

論 文

[2077] 高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部のせん断抵抗性状に関する研究

正会員 角 徹三（豊橋技術科学大学建設工学系）

正会員○浅草 肇（豊橋技術科学大学建設工学系）

鳥羽 寛（豊橋技術科学大学大学院）

持留秀和（豊橋技術科学大学大学院）

1. はじめに

本研究は、高強度コンクリート($\sigma_B = 600 \text{ kgf/cm}^2$ レベル)を使用したRC柱・はり外部接合部のせん断抵抗性状をより明確にするための基礎資料を得ることを目的として行われた、4試験体の実験結果の考察である。接合部のせん断抵抗に影響する諸要因のうち、本論文では、載荷履歴（一方向単調載荷と正負繰返し載荷の相互比較）と接合部内帯筋の有無及び帯筋の降伏点の相違に注目することとした。

2. 実験計画

2. 1 試験体

試験体は図1に示すように、既報[1]と同一の形状となっており、柱には12-D10を、はりには8-D13を配している。試験体の力学的性質を表1に示す。No.51とNo.52は同一配筋とし、No.51は一方向単調載荷、No.52は正負交番繰返し荷重を加え、荷重の載荷履歴の差異による影響を調べる。No.52, 56, 57は接合部内の帯筋の量と強度による影響を調べる試験体である。接合部内帯筋としてNo.52, 56には4-6φを配し、No.57は無補強である。補強した帯筋は、No.52では高強度鉄筋、No.56では普通強度鉄筋である。また、全試験体について、接合部の外側の帯筋(補強筋比0.49%)、及び、はりのあばら筋(補強筋比0.70%)には高強度の6mm筋を用いた。

試験体の設計にあたっては、はり主筋並びに柱主筋が降伏する前に接合部がせん断破壊するように、はり降伏時の接合部平均せん断応力(τ_y)が接合部のせん断強度(τ_u)を上回るように設計した。しかし、コンクリート強度が設計強度以上に高くなつたために、No.52、No.57では $\tau_y < \tau_u$ となつた。また、はりと柱の断面耐力について比較すると、断面の降伏曲げモーメントから算出できる [cM_{by}/cM_y] の比率が0.81であることから、はり降伏先行型の試験体であることが判る。

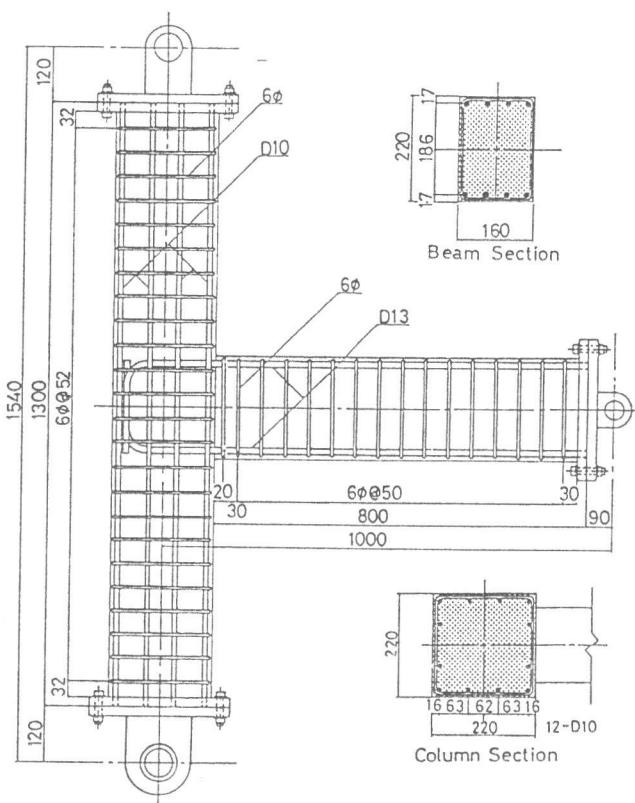


図1 試験体図

表1 試験体の力学的性質

No.	試験体名	コンクリート		接合部 帯筋		曲げ耐力 (tf·cm)			せん断応力度 (kgf/cm ²)		
		圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	p _w (%)	σ _{wy} (kgf/cm ²)	cM _y	bM _y	cM _{by}	cM _{by} /cM _y	pτ _y	pτ _u
51	NRC1 (単調)	673	40.8	0.49	9740	596	1005	484	0.81	133	130
52	NRC2 (繰返し)	759	53.1	0.49	9740	601	1010	486	0.81	134	147
56	NRC6 (繰返し)	674	41.2	0.49	3590	596	1005	484	0.81	133	131
57	NRC7 (繰返し)	707	44.2	—	—	598	1007	485	0.81	133	137

柱軸力 = 0、柱主筋 : 12-D10(8.56cm²)、降伏応力度 = 8200(kgf/cm²)

接合部 帯筋 : φ6-652、p_w : 帯筋比、σ_{wy} : 帯筋降伏応力度

はり主筋 : 上端筋 = 4-D13(5.08cm², 1.56%)、下端筋 = 4-D13(5.08cm², 1.56%)、降伏応力度 = 10700(kgf/cm²)

定着仕様 : 曲げ半径 = 40mm(3d)、水平投影長さ = 195mm(15d)、余長 = 143mm(11d)

cM_y : 柱降伏モーメント、bM_y : はり降伏モーメント、cM_{by} : はり主筋降伏時の柱の曲げモーメント

pτ_y : はり主筋降伏時の接合部せん断応力度(kgf/cm²)

pτ_u = 0.194 · σ_B : 終局強度設計指針による接合部せん断応力度

2.2 使用材料

コンクリートに使用した骨材の性質については表2に、また、調合表を表3に示す。

高強度の鉄筋は降伏が明瞭でないために0.2%オフセット法で降伏点を定義した。さらに、応力ひずみ関係はRamberg-Osgood型のモデル[2]に基づき、引張試験の結果に一致するよう新たに定数α、βを加え、(1)式のような応力ひずみ関係モデル式を作成した。高強度鉄筋の引張試験の結果とこのモデル式との関係を図2に表し、降伏点及びモデル式の定数の値を表4に示した。一方、普通強度の6mm筋は降伏点(表4参照)が明瞭であり、応力ひずみ関係もBi-Linear型にモデル化できた。

2.3 加力・測定方法

No.51ははりを鉛直下向きに単調に引き下げた。他の試験体では図3に示す載荷履歴法則に従って、下向きを正載荷、上向きを負載荷とし、同

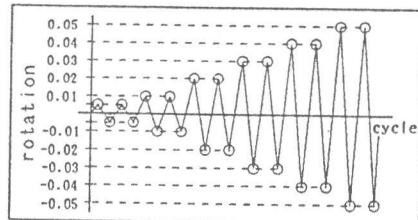


図3 載荷履歴

表2 骨材の物理的性質

種別 (产地)	表乾比重 (%)	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/l)	粗粒率
粗骨材 (岡崎産碎石)	2.64	0.82	1.54	6.19
細骨材 (大井川水系産)	2.66	1.55	—	2.35

粗骨材 : 最大寸法 13mm

表3 コンクリートの調合表

目標強度 (kgf/cm ²)	目標 スランプ (cm)	W/C	s/a	単位重量(kg/m ³) (表乾重量)			
				水	セメント	細骨材	粗骨材
600	10.0	36.2	37.6	173	478	677	1111

混和剤 : HP-8

表4 鉄筋の物理的性質

種類	σ _y	ε _y	α	β	a	r
D 13	10700	7980	1.00	0.75	1.065	19.50
D 10	8200	6460	1.20	0.80	0.900	13.00
6 φ	9740	6440	0.98	0.75	1.085	20.00
6 φ	3590	1900	—	—	—	—

σ_y : 降伏応力度(kgf/cm²)、ε_y : 降伏ひずみ(x10⁻⁶)

$$\frac{\varepsilon}{\beta \varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\alpha \sigma_y} \left\{ 1 + a^{-r} \left| \frac{\sigma}{\alpha \sigma_y} \right|^{r-1} \right\} \quad (1)$$

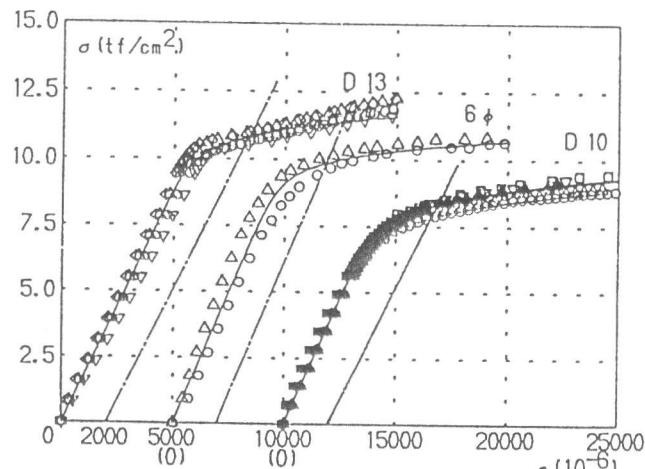


図2 鉄筋の引張試験結果と応力ひずみ関係モデル

一変位振幅で2回繰り返す正負交番荷重をはり先端に加えた。また、軸方向力は接合部より上側の柱軸力が常時0となるように制御した。変位は文献[1]と同一方法で、試験体の上下ピン支点位置でピン及びローラー支持された測定フレームからの相対変位として測定した。

3. 実験結果

3. 1 概要

実験結果の概要を表5に示す。No.51,52では、柱主筋が先ず降伏し、次にはり主筋が降伏し、最後に接合部のせん断破壊が生じた。No.56では、柱主筋が降伏した後に、接合部のせん断破壊が生じ、はり主筋は降伏しなかった。No.57では接合部がせん断破壊を起こしたが、実験終了時まではり主筋並びに柱主筋は降伏せず、特に、はり主筋は比例限度内であった。2.1で述べたようにはりと柱の断面耐力の関係からは、はり主筋の降伏が柱主筋の降伏に先行すると予想されたが、実験では上述したように柱主筋の降伏が先行した。この柱筋が降伏する理由については後述する。

図4に変位角 $\theta=0.02, 0.05\text{rad}$ 時のひび割れ図を示す。繰返し載荷を受けた試験体のひび割れ発生時期は、第1振幅($\theta=0.005$)にて柱の曲げひび割れ、はりの曲げひび割れが相前後して発生し、その後第2振幅($\theta=0.01$)で接合部パネルのせん断ひび割れが発生した。単調載荷No.51の柱の曲げひび割れについては発生時期の確認が遅れた。また、帶筋の降伏点の差異によるひび割れの相違は、 $\theta=0.02$ の段階では明瞭でない。

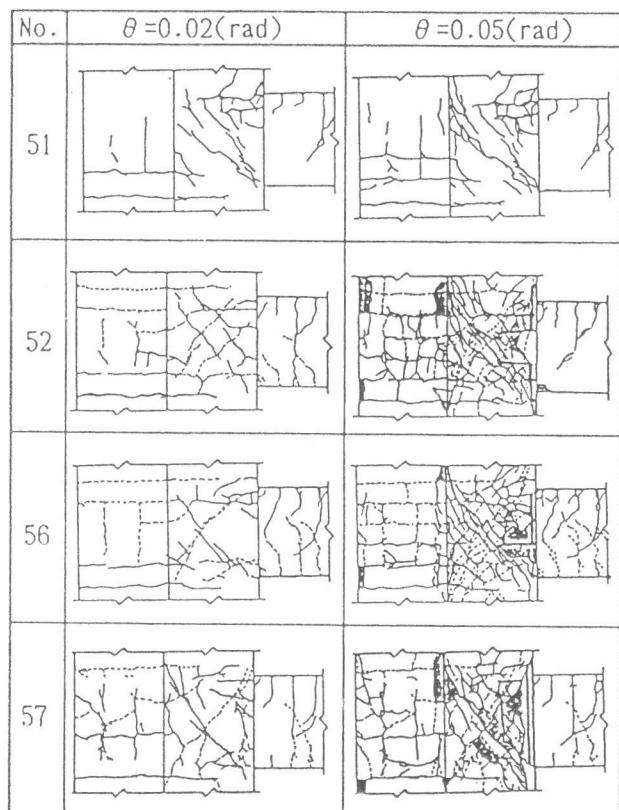


図4 ひび割れ図

表5 実験結果の概要

NO.	51	52	56	57
試験体名	NRC1	NRC2	NRCG	NRC7
$cQ_{b,cr}$ (tf)	0.78	0.87	1.04	0.84
$cQ_{c,cr}$ (tf)	2.01	0.90	0.97	0.87
$cQ_{p,cr}$ (tf)	2.97	2.55	2.60	2.60
$p\tau_{cr-exp}$ (kgf/cm ²)	53.91	46.14	47.08	47.08
$p\tau_{cr-cal}$ (kgf/cm ²)	40.79	53.07	41.20	44.18
$p\tau_{cr-exp}$	1.32	0.87	1.14	1.07
$p\tau_{cr-cal}$		1.21	1.17	1.04
cQ_{cy} (tf)	6.14	5.96	5.88	
θ_{cy} ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	29.81	34.60	36.08	
cQ_{by} (tf)	7.06	5.95		
θ_{by} ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	54.66	33.10		
破壊性状	CY→JS	CY→JS	CY→JS	JS

上段は正載荷時、下段は負載荷時を示す

$cQ_{b,cr}, cQ_{c,cr}, cQ_{p,cr}$:はり、柱、接合部のひび割れ発生時の柱せん断力

$p\tau_{cr-exp}$:接合部パネルのひび割れ強度

$p\tau_{cr-cal}$: $\sqrt{F_t^2 + F_t \cdot \sigma_0}$

F_t :コンクリート引張強度、 σ_0 :柱軸応力度

cQ_{cy} :柱主筋降伏時の柱せん断力

θ_{cy} :柱主筋降伏時の層間変位角

cQ_{by} :はり主筋降伏時の柱せん断力

θ_{by} :はり主筋降伏時の層間変位角

'CY→JS':柱主筋降伏後、接合部せん断破壊

'JS':接合部せん断破壊先行

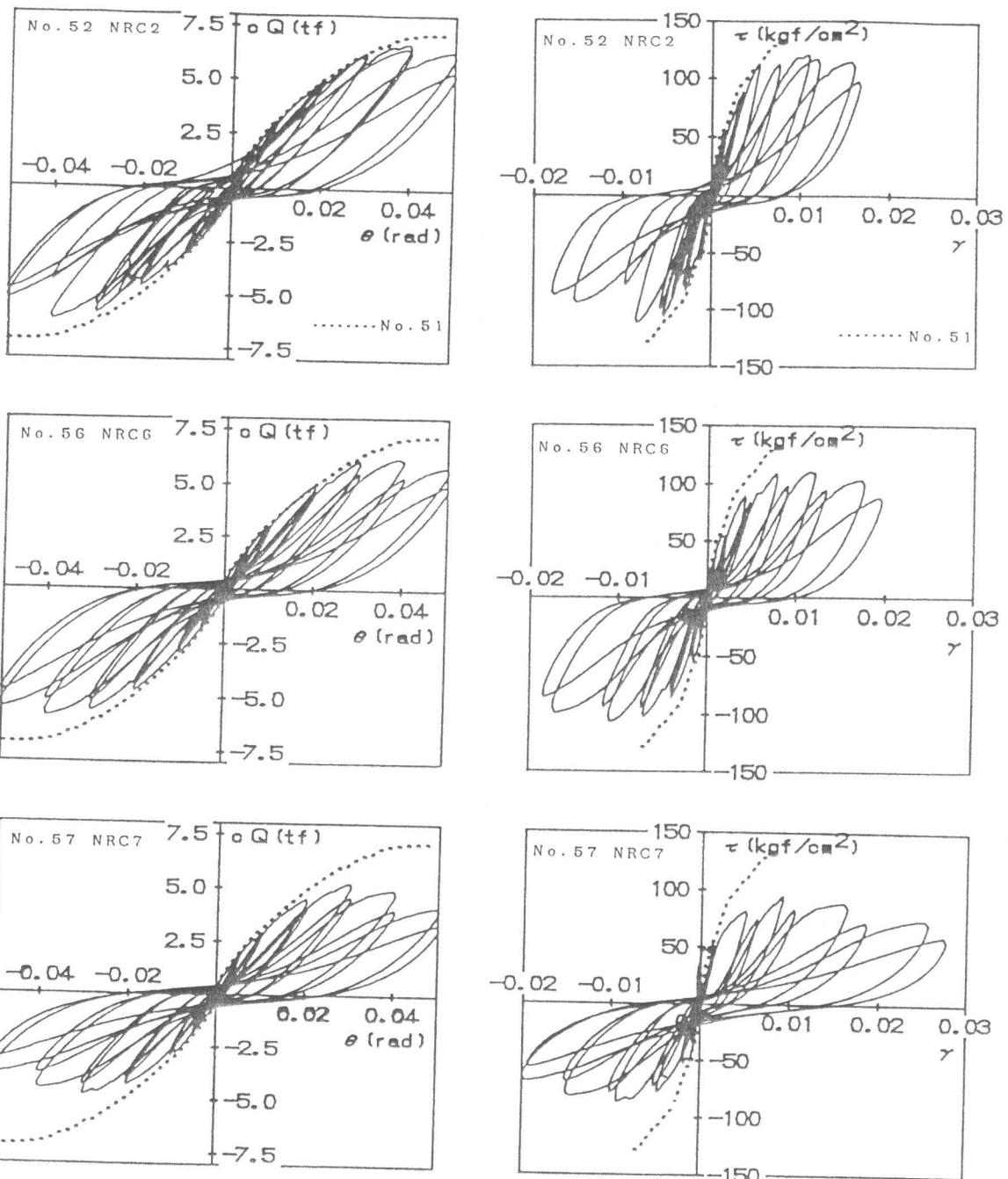


図5 荷重変形関係

図7 せん断応力せん断変形角関係

接合部パネルひび割れ時の平均せん断応力は、繰返し載荷を加えた試験体では同じ大きさであり、その値はほぼ主応力式に一致する。単調載荷を加えたNo.51ではこの値よりも約30%大きい。

3.2 荷重変形関係

図5に柱せん断力 Q とはりの相対変位角 θ との関係を示す。図中、太点線は比較のために単調載荷を加えたNo.51の荷重変形関係を正・負両域に表したものである。また、図6は同関係の包絡線を各試験体について比較した図である。

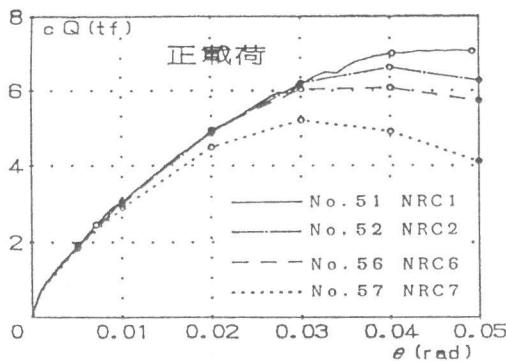


図6 荷重変形関係の包絡線

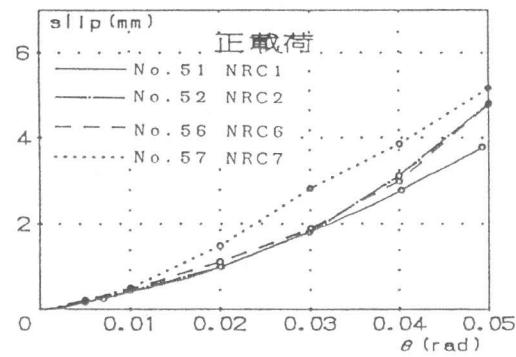


図8 はり主筋抜け出し量

No.51とNo.52の比較から、 $\theta=0.03$ までは載荷履歴の相違による影響は現れない。しかし、この変位を超えると繰返し載荷による耐力低下が現れる。一方、帯筋の降伏点の相違による影響は、 $\theta=0.02$ 前後から現れるが、帯筋の無いNo.57の耐力低下が著しい。

正・負載荷の相違については帯筋を有する試験体では明瞭ではないが、帯筋の無いNo.57では第3振幅 ($\theta=0.02$)以降、正載荷に比して負載荷の耐力低下が確認できる。

3.3 $\tau-\gamma$ 関係

図7に接合部の平均せん断応力とせん断変形角との関係を示す。図中、太点線はNo.51を表す。No.51とNo.52を比較すると、繰返し載荷を受けると $\theta=0.03$ の第2ループから急激にせん断変形角が増加することが判る。また、帯筋の降伏点が低いNo.56では、 $\theta=0.02$ の第2ループからせん断変形角の増加傾向が生じ始め、 $\theta=0.03$ 以降急激な増加を示す。この $\theta=0.03$ は帯筋が降伏を始める時期と一致する。帯筋の無いNo.57では、 $\theta=0.02$ からせん断変形角の急激な増加が始まる。この $\theta=0.02$ は、No.52, 56において帯筋の応力が1000kgf/cm²を超える時期に一致する。

正・負載荷の相違については、帯筋の無いNo.57で正載荷時のせん断変形角に比べて、負載荷時の変形角の小さいことが特徴的である。これは、入力せん断力が負載荷時には小さいためであると推測できる。

3.4 はり主筋の抜け出し量

図8に柱の背面から測定したはり主筋の接合部境界面からの抜け出し量と変位角との関係を示す。 $\theta=0.03$ までは載荷履歴 (No.51, 52) の相違による影響は現れず、この変位以降繰返し載荷を受けると抜け出し量が多くなる。また、帯筋が無いNo.57は抜け出し量が格段に多く、一方、降伏点の低い帯筋を有するNo.56の抜け出し量は、高強度帯筋を有するNo.52の抜け出し量とは大差がない。このことから例え降伏点が低くとも、接合部内には帯筋が必要であることが判る。

3.5 最大耐力時の状態

正載荷最大耐力時の各試験体の変形状況を表6に示す。表中、はり筋のひずみは接合部境界面における引張筋を、柱筋のひずみははり側の境界面引張筋の平均ひずみを表す。最大耐力並びにそのときの変位は、単調載荷を受けたNo.51が最も大きく、繰返し載荷を受けた試験体では帶筋の降伏点の高さの順(No.52, 56, 57)に一致する結果となった。

最大耐力時のはり主筋のひずみからはり降伏前

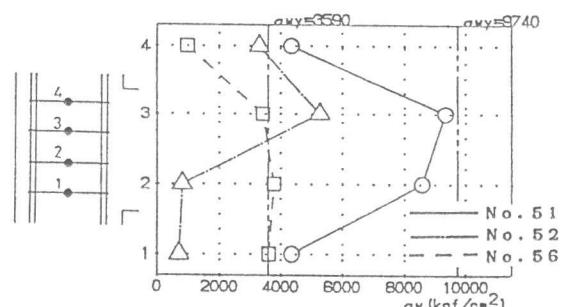


図9 最大耐力時の接合部内帯筋の応力分布

に最大耐力となつたことが判る。しかし、柱主筋に注目すると、No.57以外のひずみは降伏ひずみよりも大きく、その順序はNo.51, 52, 56の順になっている。断面設計では柱主筋よりもはり主筋が先に降伏しなければならない。

柱主筋が先に降伏する原因としては、帯筋による影響が先ず考えられる。しかし、図9に示す最大耐力時の接合部内帯筋の応力分布からも判るように、No.52の帯筋の負担力はNo.56のそれより小さいことから、単純に帯筋の影響であるとは言えない。一方、表6中の $\rho\tau_{max-exp}$ の大きさは柱主筋のひずみの大きさの順に一致する。このことから、その第1原因是接合部への入力せん断力の大きさであるといえる。入力せん断力の大きさは、本試験体では部材の条件が同一であるために、接合部コアの破壊状態に左右される。すなわち、接合部境界面のはり側の柱主筋の応力が引張側に大きくなる原因是、接合部コアが健全であるからであると言える。逆に言うと、接合部コアが健全であるほど、接合部境界面のはり側の柱主筋の応力は引張側に大きくなると言える。

表6中の変位成分構成比率を見ると、単調載荷のNo.51ではせん断変形に起因する成分が小さく、繰返し載荷を受けた試験体では降伏点が高いものほどせん断変形に起因する成分が小さいことからも、柱主筋の応力が引張側に大きくなることと接合部コアの破壊状態との関連性を推測できる。

4. 結論

本実験の主要な成果として、以下のことが結論できる。

- ① 接合部内のはり側の柱主筋の応力は、接合部コアが健全であるほど、その応力が引張側に大きくなる。曲げ解析による計算値との比較は今後の課題である。
- ② 載荷履歴の相違（単調載荷、繰返し載荷）は $\theta=0.03$ 以降に生じ、繰返し載荷を受けると耐力が低下し、接合部のせん断変形角が大きくなり、はり主筋の抜け出し量も増加する。
- ③ 帯筋降伏点の相違は $\theta=0.02$ 以降に生じ、降伏点が低くなると耐力が低下し、接合部のせん断変形角が大きくなる。

本研究は建設省 New RC プロジェクトの一環として行われたことを付記しておく。

参考文献

- [1] 角徹三, 浅草肇, 青木正美: 鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靭性評価、日本建築学会構造系論文報告集、第401号, pp.87-96, 1989.7
- [2] Yokoo, Y. and Nakamura, T. et al.: Non-Stationary Hysteretic Uniaxial Stress-Strain Relations of a Wide-Flange Steel, Trans. of A.I.J. No.259, pp.53-66, 1977.9