

高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部の構造特性に関する研究(その1)

—外部柱・梁接合部における梁主筋の定着性能—

河内 武 (技術研究所)	角 陸 純 一 (技術研究所)
神野 靖 夫 (技術研究所)	熊谷 仁 志 (技術研究所)
齋藤 秀 人 (技術研究所)	串木 克 巳 (技術研究所)

§ 1. はじめに

これまで鉄筋コンクリート構造物では、地震による柱・梁接合部の損傷はほとんど見られず、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1988年)」¹⁾(以下、RC規準)においても梁主筋の定着に関する規定があるのみで、接合部に関しては特に規定されていない。しかしながら、RC規準の改訂などにより柱や梁部材の耐力・変形性能が強化されるに伴って、構造物全体としての弱点は柱・梁接合部へと移る傾向にある。このような背景から、柱・梁接合部に関する研究も種々行なわれるようになり、その成果を受けて「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説(1988年)」²⁾(以下、終局強度指針)において柱・梁接合部に関する規定が盛り込まれた。

一方、鉄筋コンクリート構造物の高層化に伴って使用される材料も高強度化される傾向にあり、接合部に入力されるせん断力も梁主筋応力の増大とともに大きくなることが予想される。このため、せん断剛性の低下や梁主筋の抜け出し量の増加による建物全体の剛性低下、地震応答変形の増加が起り、極端な場合には接合部のせん断破壊や付着・定着破壊が生じる恐れがある。

本研究は、高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部を対象とし、種々の要因が構造特性へ及ぼす影響を調べ、その耐力と変形性能を検討することを目的としている。実験は2シリーズに分けて行ない、フェーズ1実験では外部柱・梁接合部を対象として梁主筋の定着性能を主に検討し、フェーズ2実験では内部柱・梁接合部を対象として、梁主筋の付着性能と接合部パネルのせん断性状を主に検討する。本論では、前者の外部柱・梁接合部を対象に行なった実験結果について報告する。

§ 2. 既往研究結果の概要

外部柱・梁接合部での梁主筋の定着法としては、直定

着・プレート定着・折曲げ定着・U字定着等がある。このうち、直定着が耐力と靱性に関して最も劣るが、 $25d$ 以上の定着長を確保すればU字定着以上の定着性能を示すという報告³⁾がある。また、プレート定着に関しては接合部のせん断応力度が $33\sim 35\text{kgf/cm}^2$ の場合、 $10d$ の定着長でも折曲げ定着(定着長 $40d$)と同等の定着性能が得られるという報告がある⁴⁾。

梁主筋の定着としては折曲げ定着が一般的であり、種々の要因の影響が検討されている。折曲げ定着の場合、従来は下端筋を折り下げの方法が一般的であったが、下端筋の定着性能が劣化する⁵⁾ため、耐力・靱性が低下するという報告⁶⁾⁷⁾がある。これに対し、下端筋を接合部内に折り曲げるとU字定着と同様の定着性能を示したという報告⁸⁾がある。したがって、終局強度指針でも下端筋を接合部内に折曲げる定着法を推奨している。

鉄筋引張力の大部分は折曲げ部から伝達される⁹⁾。つまり、鉄筋引張力は折曲げ部からの支圧力として、接合部内に形成される斜めコンクリートストラットを介して梁端部圧縮域に伝達されると考えられる。したがって、ストラット機構を成立させるうえで水平定着投影長の役割が大きく、水平定着投影長は耐力・靱性面で重要な要因であるという報告⁷⁾や、長いほど優れた変形性状を示すという報告¹⁰⁾がある。余長に関しては、折曲げ部で確実に支圧力を伝達するだけの長さがあればよく、 $6d$ 以上の余長が必要⁷⁾だが、定着耐力への寄与は $10d\sim 12d$ が限界であるという報告¹¹⁾がある。

接合部の横補強筋は、くり返し劣化の軽減、靱性能の改善、梁主筋抜け出し量の低減に有効である⁹⁾が、接合部コンクリートの拘束効果として捉える考え方が妥当で¹²⁾その効果には上限があり、定着耐力への影響は小さい¹³⁾ものと考えられる。

直交梁は、接合部の耐力・靱性に影響し¹⁴⁾、直交梁があると靱性・エネルギー吸収能力に優れた性状を示したという報告¹⁵⁾がある。

本研究の計画に当たっては、実験パラメータや試験体

条件を設定する上で以上の既往研究知見を参考とした。

す。試験体はト字型1/2モデル17体で、パラメータはコンクリート圧縮強度 σ_B 、梁主筋の接合部内水平定着投影長、定着補強方法、梁主筋量、定着形状、鉄筋強度 σ_y 、直交梁の有無とした。

§ 3. 実験概要

3.1 試験体

試験体の一覧表を表-1に、配筋の詳細を図-1に示

す。試験体の形状・寸法は、超高層建物で標準的であると考えられる横断面 $b \times D = 80 \times 80 \text{cm}$ を想定して決定し、梁主筋の定着長と余長は ACI 318-83¹⁰⁾ に準じて決定し

No.	試験体名	コンクリート 圧縮強度		鉄筋降伏点強度		定着長さ	定着方法	直交梁	2段筋
		(kgf/cm ²)	[MPa]	(kgf/cm ²)	[MPa]				
1	LN-L-10	283	27.75	10323	1012.3	17d	L字	無	無
2	LN-M-6	464	45.50	6278	615.7	17d	L字	無	無
3	LN-M-6-C	490	48.05	6278	615.7	17d	L字	有	無
4	LN-N-10	464	45.50	10323	1012.3	17d	L字	無	無
5	LN-M-10-C	490	48.05	10323	1012.3	17d	L字	有	無
6	LN-H-10	855	83.85	10323	1012.3	17d	L字	無	無
7	UN-M-6	464	45.50	6278	615.7	17d	U字	無	無
8	UN-M-10	464	45.50	10323	1012.3	17d	U字	無	無
9	UN-H-10	855	83.85	10323	1012.3	17d	U字	無	無
10	LS-M-6	464	45.50	6278	615.7	7d	L字	無	無
11	LL-M-6	464	45.50	6278	615.7	27d	L字・定着スタブ	無	無
12	KS-M-6	464	45.50	6278	615.7	7d	L字・鋼管	無	無
13	HS-M-6	464	45.50	6278	615.7	7d	L字・フープ	無	無
14	LS-H-10	855	83.85	10323	1012.3	7d	L字	無	無
15	KS-H-10	855	83.85	10323	1012.3	7d	L字・鋼管	無	無
16	HS-H-10	855	83.85	10323	1012.3	7d	L字・フープ	無	無
17	LN-M-6-B	490	48.05	6278	615.7	17d	L字	無	有

表-1 試験体一覧

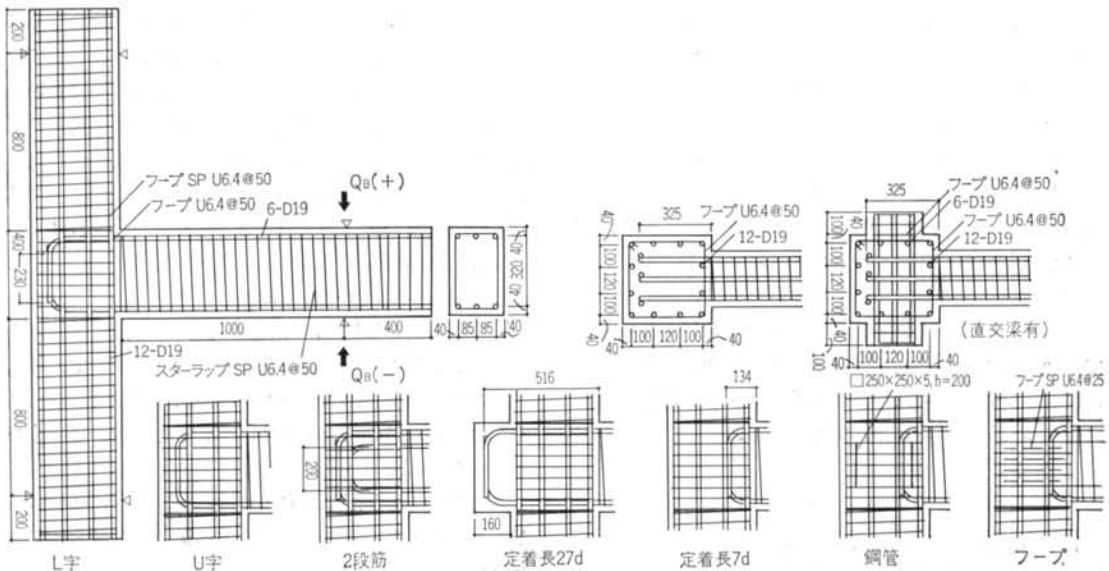


図-1 試験体配筋詳細

試験体	圧縮強度		最大縦ひずみ $\times 10^{-3}$	最大横ひずみ $\times 10^{-6}$	ヤング係数		ポアソン比	割裂強度		比重
	(kgf/cm ²)	{MPa}			$\times 10^6$ (kgf/cm ²)	$\times 10^4$ {MPa}		(kgf/cm ²)	{MPa}	
No.6, 9, 14~16	855	83.85	2981	1301	3.58	3.51	0.185	49.6	4.864	2.43
No.2, 4, 7, 10~13, No.8 (接合部付近)	464	45.50	2810	1843	2.79	2.74	0.194	31.6	3.099	2.33
No.3, 5, 17, No.8 (柱・梁端部)	490	48.05	2934	1670	2.67	2.62	0.176	35.2	3.452	2.34
No.1	283	27.75	1734	1132	2.57	2.52	0.176	27.0	2.648	2.22

表一 2 コンクリート材料試験結果

使用箇所	試験体	種類	公称径 (mm)	降伏強度		降伏ひずみ $\times 10^{-6}$	ヤング係数		引張強度		伸び率 (%)
				(kgf/cm ²)	{MPa}		$\times 10^6$ (kgf/cm ²)	$\times 10^5$ {MPa}	(kgf/cm ²)	{MPa}	
主筋 (柱・梁)	No.1, 4~6, 8, 9, 14~16	D19 (SD100)	19.1	10323	1012.3	5321	1.940	1.902	11972	1174.1	5.7
	No.2, 3, 7, 10~ 13, 17	D19 (SD60)	19.1	6278	615.7	3260	1.926	1.889	7958	780.4	11.1
補強筋 (柱・梁)	No.1~17	U6.4	6.4	14194	1392.0	6862	2.068	2.028	15000	1471.0	8.9

表一 3 鉄筋材料試験結果

た. 基準とした水平定着投影長については, $\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_y=6000\text{kgf/cm}^2$ のL字定着のものに関して, ACI 318-83 に準じて算定し $17d$ とした. また, 接合部内梁主筋の余長は $12d$ とした. 折曲げ部の内のり直径は, 日本建築学会の配筋指針¹⁷⁾ にならい $6d$ とした.

$\sigma_B=855\text{kgf/cm}^2$ のコンクリートには特に混和材としてシリカフェームを使用し, 打設はいずれの試験体も平打ちとした. 表一 2 に, 本実験で使用したコンクリートの材料試験結果を示す. 柱・梁主筋には, 熱処理により強度を高めたD19波ふし筋を, 補強筋には高強度せん断補強筋ウルボンU6.4を使用した. 表一 3 に, これらの鉄筋の材料試験結果を示す.

3.2 実験方法

加力は, 図一 2 に示す加力装置により柱端部をピン固定した後, 梁端部にキャンチレバ形式で載荷した. 梁の部材変形角 $R(\text{rad})=1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ で 2 回ずつ正負交替くり返しを行なった. 柱の軸力は特に加えなかった.

測定は荷重, 試験体各部の変位, 鉄筋のひずみ・抜け出し, ひびわれ状況について行なった.

§ 4. 実験結果

4.1 結果一覧

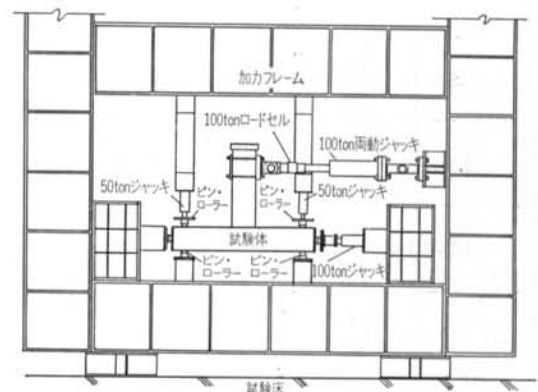
表一 4 に, 実験結果の一覧を示す. 荷重 Q は梁せん断

力, R は層間変形角である.

破壊モードは, 定着長の短い試験体 (No.10, 12~16) が定着破壊, それ以外はすべて梁の曲げ破壊となった. 表中に示した計算値は, 定着破壊した No.10, 12~16 が森田・藤井式¹⁸⁾ による定着耐力, 曲げ破壊した No.1~9, 11, 17 が e 関数法による梁の曲げ終局耐力である. 計算値はおおむね実験値に対して安全側の結果となっているが, コンクリート強度の低い No.1 ではやや危険側の結果となっている.

4.2 荷重一変形関係

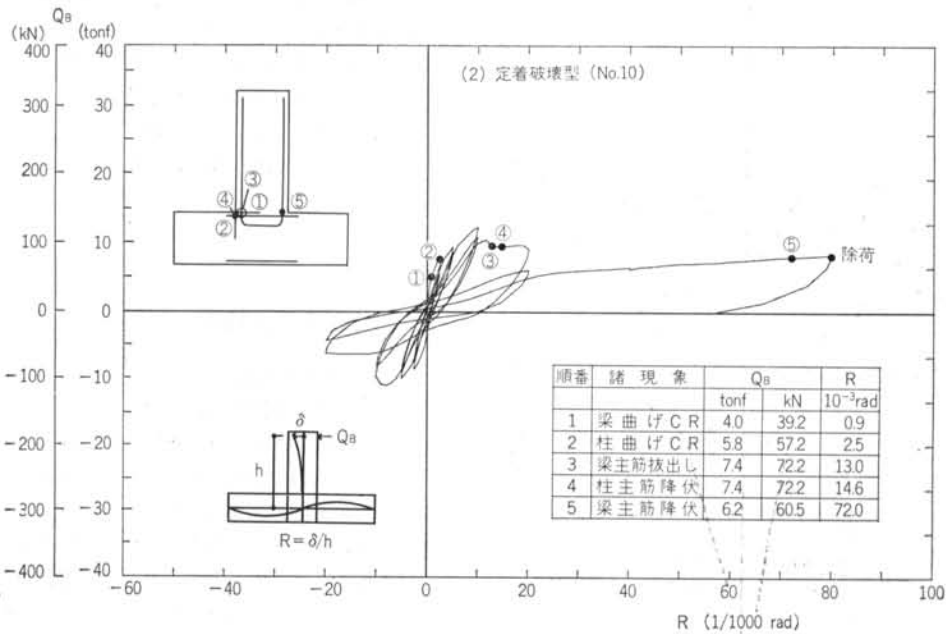
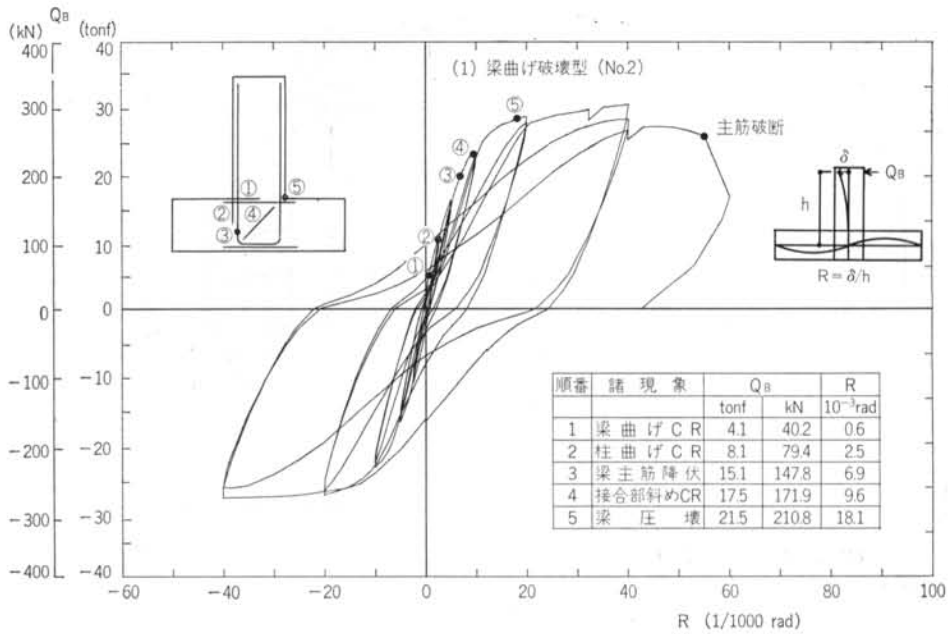
図一 3 に, 梁曲げ破壊型 (No.2)・定着破壊型 (No.10) のそれぞれのモードの代表的な梁せん断力 Q_B —層間変形角 R 関係の例を示す. 破壊経過は, いずれも梁曲げひ



図一 2 加力装置

No.	試験体			梁曲げ びびわれ	柱曲げ びびわれ	接合部斜め びびわれ	梁圧壊	梁主筋 降伏	梁主筋 抜け出し	最大耐力	計算値	実験値 計算値
1	LN-L-10	Q_B	tonf	4.0	7.7	16.5	17.0	-16.9	-	24.8	28.2	0.88
			kN	38.9	75.2	162.1	167.0	-165.4	-	243.5	276.7	
		R	10^{-3} rad	0.9	2.5	9.5	10.1	-10.0	-	38.0	-	
2	LN-M-6	Q_B	tonf	4.1	8.1	17.5	21.5	15.1	-	23.1	18.1	1.28
			kN	40.2	79.4	171.9	210.8	147.8	-	226.2	177.0	
		R	10^{-3} rad	0.6	2.5	9.6	18.1	6.9	-	40.1	-	
3	LN-M-6-C	Q_B	tonf	4.1	8.1	19.1	20.9	17.1	-	23.5	18.1	1.30
			kN	40.2	79.1	187.0	205.3	167.4	-	230.1	177.5	
		R	10^{-3} rad	0.6	2.3	10.9	13.4	8.0	-	40.0	-	
4	LN-M-10	Q_B	tonf	3.9	-4.0	17.9	21.9	22.9	-	33.5	29.0	1.16
			kN	38.2	-39.2	175.9	215.1	224.6	-	328.5	284.2	
		R	10^{-3} rad	1.5	-0.5	9.0	12.7	13.5	-	40.1	-	
5	LN-M-10-C	Q_B	tonf	6.0	6.0	27.5	28.8	24.0	-	35.3	29.1	1.21
			kN	58.8	58.8	269.7	282.4	235.7	-	345.9	284.9	
		R	10^{-3} rad	1.5	1.5	16.6	16.8	12.7	-	33.6	-	
6	LN-H-10	Q_B	tonf	5.0	7.8	24.3	-31.8	-20.7	-	34.5	29.9	1.16
			kN	48.7	76.8	238.6	-311.5	-203.0	-	338.7	292.7	
		R	10^{-3} rad	0.8	2.0	12.3	-20.0	-10.0	-	30.8	-	
7	UN-M-6	Q_B	tonf	5.1	-4.0	16.7	18.9	15.9	-	22.9	18.1	1.27
			kN	49.7	-39.6	163.8	185.3	156.2	-	224.9	177.0	
		R	10^{-3} rad	1.0	-0.6	9.3	11.7	7.9	-	40.1	-	
8	UN-M-10	Q_B	tonf	5.1	8.1	16.4	24.0	21.0	-	34.4	29.0	1.19
			kN	49.7	79.4	160.5	235.0	206.3	-	337.7	284.2	
		R	10^{-3} rad	1.1	2.3	8.3	13.5	11.6	-	40.2	-	
9	UN-H-10	Q_B	tonf	4.9	7.9	19.6	32.5	23.9	-	35.4	29.9	1.19
			kN	47.7	77.5	192.5	318.7	234.1	-	347.2	292.7	
		R	10^{-3} rad	0.8	2.0	9.2	18.5	11.8	-	30.0	-	
10	LS-M-6	Q_B	tonf	4.0	5.8	-	-	6.2	7.4	9.6	6.0	1.59
			kN	39.2	57.2	-	-	60.5	72.2	93.8	59.1	
		R	10^{-3} rad	0.9	2.5	-	-	72.0	13.0	10.0	-	
11	LL-M-6	Q_B	tonf	2.9	-5.1	17.8	21.7	15.8	-	23.0	18.1	1.28
			kN	28.8	-50.0	174.9	212.8	155.3	-	225.9	177.0	
		R	10^{-3} rad	0.4	-0.7	9.5	18.2	7.6	-	40.1	-	
12	KS-M-6	Q_B	tonf	4.9	6.0	-	-11.5	11.1	11.1	11.4	7.5	1.51
			kN	48.1	58.5	-	-112.5	109.2	109.2	111.5	73.6	
		R	10^{-3} rad	1.3	2.2	-	-10.1	19.5	18.5	10.1	-	
13	HS-M-6	Q_B	tonf	4.0	-8.0	-9.6	11.4	11.4	11.4	11.4	7.5	1.51
			kN	38.9	-78.5	-93.8	111.8	112.1	112.1	112.1	73.6	
		R	10^{-3} rad	0.8	-2.6	-5.0	18.2	14.1	14.1	20.0	-	
14	LS-H-10	Q_B	tonf	4.9	6.9	-	-	6.5	15.8	11.2	8.2	1.37
			kN	48.1	67.7	-	-	63.7	155.3	110.2	80.2	
		R	10^{-3} rad	0.9	1.8	-	-	87.8	20.1	10.0	-	
15	KS-H-10	Q_B	tonf	5.9	7.2	12.6	-9.9	-	14.2	14.4	10.2	1.41
			kN	57.5	70.3	123.6	-97.1	-	138.0	141.5	100.0	
		R	10^{-3} rad	1.3	2.5	9.0	-16.1	-	14.7	20.0	-	
16	HS-H-10	Q_B	tonf	4.0	7.8	10.6	17.3	-	-12.0	17.5	10.2	1.72
			kN	38.9	76.8	104.0	169.7	-	-117.7	171.9	100.0	
		R	10^{-3} rad	0.5	2.2	5.1	19.0	-	-14.0	20.0	-	
17	LN-M-6-B	Q_B	tonf	6.0	9.5	14.9	24.9	16.8	-	31.7	28.9	1.10
			kN	59.2	93.5	146.1	243.9	165.1	-	310.9	283.3	
		R	10^{-3} rad	1.3	2.5	5.1	12.1	6.6	-	20.0	-	

表一四 実験結果一覧

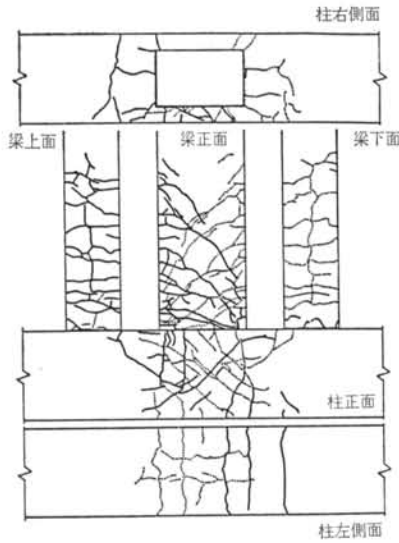


図一 3 荷重—変形関係

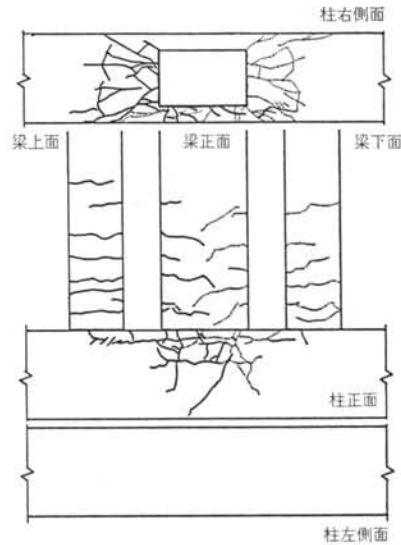
びわれ→柱曲げひびわれの順で進み、曲げ破壊型の試験体ではこの後、梁主筋降伏→接合部斜めひびわれ→梁端部圧壊となり、最終的に大変形で梁主筋が破断した。定着破壊型の試験体では接合部斜めひびわれは入らず、梁主筋降伏前に梁主筋が抜け出し、荷重が低下した。

4.3 ひびわれ発生状況

図一 4 に、梁曲げ破壊型 (No.2)・定着破壊型 (No.10) のそれぞれのモードの代表的な最終ひびわれ状況の例を示す。曲げ破壊型の試験体では、接合部パネルに斜めひびわれが細かく生じているのに対し、定着破壊型の試験体では接合部パネルの梁側の領域にひびわれが集中し、

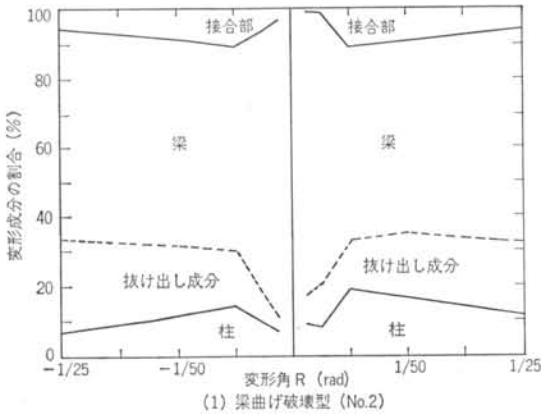


(1) 梁曲げ破壊型 (No.2)

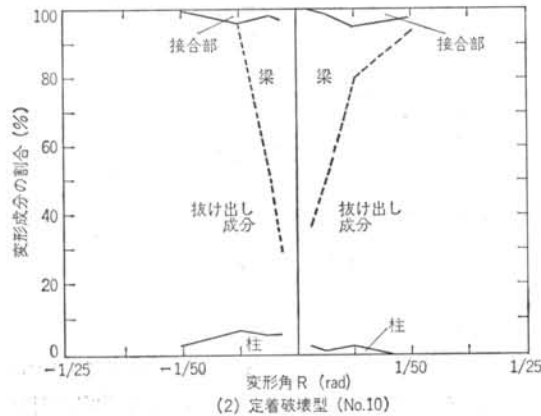


(2) 定着破壊型 (No.10)

図-4 ひびわれ発生状況



(1) 梁曲げ破壊型 (No.2)



(2) 定着破壊型 (No.10)

図-5 変形成分の割合

梁端部から5cmくらいの所に生じた柱に平行な方向のひびわれが大きく開いて破壊している。

4.4 変形成分

図-5に、梁曲げ破壊型 (No.2)・定着破壊型 (No.10)のそれぞれのモードの柱・梁・接合部の変形成分の割合の例を示す。全体的に梁の変形成分の割合が大きく、柱・接合部の変形成分の割合は小さい。この傾向は定着破壊した試験体で特に著しいが、これらの試験体では梁の変形成分のうちの約8~9割が梁主筋の抜け出しによるものである。

§ 5. パラメータ検討

5.1 コンクリート強度の影響

図-6に、梁せん断力 Q_B -層間変形角 R 関係の包絡線を示す。剛性はコンクリート強度が高いほど大きくなっているが、耐力は $\sigma_B=464\text{kgf/cm}^2$ の No.4 と $\sigma_B=855\text{kgf/cm}^2$ の No.6 ではあまり差がない。

図-7は、各サイクルの1回目の載荷時の梁せん断力のピーク値を1としたときの、くり返し載荷時のピークでの梁せん断力の比率をプロットしたものである。図中、3回目のくり返しの荷重は新しい変形へと向かう途中の前回ピークと同じ変形における荷重値をとっている。例えば、 $R=1/200$ の第3サイクルの荷重は、 $R=1/100$ の第1サイクルのピークへと向かう途中に $R=1/200$ の変形となった時点での荷重である。図より、コンクリート強度が高いほどくり返しによる耐力低下は小さく、変形が進むにつれてその差が大きくなっているの

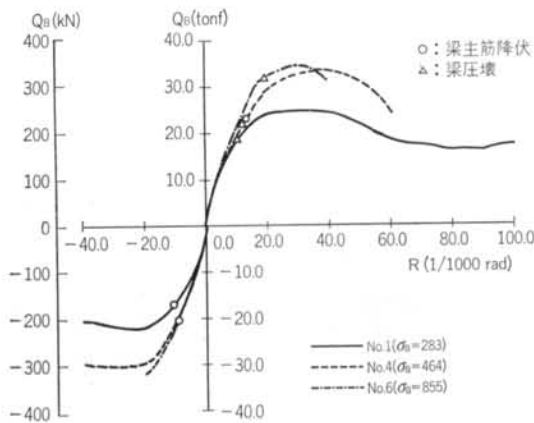


図-6 荷重-変形関係(コンクリートの影響)

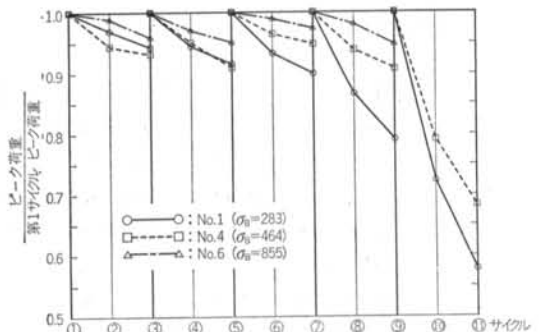


図-7 くり返しによる耐力低下(コンクリートの影響)が分かる。

5.2 水平定着投影長の影響

図-8に、梁せん断力 Q_B -層間変形角 R 関係の包絡線を示す。 $\sigma_B=464\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_y=6278\text{kgf/cm}^2$ で定着長 $7d$ のNo10は、ひびわれ発生後梁主筋の抜け出しにより剛性が低下し、鉄筋降伏前に定着破壊を生じて荷重が低下した。ACI 318-83に基づく定着長 $17d$ を確保したNo2と、それ以上の定着長 $27d$ を有するNo11ではいずれも梁主筋曲げ破壊型となり、ほとんど同じ挙動を示した。これは、 $\sigma_B=855\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_y=10323\text{kgf/cm}^2$ の場合 (No6, 14) でも同様であった。 $\sigma_y=10323\text{kgf/cm}^2$ の場合、 $\sigma_B=464\text{kgf/cm}^2$ でも $17d$ の定着長で梁主筋曲げ破壊となったが (No. 4)、くり返しによる耐力低下を考慮すると $\sigma_B=900\text{kgf/cm}^2$ が推奨される。

図-9に梁主筋のひずみの変化状況を示す。柱面でのひずみはNo2とNo11でほとんど等しくなっているが、定着長が短く、折れ曲がり点が柱面位置となるNo10ではそれほどひずみは増加しない。これは、No10では梁主筋の

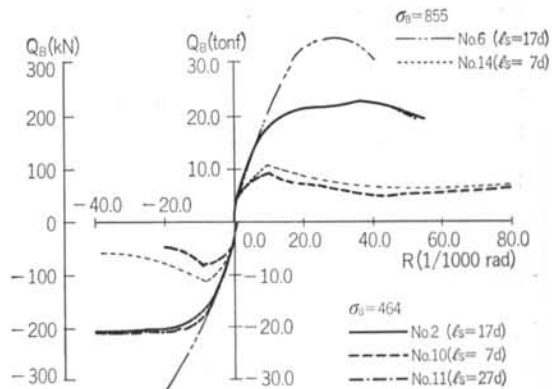


図-8 荷重-変形関係(定着長の影響)

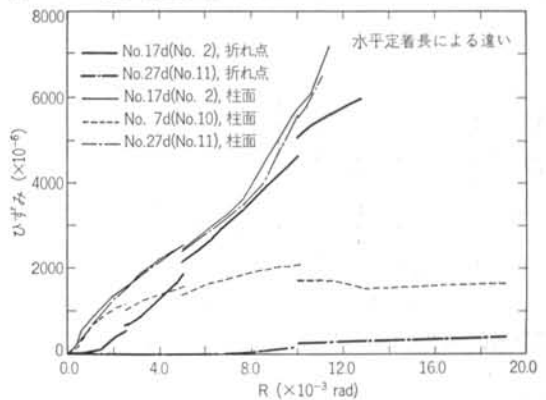


図-9 梁主筋ひずみの推移

抜け出しが激しく、鉄筋からコンクリートへの応力伝達がほとんどなされなかったためと思われる。また、折れ曲がり点のひずみはNo2に比べてNo11では値がほとんどゼロに近くっており、この付近では鉄筋にほとんど応力が生じていない。このことから、 $27d$ の定着長があれば直線定着でも十分定着がとり切れるものと思われる。

以上より、 $\sigma_y=6000\text{kgf/cm}^2$ の鉄筋の場合 $\sigma_B=500\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_y=10000\text{kgf/cm}^2$ の鉄筋の場合 $\sigma_B=900\text{kgf/cm}^2$ とすれば、 $17d$ の定着長で十分定着耐力が確保できるものと思われる。

5.3 定着補強方法の影響

定着長が短く、定着破壊が予想される試験体について定着補強の効果を検討した。図-10に梁せん断力 Q_B -層間変形角 R 関係の包絡線を示す。耐力・剛性はフープ補強 (No13, 16) > 鋼管補強 (No12, 15) > 無補強 (No10, 14) の順に大きくなったが、定着長の影響に比べると耐力・剛性への補強効果は小さいものと思われる。また、無補強の試験体では $R=1/100$ 以後荷重が低下するが、定着補強を行なった試験体では $R=1/50$ 付近の変形でもほ

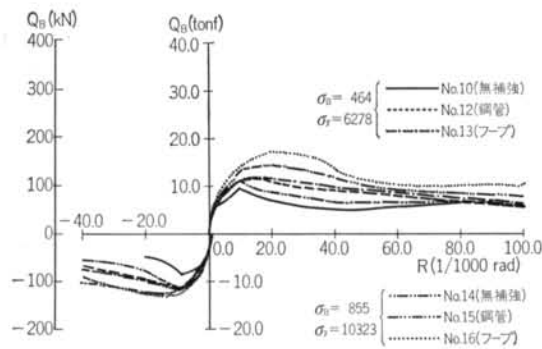


図-10 荷重-変形関係 (定着補強方法の影響)

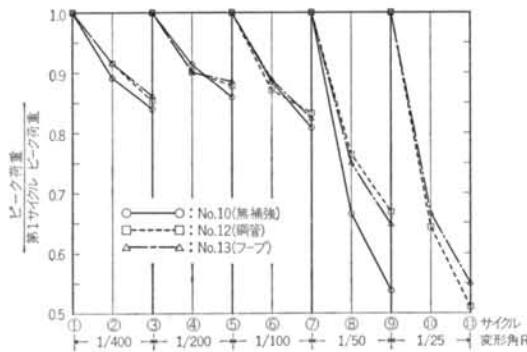


図-11 くり返しによる耐力低下 (定着補強方法の影響)

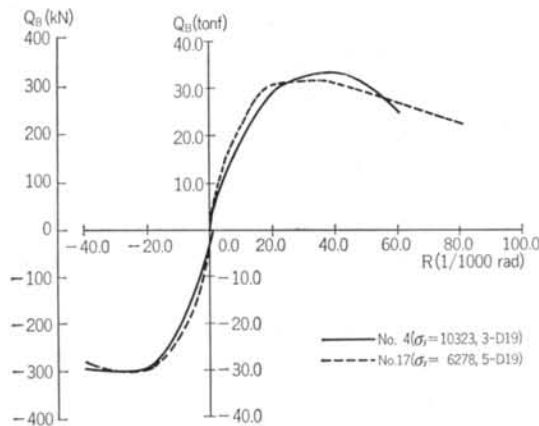


図-12 荷重-変形関係 (梁主筋量の影響)

とんど荷重の低下はない。コンクリート強度が高い場合には特に補強効果が大きく、耐力も若干増加している。

図-11は図-7と同様、各サイクルの1回目の載荷時の梁せん断力のピーク値に対する、くり返し載荷時のピークでの梁せん断力の比率をプロットしたものである。いずれの試験体も小さい変形からくり返しによる耐力低下が大きい。鋼管・フープによる補強でこれが若干改善される。鋼管補強とフープ補強の差は、いずれのコン

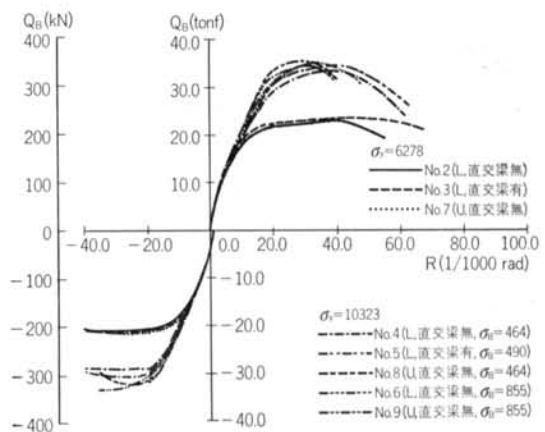


図-13 荷重-変形関係 (定着形状・鉄筋降伏強度・直交梁の影響)

クリート強度でもほとんどみられなかった。

5.4 梁主筋量の影響

接合部での鉄筋の混み合いを避けるため、より高強度の鉄筋を使用して梁主筋量を減らすと鉄筋1本当たりの引張力は大きくなり、定着耐力が不足する場合には定着破壊も予想される。したがって、ここでは耐力の計算値がほぼ同じで梁主筋量と鉄筋降伏強度が異なる No.4, No.17 を比較し、梁主筋量の影響について検討した。図-12は梁せん断力 Q_B -層間変形角 R 関係の包絡線であるが、両試験体とも曲げ破壊となり、主筋量の多い No.17 の方が初期剛性が若干大きくなった以外はほとんど差はみられなかった。また、No.4 の方が早くに鉄筋が破断したが、これは鉄筋の伸びの不足によるものである。

5.5 定着形状・鉄筋降伏強度・直交梁の影響

図-13は梁せん断力 Q_B -層間変形角 R 関係の包絡線であるが、いずれの試験体も曲げ破壊となり、定着形状 (L字・U字) による違いはほとんどみられなかった。耐力低下・ひずみの推移に関しても同様であった。また、包絡線・ひずみの推移に関しては、直交梁の有無による違いもほとんど見られなかった。

図-14は図-7と同様、各サイクルの1回目の載荷時の梁せん断力のピーク値に対する、くり返し載荷時のピークでの梁せん断力の比率をプロットしたものである。直交梁の無い試験体については、 $R=1/100$ までは主筋強度が異なっても差はあまりみられないが、 $R=1/50, 1/25$ では次第に主筋強度の大きい試験体 (No.4) の耐力低下が顕著となる。No.4では大変形時の接合部の破壊も激しく、主筋強度が高くなることにより接合部に入力されるせん

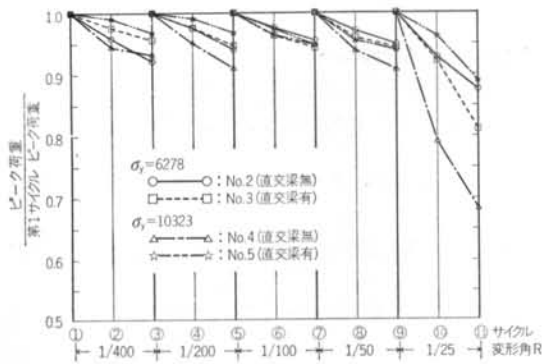


図-14 くり返しによる耐力低下 (鉄筋降伏強度・直交梁の影響)

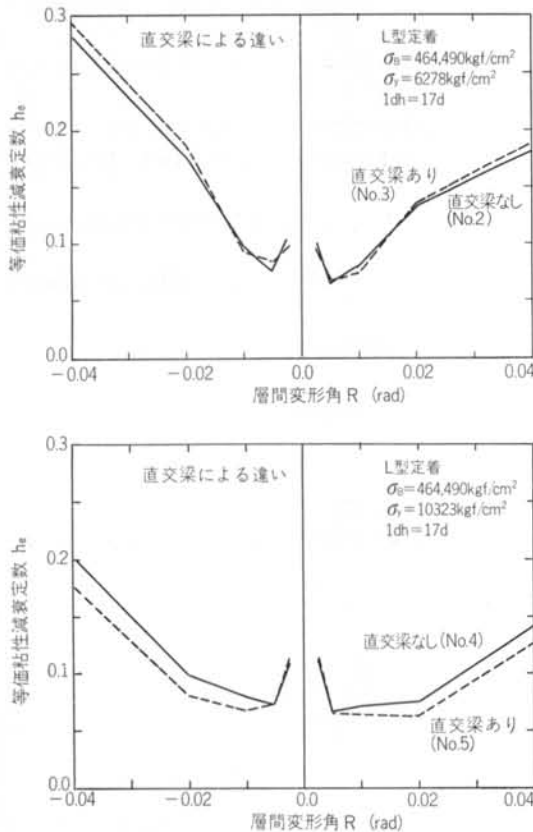


図-15 等価粘性減衰定数の変化

断力が大きくなるためと思われる。これに対し、直交梁のある試験体 (No.3,5) では、主筋強度の小さい No.3 ではいずれも接合部への入力小さいため大変形時の接合部の破壊も軽微で、耐力低下も直交梁の無い No.2 と大差ないが、主筋強度の大きい No.5 では直交梁による補強効果で接合部の損傷が抑えられるため、直交梁の無い No.4 に比べて耐力低下は小さく、大変形時でも接合部への入力

が小さい No.3 と同じ程度の耐力低下となっている。

図-15は、1回目の荷重のループに関する等価粘性減衰定数 h_e の変化をプロットしたものである。 $\sigma_y = 6278 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体では直交梁の有無による差はほとんどみられない。これは、耐力低下のときと同様接合部への入力小さい $\sigma_y = 6278 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体では試験体の損傷が梁の曲げ破壊に限られ、直交梁の無い試験体でも接合部の損傷は小さく、接合部でのエネルギー吸収もほとんど無かったためと思われる。これに対し、 $\sigma_y = 10323 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体では直交梁の無い試験体の方が h_e の値がやや大きくなっている。これらの試験体では接合部への入力が $\sigma_y = 6278 \text{ kgf/cm}^2$ の試験体に比べて大きく、接合部の損傷も大きい。直交梁のある No.5 では接合部の損傷が軽微となり、エネルギー吸収も小さくなるため h_e の値が No.4 に比べて若干大きくなったものと思われる。

§ 6. 結論

本実験により得られた知見を以下に示す。

(1) $\sigma_y = 6000 \text{ kgf/cm}^2$ の高強度鉄筋を使用する場合、コンクリート強度 $\sigma_B = 500 \text{ kgf/cm}^2$ 以上とし、ACI 318-83 に従って定めた定着長 $17d$ を確保すれば、L字定着で十分な定着性能が得られる。また、 $\sigma_y = 10000 \text{ kgf/cm}^2$ の超高強度鉄筋を使用する場合、コンクリート強度 $\sigma_B = 900 \text{ kgf/cm}^2$ 以上とし、 $17d$ の定着長を確保すれば L字定着で十分な定着性能が得られる。

(2) コンクリート強度が増加すると剛性が大きくなり、くり返し荷重による耐力低下も特に大変形で大きく改善される。

(3) 定着長の短い試験体に施したフープや鋼管による定着補強は、耐力・剛性への効果は小さいが、くり返し荷重による耐力低下および最大荷重後の荷重低下の改善に対して効果がみられた。

(4) 曲げ破壊となる場合、梁主筋量と鉄筋強度が異なっても、設計耐力が同じであれば構造特性に大きな差はない。

(5) 降伏強度 10000 kgf/cm^2 の超高強度鉄筋を使用する場合、直交梁はくり返し荷重による耐力低下の改善に対して効果がある。

(6) L字定着とU字定着とは、ほとんど性状に差がない。

謝辞 本実験の計画に当たっては、設計本部構造設計部 2部黒瀬行信氏にご協力いただきました。ここに、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会編：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”日本建築学会（1988年）
- 2) 日本建築学会編：“鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説”日本建築学会（1988年）
- 3) 小倉・亀田，他：“鉄筋コンクリート造外部柱・梁接合部に関する実験的研究”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和63年）pp.459～460
- 4) 山崎・白川，他：“太径ねじ鉄筋D51（SD40）の機械的定着法に関する実験的研究”コンクリート工学年次講演会講演論文集（1983年）pp.413～416
- 5) 若林・南，他：“鉄筋コンクリート造柱・梁接合部における梁主筋の定着機構に関する実験的研究（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和57年）pp.1651～1654
- 6) 森田・藤井，他：“外端柱・梁接合部における梁筋の定着部ディテールと接合部の特性（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和59年）pp.1877～1880
- 7) 角・大山，他：“RC柱・はり外部接合部におけるはり主筋の定着性能に関する実験的研究”コンクリート工学年次講演会論文集（1986年）pp.641～644
- 8) 狩野・寺岡他：“鉄筋コンクリート造ト形柱・梁接合部の力学性状に関する実験的研究”日本建築学会大会学術講演梗概集（平成元年）pp.479～480
- 9) 森田・藤井，他：“鉄筋コンクリート外端柱・梁接合部のせん断抵抗機構（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和63年）pp.451～454
- 10) 城・柴田，他：“高強度太径異径鉄筋の定着性状”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和62年）pp.169～170
- 11) 森田・藤井，他：“異形鉄筋折り曲げ定着部の特性（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和57年）pp.1343～1346
- 12) 森田・藤井，他：“鉄筋コンクリート外端柱・梁接合部における横補強筋の効果について”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和60年）pp.299～300
- 13) 森田・藤井，他：“鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力に関する研究（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（平成元年）pp.441～442
- 14) 吉野・田中，他：“鉄筋コンクリート造ト型柱・はり接合部に関する実験的研究”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和59年）pp.1883～1884
- 15) 小倉・亀田，他：“鉄筋コンクリート外端柱・梁接合部に関する実験的研究”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和60年）pp.297～298
- 16) ACI：“Building Code Requirements for Reinforced Concrete（ACI 318-83）”
- 17) 日本建築学会編：“鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説”日本建築学会（1986年）
- 18) 森田・藤井，他：“外端柱・梁接合部の折り曲げ定着に関する研究（その1），（その2）”日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和58年）pp.1821～1824