

論文

[2068] 超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着性能に関する実験的研究

正会員○柏崎隆志 (千葉大学大学院)
 正会員 北山和宏 (千葉大学建築学科)
 正会員 野口 博 (千葉大学建築学科)

1.はじめに

日本建築学会の『鉄筋コンクリート(RC)造建物の終局強度型耐震設計指針』[1]では、RC建物を靱性のある梁降伏型の全体降伏機構に設計することが提案されている。この梁降伏型の場合には、内柱・梁接合部内に通し配筋される梁主筋の過度の付着劣化を防止することが、建物全体のエネルギー消費能を良好に保つために必要である。このため、文献[1]では付着劣化の制限として付着指標 μ が提案されているが、高強度材料を用いた(NewRC)内柱・梁接合部に対しての適用について不明確な点が多い。そこで、本研究では、NewRC内柱・梁接合部の梁曲げ降伏後の梁通し筋の付着劣化性状について実験的に検討を行っている。

2.実験概要

2.1実験計画

本研究は、村上、藤井ら[2]や北山ら[3]による、接合部内の付着状況を模擬した基礎実験によって得られた知見を部材レベルにまで拡張し、またせん断入力レベルと梁主筋付着性状の関連について検討することを目的として行った。試験体は、梁主筋付着劣化が顕著となるように、文献[1]の梁主筋付着指標 μ を16程度とし、また図-1の横軸である文献[2]の付着設計指標 τ_u/τ_f が1以下となるように設計を行った。この τ_f

表-1 試験体諸元

| 試験体名 | MKJ-1 | MKJ-2 | MKJ-3 | MKJ-4 | |
|--|--|---|---|---|--------------------------|
| 梁 | 上端主筋 | 2-D19 | 3-D19 | 2-D22 | 3-D22 |
| | 下端主筋 | 2-D19 | 3-D19 | 2-D19 | 2-D22 |
| | スターラップ | □2-D6@90 $p_w=0.36\%$ | □2-D6@60 $p_w=0.53\%$ | □2-D6@70 $p_w=0.46\%$ | □2-D6@50 $p_w=0.63\%$ |
| 柱 | 主筋 | 12-D10 | 12-D16 | 12-D13 | 12-D19 |
| | フープ | □2-D6@80 $p_w=0.27\%$ | □2-D6@50 $p_w=0.43\%$ | □2-D6@65 $p_w=0.33\%$ | □2-D6@40 $p_w=0.53\%$ |
| 接合部 | フープ □4-D6×3t@50 $p_w=0.54\%$ | | | | |
| コンクリート強度 F_c | 800 | | 1100 | | |
| 梁曲げ降伏時接合部せん断入力レベル τ_{pv} (kgf/cm ²) | 91.7 =0.11 F_c =3.2 $\sqrt{F_c}$ | 137.6 =0.17 F_c =4.8 $\sqrt{F_c}$ | 107.7 =0.10 F_c =3.2 $\sqrt{F_c}$ | 154.6 =0.14 F_c =4.7 $\sqrt{F_c}$ | |
| 梁主筋付着指標 μ | 16.5 | | 16.2 | | |

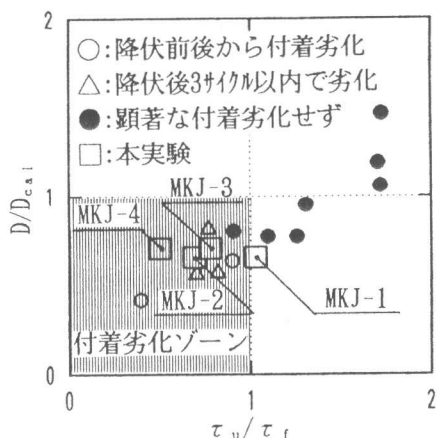


図-1 付着設計指標

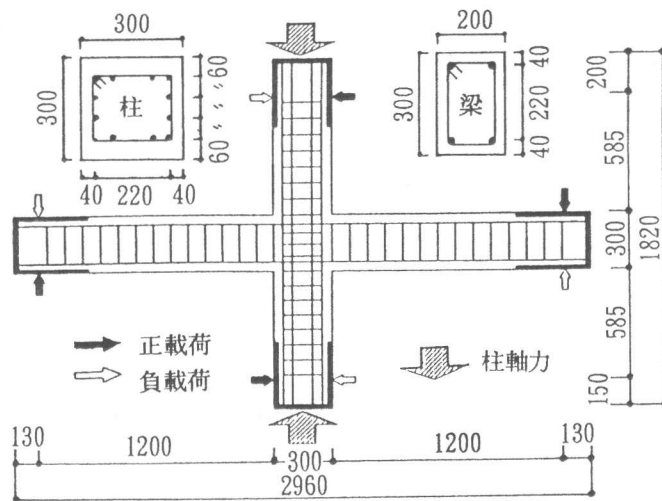


図-2 試験体の形状・寸法(MKJ-1)

表-2 材料特性

*:0.2%off set

| コンクリート | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 強度時歪 (μ) | 1/4Fc割線剛性 (kgf/cm ²) | 割裂強度 (kgf/cm ²) |
|-----------|------------------------------|----------|----------------------------------|------------------------------|
| Fc 800 | 860 | 3070 | 392000 | 57.0 |
| Fc1100 | 1004 | 2880 | 422000 | 51.0 |
| 鉄筋 | 降伏応力度 (kgf/cm ²) | 降伏時歪 (μ) | 最大応力度 (kgf/cm ²) | ヤング係数 (kgf/cm ²) |
| D6 (SD80) | 6880 | *6350 | 8940 | 1430000 |
| D10(SD70) | 6570 | 3880 | 7970 | 1890000 |
| D13(SD70) | 8100 | 3740 | 10550 | 2390000 |
| D16(SD70) | 7320 | *5740 | 10430 | 2160000 |
| D19(SD70) | 7860 | 3870 | 9600 | 2030000 |
| D22(SD70) | 7570 | 5340 | 8500 | 1800000 |

表-3 実験結果一覧

| 試験体 | 接合部せん断応力度 τ_p (kgf/cm ²) | | | | | | 破壊モード |
|-------|---|-------------------|-------|-------------------|-------------------|-------|-------|
| | 接合部せん断ひび割れ発生時 | | | 最大荷重時 | | | |
| | 実験値 ¹⁾ | 計算値 ²⁾ | 1)/2) | 実験値 ¹⁾ | 計算値 ³⁾ | 1)/3) | |
| MKJ-1 | 72.8 | 79.2 | 0.92 | 93.7 | 176.0 | 0.53 | B・J |
| MKJ-2 | 58.6 | 79.2 | 0.74 | 130.3 | 176.0 | 0.74 | B・J |
| MKJ-3 | 65.0 | 85.8 | 0.76 | 110.0 | 190.1 | 0.58 | B・J |
| MKJ-4 | 67.9 | 85.8 | 0.79 | 149.2 | 190.1 | 0.78 | B・J |

1) $\tau_p = 2Q_p / (D_c \times (b_c + b_b))$ 、2) $\tau_p = Ft \sqrt{(1 + \sigma_o / Ft)}$ 、 $Ft = 1.6 \sqrt{\sigma_B}$ 、3) $\tau_p = 6 \sqrt{\sigma_o}$
 Q_p : 接合部せん断力、 D_c : 柱せい、 b_c : 柱幅、 b_b : 梁幅
 σ_o : 柱軸応力度、 σ_B : コンクリート強度

は、接合部内梁通し筋の最大応力度差を仮定して求められる平均付着応力度である[1]。更に、 τ_u は(1)式により定義される。ここで、 σ_o は柱軸応力度、 f_c はコンクリート強度、 B は柱幅、 d_b は鉄筋径である。この(1)式は、梁主筋1本に対して提案されているので、本研究では、数本の梁主筋が配筋された場合の柱幅 B を接合部有効幅 B_e (柱幅と梁幅の平均)とし、また d_b を $n \cdot d_b$ (n :鉄筋本数)と定義している。

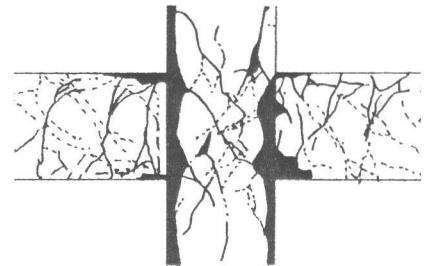


図-3 最終破壊状況(MKJ-1)

$$\tau_u = 22.5 \cdot (0.86 + 0.84 \cdot \frac{\sigma_o}{f_c}) \cdot \frac{B}{d_b} \cdot (\frac{f_c}{357})^{0.66} \quad (1)$$

2.2 試験体と材料特性

試験体は、実大の約1/3スケールの平面十字型接合部4体である。試験体の形状・寸法は、階高は147cm、スパンは270cmで、柱、梁部材の断面はそれぞれ30cm×30cm、20cm×30cmである。試験体の配筋図を図-2、試験体諸元を表-1、材料特性を表-2に示す。主なパラメータは、コンクリート強度(Fc800、Fc1100)、接合部せん断入力レベル(中せん断入力レベル: $\tau_{py} = 3\sqrt{F_c}$ 、高せん断入力レベル: $\tau_{py} = 4.5\sqrt{F_c}$)である。また、コンクリート打設は平打ちとした。

2.3 加力システムと測定項目

加力は、柱頭に定軸力($\sigma_o \cong 0.1 \sigma_B$ 、 σ_o :柱軸応力度)を与えた後、南、北梁の端部に100tfアクチュエーターで行う。載荷履歴は、層間部材角 $R_s = 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25$ radで正負2回の逆対称繰返し載荷を行う。また、主な測定項目は、①層間変位、②柱、梁曲げ変形、③接合部せん断変形角、④接合部内梁主筋のひずみ等である。

3. 実験結果

3.1 破壊状況

図-3にMKJ-1の最終破壊状況を示す。梁危険断面の圧壊とともに接合部斜めせん断ひび割れの開口と柱主筋に沿った割裂ひび割れが顕著である。表-3に実験結果一覧を示す。全試験体とも層間部材角 $R_s = 1/50$ radで、南、北梁の曲げ降伏が確認され、その後 $R_s = 1/33$ radで最大耐力となった。接合部せん断変形は、せん断耐力余裕度(τ_{py} / τ_{max} 、 $\tau_{max} = 6\sqrt{\sigma_B}$)が0.5~0.75程度のせん断入力レベルにも関わらず、 $R_s = 1/50$ rad以降から増大し、図-5に示すように、変形成分も20%程度となっているので、全試験体を梁曲げ降伏後の接合部破壊型(B・J型)と判断する。

3.2 履歴特性

図-4に層せん断力-層間変位関係を示す。各試験体の履歴ループは、MKJ-1に代表されるように、梁曲げ降伏($R_s=1/50rad$)以降からの逆S字化が激しく、エネルギー消費能力の低い形状となっている。図-5には、層間変位に占める各部材変形成分の推移を示す。接合部せん断変形成分は、 $R_s=1/50rad$ 以降から次第に上昇し、せん断変形角は、MKJ-1~4の順に、それぞれ $R_s=1/33rad$ で0.9、0.9、0.5、0.7%、 $R_s=1/25rad$ で1.0、2.3、1.2、2.1%と増大がみられる。しかしながら、文献[5]の接合部せん断破壊先行型(J型)のOKJ-5と比較すると、梁主筋の抜け出しを含む梁曲げ変形成分が70%程度と大部分を占めている。梁主筋の付着劣化が、履歴特性に与える影響を検討するために等価粘性減衰指標 $h_{e,q}$ を図-6に示す。文献[1]では『 $R_s=1/50rad$ での $h_{e,q}$ を10%以上確保すること』を付着劣化の限界として、付着指標 μ を12.5以下と規定している。本実験の4体は、全て $\mu=16$ 程度であり、梁主筋の付着劣化が予想され、MKJ-1が $h_{e,q}=10%$ を確保しているが、他の3体は7%とエネルギー消費量の少ない履歴性状を示している。

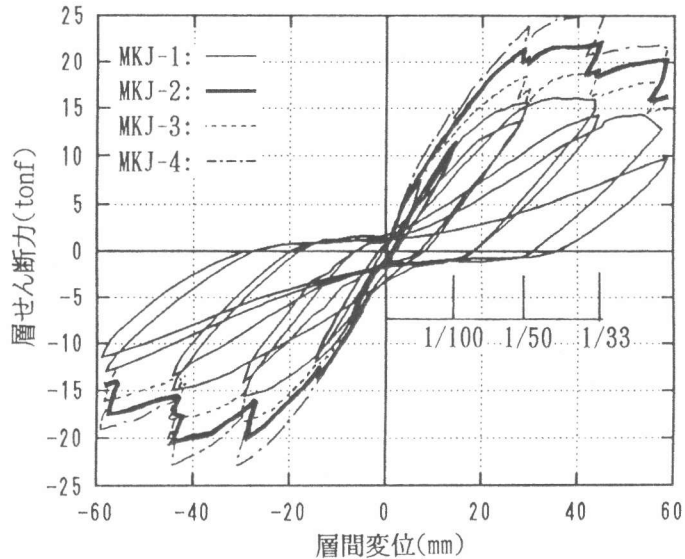


図-4 層せん断力-層間変位関係

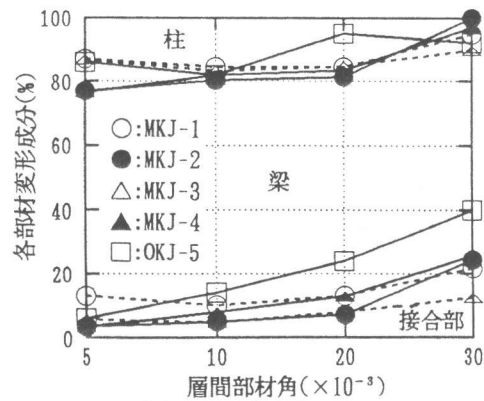


図-5 各部材変形成分

3.3 接合部内梁主筋の付着性状

3.3.1 接合部内梁主筋のひずみ分布

図-7に、MKJ-1の各サイクル・ピーク時の接合部内梁通し筋(上端筋)のひずみ分布を示す。初期の加力段階から、圧縮側鉄筋はかなり小さな圧縮ひずみとなっており、引張側梁危険断面位置のひずみが降伏ひずみに達した $R_s=1/50rad$ から、圧縮側鉄筋の引張転化現象がみられ、梁主筋の付着劣化が開始したと判断される。

3.3.2 接合部内平均付着応力度

図-8に梁曲げ降伏時の接合部内平均付着応力度 τ_a と接合部せん断応力度をコンクリート強度の平方根で除したせん断入力レベル $\tau_{pv}/\sqrt{\sigma_B}$ の関係を示す。図中の○印は、梁曲げ降伏後も付着応力度の増大が生じたデータを表し、また△印は、梁曲げ降伏時に最大付着応力度となったデータを表している。更に、○△印は、MKJ-1、2(Fc800)、●▲印は、MKJ-3、4(Fc1100)を表し、コンクリート強度の相違を示している。縦軸の付着応力度は、約130~200kgf/cm²の範囲に分散しており、せん断入力レベルと平均付着応力度との間には、有意な関係は認められない。尚、平均付着応力度は、鉄筋の応力度-ひずみ度関係をRamberg-Osgood型にモデル化して、接合部コア内の梁主

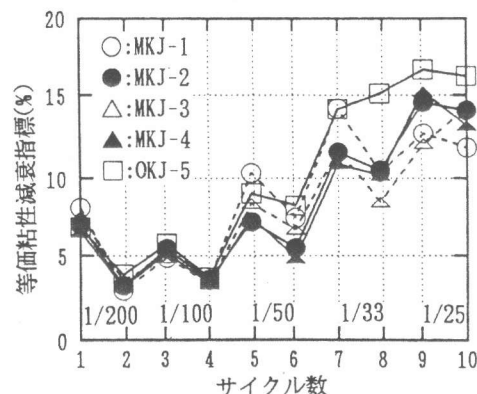


図-6 等価粘性減衰指標

筋ひずみから求めている。

3.4 破壊モードの判別

図-9で、縦軸に文献[5]で小河原、塩原らが提案している接合部破壊判定指標J、横軸に文献[1]の付着指標 μ をとり、本実験結果の検討を行う。本実験は、 $\mu=16$ 、 $J=1.8$ 以上なので破壊モードは接合部破壊先行型とはならなかった。しかしながら、 $J=2.5\sim 2.8$ であったにも関わらず、梁曲げ降伏以降で接合部破壊の進行がみられた。すなわちB・J型破壊ゾーンは、 $\mu=10$ 以上から付着劣化を考慮した線に沿って、右上がりの傾向を示した。この原因としては、付着劣化に伴う接合部コンクリート圧縮ストラットへの応力集中と高強度材料使用によるコンクリート有効係数 ν の低下が考えられる。

4. まとめ

超高強度材料を用いた接合部では、せん断耐力余裕度(τ_{py}/τ_{max} 、 $\tau_{max}=6\sqrt{\sigma_B}$)が0.5~0.75程度のせん断入力に対しても、梁曲げ降伏後の梁主筋付着劣化に伴う接合部コンクリート圧縮ストラットへの応力集中と普通強度接合部以上のコンクリート有効係数 ν の低下により、接合部破壊が進行する。また、本実験の範囲では、接合部せん断入力レベルと梁曲げ降伏時平均付着応力度との間に、有意な関係は認められなかった。更に、接合部破壊判定指標Jと付着指標 μ による破壊モードの判別では、B・J型破壊ゾーンが、 $\mu=10$ 以上から付着劣化を考慮した線に沿って、右上がりの傾向を示している。

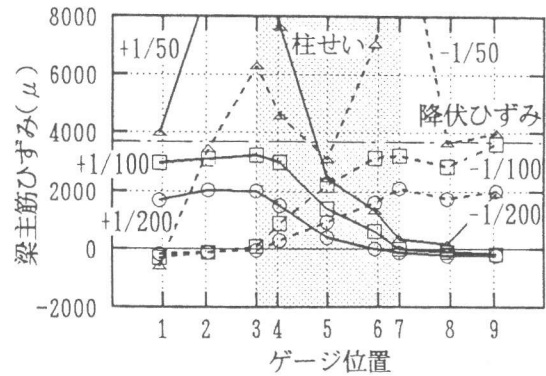


図-7 梁主筋ひずみ分布(MKJ-1:上端筋)

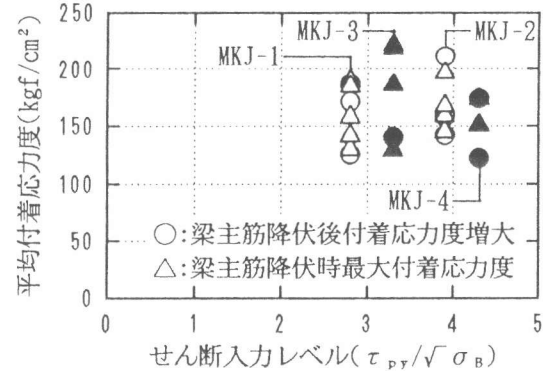


図-8 せん断入力レベルの影響

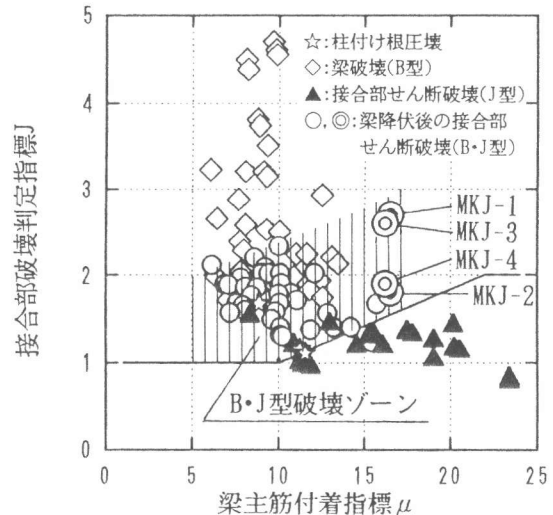


図-9 破壊モードの判別

【謝辞】本研究は、建設省NewRC総プロ(委員長:青山博之東大教授、構造性能分科会主査:小谷俊介東大教授)の一環として行われ、接合部・架構WG(主査:野村設郎東理大教授)では、貴重な御助言を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

【参考文献】

- [1]日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・解説、1990
- [2]村上ほか:高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状
コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp. 483~488、1991
- [3]北山ほか:高強度RC柱・梁接合部の梁主筋の付着特性に関する基礎実験
コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp. 479~482、1991
- [4]柏崎ほか:超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究
コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp. 475~478、1991
- [5]小河原ほか:高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造接合部の耐震設計法
日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 601~602、1991