

論文 梁が偏心して取付いた RC 造中柱接合部のせん断耐力性状に関する実験的研究

松本 智夫*¹・西原 寛*²

要旨 : RC 側ラーメンでは、柱と梁の偏心接合が接合部のせん断耐力を低下させるとの指摘がある。そこで、偏心接合部を対象とした十字形部分架構のせん断加力実験を行った。本実験では、接合部に入力されるせん断力および偏心率を変動させて、主に偏心による接合部のせん断耐力性状を検証した。その結果、梁が偏心して取付いた側の接合部に変形および損傷が集中し、偏心率の大きい試験体では若干のせん断耐力の低下もみられた。しかしながら、本試験体のように協力幅が柱せいの4分の1以下に納まる程度に偏心率を制限しておくことで、偏心接合による接合部のせん断耐力の低下は、既往の提案式よりも小さいものと考えられる。

キーワード : 柱梁接合部, 偏心, 部分架構実験, 入力せん断力, 破壊性状, せん断耐力

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では、RC造建物で外周部のラーメンの中柱接合部に多くの被害が生じた。これは、側ラーメンの柱と梁の偏心接合が、接合部のせん断耐力を低下させたものと推定されている¹⁾。しかし、この偏心接合部の耐力低下については、既存のRC造建物に限ったことではなく、超高層RC造建物でも起こり得る問題である。こうした場合には、接合部での脆性的な破壊を防ぐための検討が必要とされている²⁾。

そこで、本研究では、既往の実験例が少ないコンクリート設計基準強度(F_c)が 60N/mm^2 の偏心接合部を対象とした部分架構のせん断加力実験を行った。特に、接合部に入力されるせん断力を変えて、偏心量が偏心接合部のせん断耐力性状に与える影響を実験的に明らかにすることを目的とした。また、偏心接合部に関する既往のせん断耐力式の適合性を本実験において検証した。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

表-1に各試験体の構造諸元を示す。試験体は実大の1/2程度で、超高層RC造建物の外周架構の中柱に、両側の梁心が柱心に対して等量偏心して取付いた十字形部分架構8体である。図-1に試験体の形状寸法と配筋例を示す。試験体の変動要因については、まず、偏心のない試験体で梁の計算曲げ耐力に基づく接合部入力せん断力の量から、梁曲げ降伏先行型(Bシリーズ試験体)と接合部せん断破壊型(Jシリーズ試験体)とに大別した。それぞれのシリーズで、柱心に対する梁心の偏心距離 e を0, 50, 100mm, 偏心率(e/b_c , b_c :柱幅)で0, 0.11, 0.22とした。 $e=100\text{mm}$ で柱と梁の外表面が一致する。さらに、 $e=100\text{mm}$ ではスラブによる拘束効果についても検証した。

表-1 試験体の構造諸元

| Bシリーズ試験体 | | B-0 | B-5 | B-10 | B-10S |
|--------------------------------------|--------------------------------|--|-----|------|-------|
| 梁 | 断面(mm) | 梁幅 $bb \times$ 梁せい $D_b=250 \times 400$ | | | |
| | 主筋 pt(%) | 上下端共6-D19(SD490), pt=2.03% | | | |
| | 筋筋 pw(%) | □-RB6.2@50, pw=0.48% | | | |
| | 偏心距離 e (mm) | 0 | 50 | 100 | 100 |
| | スラブの有無 | 無 | | 有 | |
| 想定破壊形式 | | 梁曲げ降伏型 | | | |
| Jシリーズ試験体 | | J-0 | J-5 | J-10 | J-10S |
| 梁 | 断面(mm) | 梁幅 $bb \times$ 梁せい $D_b=250 \times 400$ | | | |
| | 主筋 pt(%) | 上下端共6-D19(USD685), pt=2.03% | | | |
| | 筋筋 pw(%) | 四-RB6.2@50, pw=0.96% | | | |
| | 偏心距離 e (mm) | 0 | 50 | 100 | 100 |
| | スラブの有無 | 無 | | 有 | |
| 想定破壊形式 | | 接合部せん断破壊型 | | | |
| 共通要因 | | スパン(L) \times 層高(H)=2600 \times 1800(mm) | | | |
| 柱 | 断面(mm) | 柱幅 $bc \times$ 柱せい $D_c=450 \times 400$ | | | |
| | 主筋, pg(%) | 14-D19(USD685), pg=2.23% | | | |
| | 帯筋, pw(%) | 罫-RB6.2@50, pw=0.53% | | | |
| 柱軸応力度 σ_0 (N/mm^2) | $\sigma_0=0.2F_c$, $F_c=60$ | | | | |
| 接合部横補強筋, pjw(%) | 罫-RB6.2 \times 5組, pjw=0.48% | | | | |

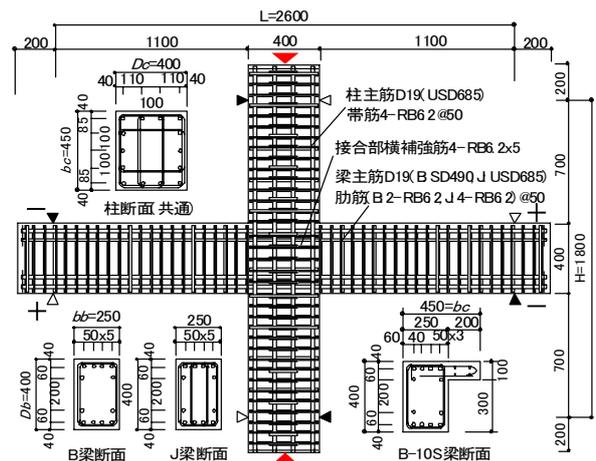


図-1 試験体の形状寸法および配筋例

なお、接合部せん断耐力の算定は、AIJ 靱性保証型指針³⁾に示された式の補正係数(ϕ)を1.0として用いた。また、接合部の有効幅をこの式から求めると、本試験体の

*1 安藤建設(株) 技術研究所構造研究室 博士(工学) (正会員)

*2 安藤建設(株) 技術研究所構造研究室 室長 (正会員)

偏心距離が最も大きい場合でも協力幅は柱せいの4分の1に一致する。従って、靱性指針式³⁾によれば、本試験体の接合部せん断耐力に対する偏心接合による耐力低下はないことになる(表-4参照)。

柱および接合部の配筋は全試験体共通である。帯筋および横補強筋は細径異形PC鋼棒の一筆書き囲字型で、呼び名RB6.2、記号SBPD1275/1420である。梁主筋は上下端共6-D19であるが、Bシリーズ試験体ではSD490を、Jシリーズ試験体ではUSD685をそれぞれ用いた。あばら筋は、Bシリーズで口-RB6.2、Jシリーズでは中子筋を入れた四-RB6.2とし、135度フック付き、余長 $10d_w$ (d_w :呼び名の数値)以上とした。スラブは厚さ100mm、幅200mmで、配筋はD6@100の各方向ダブル配筋とした。主筋は全て通し配筋で、梁およびスラブ上端でコンクリートの打継ぎを行った。コンクリートは、設計基準強度(F_c)を60 N/mm²とし、粗骨材6号(13mm)碎石を用い、スランブフロー55~60cmを目標として調合した。表-2および表-3に使用鉄筋およびコンクリートの力学的特性を示す。

2.2 加力および計測方法

加力方法は、左右の梁の反曲点位置において、変形が逆対称となるように変位制御した正負交番繰返しせん断加力である。その間、上柱頂部には一定の軸方向力($N=0.2F_c b_c D_c=2160$ kN)を載荷し続けた。各々の加力は梁および柱の芯位置に作用させ、各部材の反曲点位置においてねじれ拘束を行った。写真-1に実験状況を示す。

加力の制御は、層間変形角($R=\delta/L$, δ :左右梁の変位の和, L :スパン)による制御で、 $R(x1/1000rad)=\pm 2.5$, ± 5 で各1回, $\pm 10, \pm 20, \pm 30, \pm 40$ で各2回繰返し、さらに+50まで加力して終了した。

変位の測定は、梁の全体変位、柱の軸方向変位、接合部のせん断変形およびねじれ変形について行った。また、主筋、横補強筋の主要な位置でのひずみ測定も行った。

表-2 鉄筋の力学的特性

| 部位 | 呼び名(記号) | σ_y | ϵ_y | σ_t | E_s | e_l |
|--------|-------------------------|------------|--------------|------------|-------|-------|
| 柱主筋 | D19(USD685) | 746 | 5530 | 1011 | 202 | 12 |
| 梁主筋 | D19(SD490) | 522 | 2770 | 683 | 197 | 18 |
| 梁主筋 | D19(USD685) | 710 | 5580 | 928 | 185 | 12 |
| せん断補強筋 | RB6.2mm*(SBPD1275/1420) | 1276 | 7740 | 1453 | 199 | 5 |
| スラブ筋 | D6(SD295A) | 371 | 2180 | 538 | 187 | 18 |

記号 σ_y :降伏強度(N/mm²), ϵ_y :降伏歪(μ), σ_t :引張強度(N/mm²), E_s :ヤング係数(kN/mm²), e_l :伸び(%), *RB6.2mmの公称断面積30mm²

表-3 コンクリートの力学的特性

| 部位 試験体 | 下層柱, 接合部, 梁 | | | 上層柱 | | |
|--------------|-------------|-------|-------------|------------|-------|-------------|
| | σ_B | E_c | $c\sigma_t$ | σ_B | E_c | $c\sigma_t$ |
| B-0, J-0 | 54.6 | 30.1 | 3.90 | 64.2 | 31.8 | 4.61 |
| B-5, J-5 | 55.4 | 29.8 | 3.82 | 67.6 | 31.7 | 5.23 |
| B-10, J-10 | 57.0 | 30.6 | 4.20 | 71.0 | 32.3 | 4.33 |
| B-10S, J-10S | 58.4 | 30.7 | 4.54 | 72.0 | 33.6 | 5.12 |

記号 σ_B :圧縮強度(N/mm²), E_c :ヤング係数(kN/mm²), $c\sigma_t$:割裂引張強度(N/mm²), 上層柱は後打ち。

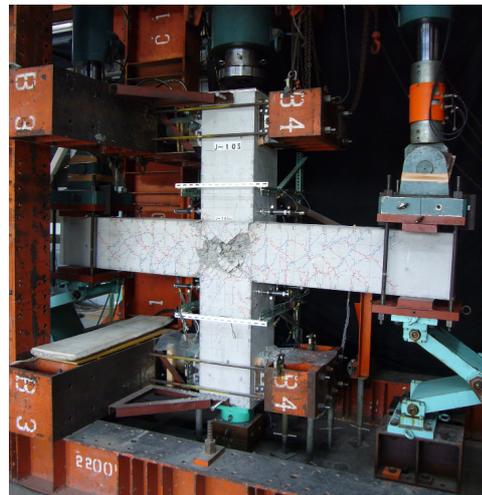


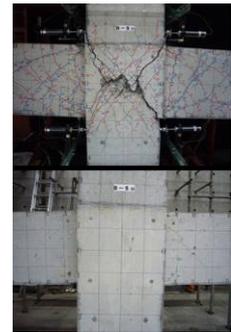
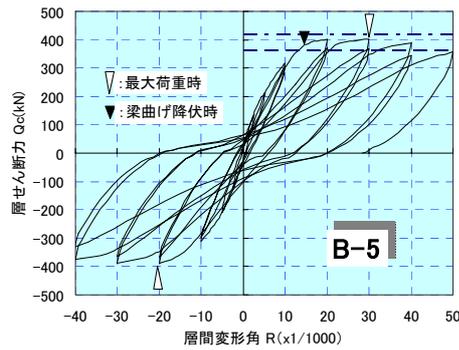
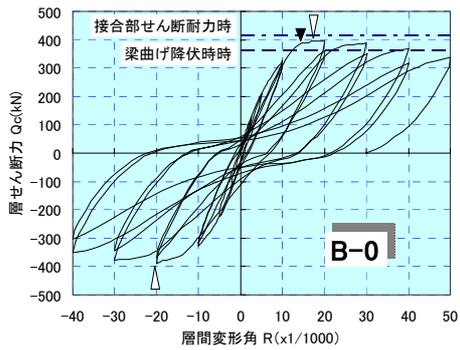
写真-1 実験状況

表-4 各種層せん断力および層間変形角

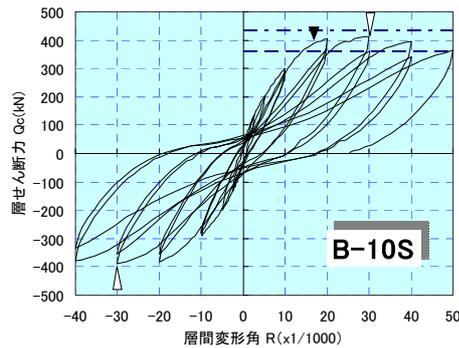
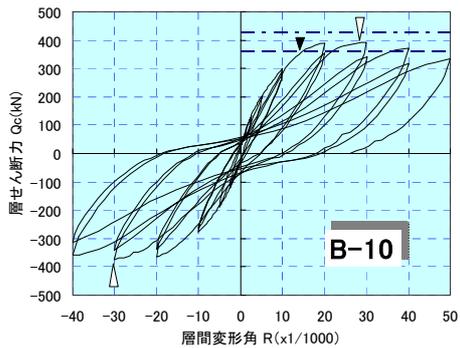
| 試験体 | σ_B | ± | 接合部せん断ひび割れ時 | | | | 梁主筋曲げ降伏時 | | | | 最大荷重時 | | | |
|-------|------------|---|-------------|-------|---------|------|-------------|------------|---------|------|---------|--------|---------|------|
| | | | $crQc$ | crR | Cal. 1* | ** | γQc | γR | Cal. 2* | ** | $maxQc$ | $maxR$ | Cal. 3* | ** |
| B-0 | 54.6 | + | 295.9 | 8.45 | 231.1 | 1.28 | 388.3 | 14.62 | 355.1 | 1.09 | 396.8 | 17.71 | 414.9 | 0.96 |
| | | - | -253.4 | -6.15 | | 1.10 | -368.7 | -15.42 | | 1.04 | -388.3 | -20.05 | | 0.94 |
| B-5 | 55.4 | + | 211.4 | 5.02 | 232.1 | 0.91 | 380.3 | 14.65 | 355.4 | 1.07 | 403.7 | 30.05 | 419.1 | 0.96 |
| | | - | -208.2 | -5.02 | | 0.90 | -362.8 | -15.45 | | 1.02 | -387.8 | -20.08 | | 0.93 |
| B-10 | 57.0 | + | 177.9 | 4.04 | 234.2 | 0.76 | 359.1 | 14.61 | 356.1 | 1.01 | 392.0 | 28.89 | 427.6 | 0.92 |
| | | - | -165.2 | -4.06 | | 0.71 | -350.6 | -17.71 | | 0.98 | -374.0 | -30.01 | | 0.87 |
| B-10S | 58.4 | + | 151.4 | 3.11 | 235.9 | 0.64 | 388.3 | 16.92 | 366.5 | 1.06 | 413.3 | 30.05 | 434.9 | 0.95 |
| | | - | -133.3 | -2.48 | | 0.57 | -366.5 | -17.72 | | 1.00 | -389.9 | -30.04 | | 0.90 |
| J-0 | 54.6 | + | 276.3 | 7.35 | 231.1 | 1.20 | 449.9 | 28.94 | 478.7 | 0.94 | 453.7 | 30.10 | 414.9 | 1.09 |
| | | - | -202.9 | -4.62 | | 0.88 | -433.4 | -30.08 | | 0.91 | -438.2 | -20.05 | | 1.06 |
| J-5 | 55.4 | + | 213.6 | 5.03 | 232.1 | 0.92 | 413.3 | 38.55 | 479.3 | 0.86 | 457.9 | 30.10 | 419.1 | 1.09 |
| | | - | -202.9 | -4.83 | | 0.87 | -383.5 | -38.50 | | 0.80 | -429.1 | -30.09 | | 1.02 |
| J-10 | 57.0 | + | 127.0 | 2.32 | 234.2 | 0.54 | 400.0 | 38.53 | 478.4 | 0.84 | 435.1 | 30.11 | 427.6 | 1.02 |
| | | - | -117.9 | -2.32 | | 0.50 | -386.7 | -40.02 | | 0.81 | -414.3 | -30.02 | | 0.97 |
| J-10S | 58.4 | + | 215.2 | 4.98 | 235.9 | 0.91 | 424.4 | 35.46 | 496.8 | 0.85 | 466.9 | 30.08 | 434.9 | 1.07 |
| | | - | -127.5 | -2.33 | | 0.54 | -392.0 | -35.42 | | 0.79 | -433.5 | -30.00 | | 1.00 |

記号 σ_B :下柱, 梁, 接合部コンクリート実圧縮強度(N/mm²), Qc :層せん断力(kN), R :層間変形角(x1/1000)

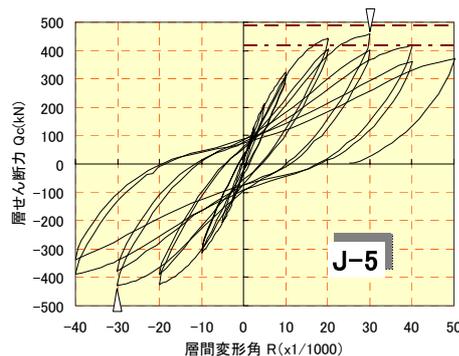
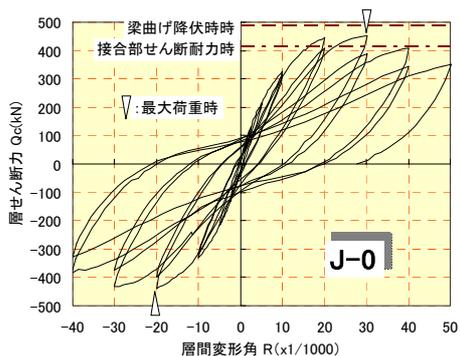
* Cal. 1:靱性指針の主応力度式³⁾, Cal. 2:拘束コンクリート, スラブ筋を考慮した断面曲げ解析で, 2段目主筋の降伏時せん断力, Cal. 3:靱性指針の接合部せん断強度式³⁾, ただし補正係数 $\phi=1.0$ とした。** 各計算値に対する実験値の比。



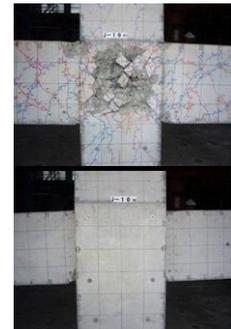
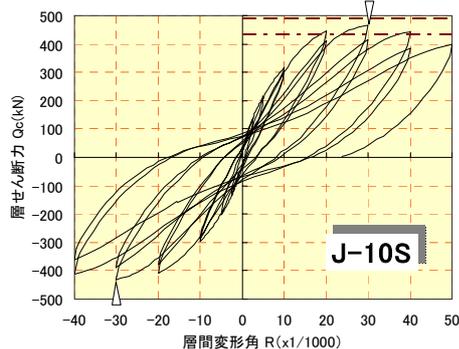
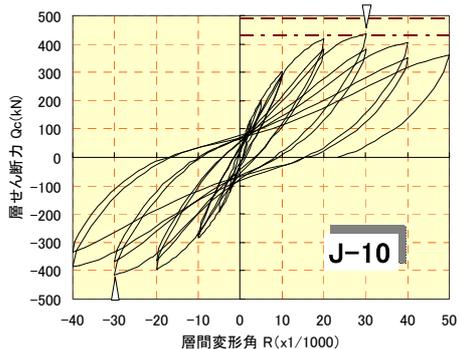
B-5 (上:表側, 下:裏側)



B-10 (上:表側, 下:裏側)



J-5 (上:表側, 下:裏側)



J-10 (上:表側, 下:裏側)

図-2 層せん断力 (Q_c) - 層間変形角 (R) 関係の比較

写真-2 破壊状況

3. 実験結果および検討

3.1 結果の概要および破壊経過

表-4 に接合部のせん断ひび割れ時、2 段目梁主筋の曲げ降伏時および最大荷重時の層せん断力と層間変形角を示す。図-2 は、層せん断力 (Q_c)-層間変形角 (R) 関係を全試験体について示したものである。図中の破線はスラブ筋を無視した略算式³⁾による梁の曲げ降

伏時の、1 点鎖線は靱性指針式³⁾ (ただし、補正係数 $\phi=1.0$ とした) による接合部せん断耐力時の層せん断力計算値をそれぞれ示している。また、写真-2 に偏心接合部の破壊状況を例示する。なお、本論では、写真-2 のように梁が偏心して取付いた面を「表側」、反対側を「裏側」と便宜的に呼んで区別する。

(1) B シリーズ試験体

梁の曲げ降伏先行を想定した B シリーズ試験体は、層間変形角 $R=\pm 2.5/1000$ で梁に曲げひび割れが発生した。柱の曲げひび割れは、 $R=\pm 10/1000$ で無偏心の試験体 B-0 のみに生じたが、他の偏心した試験体では認められなかった。接合部表側のせん断ひび割れは、表-4 に示すように、偏心率の大きい試験体ほど層間変形角が小さいうちに発生した。これは、偏心接合部に生じるねじりモーメントの影響によるものであり、主応力度式による計算値は、偏心した試験体の実験値に対しては過大な評価となる。その後、接合部表側にせん断ひび割れが集中する一方、接合部裏側の損傷は最終加力時まで軽微な状態に留まっていた(写真-2 参照)。

表-4 に示すように、いずれの B シリーズ試験体も概ね $R=\pm 15/1000$ で梁の 2 段目主筋まで曲げ降伏した。ただし、無偏心の試験体 B-0 では、表側、裏側の梁主筋がほぼ同時に降伏しているのに対して、他の偏心した試験体では、偏心率の大きい試験体ほど裏側の梁主筋の降伏のみが先行していた。そのため、図-2 の Q_c-R 関係を比較しても、試験体 B-10 および B-10S の正側履歴曲線には明確な降伏棚が表れていない。

正側最大荷重時の層せん断力は、最も小さかった試験体 B-10 において、コンクリート圧縮強度の相違を考慮した無偏心の B-0 のその 95%程度になっていた。また、正側最大荷重時の層間変形角は、試験体 B-0 が梁の曲げ降伏直後の $R=+18/1000$ であり、偏心した試験体はいずれも $R=+30/1000$ 程度である。これは、偏心した試験体では、裏側の梁主筋が曲げ降伏した後に表側の梁主筋の曲げ降伏が起こり、接合部表側にせん断ひび割れが集中し、接合部裏側は梁の接合端での圧壊が顕著となる破壊形式によるものと考えられる。各試験体の最終破壊形式は梁端部の曲げ破壊であると判断されるが、偏心した試験体では接合部表側の変形も大きくなっていった。

(2) J シリーズ試験体

接合部のせん断破壊先行を想定した J シリーズ試験体は、 $R=\pm 2.5/1000$ で梁に曲げひび割れが発生した。また、この時点で偏心率の大きい試験体 J-10 および J-10S では、接合部表側にせん断ひび割れが観察された。一方、試験体 J-0 および J-5 での接合部表側のせん断ひび割れは、J-0 が $R=\pm 10/1000$ に至るまでに、J-5 で $R=\pm 5/1000$ の時点で発生した。この状況は、B シリーズ試験体の場合とほぼ同様である(表-4 参照)。

その後、 $R=\pm 20/1000$ に至るまで、各試験体の接合部表側のせん断ひび割れは、接合部のほぼ全面および上下の柱部材にまで伸展した。さらに、接合部表側の中央付近ではコンクリートの剥落が生じるようになり、梁の接合端では圧壊も起こるようになった。他方、接合部裏側のひび割れ状況は、無偏心の試験体 J-0 では表側と同様

に推移したが、偏心した試験体の場合は表側とはかなり異なっていた。即ち、偏心率の大きい試験体ほど接合部裏側に生じるせん断ひび割れの本数は少なく、ひび割れの角度もかなり鉛直方向に近くなった。また、接合部裏側の損傷が軽微な一方で、梁の接合端での圧壊は広範囲に生じ、程度も激しくなっていた。この傾向は、程度に差はあるものの B シリーズ試験体でも同様であった。

正側最大荷重時の層間変形角は、いずれの試験体も $R=+30/1000$ 程度で、正側最大荷重時の層せん断力は、最も小さかった試験体 J-10 において、コンクリート圧縮強度の相違を考慮して無偏心の J-0 のその 92%程度であった。最大荷重後の層せん断力の低下は緩やかで、各試験体の最終破壊形式は接合部せん断破壊であるが、偏心した試験体では接合部裏側の梁端部での圧壊も顕著であった。

なお、表-4 によれば、J シリーズ試験体の梁主筋曲げ降伏時の層せん断力が示されているが、これらは最大荷重時の場合には局所的な降伏であり、偏心した試験体では最大荷重以降の大変形時に生じた降伏現象である。従って、B シリーズのようにせん断耐力に直接影響するものではないが、最大荷重後に層せん断力が緩やかに低下した一因と考えられる。

3.2 接合部の変形状

(1) せん断変形角

図-3 は、接合部のせん断応力度(τ_j)とせん断変形角(γ)との関係を、J シリーズの偏心した試験体の表側と裏側について示した。接合部のせん断応力度 τ_j は、接合部の入力せん断力を、靱性指針式³⁾で定まる柱せいと接合部の有効幅からなる断面積で除して求めた。靱性指針式によれば、本試験体の接合部の有効幅は全て同一である。せん断変形角 γ は、接合部の表側および裏側で計測した対角線長さの伸縮変位から算出した。無偏心の試験体 J-0 は図示していないが、表側と裏側の γ がほぼ同じで、 $R=+50/1000$ のとき $\gamma=34/1000$ 程度であった。

J シリーズの破壊形式は、いずれも接合部せん断破壊であるため、大変形時のせん断変形角の測定値は、やや精度に問題があると考えられる。この点を考慮しなければならぬが、図-3 によれば、偏心率の大きい試験体ほど表側の γ は大きく、裏側の γ は小さく推移している。特に、裏側の γ については、偏心距離が 50mm の試験体 J-5 では表側と同じ変形方向にわずかに変形角を生じたが、偏心距離が 100mm の試験体 J-10 および J-10S は、表側とは逆の方向に変形角が生じた。これは、接合部に生じるねじりモーメントが大きいことによる影響である。試験体 J-10 とスラブ付きの試験体 J-10S の裏側の γ を比較すると、試験体 J-10S の方が変形角は小さいことから、スラブによってねじりモーメントの影響が抑制さ

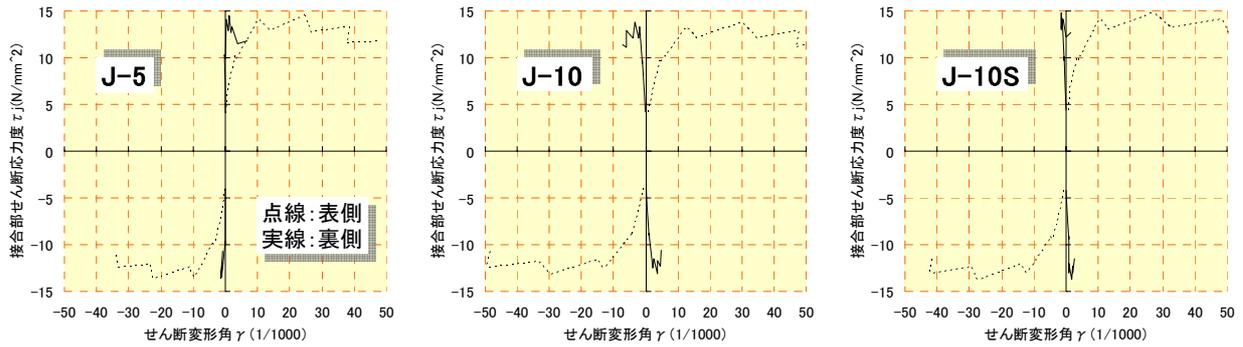


図-3 接合部せん断応力度 (τ_j) -せん断変形角 (γ) 関係 (Jシリーズ)

れていることが分かる。Bシリーズの試験体についても、接合部の入力せん断力は小さくなるが、表側と裏側の τ_j - γ 関係の傾向はJシリーズと同様であった。

(2) ねじれ変形角

図-4は、接合部に作用するねじりモーメント (M_j) とねじれ変形角 (ϕ_j) との関係を示した。BおよびJシリーズの偏心した試験体について示した。接合部に作用するねじりモーメント M_j は、接合部の入力せん断力と偏心距離 e との積とした。接合部の鉛直軸回りのねじれ変形角 ϕ_j は、図のように接合部の上端と下端において柱側面の表側と裏側の相対水平変位からそれぞれねじれ角を求め、それらの相対角として定義した。

図-4によれば、偏心率の大きい試験体ほど接合部のねじりモーメントは大きく、試験体 B-10, J-10 は B-5, J-5 の2倍程度のねじりモーメントを生じている。そのため、最終加力時のねじれ変形角も試験体 B-10, J-10の方が大きくなっている。また、BおよびJシリーズの双方とも、スラブ付きの試験体 B-10S, J-10S が、スラブのない B-10, J-10 よりも同一のねじりモーメントにおけるねじれ変形角は概ね小さい。これによっても、ねじりモーメントを受けて生じる接合部のねじれ変形角を、スラブで抑えていることが認められる。

3.3 せん断耐力性状

ここでは、本試験体の接合部せん断耐力の評価に関する検討を行う。偏心接合部を扱った既往の研究によれば、かつては簡便な方法として、(1)接合部の有効幅 b_j を柱幅 b_c と梁幅 b_b の平均から偏心距離 e を引いた値として、接合部のせん断耐力を評価するのが一般的であった⁴⁾。その後、(2)偏心接合部にせん断力とねじりモーメントが同時に作用する場合のせん断耐力の低下率 β_{ju} を用いた評価が提案された⁵⁾。これらを式で表すと式(1)、(2)のようになる。

$$b_j = (b_c + b_b) / 2 - e \quad (1)$$

$$\beta_{ju} = \{1 + (e \cdot V_{ju} / T_{ju})^2\}^{-0.5} \quad (2)$$

$$V_{ju} = 0.8 \kappa \phi \sigma_B^{0.7} b_j D_j \quad (3)$$

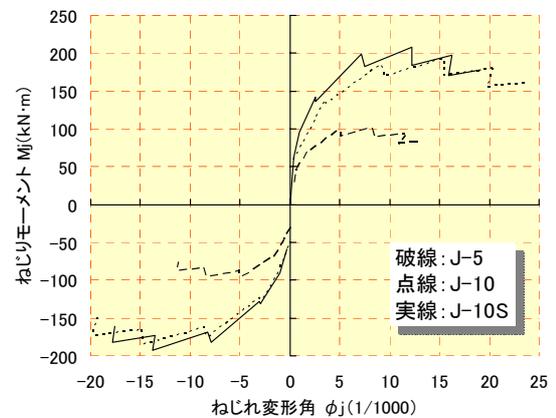
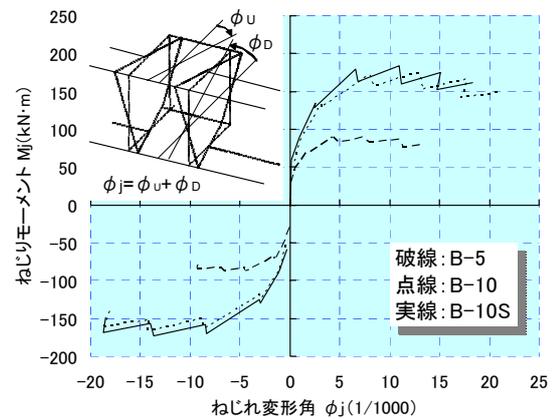


図-4 ねじりモーメント-ねじれ変形角関係

$$\text{ただし, } b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (4)$$

$$T_{ju} = (0.8 \sigma_B^{0.5} + 0.45 p_j \cdot \sigma_{jy}) B^2 \cdot D \quad (5)$$

ここに、 $D_j = D_c$: 柱せい、 V_{ju} : 靱性指針式³⁾による接合部せん断耐力で、 $\kappa = 1.0$ 、 $\phi = 0.85$ (ここでは設計式と考えて、計算値が実験結果の下限に相当するように補正係数 $\phi = 0.85$ を用いた)、 T_{ju} : 接合部の純ねじり耐力 (単位: $\text{kgf} \cdot \text{cm}$)、その他の記号は出典^{3,4,5)}を参照。

図-5は、本試験体を対象に、式(1)~(3)で求まる接合部せん断耐力 Q_{ju} と、梁の計算曲げ耐力 (略算式³⁾: $M_u = 0.9 a_1 \sigma_y d$ に基づく接合部の入力せん断力 Q_j との関係を示している。図中の破線はBシリ

ーズ試験体、実線はJシリーズ試験体にそれぞれ適用した場合である。ただし、接合部のコンクリート圧縮強度は偏心距離によらず一律に $\sigma_B(=F_c)=60\text{N/mm}^2$ と仮定した。また、表-4の最大荷重時の接合部せん断力実験値(正側)を接合部の入力せん断力 Q_j で除した値も示した。

図-5(a)の Q_{ju}/Q_j は、式(3)から接合部せん断耐力を求め際の有効幅 b_j の取り方を、式(4)の代わりに式(1)に置き換えている。これだと偏心距離が大きくなる分だけ接合部の有効幅は減少するため、接合部のせん断耐力も偏心距離に比例して小さくなる。図-5(b)の Q_{ju} は、式(3)から求まる接合部せん断耐力に、偏心接合部では式(2)で定まる低下率 β_{jt} を乗じている。偏心距離 $e=50\text{mm}$ (偏心率0.11)までの接合部せん断耐力の低下は小さいが、 $e=100\text{mm}$ (偏心率0.22)になると耐力低下が大きくなっている。図-5(c)の Q_{ju} は式(3)であり、コンクリート強度のみの評価式であるため、接合部の有効幅が同じ本試験体では $e=100\text{mm}$ でも接合部せん断耐力の低下はないことになる。実験結果からも、 $e=100\text{mm}$ では接合部せん断耐力がやや低下する傾向はみられるが、スラブを付けることで耐力低下はないと考えられる。従って、本試験体のような $F_c=60\text{N/mm}^2$ の偏心接合部の場合でも、その偏心距離を協力幅が柱せい(D_c)の4分の1以下に納まるように制限することで、偏心接合部のせん断耐力の低下は比較的小さいことが確認された。

4. まとめ

偏心接合部を対象とした部分架構のせん断加力実験を、接合部に入力されるせん断力および偏心率を変えて行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 梁が偏心して取付いた側の接合部のせん断ひび割れは、偏心接合部に生じるねじりモーメントの影響で、偏心率の大きい試験体ほど層間変形角が小さいうちに発生した。
- (2) 梁の曲げ降伏先行を想定した試験体では、いずれの試験体も梁端部の曲げ破壊を呈したが、偏心した試験体では、梁が偏心して取付いた側とは反対側の梁端曲げ降伏が先行していた。
- (3) 接合部のせん断破壊先行を想定した試験体は、偏心の有無に拘わらず接合部せん断破壊となったが、梁が偏心して取付いた側とは反対側の接合部の損傷は軽微で、梁端部の圧壊が顕著となっていた。
- (4) 接合部のせん断変形角およびねじれ変形角は、偏心率の大きい試験体ほど、接合部に生じるねじりモーメントの影響を受けて大きくなっていた。また、これらの変形をスラブが抑止していることが認められた。
- (5) 本試験体のように柱に対して梁が偏心して取付いた

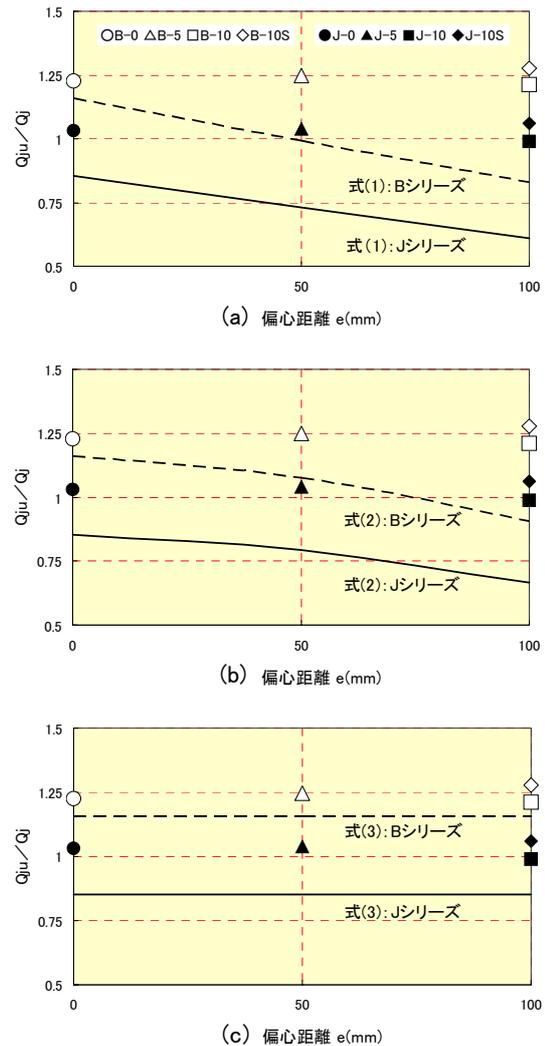


図-5 偏心接合部せん断耐力の評価

場合でも、その偏心距離を協力幅が柱せいの4分の1以下に納まる程度に制限しておけば、偏心接合による接合部のせん断耐力の低下は、既往の提案式で示されたものより小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 15条解説, pp.133-169, 1999.11
- 2) 日本建築センター：評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務 第6章, pp.209-286, 2002.7
- 3) 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 5章, 8章, pp.91-137, pp.241-277, 1999.8
- 4) 林和也ほか：梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp.507-512, 1991.6
- 5) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計 第II編, pp.147-359, 1998.10