

[158] 梁の塑性ヒンジ発生域制御による RC 骨組の復元力特性改善

正会員 ○城 攻 (北海道大学工学部)
 正会員 後藤 康明 (北海道大学工学部)
 正会員 柴田 拓二 (北海道大学工学部)

通常の通し配筋による梁降伏型の柱梁接合部では、柱に接する梁端部に降伏ヒンジが形成された後の繰り返し加力により、接合部の剛性低下、梁主筋の抜け出しによる復元力特性の劣化が生じ易いことが知られている。

本研究は、梁主筋の接合部通し筋部分に添え筋を配し、柱梁接合部の柱面から梁塑性ヒンジを離すことを意図したRCフレームを用い、梁塑性ヒンジ発生域の違いによる骨組の復元力特性改善効果の差異を実験的に検討したものである。

1. 実験概要

1) 試験体及び使用材料 試験体は、ラーメン構造骨組の中間階内部柱梁接合部を、柱と梁の反曲点位置で取り出した平面十字形状のものを実大の大凡 1/2に縮小した4体(JX0-B8, B9, B10, B11)で、全て梁降伏型に設計した。試験体形状及び配筋状況を図1に示す。接合部は、ニュージーランド設計規準(NZS-3101)に従って設計し、水平剪断力補強筋としてPC鋼線角形スパイラル筋 5φ-@43mmを内側と外側にそれぞれ2重に、接合部の鉛直剪断補強筋として 3-D13を柱せい内に中間筋としてに配筋した。梁主筋はいずれの試験体も通し配筋で柱せい D_c と梁主筋径 d_b との比は $D_c/d_b = 23$ である。JX0-B8は添え筋なしの標準タイプ、B9, B10, B11は両端を80度に折り曲げた添え筋 2-D13を梁上端と下端に配し、添え筋折り曲げ開始位置をB9では柱面より $D_b/2$ ($= 17.5\text{cm}$, D_b は梁せい $= 35\text{cm}$)、B10では D_b 、B11では上端を D_b 、下端を $D_b/2$ としている。B11は正負モーメントのヒンジ位置を $D_b/2$ だけずらす新しい試みである。梁塑性ヒンジ領域をNZS-3101に準じて決定し、領域内には Confinementとして 6φ-@50を配筋した。その結果、梁の終局剪断耐力は曲げ降伏強度の大凡 3.5倍になっている。コンクリート

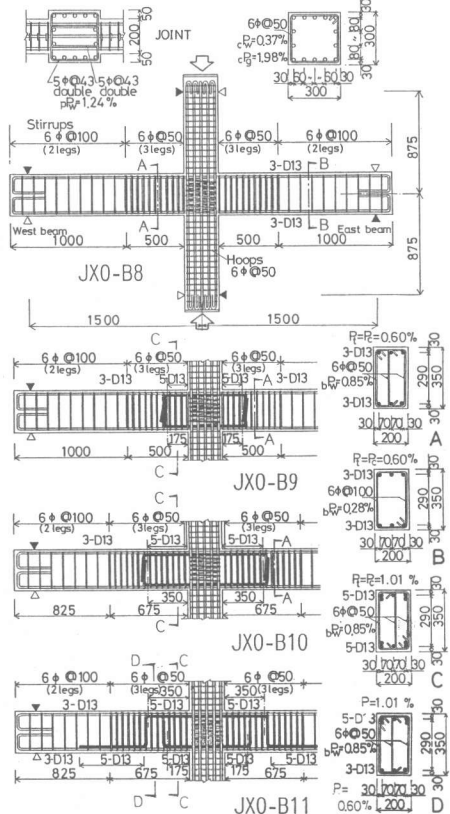


図1 試験体形状及び配筋状況

は早強ポルトランドセメント使用のスランプ18cmのレディーミクストコンクリートを用いて、打ち継ぎ部を作らず縦打ち込みとした。使用した材料の力学的性質を表1と表2に示す。

ii) 加力方法・計測方法 図2に加力装置を示す。試験体は柱頭柱脚で水平軸回りのピン支持とし、柱に38ton ($\sigma_c = 40\text{kg/cm}^2 = \text{約}F_c/6$)の軸力を導入の後、梁両端のアクチュエータにより逆対称方向へ両側の梁相対部材角が等しくなるよ

表1 鉄筋の力学的性質

種別	降伏強度 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	伸び (%)
D13	38.0	55.2	18.6
6φ	38.5	51.4	25.1
5φ外側	135	142	7.16
5φ内側	103	120	7.13

表2 コンクリートの力学的性質

試験体 JX.O	圧縮強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 10 ⁵ kg/cm ²	最大変位 (%)
B8	261	2.12	0.20
B9	261	2.10	0.24
B10	254	2.00	0.20
B11	264	2.00	0.24

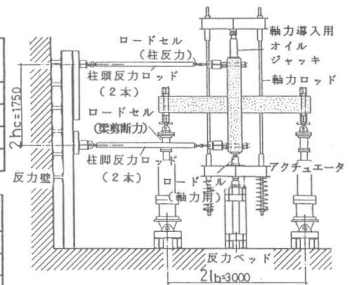


図2 加力装置

うに梁の鉛直変位を制御し変位漸増繰り返し加力を行った。計測項目は柱梁剪断力・柱軸力、柱梁各部の計測フレームに対する相変位、試験体各部の標点間距離の変化、柱梁主筋・剪断補強筋の主要な位置の歪度等である。

2. 亀裂及び破壊状況

図3に実験終了時最終破壊状況を示す。B8では、梁付根部の亀裂が拡幅した後、変位増大に伴ない同位置でコンクリートの圧潰が生じ最大耐力に至り、10サイクル以後は梁主筋の接合部からの顕著な抜け出しが生じた。B9～B11は、添え筋折り曲げ位置で発生した曲げ亀裂が、変位増大に伴ない拡幅し、コンクリートの圧潰によって最大耐力に至った。この中でB9、B10は正負夫々の加力時に梁上端、下端で発生した曲げ亀裂が梁断面を貫通し、大変形時には梁がこの位置で上下にずれる、すべり剪断変形が見られた。添え筋折り曲げ位置を上端と下端で違えてあるB11では、曲げ亀裂の拡幅位置が加力方向によって異なるため曲げ破壊面が梁断面を貫通するに至らず、この部分の剪断変形も少ない。コンクリートの圧潰、剥落はB10が最も激しい。B9～B11では梁付根柱面位置でも曲げ亀裂の発生は認められたが、拡幅は顕著にならず専ら添え筋の折り曲げ位置に曲げ亀裂の拡幅が集中した。NZS-3101に従って設計した接合部パネルには全試験体を通して剪断亀裂の発生が認められるが、拡幅は顕著とはならなかった。

3. 耐力

右欄に示す既往の計算式を用いて各耐力計算値を求め、実験値と比較して表3に示す。表中のQは柱の剪断力を示す。

i) パネル剪断初亀裂耐力 パネル剪断初亀裂発生荷重としては、目視による剪断初亀裂発生の確認と、パネル剪断補強筋の歪の急増時期確認の両方から求めたが、B10は後者の時期が早く、その他については両者が一致した。表3では(1)式中の t_p に柱幅30cm、 j_c に23.8cmを用い、 j_b にB8では28cm、B9～B11では27.5cmを代入して得られるパネル平均剪断応力度実験値と、(2)式中の β に1.4を代入して得られる計算値とを比較しているが、B10を除き実験値は計算値を下廻っていて、実験値と計算値との比は平均で0.92である。 $\beta=1.3$ とすれば実験値と計算値は良く一致する。

ii) 梁主筋降伏耐力 梁の危険断面で引張主筋が全て降伏した時の荷重を降伏耐力実験値とする。全試験体について梁主筋降伏時柱剪断力算定式(3)で $a_t = 3.81\text{cm}^2$ (3-D13)とし、梁加力点から鉄筋降伏位置までの距離 e_{lb} をB8 ; 135cm , B9 ; 117.5cm , B10 ; 100cm、

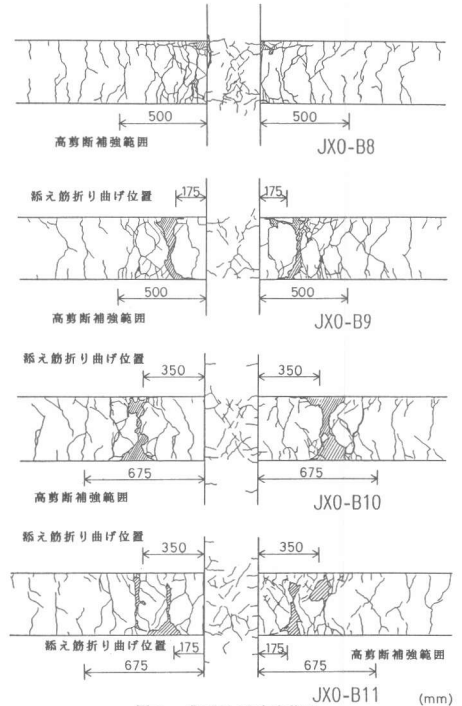


図3 亀裂及び破壊状況

パネル平均剪断応力度…(1)

$$\tau = \frac{1}{t_p \cdot j_c \cdot j_b} (M_{b1} + M_{b2} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2} \cdot j_b)$$

パネル剪断初亀裂応力度…(2)

$$\tau_{cr} = F_t \sqrt{1 + \sigma_0 \cdot F_t} \quad F_t = \beta \sqrt{F_c}$$

M_{b1}, M_{b2} : j_b 位置での梁曲げモーメント

Q_{c1}, Q_{c2} : 柱剪断力

j_b : 梁応力中心距離 ($j_b = 7d/8$)

j_c : 柱応力中心距離 ($j_c = 7d_c/8$)

t_p : パネル有効長さ σ_0 : 柱軸応力度

梁降伏時柱剪断力…(3) 梁曲げ終局時柱剪断力…(4)

$$\tau_{bu} = \frac{M_{bu} \cdot l_b}{e_{lb} \cdot h_c} \quad \tau_{bu} = \frac{M_{bu} \cdot l_b}{e_{lb} \cdot h_c}$$

$$M_{bu} = \frac{7}{8} a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad M_{bu} = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

表3 耐力・変形実験値及び計算値一覧

試体名称	加力方向	パネル平均剪断応力度				計算値	梁降伏耐力				最大耐力				F _c (kg/cm ²)			
		94/99	R (10 ⁻³ rad)	exp Q _{bc} (ton)	exp τ_{bc} (kg/cm ²)		94/99	R (10 ⁻³ rad)	exp Q _{by} (ton)	cal Q _{by} (ton)	94/99	R (10 ⁻³ rad)	exp Q _{bu} (ton)	cal Q _{bu} (ton)		exp τ_{bu} (kg/cm ²)	cal τ_{bu} (kg/cm ²)	
JX0-B8	正	5	11.4	4.80	32.2	37.6	0.86	3	5.31	5.53	5.14	1.08	9	32.4	6.48	5.03	1.22	261
	負	4	8.05	5.30	35.6		0.94	4	5.98	5.03		0.99	9	32.3	6.59		1.24	
JX0-B9	正	2	4.09	4.57	31.3	37.6	0.83	4	7.13	6.36	5.91	1.08	10	40.5	7.59	6.08	1.25	261
	負	3	4.61	5.05	34.7		0.92	4	7.05	6.23		1.05	10	40.3	7.87		1.29	
JX0-B10	正	3	4.69	5.42	37.2	37.3	1.00	4	8.07	7.60	6.94	1.10	9	32.3	8.65	7.14	1.21	254
	負	3	6.03	6.47	44.4		1.19	4	7.03	7.13		1.03	9	32.6	8.49		1.19	
JX0-B11	正	2	3.56	4.29	29.5	37.8	0.78	4	7.23	6.50	6.43	1.01	11	51.9	8.68	6.61	1.31	264
	負	3	3.96	4.57	31.4		0.83	4	8.07	7.12		1.11	10	41.0	8.81		1.33	

B11 では117.5cm と 100cmの組み合わせとすると、実験値と計算値との比は0.99~1.11 (平均 1.06)となった。

iii) 最大耐力 実験値の降伏耐力に対する最大耐力の比はヒンジ位置にかかわらず1.17~1.34 (平均 1.23)となり、全ての試験体が梁曲げ破壊であることから、最大耐力時には梁軸筋が歪硬化域に達していたことが分かる。従って鉄筋の降伏応力度を上限値として推定する (4)式の梁曲げ終局強度略算値に対する実験値の比も1.19~1.33 (平均 1.25)となっている。梁降伏ヒンジ位置が柱面から離れているB9 ~ B11について、添え筋を考慮して $a_t = 6.35\text{cm}^2$ (5-D13)、 $e_{lb} = 135\text{cm}$ を用いて柱面での降伏耐力時柱剪断力を求めると、この計算値に対する最大耐力実験値の比は順に 0.89、0.95、1.00 となりB10、11では概ね降伏していたことになるが、B9 では柱面位置の鉄筋の一部が降伏していないことを示している。

4. 荷重-変形関係

図4に各試験体の柱剪断力-部材角関係を示す。B8は9サイクルまで若干のピンチ効果が見られるが、ほぼ紡錘形のループ形状を維持している。10サイクル以後は、逆S化への移行が顕著となり同時に耐力も低下する。B9は最大耐力以後も逆S化への移行は見られず、最終サイクルまで、紡錘形のループ形状を維持する極めて良好な性状を示す。B10は最大耐力までは、若干のピンチ効果が見られるもののほぼ紡錘形を維持するが、最大耐力以後は逆S化への移行が顕著となる。B11は最大耐力時の部材角が他の試験体より大きく、B9と同様に最終サイクルまで紡錘形を維持し、逆S化への移行は全く見られない。負加力時の最大耐力は10サイクルピーク時であるが、11サイクルピークに於いても耐力はほとんど低下しない。

5. 変形状

i) 塑性率 降伏耐力時変形に対する最大耐力時変位の割合を塑性率として表4に示す。本実験では添え筋を付加してヒンジ発生位置を柱面より離すことによりB11が最大の塑性率を示したのに対して、B10はB8よりも塑性率が低く靱性改善の点で効果は見られない。梁の塑性ヒンジを柱面から離れた場合は、図5のように塑性ヒンジには層間変形角に、梁部材角が付加された回転角が要求され、同一層間変形角に於いて必要とされるヒンジ回転角はB8を1とするとB9は1.15、B10は1.35、B11は1.24となっており、B10の梁塑性率は大凡6~7程度に達したことになる。

ii) パネル剪断変形 図6にB9~B11のパネル剪断応力度-剪断変形角関係の包絡線を示す。なおパネル剪断応力度は、(1)式中 $t_p = 25\text{cm}$ として求めた。各試験体とも剪断初亀裂発生後、剛性が大きく低下しB10、B11、B9の順に激しくなる傾向がある。これは、接合部を挟む2つの降伏ヒンジ間距離の大小と対応しており、パネルの剛性に添え筋内の梁の一部が、有効体積として協力しているためと思われる。終局時のパネルの剪断応力度は上村式 $\tau_u = (0.78 - 0.0016 F_c) F_t + 0.5 p_w \cdot s \sigma_y$ による計算値の46~64%であるが、剪断変形角は大凡3~4 $\times 10^{-3}$ rad に達している。

iii) 梁付根回転角 図7に示すようにB8が他の試験体に比べて大きく、回転角の増大時期はループ形状の逆S化と対応している。B9~B11では最終サイクルまで顕著な増大は見られず、梁ヒンジ域を柱面から離すこ

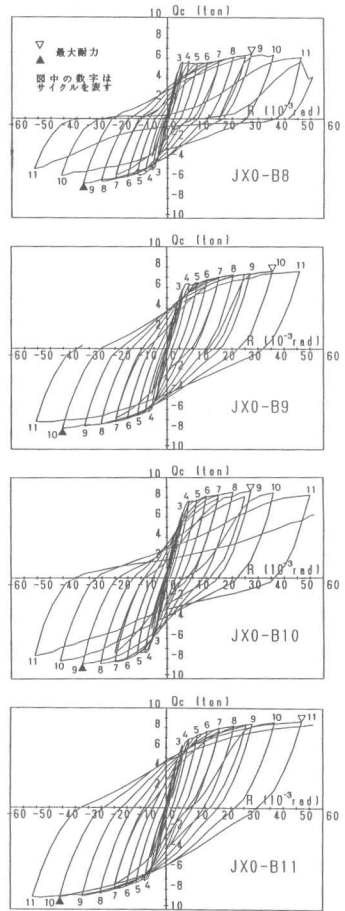


図4 柱剪断力-部材角関係

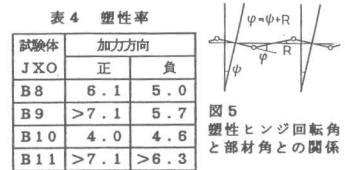


図5 塑性ヒンジ回転角と部材角との関係

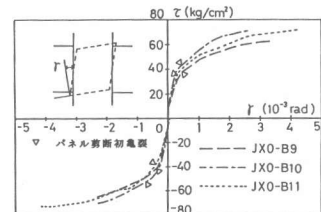


図6 パネル剪断応力度-剪断変形角関係

とによって、柱面位置での梁筋降伏の開始を遅らせたことと、梁筋の付着弛緩の接合部への貫入を効果的に防いだことによるものと考えられる。

6. 鉄筋歪度

図8にB9～B11の梁主筋及び添え筋の歪度分布を示す。なお、梁主筋については添え筋を添わせたコーナー筋での計測値である。図中、 ϵ 分布曲線上で一部記入のない所は引張歪が概ね、10000 μ を越え、歪度計測不能になった部分である。B9～B11の梁主筋の引張歪度は、添え筋折り曲げ位置をピークとする分布をし、降伏領域はこの位置から梁加力点並びに柱面に向けて両側へ進展する。B10の梁上端、下端、B11の梁上端では接合部内の一部を残し添え筋折り曲げ位置の外側 $3/4D_b$ の最外計測点を越えた部分の鉄筋が降伏歪に達した。B9では上端、下端とも梁付根位置の梁主筋は降伏歪に達しなかったが、加力点側へは約 $1.1D_b$ の範囲まで降伏した。添え筋はB10、B11で上端、下端とも梁付根位置で降伏歪に達したが、B9では梁主筋と同様に降伏しない。又、添え筋の引張歪から圧縮歪への反転位置は、梁主筋のそれに比べて接合部柱面の外側へ拡がり、B9の上端と下端添え筋、B11の下端添え筋では終局までに全長が引張に転じている。

7. 梁付着応力度分布

梁主筋の弾性範囲内について歪度計測点間の平均付着応力度の分布を図9に例示する。付着応力度の最大値は各試験体とも接合部内にあり、さらに添え筋折り曲げ位置付近で局部的に増大する傾向が見られる。これらの傾向は梁主筋が引張力を受ける場合に特に顕著である。

7. 梁付着応力度分布

8. 結語

RC骨組の復元力特性を改善する方法として80度折り曲げ筋を接合部に通して梁主筋に添え、梁塑性ヒンジ発生域を制御する方法について実験的検討を行った。梁塑性ヒンジ発生域を柱面から離すことによって有効接合部定着長が長くなるため、梁主筋の接合部からの抜け出し防止に有効である。しかし、梁塑性ヒンジ発生位置が柱面から離れるほどヒンジ域の必要塑性回転角が大きくなり、梁剪断力も増大するので、梁塑性ヒンジ位置は最も適切な所に設定する必要がある。本実験では添え筋の折り曲げ位置を柱から上端、下端とも $D_b/2$ 離れた場合に、 D_b 離すよりも優れた復元力特性を示した。更に新しい試みである添え筋の折り曲げ位置を上端で D_b 、下端で $D_b/2$ だけ柱筋面から離れた場合には、大変形時に至っても復元力特性は劣化せず、破壊性状、耐力等をも考慮すると、最も優れた復元力特性を有していることが明らかとなった。また、通常の $D_c/d_b=23$ 程度の通し配筋に於いても接合部の剪断補強を水平、鉛直方向ともに強化し、あわせて肋筋によって梁塑性ヒンジ域での梁筋のコンクリートに対する滑り拘束を高めると復元力特性の顕著な改善が得られた。本研究は、昭和60年度文部省科学研究費の助成を受けて行われたものである。

8. 結語

RC骨組の復元力特性を改善する方法として80度折り曲げ筋を接合部に通して梁主筋に添え、梁塑性ヒンジ発生域を制御する方法について実験的検討を行った。梁塑性ヒンジ発生域を柱面から離すことによって有効接合部定着長が長くなるため、梁主筋の接合部からの抜け出し防止に有効である。しかし、梁塑性ヒンジ発生位置が柱面から離れるほどヒンジ域の必要塑性回転角が大きくなり、梁剪断力も増大するので、梁塑性ヒンジ位置は最も適切な所に設定する必要がある。本実験では添え筋の折り曲げ位置を柱から上端、下端とも $D_b/2$ 離れた場合に、 D_b 離すよりも優れた復元力特性を示した。更に新しい試みである添え筋の折り曲げ位置を上端で D_b 、下端で $D_b/2$ だけ柱筋面から離れた場合には、大変形時に至っても復元力特性は劣化せず、破壊性状、耐力等をも考慮すると、最も優れた復元力特性を有していることが明らかとなった。また、通常の $D_c/d_b=23$ 程度の通し配筋に於いても接合部の剪断補強を水平、鉛直方向ともに強化し、あわせて肋筋によって梁塑性ヒンジ域での梁筋のコンクリートに対する滑り拘束を高めると復元力特性の顕著な改善が得られた。本研究は、昭和60年度文部省科学研究費の助成を受けて行われたものである。

【参考文献】 1) NZS-3101 part1:1982 2) V.V. BERTERO [AN APPROACH FOR IMPROVING SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE INTERIOR JOINTS] UBC/EERC-77/30 DECEMBER 1977 3) 武田寿一他「RC柱はり接合部補強法に関する実験的研究 その7」建築学会大会梗概集1981.9 4) 柴田拓二他「十字型RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係」建築学会北海道支部研究報告集1983.3

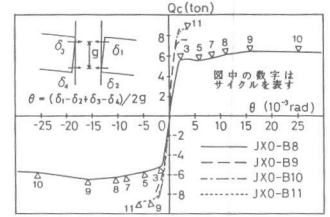


図7 柱剪断力-梁付根回転角関係

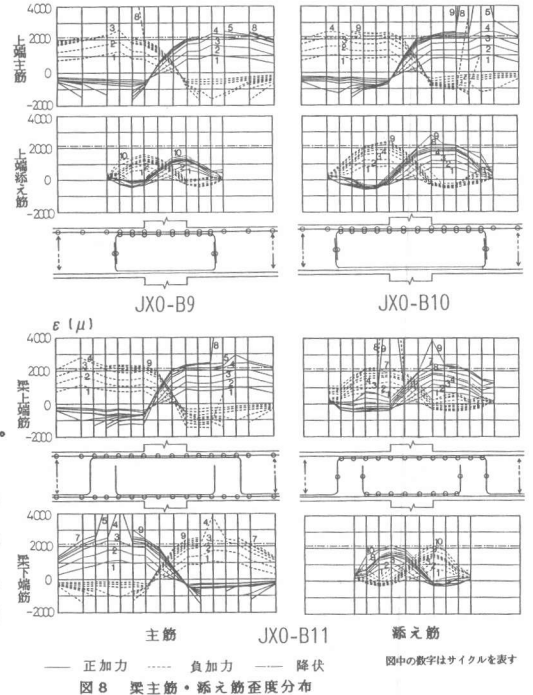


図8 梁主筋・添え筋歪度分布

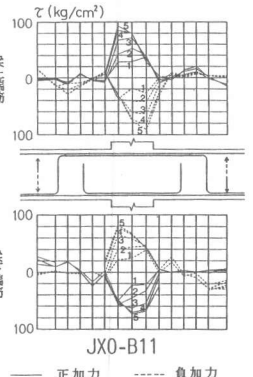


図9 梁主筋付着応力度分布