

論文

[2105] 高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験

正会員 ○ 河口 俊郎 (榊熊谷組技術研究所)

正会員 塩原 等 (建設省建築研究所)

小河原 信 (榊大本組技術研究所)

佐藤 達郎 (東京理科大学大学院)

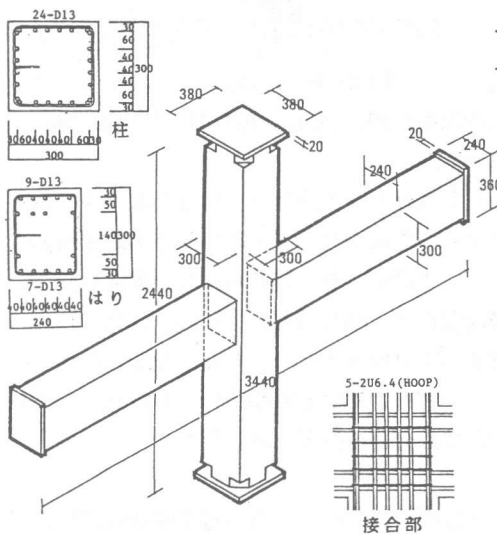
1. 序

高強度鉄筋や高強度コンクリートを用いて部材断面を縮小した鉄筋コンクリート造骨組を設計しようとする、柱はり接合部は必然的に小さくなり、その結果接合部への応力集中は従来より相対的に厳しくなると、接合部の変形増加、接合部の破壊、はり主筋の接合部内での付着劣化等の問題を引き起こすことが予想されている。従って高強度材料を用いた鉄筋コンクリート骨組構造の建築物の実用化のためには、柱はり接合部の設計法の確立が重要である。

高強度コンクリートに高強度鉄筋を併用して断面縮小を図った柱はり接合部の設計法を検討するために必要な基礎的な情報を得ることを目的に、圧縮強度が 800 kgf/cm² 程度のコンクリートと、引張降伏強度が 5,000~13,000 kgf/cm² 程度の主筋で製作した実大の 1/2.5 縮小模型の十字型平面柱はり接合部試験体 5 体の静的正負繰返し載荷破壊実験を行った。この報告は、その実験結果を報告したものである。

2. 実験概要

試験体概要 試験体の形状と配筋を図1に示す。試験体名称をそれぞれ J-1~J-5 とした。5 体の形状は共通であり、主筋量と主筋の強度を主な変数としている。5 体の試験体の仕様は次のとおりとした(表1)。**試験体 J-1** は、標準試験体であり、鉄筋コンクリート建物の終局強度型設計指針(案)の設計地震力に対しては降伏型の 1 2 階建ての内柱の試設計を行ない、1/2.5 に縮小した試験体である。主筋は S D 60 クラスとし、試設計骨組のスラブ協力幅内のスラ



単位: mm J-1

図1 試験体の形状と配筋

表1 試験体の概要

試験体名	J-1	J-2	J-3	J-4	J-5
(a) はり					
上端筋	9-D13	8-U13	8-U13	10-D13	9-D13
p_t (%)	1.92	1.66	1.66	2.16	1.92
下端筋	7-D13	8-U13	8-U13	10-D13	7-D13
p_t (%)	1.44	1.66	1.66	2.16	1.44
スラフ	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4
ϕ (mm)	50	50	50	50	50
p_w (%)	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
(b) 柱					
主筋	24-D13	24-U13	24-U13	24-D16	24-D13
p_a (%)	3.39	3.33	3.33	3.39	3.39
7-7	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4
ϕ (mm)	50	50	50	50	50
(c) 接合部					
7-7	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4	2-U6.4
数、間隔	5@50	5@50	5@50	5@50	5@50
直交補強筋	----	----2.5- ϕ 9.2	----	----	----
(d) はり主筋					
付着指標	135	315	315	109	178
τ_a (kgf/cm ²)					

注) p_t : 引張主筋比(= $a_t / (b_b \cdot d_b)$), b_b : はり幅, d_b : はり有効成, a_t : 引張主筋の全断面積, p_a : 主筋比, a_a : 主筋の全断面積, $\tau_a = d_b \sigma_u / 2h_c$, d_b : はり主筋径, σ_u : はり主筋降伏強度, h_c : 柱成

ブ筋に相当する上端筋を割増しし、上端にD13を9本、下端にD13を7本配した。試験体J-2は、試験体J-1のはり主筋と柱主筋をはほぼ同じ直径の異形PC鋼棒（ウルボン）に置き換え、はり主筋が弾性の範囲で接合部破壊を起こさせることを意図した。試験体J-3は、接合部の面外はらみ出しを拘束させるために、両端部にPCナットとワッシャーを有する直径9.2mmの25本のPC鋼棒がある。この点以外は試験体J-2と同じである。

これらのPC鋼棒には、直交
ばりの主筋による接合部コン
クリートの拘束効果の代りを
期待している。試験体J-4
は、はり主筋に、試験体J-
1の主筋の約80%の降伏強

度の鉄筋(SD50)を用いた試験体である。接合部入
力せん断力をJ-1と揃えるために、はり主筋の本
数を増し、はり上端に10-D13を、下端に10-D13を配
した。試験体J-5は、はり主筋に標準試験体のも
のより高強度のSD80を用いて、接合部入力せん断力
を標準試験体J-1より高くした試験体である。は
り主筋本数は試験体J-1と同じである。

各試験体の共通事項は次のとおり。接合部は135°
フック付き異形PC鋼棒(φ6.4@50)のフープ5
セットを配した。柱、はりのせん断補強筋は異形P
C鋼棒(φ6.4@50)のスパイラルとした。

使用材料 使用材料の力学特性を表2に示す。コン
クリートは高性能減水剤を使用し、水セメント比
0.25、細骨材率0.39、単位水量165kg/m³、減水剤添加率2.5%とした。粗骨材には最大寸法15
mmの大船渡産砕石を用いた。コンクリートは横打ちとした。

加力方法及び計測方法 加力方法を図2に示す。柱下端はピン支持、柱上端は鉛直ローラー支
持とし、柱頂部にピン支承を介して油圧ジャッキにより一定軸力(85ton:柱断面の平均圧縮応力
度で0.15σ_B(σ_B:コンクリート圧縮強度)に相当)を載荷した。両梁端はピン支承を介し、
両梁端が逆対称変形となるよう加力した。履歴は層間変位で1/200、1/100、1/50、1/33、1/25
(試験体J-2とJ-3は、1/25はなし)で各2回ずつ正負繰返すものとした。層間変位は、柱
脚反曲点位置と柱頭反曲点位置で固定したゲージホルダーに対する梁端部のたわみ値で求めた。
その他に歪ゲージにより主筋、接合部横補強筋、接合部直交筋の歪等を測定した。

3. 実験結果

破壊の進行状況 ひび割れ状況の例を写真1に、各試験体の層せん断力-層間変形の関係を図
3に示す。最終破壊状況は次のとおり。試験体J-3を除いて層間変形角1/50(以下R=1/50と
よぶ)の繰り返しにより接合部のせん断ひび割れの拡大、接合部のかぶりコンクリートの破壊が

表2 材料の力学特性

(a)コンクリート

試験体名	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂引張 強度 (kgf/cm ²)	1/3強度時 割線剛性 (kgf/cm ²)
J-1 J-2 J-3	828	40	345,000
J-4 J-5	742		403,000

(b)鉄筋

主筋 サイズ	鉄材	筋質	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	歪硬化 開始歪	伸び率	備考
D13	SD60		6,390	8,090	0.0188	0.135	J-1
D13	SD80		8,400	9,020	0.0138	0.110	J-5
D13	SD50		5,160	6,510	0.0204	0.119	J-4(はり)
D16	SD50		5,020	6,820	0.0140	0.126	J-4(柱)
U13	SBPD130/145		14,560*	15,170	--	0.096	J-2, J-3
U6.4	SBPD110/135		14,010*	14,920	--	0.088	共通

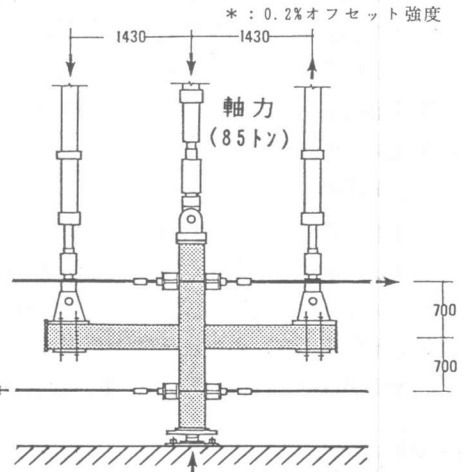
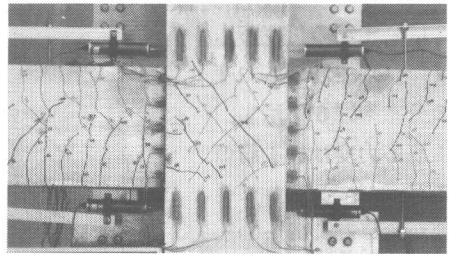


図2 加力方法

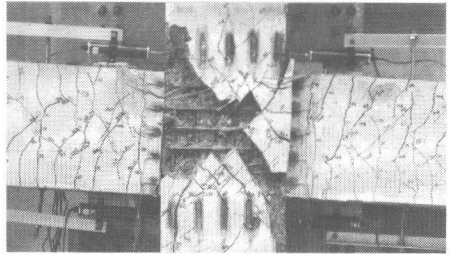
進行し最終に至った。試験体 J-3 はむしろ梁危険断面付近の圧縮コンクリートの圧壊が顕著になり最終に至った。

繰返し加力による接合部せん断変形角の増加 図 4 に接合部の対角線方向の伸縮から算出したせん断変形角と、接合部パネルのせん断応力度との関係を示す。ここに、接合部せん断応力度 τ は、接合部せん断力を、柱せいと接合部有効幅 (= 柱幅と梁幅の平均値) で除した値で定義し示している。試験体 J-1 や J-2 と比較すると、試験体 J-4、J-5 では、 $R=1/50$ の 2 回目の繰返しにより接合部変形成分が増加しその分ははりと柱の変形成分が減少している。一方、J-3 は変形の増大にともない、穏やかに各変形成分が比例して増加している。

破壊モード 同一振幅の層間変形角の繰返しで接合部せん断変形角が増加するかどうかを接合部破壊が生じたか否かの判断基準とする。試験体 J-1 と J-4 は、 $R=1/50$ 以前にはり主筋が降伏ししかも $R=1/50$ の繰返しでは接合部変形成分の増大があまり顕著でないため、はりが降伏した後、 $R=1/33$ で接合部破壊が起きたものといえる。一方、試験体 J-2 と J-3 は加力終了時にもはり主筋が降伏せず、 $R=1/33$ で接合部破壊が起きたのではり降伏前の接合部破壊と判断される。ただし試験体 J-3 では、接合部、はり、柱の各変形成分が一様に増大し、はりの圧壊が顕著に見られたの

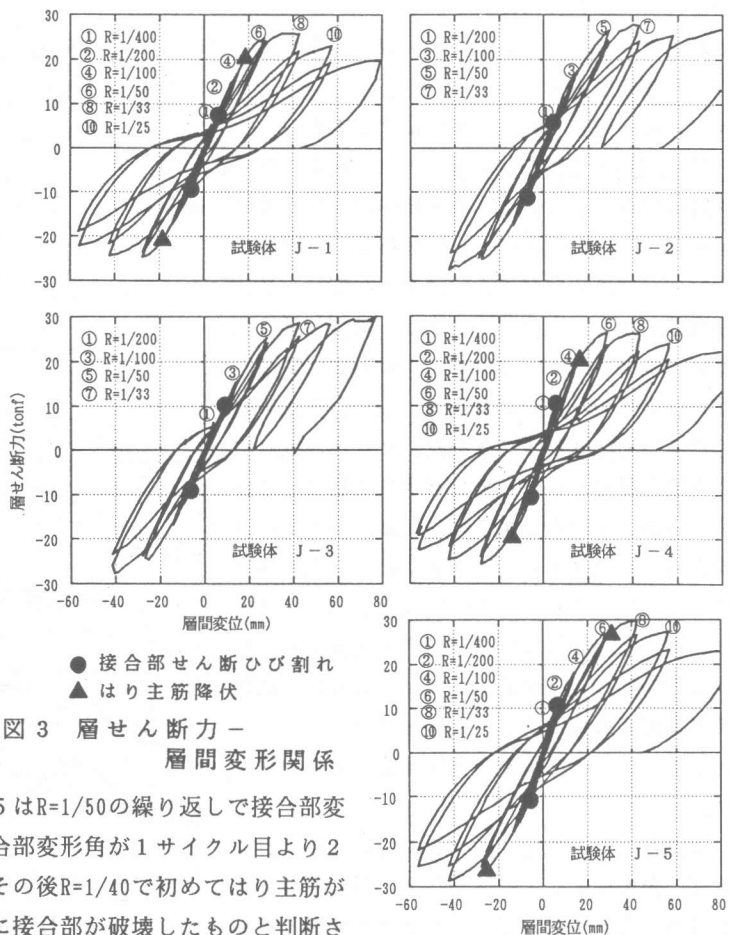


R=1/100



実験終了時

写真 1 ひび割れ状況 (J-1)



で接合部破壊と判断するかは微妙である。試験体 J-5 は $R=1/50$ の繰返しで接合部変形角が 1% を越えしかも接合部変形角が 1 サイクル目より 2 サイクル目の方が大きく、その後 $R=1/40$ で初めてはり主筋が降伏するので、はり降伏前に接合部が破壊したものと判断さ

れる。

はり主筋の付着応力度 はり主筋の応力度の分布を図5に示す。主筋応力度は、主筋の歪ゲージで測定した歪度から、Ramberg-Osgood関数を利用した履歴モデルを使い推定した値である。またここでの付着応力度は、ここに述べた主筋応力度の2点間の差から求めた区間平均値である。最大の付着応力度ははり主筋が圧縮となる領域に表れ、 $R=1/50$ 程度で最大となり、 180 kgf/cm^2 程度である。

4. 柱はり接合部の設計法に関する考察

ひび割れ強度、曲げ強度 はりと柱のひび割れ強度、曲げ降伏強度、最大強度、各強度時の変形、及び、接合部のせん断ひび割れ強度について実験値と計算値について表3に示す。曲げ降伏強度と曲げ最大強度は、曲げ理論による精算値である。強度時の変形は、精算で得られた $M-\phi$ 関係を用いて曲率を材軸方向に積分した。接合部のひび割れ強度は、割裂引張試験結果と主応力度式により求めた。はりひび割れ強度や接合部せん断ひび割れ強度の実験値にはばらつきが大きいが従来の理論ではほぼ推定が可能であった。はり主筋に降伏が認められた試験体については、はりの曲げ降伏強度、最大強度について、従来の理論ではほぼ推定が可能であった。はり主筋に降伏が認められなかったのは、高強度で異形節形状の小さい鉄筋を用いているJ-2とJ-3で、計算値が実験値を大きく上回った。

架構としての剛性 弾性層剛性の計算値と実験値を表4に示す。弾性剛性は、部材中心を通る線材にモデル化し柱とはりとは曲げ変形とせん

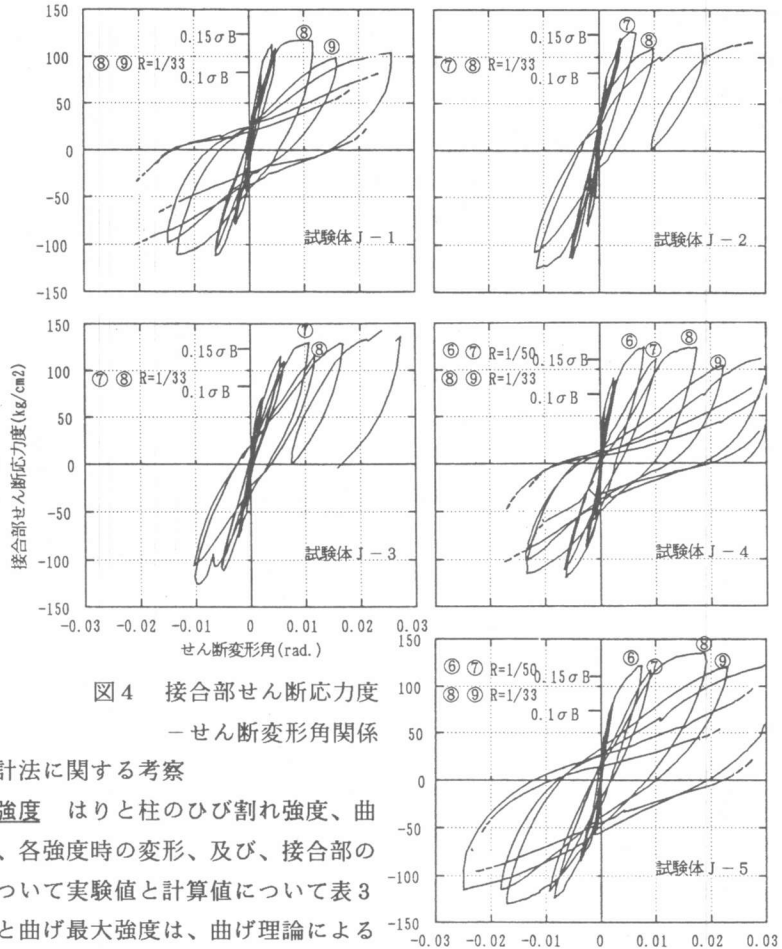


図4 接合部せん断応力度—せん断変形角関係

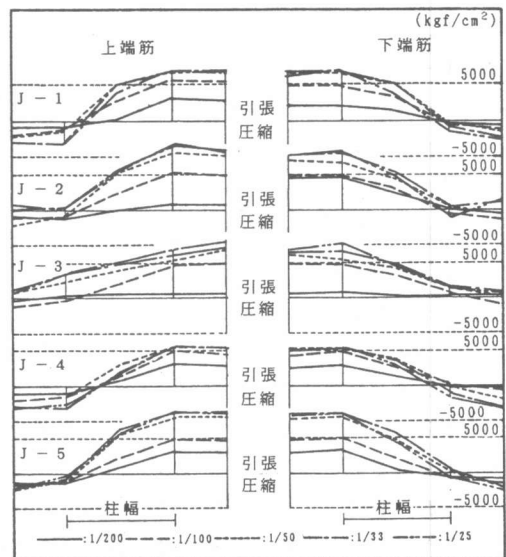


図5 柱主筋の応力度分布

断変形を考慮し、接合部はコンクリートのせん断弾性係数を用いてせん断変形のみを考慮し求めた。変形成分の比はほぼ実験値と一致したが、全体の層剛性は実験値が計算値の60~70%程度であった。ひび割れ後の剛性低下率の実験値を今回の試験体について表5に示す。架構の剛性低下率 α は、約1/3である。なおこの値は実測の弾性剛性を基準としたものであり設計に用いるには注意が必要である。剛性低下率はどの試験体でもほぼ同じであるが、はり

表3 曲げ解析結果及び接合部せん断ひび割れ強度の計算値と実験結果の比較

(a) はりの曲げ解析結果

試験体	加力方向	曲げひび割れ				曲げ降伏強度 (一段筋)				最大強度	
		実験値		計算値		実験値		計算値		実験値	計算値
		M_c t·m	δ_c mm	M_c t·m	δ_c mm	M_y t·m	δ_y mm	M_y t·m	δ_y mm	M_u t·m	M_u t·m
J-1	正	1.4	0.8	2.0	0.7	15.7	10.9	14.1	8.4	18.2	15.9
	負	2.1	0.3	1.9	0.6	11.3	9.3	12.3	8.3	14.5	14.2
J-2	正	1.1	0.3	1.9	0.6	13.3	9.7	12.3	8.3	15.7	14.2
	負	0.7	0.6	2.0	0.7	12.5	8.6	14.1	8.4	15.5	15.9
J-3	正	0.8	0.9	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	18.2	24.3
	負	2.1	1.1	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	17.5	24.3
J-4	正	5.7	1.7	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	18.9	24.3
	負	4.3	1.7	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	15.7	24.3
J-5	正	-	-	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	18.2	24.3
	負	-	-	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	17.9	24.3
J-6	正	-	-	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	19.8	24.3
	負	-	-	2.0	0.7	-	-	26.8	17.4	16.3	24.3
J-7	正	2.6	0.5	1.9	0.7	13.2	7.5	12.8	8.1	17.3	14.1
	負	2.2	0.5	1.9	0.7	8.1	6.6	12.8	8.1	16.0	14.1
J-8	正	2.9	0.3	1.9	0.7	14.9	8.8	12.8	8.1	16.9	14.1
	負	1.9	0.5	1.9	0.7	12.2	8.4	12.8	8.1	15.2	14.1
J-9	正	2.2	0.4	2.0	0.7	16.7	12.5	18.5	11.3	21.3	19.8
	負	1.1	0.3	1.8	0.6	16.8	10.9	15.7	10.9	16.1	16.7
J-10	正	2.9	0.3	1.8	0.6	19.3	13.7	15.7	10.9	17.8	16.7
	負	1.8	0.3	2.0	0.7	15.4	12.9	18.5	11.3	18.0	19.8

*最大強度：圧縮縁でコンクリート歪が0.3%の時の曲げモーメント

主筋の降伏強度が高いほど、はり主筋の降伏が起こる層間変形角は大きくなる傾向が見られた(表6)。

エネルギー吸収性能 等価粘性減衰係数を図6に示す。同一振幅の2サイクル目の等価粘性減衰係数は、 $R=1/100$ 以下の場合、2.5~5%程度と小さく $R=1/50$ を超えるとようやく等価粘性減衰係数が5~15%程度に増加する。この理由は、

表6 降伏時層間変形と最大耐力時層間変形

試験体	梁主筋の降伏強度 (kgf/cm ²)	梁主筋初降伏時の層間変形 (mm)	最大耐力時の層間変形 (mm)
J-1	6,390	19.0	38.2
J-2	14,560	降伏せず	39.9
J-3	14,560	降伏せず	77.1
J-4	5,160	16.6	42.7
J-5	8,400	31.6	42.3

表4 弾性層剛性

試験体	実験値 (tonf/mm)	計算値(A) (tonf/mm)	計算値(B) (tonf/mm)	実験値/計算値(A)
J-1	3.1	4.3	5.0	0.72
J-2	2.8	4.4	5.1	0.64
J-3	-	4.4	5.1	-
J-4	3.8	5.0	5.9	0.76
J-5	3.3	4.9	5.8	0.67

注) 計算値(A): 接合部変形を考慮
計算値(B): 接合部を剛体と仮定

表5 ひび割れ後の剛性低下率

試験体	降伏時層間変位		0.5%時層間変位		弾性剛性 (実験値) (tonf/mm)	降伏時層剛性 / 弾性層剛性
	(mm)	(tonf/mm)	(mm)	(tonf/mm)		
J-1	19.0	1.10	18.7	1.10	3.09	0.36
J-2	-	-	21.7	1.02	2.79	-
J-3	-	-	25.6	0.94	-	-
J-4	16.6	1.26	16.8	1.26	3.75	0.34
J-5	31.6	0.87	21.9	1.09	3.33	0.33

(b) 柱の曲げ解析結果

試験体	加力方向	曲げひび割れ			
		M_c t·m	δ_c mm	M_c t·m	δ_c mm
J-1	正	12.6	1.2	8.9	0.3
	負	12.6	1.3	8.9	0.3
J-2	正	12.6	0.6	8.9	0.3
	負	11.6	1.1	8.9	0.3
J-3	正	9.2	0.7	8.9	0.3
	負	6.7	0.5	8.9	0.3
J-4	正	12.2	1.0	8.9	0.3
	負	12.2	1.4	8.9	0.3
J-5	正	-	-	8.9	0.3
	負	-	-	8.9	0.3
J-6	正	11.4	0.2	9.8	0.3
	負	11.4	0.7	9.8	0.3
J-7	正	5.9	0.2	8.6	0.3
	負	5.9	0.3	8.6	0.3
J-8	正	-	-	8.6	0.3
	負	-	-	8.6	0.3

(c) 接合部のせん断ひび割れ強度

試験体	加力方向	実験値 (kgf/cm ²)	計算値 (kgf/cm ²)
J-1	正	36	平均
	負	67	
J-2	正	45	57
	負	70	
J-3	正	67	平均
	負	58	
J-4	正	66	68
	負	67	
J-5	正	70	61
	負	68	

性化によるエネルギー消費がなく、 R が $1/50$ を超えるとようやく梁端が塑性変形し始めエネルギーが消費されるためと考えられる。学会指針案[1]では柱はり接合部内の付着性能を「層間変形角が $1/50$ で等価粘性減衰係数が10%以上ある」という条件から定めている。ところが本実験のように高強度材料を用い断面を縮小した場合には層間変形角 $1/50$ の等価粘性減衰に関する上の条件を満足させることは困難である。

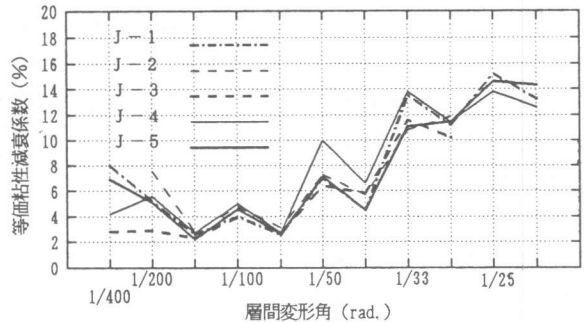


図6 等価粘性減衰係数

接合部せん断応力度と接合部の破壊の関係 図4に見られるように、試験体J-4とJ-5では層間変位 $1/50$ の繰り返し載荷により接合部変形の増大と耐力低下が見られ、この時接合部せん断応力度は約 $0.165 \sim 0.167 \sigma_B$ であった。また、この他の試験体は層間変位 $1/33$ で繰り返し載荷による接合部せん断変形角の増大が見られ、この時接合部入力せん断応力度が約 $0.140 \sim 0.157 \sigma_B$ に達していた。このことから接合部変形の増大を抑えるにはこの程度の入力せん断応力度が一つの目安となりそうである。

接合部内はり主筋付着の影響 図3に見られるように本実験結果を見る限り、層間変形角が $1/25$ より小さい範囲で履歴ループはどの試験体も梁付着指標が4.7の標準試験体J-1と同じ程度の逆S字型のスリップ性状を示している。はり主筋付着指標が4.0と小さいJ-4が特に履歴ループ形状を改善されているとはいえ、はり主筋付着指標は重要な因子とはいえない。

接合部横補強筋の歪 本試験体の接合部横補強筋の歪度の測定値は、層間変形角 $1/25$ の大変形時にも最大で0.3%程度であり、降伏歪が0.3%以上の高強度横補強筋を用いても補強効果は表われないものと推定される。

直交筋による拘束の効果 試験体J-3に見られるように、直交筋による接合部の拘束効果により大変形時の接合部のかぶりコンクリートの剥落が防止され、最大耐力時に接合部に変形成分が集中しないようにする効果があることが確かめられた。

5. まとめ

圧縮強度が 800 kgf/cm^2 程度のコンクリートと、引張降伏強度が $5,000 \sim 13,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の主筋で製作した十字型平面柱はり接合部試験体5体の静的正負繰り返し載荷破壊実験を行った。

①接合部のせん断ひび割れ強度及び曲げ強度、②架構としての剛性、③エネルギー吸収性能、④接合部せん断応力度と接合部の破壊の関係、⑤接合部内はり主筋付着指標の影響、⑥接合部横補強筋の歪、⑦直交筋による拘束の効果の各項目についての知見が得られた。

6. 謝辞

本研究は、建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発」の一貫として実施された。また、実験の一部は、建設省建築研究所国際地震工学部の研修実験として実施された。実験の遂行にあたり協力頂いた関係各位に謝意を表します。

7. 参考文献

- 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指針(案)・同解説、1988, 10