

論文 RC 骨組の内部柱梁接合部における梁主筋定着と破壊性状の関係

後藤 康明*1 ・ 城 攻*2

要旨: 梁崩壊型に設計されたRC（鉄筋コンクリート造）骨組が、梁降伏後の十分な変形性能を得る前に柱梁接合部の剪断破壊に移行する可能性が指摘されている。本研究では、内部柱梁接合部を対象に梁主筋の定着条件をパラメータとした縮小模型試験体の加力実験を行い、骨組の挙動に与える影響について検討を行った。その結果、梁降伏後柱梁接合部が剪断破壊に移行する原因として、梁降伏時の接合部剪断入力量が大きな影響を与えることから、その僅かな差によっても破壊性状が異なる場合がある。梁主筋の定着の良否による影響は、接合部入力量の大きさに依存する破壊形式によって大きく異なることが判った。

キーワード: 柱梁接合部, 定着, 付着指標, 剪断破壊, 鉄筋のすべり

1. はじめに

RC耐震構造物は大地震時の倒壊を避けるため、梁端に降伏ヒンジを計画してエネルギー吸収の大きい梁降伏先行型に設計されることが多い。しかし、先の震災ではこの様に設計された建物が梁降伏後に柱梁接合部の剪断破壊へ移行した例が発生した。近年精力的に行われてきた接合部の研究により、接合部の剪断耐力の算出法や接合部内の梁主筋定着を維持する条件についてある程度の知見が得られている。しかし、性能規定型設計法に移行しようとしている現在、柱梁接合部の剪断破壊に移行する影響要因や接合部の損傷が骨組の挙動に与える影響を把握する必要があると考える。本研究では、梁主筋の接合部における定着性能が接合部の破壊性状やさらには骨組の挙動に与える影響を実験的に検討するものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

中層建物の中間階、中スパンにある接合部を想定して図-1に示すような十字形柱梁架構の実寸の約1/2の縮小模型を試験体として用いた。

試験体は梁降伏が先行するように、梁・柱・接合部の剪断耐力や柱の曲げ耐力が梁の曲げ耐力を上回るように設計した。また、梁降伏時の接合部剪断応力度 τ_j （剪断入力量：算定式は表-1参照）に2つのレベルを設定し、設計時の $\tau_j/\sqrt{\sigma_B}$ の値は約1.0と1.4でそれぞれをB15とB16シリーズと呼ぶ（ σ_B はコンクリート圧縮強度:MPa）。各シリーズで使用する梁主筋の径をD10, D13, D16と変化させることで、接合部内における定着条件をパラメータとした試験体を各3体ずつ計6体製作した。試験体名は入力量（シリーズ名）と梁主筋径(10, 13, 16)の組合せである。表-1に試験体の諸元を示す。

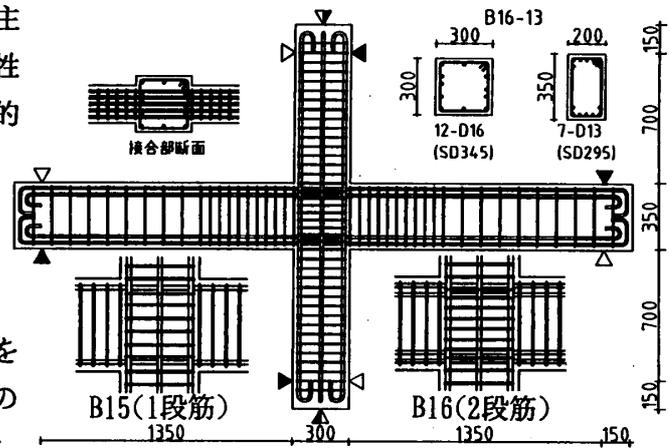


図-1 試験体概要

*1 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博（正会員）

*2 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体	梁主筋 () 2 段配筋	at*σ _y (kN)	剪断入力 τ _j /√σ _B	柱主筋	接合部	梁主筋付着特性				
						μ	D _c /D _{cal}	τ _{au}	τ _{af}	τ _{au} /τ _{af}
B15-16	3-D16	204	0.865	10-D16	□6φ	3.45	0.89	9.66	9.17	1.05
B15-13	5-D13	213	0.912	(SD345)	6段	3.06	1.02	7.04	7.87	0.90
B15-10	8-D10(4+4)	199	0.803	p _g =2.21%	p _w =0.37%	2.25	1.39	12.6	6.20	2.03
B16-16	4-D16	272	1.232	12-D16	□6φ	3.77	0.83	6.64	9.17	0.72
B16-13	7-D13(5+2)	298	1.248	(SD345)	8段	3.07	1.02	7.03	7.87	0.89
B16-10	10-D10(5+5)	249	1.095	p _g =2.65%	p _w =0.47%	2.45	1.28	8.97	6.20	1.45

$$\tau_j = \frac{2 \cdot a_t \cdot \sigma_y - Q_c}{t_p \cdot D_c} \quad \mu = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{D_c \cdot \sqrt{\sigma_B}} \quad \frac{D_c}{D_{cal}} = \frac{3.13}{\mu} \quad \tau_{au} = 2.21 \left(0.86 + 0.84 \frac{\sigma_o}{\sigma_B} \right) \frac{t_p}{\sum d_b} \left(\frac{\sigma_B}{35} \right)^{0.66} \quad \tau_{af} = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{2D_c}$$

σ_y: 梁主筋強度 σ_B: コンクリート強度 σ_o: 柱軸応力度 (MPa) d_b: 主筋径 D_c: 柱せい t_p: 接合部有効幅 (mm) a_t: 主筋断面積 (mm²)

表-2 コンクリートの力学的性状

試験体名 (100φ円柱)	圧縮強度 (MPa)	強度時歪度 (μ)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
B15-16	26.9	2620	2.24	26.7
B15-13	26.4	2730	2.46	22.2
B15-10	30.4	2740	2.37	23.7
B16-16	23.6	2660	1.98	20.9
B16-13	26.3	2920	2.48	20.8
B16-10	25.6	2710	2.28	21.0

表-3 鉄筋の力学的性状

鉄筋	降伏強度 (MPa)	降伏歪度 (μ)	引張強度 (MPa)	伸び率 (%)	ヤング係数 (GPa)
6φ	366	1950	437	18.5	197
D10	372	2010	525	19.4	195
D13	363	1930	517	20.9	198
D16(梁)	344	2100	491	24.2	172
D16(柱)	402	2280	575	27.4	185

コンクリート(JIS A 1108), 鉄筋(JIS Z 2241)

コンクリートは設計基準強度20MPaとし、鉄筋は梁主筋にSD295、柱主筋にSD345、各剪断補強筋にSR295を用い、全試験体共通である。実験時における材料の性状を表-2、3に示す。

B15シリーズは低入力試験体で、梁の曲げ破壊が先行し、大変形後も接合部には軽微な亀裂が発生する程度を想定した。梁主筋は断面積がほぼ同じになる3-D16、5-D13、8-D10(4+4の2段配筋)3種類で、上端筋・下端筋とも同一配筋とした。接合部補強筋は2-6φを6組配した。柱主筋には10-D16を配した。

B16シリーズは高入力試験体で、梁降伏後の大変形時に接合部の剪断亀裂の拡幅により耐力劣化の発生を想定した。梁主筋の配筋は4-D16、7-D13(5+2)、10-D10(5+5)で、後者2試験体が2段配筋である。接合部補強筋として2-6φを8組配し、柱主筋には12-D16を配した。

いずれの試験体とも、梁側での梁主筋の付着劣化を防ぐために、梁端から500mmの区間で剪断補強筋を密に配した。各主筋の付着特性を既往の研究^{1),2)}により数値化し表-1中に示した(D_{cal}:文献¹⁾でμの推奨値を満足するD_cの値)。

2.2 加力ルール

地震時の応力状態を再現するために、骨組の下柱反曲点位置でピン支持、両梁の反曲点位置

でロー支持し、コンクリートの実験時強度の1/6に相当する柱軸力を導入後、上柱の反曲点位置に正負繰り返し漸増の強制変形を与えた。梁危険断面位置で半数の主筋歪度を常時モニターし、降伏歪度の1/3、2/3をピクとする歪制御(対象鉄筋の全てが到達)加力の後、降伏時(第3サイクル)の層間変位を基準に、その1、1.5、2、3、4倍(各2回)、5、6倍(各1回)の繰り返し加力を行った。

2.3 計測項目

柱剪断力・軸力・梁剪断力及び試験体各部に埋め込んだ標点の水平鉛直変位、各鉄筋の主要点の歪度を計測した。また、梁表面側にある主筋の柱面位置でのすべり量を梁主筋に溶接した鋼線の動きにより計測した。接合部の剪断変形は、かゝるコンクリート剥落の影響を避けるために、柱幅中央の梁付け根位置に標点を接合部コアまで埋め込み、その点の対角線伸縮量から算出した。

3. 実験結果と考察

3.1 破壊性状

各試験体の最終破壊状況を図-2に、柱剪断力-層間変形角関係を図-3に示す。

【B15シリーズ】D16、D10試験体は梁付け根の曲げ亀裂が終始卓越して拡幅し、梁曲げ破壊の性状を示した。これに対し、剪断入力量が僅かに

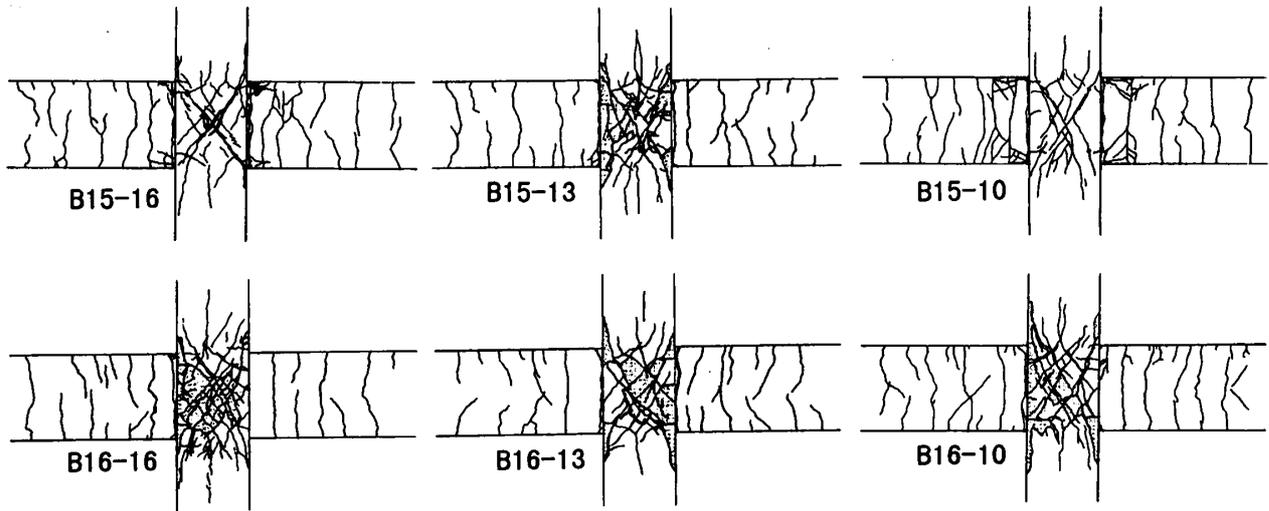


図-2 最終破壊状況 ハッチは剥落を示す

表-4 耐力一覧

試験体	加力	梁曲げ初亀裂耐力			接合部剪断初亀裂耐力			梁主筋降伏耐力			最大耐力				破壊形式	
		exp.cQc	cal1	exp/cal	exp τ c	cal2	exp/cal	exp.yQc	cal3	exp/cal	exp.uQc	cal4	exp/cal	exp τ u		τ u / σ c
B15-16	+	24.7	18.1	1.37	3.52	3.05	1.15	76.6	68.9	1.11	82.0	70.9	1.16	5.16	0.99	B
	-	16.0		0.89	3.39		1.11	75.1		1.09	79.6		1.12	5.00	0.96	
B15-13	+	20.7	19.3	1.07	3.55	2.99	1.19	84.9	75.0	1.13	95.4	77.1	1.24	5.99	1.17	BJ
	-	17.0		0.88	3.13		1.05	82.2		1.10	87.8		1.14	5.52	1.07	
B15-10	+	27.1	19.1	1.42	4.34	3.28	1.32	79.3	66.2	1.20	83.7	68.1	1.23	5.64	1.02	B
	-	28.1		1.47	4.15		1.27	79.0		1.19	83.5		1.23	5.63	1.02	
B16-16	+	19.7	18.9	1.04	3.67	2.78	1.32	102.2	91.9	1.11	102.2	94.1	1.08	6.42	1.32	BJ
	-	17.9		0.95	3.16		1.14	98.6		1.07	98.6		1.04	6.20	1.28	
B16-13	+	12.6	20.5	0.62	4.02	2.98	1.35	104.1	101.2	1.03	111.0	104.6	1.06	7.25	1.41	BJ
	-	10.6		0.52	3.79		1.27	104.2		1.03	110.3		1.05	7.21	1.41	
B16-10	+	17.9	18.7	0.96	4.15	2.93	1.42	93.8	82.8	1.13	101.5	85.1	1.19	6.83	1.35	BJ
	-	10.5		0.56	3.60		1.23	88.4		1.07	92.3		1.08	6.22	1.23	

$cal1: M_b = 0.56 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_c$
 $cal2: \sqrt{F_t^2 + F_t \cdot \sigma_0}$
 $F_t = 0.44 \sqrt{\sigma_B}$
 $cal3: M_b = a_1 \cdot \sigma_y \cdot j_b$
 $cal4: M_b = 0.9 \cdot a_1 \cdot \sigma_y \cdot d$
 σ_B : コンクリート強度 (MPa)
 σ_y : 梁主筋降伏強度 (MPa)
 σ_0 : 柱軸応力度 (MPa)
 $cal1,3,4: Q_c = \frac{2M_b \cdot l_b}{l_w \cdot h_c}$
 a_1 : 梁主筋断面積 (mm²)
 l_b : 梁スパン (mm)
 l_w : 梁クリップスパン (mm)
 h_c : 柱高 (mm)
 D_c : 柱せい (mm)
 j_b : 梁応力中心距離 (mm)
 l_p : 接合部有効厚 (mm)
 Z_c : 鉄筋を考慮した梁断面係数 (mm³)

大きなD13試験体は、梁曲げ亀裂と接合部剪断亀裂の拡幅が同程度であったにも拘わらず、降伏変位の4倍を越える大変形時に接合部のカーコンクリートが大きく剥落した。荷重変形曲線は、梁曲げ破壊試験体ではR=30x10⁻³rad(R:層間変形角)まで耐力低下は見られないが、接合部の破壊が進んだB15-13ではR=20x10⁻³rad以降緩やかに低下が見られる。ループ形状はD10試験体が紡錘形を示すのに対し、D16試験体ではR=20x10⁻³rad以降にスリップ性状が現れた。

【B16シリーズ】いずれの試験体とも梁降伏後の大変形に至る過程で接合部の剪断亀裂の拡幅が激しくなり、最終的にカーコンクリートが剥落した。荷重変形関係は、R=20~30x10⁻³radで最大耐力に至り、その後は接合部の破壊に伴い緩やかな耐力低下を示した。ループ形状はR=20x10⁻³rad

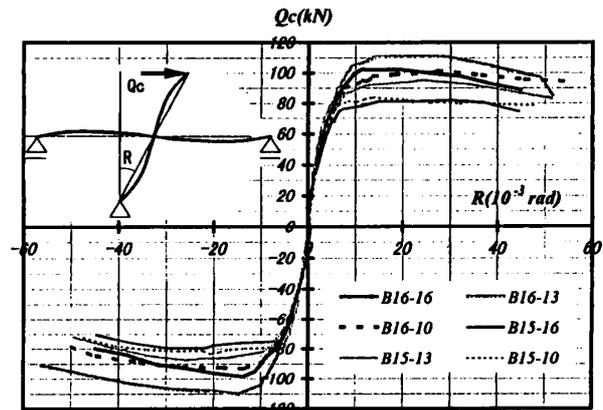


図-3 柱剪断力-層間変形角関係

を越えるとD10試験体にもスリップ性状が現れた。2段配筋試験体において、1段目2段目の梁主筋の降伏時期は殆ど同時であった。

接合部水平補強筋は、全ての試験体で最大耐力時またはその直後のサイクル時に中央部近傍の2ないし3段の補強筋が降伏した。

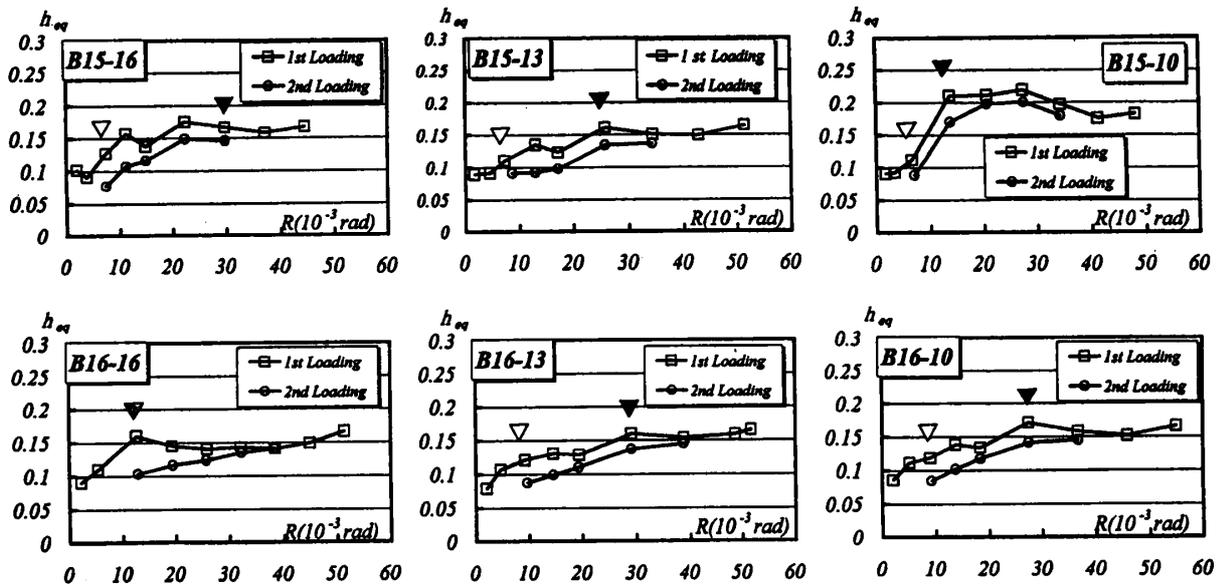


図-4 等価粘性減衰定数の推移

3.2 耐力

初亀裂耐力，梁降伏耐力，最大耐力の実験値と既往の提案式による計算値の比較を表-4に示す。接合部剪断亀裂発生耐力はいずれも主応力度式による計算値を上回るが，梁主筋が細径なものほどその割合が大きい。全ての試験体の最大耐力は梁曲げ耐力計算値を上回っているが，入力量の小さいB15シリーズが計算値の2割程度大きいのに対しB16シリーズではD10試験体を除きそれが1割に満たない。最大耐力時の接合部剪断応力度は既往の研究による剪断耐力 $1.7\sqrt{\sigma_B}$ (MPa)に対し，B15シリーズで0.56~0.7，B16シリーズで0.72~0.83の割合であった。低入力試験体のうちB15-13は相対的に剪断入力量が同シリーズの他試験体よりも若干大きくて接合部の剪断破壊を生じた。

3.3 等価粘性減衰定数(heq)

柱剪断力-層間変位曲線から求められる等価粘性定数の推移を図-4に示す。いずれも最大耐力時に最大となるが， $R=20 \times 10^{-3}$ radでの2回目の载荷でも文献¹⁾で付着特性要求の目安としている $heq=0.1$ を上回っている。特に，梁端部での曲げ破壊が支配的であったB15-10試験体は

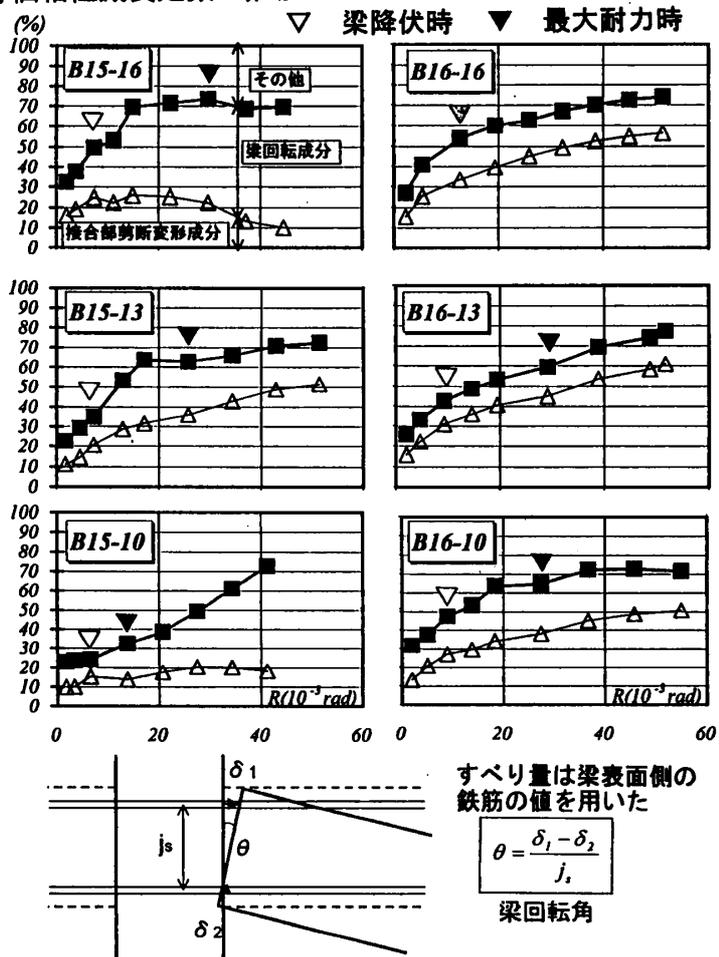


図-5 変形成分比の推移

優れたエネルギー吸収能を示した。同じく梁曲げ破壊したB15-16は接合部の破壊が軽微であったのにも拘わらず heq の推移がB15-13と大差ないことから，梁主筋の付着劣化が生じていたことが予測される。高入力のB16試験体3体ともB

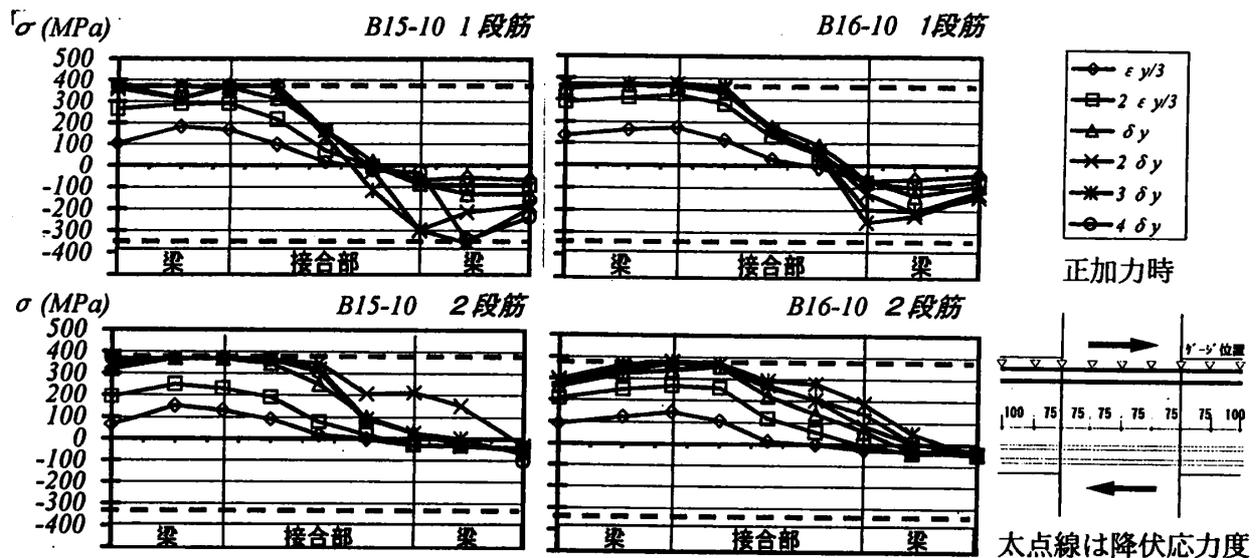


図-6 梁主筋応力度分布 (梁表面側筋)

15-13と同様の推移を示したが、梁主筋径の違いによる影響は顕著に現れなかった。

3.4 変形成分の推移

層間変形に占める接合部剪断変形による成分と梁端での主筋の抜け出し(すべり)による梁の剛体回転成分の推移を正加力時について図-5に示す。梁回転成分は図中に示すように梁主筋の抜け出し・めり込み量を梁主筋距離で除した値である。梁主筋のめり込み分をそのまま用いることは、実際には梁端圧縮側コンクリートが柱にすべり量だけめり込まないために若干過大評価になると考えられる。また、2段配筋の場合は外側筋のすべり量により計算した。

梁曲げ破壊したB15-16およびB15-10は最大耐力以降梁回転角成分が増大し接合部剪断変形成分が減少する。B15-13は最大耐力直前まで梁回転成分の増大が見られるが、最大耐力以降は減少する。剪断入力量の大きい試験体では初期の段階から剪断変形成分が著しく増大し梁回転成分はほぼ一定値を示す。梁端位置でのすべり量は接合部内での梁主筋の伸び量が主となるが、梁主筋の引張域で降伏域の拡大による付着劣化が生じていても、梁曲げ破壊した試験体のように接合部中央領域での付着が健全な場合には、鉄筋の抜け出しによる回転変形はエネルギー吸収能の良好な挙動を示す。

4. 梁主筋の挙動

4.1 梁主筋応力度

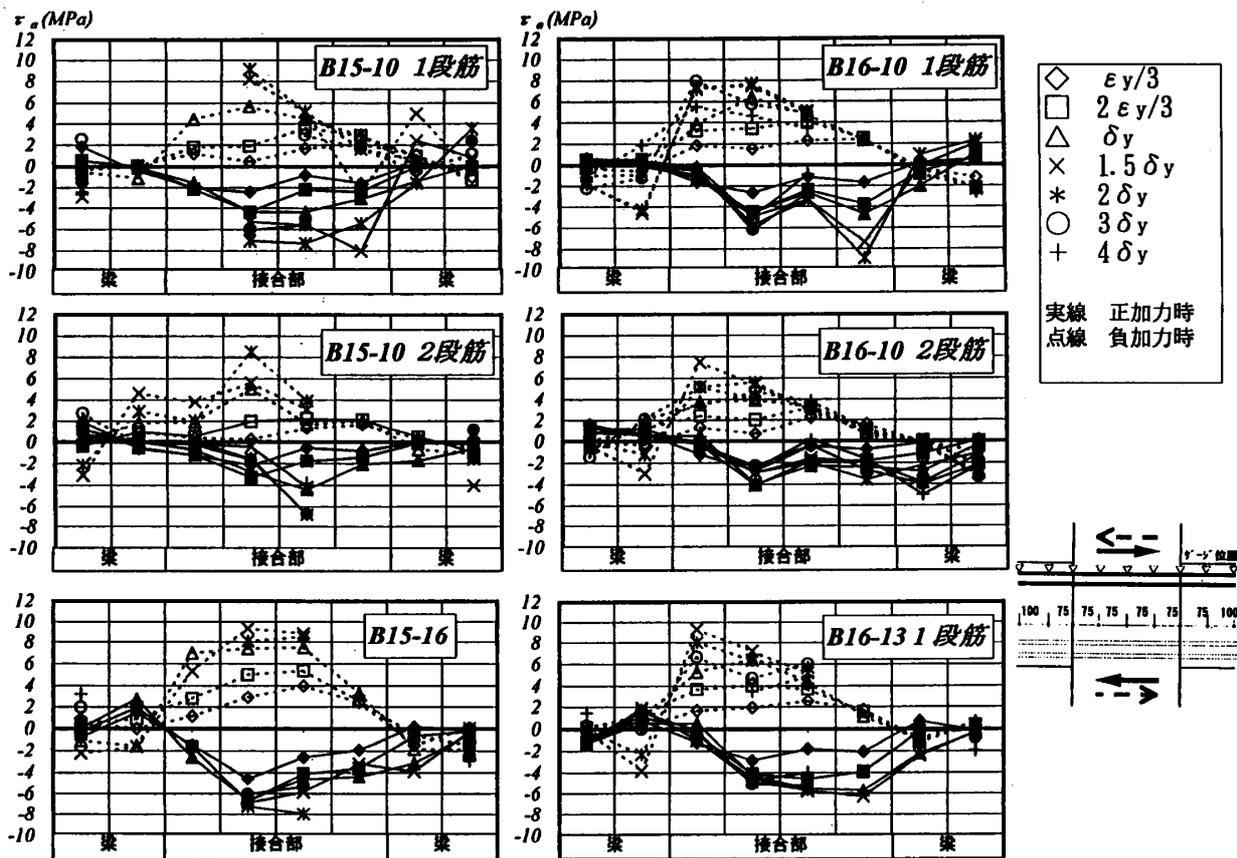
D10試験体(B15-10, B16-10)の梁表面側にある1段筋・2段筋の正加力時の応力度分布を図-6に示す。応力度は計測した歪度からRamberg-Osgoodモデルにより計算した。

全ての鉄筋は梁端部の引張側で降伏し、梁側への降伏域の伸展は梁せいの1/2の範囲を越えた。1段筋は、梁曲げ破壊のB15-10では引張側の降伏域と圧縮側の圧縮応力域とが接合部内へも拡大している。2段筋では、引張側降伏域の接合部内への拡大は1段筋と同じ程度であるが、1段筋で見られた圧縮側での曲げ亀裂閉合時の圧縮応力の負担は両試験体とも見られない。さらに、接合部に剪断亀裂が発生するサイクル(図の□)以降、接合部内の主筋に作用する引張力の増大割合は1段筋より大きい。これは2段筋を横切る接合部剪断亀裂の発生・振幅により主筋にも補強筋と同様の応力が発生することによると思われる。

4.2 付着応力度分布

D10試験体(B15-10, B16-10)の梁表面側にある1段筋・2段筋及びB15-16, B16-13の1段筋の付着応力度分布を図-7に示す。

降伏サイクル(△)までは付着応力度の ρ° - η が1段筋・2段筋とも接合部中央にあるが、接



図一七 梁主筋付着応力度分布（梁表面側筋）

合部の剪断破壊を生じたB16-10では柱曲げ圧縮側に移動する。この傾向は梁降伏後接合部が剪断破壊したB16-13や他試験体にも見られた。これは梁曲げ破壊先行試験体では梁主筋の降伏域が接合部内へ拡大し、接合部内での付着領域が中央部に集中すること、接合部剪断破壊が生じる場合は剪断亀裂の伸展拡幅による中央部でのコンクリート破壊に伴い、定着域が柱の曲げ圧縮域に移動すると考えられる。

5. まとめ

梁降伏先行型鉄筋コンクリート造骨組の挙動に与える梁主筋付着特性の影響を検討するため、柱梁接合部への剪断入力レベルを2種に設定し梁主筋の径を変化させた試験体による加力実験を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ①接合部剪断入力量が $\sqrt{\sigma_B}$ 程度でも僅かな差で接合部剪断破壊が生じることがある。
- ②骨組のエネルギー吸収能に対する梁主筋の付着特性の影響は、剪断入力量が小さく曲げ破壊

する場合は付着特性が良いほど吸収能が大きいが、接合部剪断破壊する場合は付着性能が吸収能に与える影響は小さい。

③2段配筋の場合、梁降伏後曲げ亀裂閉合時に梁主筋が負担する圧縮力は、1段筋で大きいと2段筋では僅かである。また、接合部剪断亀裂の拡幅により、2段筋の接合部内での引張応力が増大する。これらより2段筋に発生する付着応力は小さくなる。

今後は柱梁接合部の剪断破壊として許容できる損傷程度と骨組の耐震挙動の関係について明らかにする必要がある。

本研究は、文部省科学研究費補助金を受けた。
 【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法・同解説, 1990,
 2)藤井 栄ほか：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, JCI年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, 1991. 6