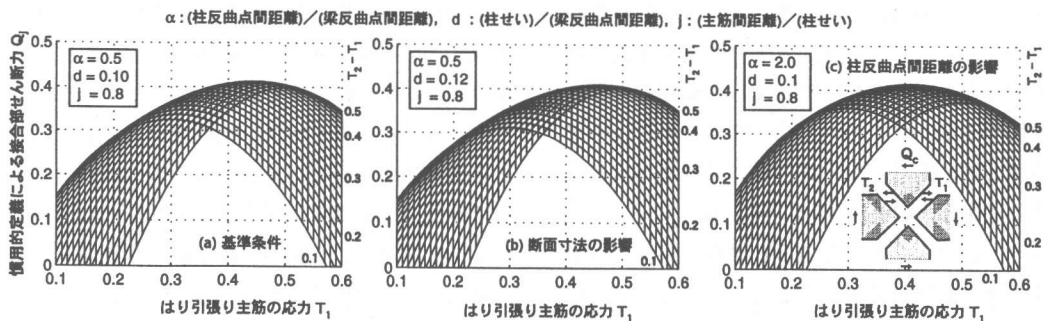


図6 慣用接合部せん断力

いずれのケースの場合においても、梁主筋の引っ張り力 T_1 の増大に伴い、接合部の抵抗モーメントが増大し柱せん断力が一旦増加するがピークに達して、その後減少に転ずる。これは、 C_1 と C_2 が増大するために接合部のモーメント抵抗機構において、応力中心間距離が減少するために生じる。

それぞれのカーブのピークは、主筋強度が無限に大きい場合の柱せん断力の最大値（ポテンシャル強度）である。ポテンシャル強度は、梁通し筋の付着応力 $T_1 - T_2$ が大きいほど増大している。これは、付着応力度の増大がなくなると主筋の引っ張り応力が低下しなくても、抵抗モーメントが減少に転ずるものと解釈できる。

このモデルにより、ストラットの圧縮破壊が生じなくとも、付着抵抗の上限値に応じた抵抗モーメントに上限値が存在することが示される。

層せん断力の計算値は、試験体の断面寸法 d や、柱反曲点間距離 α によって変化する。断面を20%大きくすると層せん断力が約20%増大し（図5(b)）、柱反曲点長さを4倍にすると、層せん断力がおよそ1/4になる（図5(c)）。

5.3 終局時の接合部せん断力

このモデルでは、Hanson らの定義による接合部せん断力は、常に主筋の応力 T_1 にほぼ比例して増大するので、せん断応力に上限がないことは自明でありここでは示さない。一方、既往の実験結果はHanson らの定義による接合部せん断力では報告されてはいない。そこで、既往の多くの報告で用いられている慣用の接合部せん断力で、結果を整理して、既往の研究結果と比較したい。ここでいう慣用の接合部せん断力は、梁の応力中心間距離

を主筋間距離と等しいものと仮定し、梁端のせん断力から算定したもので、

$$Q_j = \left\{ \frac{\alpha(1-d)}{dj} - 1 \right\} Q_c \quad (6)$$

で表わされる。以下、式(6)の計算値を「慣用接合部せん断力」と呼ぶ。図6に、慣用接合部せん断力を示す。式(6)の形が示すように、慣用接合部せん断力は層せん断力に比例する量であるため、図6は、図5と同様の傾向を示している。しかし、いずれのケースの場合にも、主筋強度が無限に強いと仮定した場合の接合部せん断力 Q_j のポテンシャル強度は0.4で共通であること、このときは主筋の応力 T_1 は、0.4程度となり普通強度材料の場合で引っ張り主筋比が4%程度以上必要であり、十分な通し主筋の定着を確保することは、実際上不可能であるが指摘される。

慣用接合部せん断力と接合部せん断応力度の関係は、曲げに対するコンクリートの有効圧縮強度係数として0.85を用い、いわゆる接合部有効幅による接合部面積の低減率も0.85と仮定すれば、同じ値になるので、図6の縦軸は、接合部応力度をコンクリート圧縮強度で除したものに等しい。

コンクリート強度の影響：

図6に見られるように、このモデルにより推定される慣用接合部せん断応力度の最大値は、コンクリート強度の30%から40%程度となる。これは、既往の接合部せん断力の下限値がコンクリート強度の30%としている⁹⁾ことと大略一致している。

梁主筋比の影響：

寺岡は、多数の既往の実験を整理して、梁主筋

比に比例して接合部強度が増大する傾向があるとしている⁷⁾。このことは、ストラット破壊説では説明がつかない。このモデルではこの理由を容易に説明できる。すなわち、梁主筋比が大きいほど主筋径と周長が増大し、梁主筋の接合部内の定着応力 T_1-T_2 が増大するので、接合部のモーメント抵抗耐力が増大するのである。梁曲げ降伏後の接合部破壊で見られる層せん断力の低下も、接合部内の通し主筋の定着応力の減少が引き起こすものであると説明することができる。

接合部横補強筋の影響：

既往の研究では、接合部内横補強筋の増大が接合部強度増大させる効果はほとんどないと考えられている⁸⁾。このモデルでも、接合部横補強筋は慣用接合部のせん断応力度の増大に役立たないことが推定される。それは、接合部横補強筋の応力は軸力の効果と同等で、モーメント抵抗（主筋が無限に強い場合のポテンシャル強度）の増大に寄与しないためである。ただし、接合部横補強筋の増加が主筋の付着定着性能を高めることによって間接的に接合部のモーメント抵抗強度が上昇する可能性は否定できない。

接合部の変形増大との対応：

ここで示した強度は、単に力の釣り合いから得られた接合部のモーメント抵抗の最大値に対応したもので、破壊モードや破壊した後の応力伝達機構の変化と直接の関係はない。したがってこのモデルは、接合部の変形の大きさについての情報は得られない。しかし、例えば、図2(a)の変形を防止するために接合部内に横補強筋を設けることや、軸力・プレストレスにより接合部を拘束することは、接合部の強度を上昇させないが、接合部変形増大防止に効果があることは経験的に知られている。したがって、接合部強度増大に寄与する因子と、接合部変形増大を防止する因子は、別のものであると考える必要があり、今後、接合部と梁への変形成分の分配についてのモデルの開発が必要である。

6 結論

接合部破壊を接合部パネルのストラットの圧縮破壊と考える「ストラット破壊説」は、既往の実験の観察結果と矛盾する。そこで、それに代わる接合部パネルのモーメント抵抗機構のモデル化の必要性が強調された。接合部に生じる斜めせん断ひび割れで分割される部分に柱やはりから伝達されるモーメントが互いの回転移動をひき起すものと考え、この境界面における力と外力の釣り合い条件を使って、終局時の接合部の抵抗モーメントを推定するマクロモデルを提案した。提案したモデルは、接合部破壊する部材に及ぼすコンクリート強度、梁主筋比、接合部横補強筋の影響についての傾向を正しく説明することで、有効なモデルであることが確かめられた。

7 引用文献

- 1) N. W. Hanson and H. W. Connor: Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joint, Journal of the Structural Division, Vol. 93, ST5, pp. 533-560, Oct. 1967.
- 2) ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI Journal, Vol. 73, No. 7, pp. 375-393, July 1976.
- 3) 楠原文雄, 塩原等: 接合部破壊が先行するRC柱梁接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1005-1010, 1997.
- 4) 木村秀樹, 川合拓, 岩田昌之, 渡井富喜男: 高強度材料を用いたRC柱・梁ト型接合部の高軸力下の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1997年9月, C-2, pp. 389-390.
- 5) K. M. Heal, M. L. Hansen, and K. M. Rickard: Maple V Learning Guide, Springer-Verlag, 1996 (邦訳: はじめての Maple V シュプリンガー・フェアラーク東京)。
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990. 10, 340 pp.
- 7) 寺岡勝: 高層骨組における柱・梁接合部の耐震設計法に関する研究, フジタ技術研究所報増刊第5号, 1997年。