市之瀬敏勝氏の討論に対する回答

THE AUTHOR'S ANSWER TO DISCUSSION BY TOSHIKATSU ICHINOSE

(Toshikatsu ICHINOSE, J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 77, No. 679, 1473-1474, Sep., 2012)

楠 原文雄*, 塩 原 等**

Fumio KUSUHARA and Hitoshi SHIOHARA

The authors thank to Dr. Katsutoshi Ichinose for his discussion and the answers are as follows,

- (1) Proposed Equation about balanced failure can distinguish failure modes of specimens as Fig. 11 shows.
- (2) Bond characteristic has scarcely effect on moment capacity of joints.
- (3) Direction of compressive force at the center of joints changes after yielding of longitudinal bar occurred.

Keywords : *reinforce concrete, interior beam-column joint, moment capacity, balanced failure*
鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, 終局モーメント, 釣り合い破壊

このつどは貴重なご意見ご質疑をいただきありがとうございます。また、回答が遅れましたことお詫びいたします。ご質問に対する回答を以下に述べさせていただきます。

1. 既往の実験の試験体の限界補強量と破壊形式について

図 11 に、既往の試験体について、梁主筋の降伏強度と式(22)による限界補強量の比の頻度分布を示します。J 型とされる試験体の多くでは主筋量は限界補強量を上回り、BJ 型および B 型の多くでは比は 1 を下回っています。図中の主筋量が限界補強量の 0.6 倍程度で J 型とされる試験体は、実験を実施した研究者の報告では J 型とされていますが、ひずみの計測位置が端部フェース位置であるため接合部内でのひずみは不明であり、また、フェース位置でも主筋の一部の降伏は確認されているものがほとんどになります。一方、限界補強量以上の主筋量でありながら B 型となった試験体は、高強度鉄筋を用いた接合部横補強筋が多量に配筋されており、限界補強量を式(22)で算出する際には横補強筋の降伏を仮定していますが、実験では降伏していないものとなります。このような、高強度横補強筋を用いた場合の扱い等は今後の検討課題と考えています。

図 11 既往の試験体における梁主筋量と限界補強量の関係

2. 圧縮側主筋の応力と通し主筋の付着性状について

終局強度時の圧縮鉄筋の応力は、柱梁接合部の終局モーメントが極大となるように定めるものとし、鉄筋の降伏、および柱や梁の圧縮力が大きい場合の圧縮ひずみの制限のみを考慮しています。ご指摘のように通し配筋された主筋の柱梁接合部の両端の応力差によって生じる付着力については考慮しておらず、主筋の圧縮側での応力が付着性状によって決まる場合も考えられます。

しかしながら、柱梁接合部で破壊が生じる場合、文献 1) の検討でも示したように、圧縮側主筋の応力は付着劣化とは無関係に接合部パネルの斜めひび割れの発生により引張側に増加し、そのときの付着応力度は靱性指針²⁾に示された付着強度に比べて極めて小さいレベルとなることから、その影響は小さいと考えます。また、圧縮側の鉄筋の応力は終局モーメントが極大となる応力としているため、軸力が極端に大きい場合を除き、応力は引張となります。そのため既往の試験体についての計算では終局強度時の通し主筋の付着応力度が計算上靱性指針²⁾の付着強度を超えているのは 288 体中 8 体のみで、必ずしも実験値が計算値を下回る試験体とはなっていません。

3. 破壊面とコンクリート応力の向きについて

図 4 は応力の釣合を求めるため仮想断面であり、終局時の破壊面あるいはひび割れの向きとも必ずしも一致するものではないと考えています。この場合には、コンクリートの応力の向きによっては、破壊面に生じる直応力のほかに破壊面でのせん断力による応力伝達を仮定することになりますが、梁の曲げ強度の解析においてせん断力を無視していると同様に、終局強度時には妥当な仮定と考えています。ただし、最大耐力後の繰返し载荷などではせん断力の伝達機構は劣化することが考えられ、繰返しによる耐力低下の一因になるとは考えられます。

* 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助教・修士(工学)

Assistant Prof., Dept. of Architecture, School of Engineering, The University of Tokyo, M. Eng.

** 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 准教授・工博

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

このような仮定の上で、柱梁接合部中央の応力 C_1 は梁または柱の主筋の降伏までは対角線方向とし、降伏以降は鉄筋の応力と釣り合うようにコンクリートの応力の向きが変化するものとしています。これは、図 12 に示す柱梁曲げ強度比 1.4～1.8 の試験体 B05 および B06³⁾ の実験結果で、コンクリートの応力の向き (C_{1x}/C_{1y}) が層間変形角 1.0～1.5% で梁主筋が降伏した後に 1 から増加していつていることから、実験結果との整合はとれています。また、入隅部の応力 C_2 は主筋の降伏の有無によらず柱梁接合部の終局モーメントが最大となるように定まると仮定しているのが拙論での考え方となります。入隅部の圧縮力の向きについては、対角線方向に平行とするなど向きを固定してしまうと、柱軸力がある場合に、圧縮側の柱主筋の応力が計算上は引張力が大きくなるなど不都合があるため、柱梁接合部の抵抗モーメントが最大となるよう独立した値をとりうるものとしています。

また、釣り合い破壊時のコンクリートストラットの幅を定めるための変形機構の仮定 (図 5) についても、終局モーメントを定めるための仮想断面にあわせて簡便に設定したものであり、必ずしも実際の変形状態に忠実ではないと考えています。目的が柱梁接合部の終局モーメントの算定にあり変形量の推定ではないこと、鉄筋のひずみなどの他の仮定の精度とのバランスなどから、応力算定用の仮想断面にあわせたほうが理解しやすく、算定も簡便となることからこのように設定したものです。

図 12 実験におけるコンクリート応力の向き

4. 耐震設計における柱梁接合部の破壊の扱いについて

柱梁接合部の破壊は曲げ型の破壊であり脆性的な破壊ではないことから、ご指摘のように、従来柱梁接合部が破壊する場合はすべて脆性的な破壊をするものとしてきた設計法から見直すことは必要と考えます。

しかしながら、耐震設計において柱梁接合部の破壊を許容するには、柱梁接合部が破壊する場合の架構の地震に対する応答性状の検討や、その結果に基づいた架構の安定性の検討などが不可欠であり、今後はこういった研究も進めていく必要があると考えています。

参考文献

- 1) 朴星勇, 楠原文雄, 塩原等: RC 造十字形柱梁接合部の柱梁曲げ強度比と接合部アスペクト比が架構の耐震性能に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 307-312, 2010.7
- 2) 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
- 3) 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, 第 75 巻, 第 656 号, pp. 1873-1882, 2010.10

(2012年 6 月20日原稿受理, 2012年 6 月21日採用決定)