

[152] 梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能

正会員 ○北山 和宏 (東京大学大学院)
 栗栖 浩一郎 (千葉大学大学院)
 正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

靱性に依存する耐震構造として梁崩壊型の骨組が望ましい。そのためには梁端部の塑性ヒンジによるエネルギー吸収を良くすると共に、柱・梁部材及びその接合部の脆性的なせん断破壊や主筋の付着破壊を防止することが必要である。文献 [1] の十字型平面柱梁接合部の実験 (Jシリーズ) では、大変位時でも耐力を維持するが、梁降伏後に梁主筋の接合部内の付着が劣化して、逆S字状の履歴性状を示し、最終的には接合部がせん断破壊した。本研究は、梁主筋の接合部内での付着を良くした梁降伏型十字形平面柱梁接合部の試験体について、破壊形式、復元力特性等を実験によって調べることを目的とする。

2. 実験概要

試験体、試験体は実物の約 1/2 のスケールを持つ十字形平面柱梁接合部 2 体 (試験体 C1 及び C3) であり、平面骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものと考ええる。形状・寸法は Jシリーズ [1] と同一で、梁断面 20X30cm、柱断面 30X30cm、柱芯から梁支持点までが 135cm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までが 73.5cm である。梁主筋は接合部内を通し配筋した。梁主筋量は、実際の鉄筋コンクリート骨組に用いられる量に比べてかなり多く、梁降伏時に生じる接合部せん断応力度も高い。 Jシリーズでは梁主筋に SD35 の異形鉄筋 D13 を用いたところ、接合部内での梁主筋の付着劣化が著しかった。そこで Cシリーズでは梁主筋の接合部内の付着を良くするために、特注した降伏強度の低い SD24 の異形鉄筋 D10 を用いた。試験体変数は表 1 に示すように接合部せん断補強筋量である。試験体 C1 は、従来日本で行なわれているように、柱のせん断補強筋を接合部にもそのまま配筋したものである。試験体 C3 は、ニュージーランド基準 NZS3101 [3] に従い、接合部に入力されるせん断力をすべてせん断補強筋に負担させるように接合部横補強筋を配筋したものである。なお、比較のために表 1 に試験体 J6 を加えておく。試験体 J6 は、 Jシリーズの他の試験体とは異なり、接合部にせん断ひびわれが生じる前に梁降伏するように設計されたものである。

材料特性、 Cシリーズのコンクリート圧縮強度は 261kgf/cm²、割裂引張強度は 25kgf/cm² である。鉄筋の降伏強度は梁主筋 D10 で 3260kgf/cm²、柱主筋 D13 は 4300kgf/cm²、試験体 C3 の接合部せん断補強筋に用いた D10 は 3360kgf/cm² それ以外のせん断補強筋に用いた D6 は 3300kgf/cm² (0.2% offset による強度) であった。

試験体 J6 のコンクリート圧縮強度は 293kgf/cm²、割裂引張強度は 23kgf/cm² である。鉄筋の降伏強度は梁主筋 D13 は 3530kgf/cm²、柱主筋 D10 は 3690kgf/cm²、せん断補強筋 D6 は 3750kgf/cm² であった。

加力方法、十字形柱梁接合部試験体の両梁端はピンローラー支持、下柱はピン支持とした。上柱加力

表 1 : 試験体概要

| Specimen | C1 | C3 | J6 |
|--------------------------|--------|--------|--------|
| (A) Beam | | | |
| Top Rebars | 12-D10 | 12-D10 | 4-D13 |
| a_t (cm ²) | 8.56 | 8.56 | 5.08 |
| p_t (%) | 1.59 | 1.59 | 0.94 |
| Bot. Rebars | 6-D10 | 6-D10 | 3-D13 |
| a_b (cm ²) | 4.28 | 4.28 | 3.81 |
| p_b (%) | 0.79 | 0.79 | 0.71 |
| Stirrups | 2-D6 | 2-D6 | 2-D6 |
| @(cm) | 5.0 | 5.0 | 10.0 |
| p_w (%) | 0.64 | 0.64 | 0.32 |
| (B) Column | | | |
| Total Rebars | 16-D13 | 16-D13 | 12-D10 |
| a_g (cm ²) | 20.32 | 20.32 | 8.56 |
| p_g (%) | 2.26 | 2.26 | 0.95 |
| Hoops | 4-D6 | 4-D6 | 2-D6 |
| @(cm) | 5.0 | 5.0 | 5.0 |
| p_w (%) | 0.85 | 0.85 | 0.43 |
| Load(tonf) | 18.0 | 18.0 | 54.0 |
| (kgf/cm ²) | 20.0 | 20.0 | 60.0 |
| (C) Connection | | | |
| Hoops (set) | 2-D6 | 4-D10 | 2-D6 |
| set @(cm) | 3@7.0 | 5@4.5 | 5@5.0 |
| a_w (cm ²) | 1.92 | 14.25 | 3.20 |
| p_w (%) | 0.27 | 2.01 | 0.45 |

a_t : 梁引張鉄筋断面積。 p_t : 梁引張鉄筋比。 a_g : 柱全主筋の断面積。 p_g : 柱全鉄筋比。 a_w : 接合部せん断補強筋断面積。
 $p_w(C)$: 接合部せん断補強筋比 = $a_w / (j_b \cdot b_c)$ 。 j_b : 梁断面の応力中心間距離 = 23.6cm。 b_c : 柱幅 = 30.0cm。

点には 3基のアクチュエータを取りつけ、1基で一定の鉛直荷重を加え、1基で繰り返し水平荷重を加えた。残り 1基は試験体を支持するため加力方向と直交する水平面内に取りつけた。

計測。 上柱に加える水平力及び両梁端のせん断力をロードセルにより、上柱加力点の水平変位（以降層間変位と呼ぶ）、両梁端のたわみ、接合部パネルの斜め方向変位等を電気式変位計により、梁主筋、接合部せん断補強筋等のひずみを箔ひずみゲージによって測定した。本論文で言う層せん断力とは上柱に加える水平力を柱軸力のP-△効果で補正したものであり、層間部材角とは層間変位を上柱加力点から下柱支持点までの距離（147cm）で除したものである。

加力履歴。 加力履歴は、層間部材角1/368radを 1サイクル、1/184radを 2サイクル、地震時に構造物に予想される層間部材角1/92,1/46radの振幅を 2サイクルずつ加力した後、試験体の変形特性を調べるために 1/23radを 1サイクル、1/15radを半サイクル加力した。全サイクル数は途中で1/368radの小サイクルをいれたので11である。

3. 梁主筋付着応力度の制限について

梁降伏型の柱梁接合部の梁主筋の付着応力度を検討する。ここで、梁主筋が柱面の一端で引張降伏（降伏応力度： σ_y ）、他端で圧縮降伏するとき、梁主筋の接合部内平均付着応力度 τ_b は、接合部内の梁主筋径を d_b 、柱幅を h_c とすると、

$$\tau_b = \sigma_y \times (d_b/h_c) / 2 \quad \dots(1)$$

となる。即ち、梁主筋の接合部内付着応力度は、鉄筋径だけでなく鉄筋強度にも依存する。NZS3101では、梁主筋強度に応じて内柱接合部内の梁主筋径と柱幅についての規定があり、式(1)の梁降伏時の平均付着応力度を55kgf/cm²程度にしている。式(1)を用いて各試験体の付着応力度を調べてみると、試験体J6では $\tau_b = 75\text{kgf/cm}^2$ 、Cシリーズでは $\tau_b = 54\text{kgf/cm}^2$ となる。

4. 実験経過

実験終了時のひびわれ状態を図1に示す。Cシリーズ2体は、梁降伏後大きな曲げひびわれが梁に分散して発生した後、梁のコンクリートが圧壊した。接合部には斜めせん断ひびわれが見られたが、概ねその幅は狭かった。試験体C1,C3とも梁危険断面から塑性ヒンジ領域が広がっており、梁危険断面のひびわれ幅は特に大きくなかった。試験体J6は、接合部に生じた斜めせん断ひびわれはわずかであり、梁の曲げひびわれ幅は柱面に生じたものが最も大きく、梁主筋が接合部から抜け出したことを示す。

接合部パネルに関しては、試験体C1,C3とも接合部せん断応力度が35kgf/cm²前後で斜めせん断ひびわれが生じ、主応力度式による計算値34kgf/cm²とほぼ一致した。その後、試験体C1では変位振幅が大きくなるに従って、パネルに短いせん断ひびわれが生じ、層間部材角1/23rad時でひびわれ幅も大きくなり、層間部材角1/15rad時にはパネルコンクリートのはらみ出しがわずかに見られた。接合部せん断補強筋量の多い試験体C3では、層間部材角1/46rad以降新しく発生したせん断ひびわれはわずかであり、試験体C1に比べてひびわれ数も幅も小さかった。このように、接合部せん断補強筋量によって接合部のひびわれ状況に差が見られるが、地震時に予想される変形の範囲（層間部材角1/46rad程度）ではその差は小さい。

5. 履歴特性

層せん断力-層間変位関係を図2に示す。試験体C1,C3共に良好な紡錘形履歴であり、層間部材角1/15r

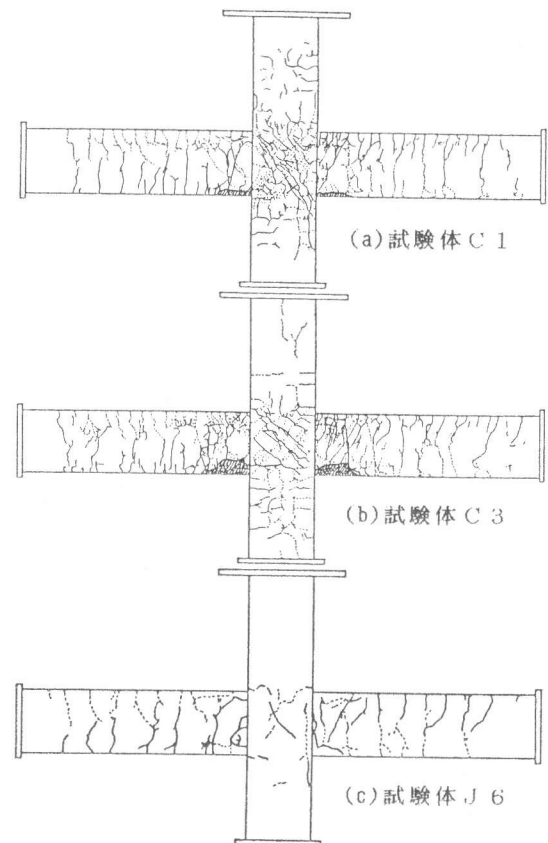


図1： 実験終了時ひびわれ

adの大変形時においても耐力の低下は見られなかった。試験体 C1, C3とを比較すると耐力はほぼ同じであるが、同一振幅を2回繰り返した際の2回目の履歴形状は、試験体C3の方が太っており、層間部材角 $1/23\text{rad}$ 時には負方向サイクルで試験体C3の方が太った履歴を示した。試験体J6は、接合部、梁のせん断破壊の兆候がないにもかかわらず、このような逆S字形履歴を示したのは、4. で述べた通り、梁主筋の付着劣化によるものと考えられる。CシリーズとJシリーズの履歴形状を比較すると、梁主筋の接合部内付着劣化の影響が明らかである。

エネルギー消費能力を数量化するために、等価粘性減衰-累積塑性率関係を図3に示す。等価粘性減衰は、実験中に消費された半サイクルごとのエネルギー消費量を各半サイクルの最大変位点を頂点とする三角形で規準化したものであり、降伏変位を実験結果より試験体 C1, C3共に 12.5mm (層間部材角 $1/118\text{rad}$) として累積塑性率を求めた。累積塑性率が大きくなると(層間部材角 $1/46\text{rad}$ 以上)、試験体C3の等価粘性減衰が試験体C1に比べて14%程度大きくなり、ループの太り具合の差をあらわす。

6. 変形特性

正サイクルピーク時層間変位に占める、各部材変形によって生じる層間変位の割合を図4に示す。ここでCシリーズの接合部成分は、層間変位から梁と柱の成分を引いたものとし、試験体J6の柱成分は、層間変位から梁と接合部の成分を引いたものとした。試験体 C1, C3では、梁たわみによる層間変位成分が60%以上であり、繰り返し载荷と共に増加して層間部材角 $1/46\text{rad}$ 時では80%近くになり、梁端部の曲げヒンジ形成による良好な梁降伏機構を示した。試験体J6についても同様な傾向を示す。しかし、梁変形成分が大きいにも拘らず図2(C)に見られる逆S字形履歴を示すことは、梁主筋の接合部からの抜け出しが生じたことを裏付ける。

層せん断力-接合部パネルの斜め方向変位関係を図5に示す。この斜め方向変位は、接合部斜めせん断ひびわれ幅の和に対応する。測定点のゲージ長さは、試験体C1で 333mm 、試験体C3で 310mm である。試験体 C1, C3とも層間部材角 $1/46\text{rad}$ まではほとんど接合部せん断変形を生じていない。この後、試験体C1では斜めせん断ひびわれの増加と相まって、急速に斜め方向変位が進むが、試験体C3では層間部材角 $1/15\text{rad}$ 時でもほとんど斜め方向変位が進んでいない。このことから、通常RC建物に期待される変形範囲では、接合部せん断補強筋量による影響は小さいが、大変形時には、接合部せん断補強筋がパネルコンクリートを

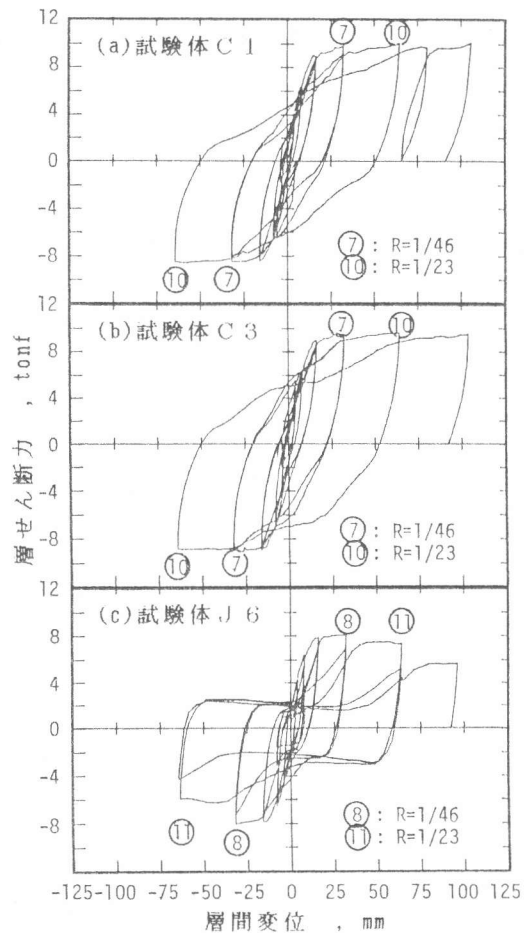


図2： 層せん断力-層間変位関係

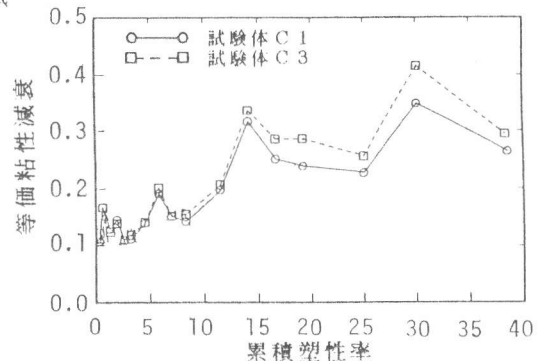


図3： 等価粘性減衰-累積塑性率関係

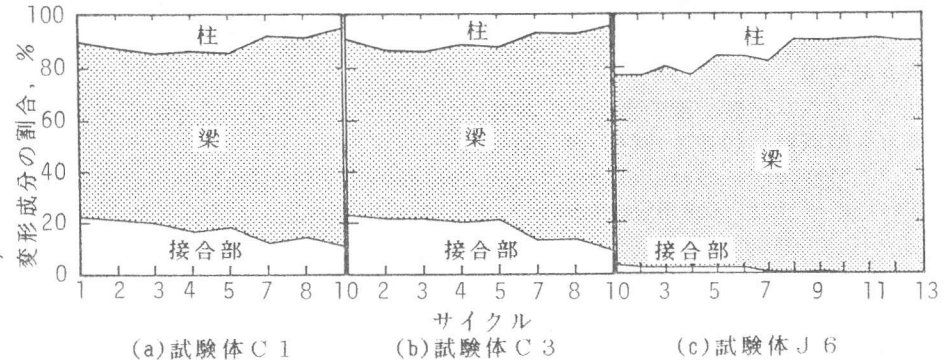


図4： 層間変位に占める各部材変形成分の割合

拘束することが確認できる。

正サイクルピーク時の接合部せん断補強筋のひずみ度分布を図6に示す。試験体C1では、梁部材が降伏する層間部材角 $1/92$ radでせん断補強筋の一部が降伏し始め、以降接合部中央のせん断補強筋のひずみが特に大きくなる。試験体C3では、層間部材角 $1/23$ radの大変形時にも、接合部せん断補強筋のひずみは 0.1% 程度であり、降伏ひずみの半分程度に納まっている。両試験体のひずみ度分布は、接合部のひびわれ状況及びパネルのはらみ出し具合とよく一致している。

接合部の補修が困難なために接合部を弾性に設計するNZS3101の立場からは、接合部せん断補強筋量は日本の接合部を模擬する試験体C1程度では不十分であるが、全補強した試験体C3の接合部せん断補強筋のひずみが、降伏ひずみの約 $1/2$ に納まっていることから、NZS3101に規定する接合部せん断補強筋量の半分程度に減らしてもよいと考えられる。

7. 結論

(1) 柱梁接合部における梁主筋の付着応力度を低減するように、 $(\text{柱幅}/\text{梁主筋径}) = 31.5$ の細径で、かつ降伏強度の低い梁主筋を用いた柱梁接合部実験では、履歴面積の大きい紡錘形の履歴特性が得られた。このような良好な履歴性状を得るためには、梁主筋の強度を制限する必要がある。

(2) 梁主筋の接合部内での付着劣化が生じると、梁主筋の抜け出しによる変形が増加する。これに対し、梁主筋の付着が良好な場合には、大変形に至るまで梁に形成された曲げヒンジが維持される。

(3) 接合部せん断補強筋量の多少によらず、接合部せん断変形は地震時に予想される層間部材角($1/46$ rad程度)ではほぼ同様な挙動を示した。更に大きな変形では、接合部せん断補強筋はせん断変形を拘束するのに有効である。接合部せん断補強筋の降伏が生じて、せん断破壊を防止できればよいという設計方針からは、日本程度のせん断補強筋量でもよい。梁主筋の接合部内での付着が良好な場合、接合部を弾性に維持するためには、接合部せん断補強筋を全補強の半分程度に配筋する必要がある。

梁主筋の接合部内での付着の必要性を論じるためには、さらに逆S字形履歴と紡錘形履歴を有する場合について応答解析を行ない、構造物の局所的な応答塑性率が増減するかを調べる必要がある。

(謝辞) 本実験を行なうに当たり、東京大学工学部助手細川洋治、同田才 晃の各氏、及び東京大学工学部建築学科青山・小谷研究室の大学院生・卒論生各位の御協力に感謝の意を表します。

(参考文献)

- [1] 小林、溜、小谷、青山：“鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究”、第6回JCI年次講演会論文集、1984、pp.653-656.
- [2] 小谷、小林、溜、青山：“鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部のせん断耐力”、日本建築学会大会梗概集、10月、1984、pp.1891-1892.
- [3] Standards Association of New Zealand：“New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures”、NZS 3101、1982.

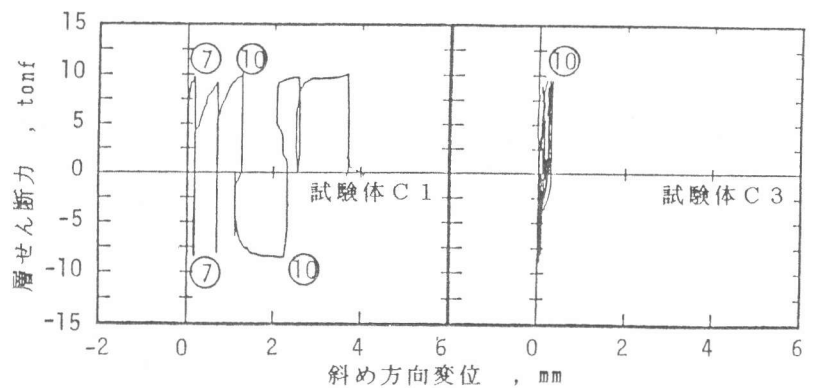


図5： 層せん断力-接合部パネル斜め方向変位関係

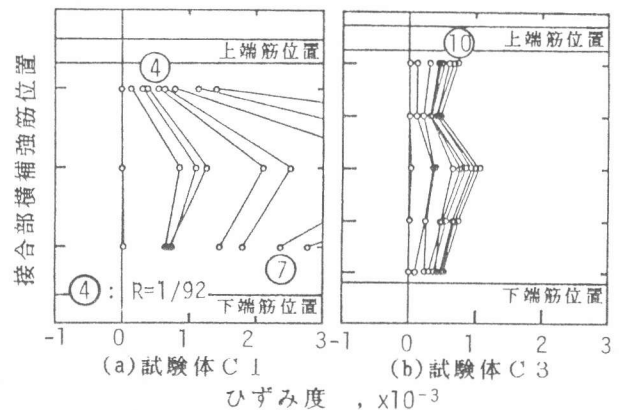


図6： 接合部横補強筋のひずみ度分布