

論文

[2071] 高強度材料を利用した柱および柱梁接合部の地震荷重下における性状

正会員○金田 和浩 (大成建設技術研究所)
 正会員 川端 一三 (大成建設構造設計部)
 正会員 吉崎 征二 (大成建設技術研究所)
 正会員 小林 淳 (大成建設技術研究所)

1. はじめに

本研究では使用実績の少ない高強度材料を利用した鉄筋コンクリート部材を対象に、その構造性能に関する基礎的な設計資料を整備することを目的として、柱および内部柱梁接合部の地震荷重時における性状を明らかにするために、以下に示すような3種類の実験を実施した。

- ①設計基準強度 $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートと主筋にSD 685を使用し、軸力比とせん断補強筋量をパラメータとした内柱および外柱の逆対称曲げせん断載荷試験
- ②柱と梁にそれぞれ $F_c=600, 480 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートと、主筋にSD 390, SD 490を使用したサの字型柱梁接合部の繰返し載荷試験
- ③上部構造よりもコンクリート強度の低い地下部分との境界位置で、地上階と地下階の柱が逆方向のせん断力を受ける十字型柱梁接合部の繰返し載荷試験

2. 実験計画

2.1 柱試験体 表-1に全試験体の諸元値を、図-1には柱の配筋図を示す。全て遠心力成型法によるプレキャスト柱で、断面の中心部には直径約5cmの開口がある。断面は $B \times D = 26\text{cm} \times 26\text{cm}$ 、内法高さが75cm (敷モルタル5mmを含む)で、実物の約1/3に相当する。主筋は全て16-D13、主筋比は $A_s/BD \div 3.0\%$ である。主筋にはSD 685を使用し、付着とせん断に関して過酷な応力状態を設定した。せん断スパン比も $M/Qd=1.43$ で共通であるが、C1は内柱、C2は外柱を対象に一定軸力方式とし、C3では外柱が地震時に受ける軸力変動も模擬した。C4, C5ではせん断補強筋量をC1~C3の1/2に低減し、C5の開口はグラウト材で充填してその影響を調べた。

2.2 サの字型柱梁接合部 試験体の配筋図を図-2に示す。短スパン梁の応力状態を正確に模擬するために、サの字型接合部を設計した。梁断面は $22\text{cm} \times 32\text{cm}$ 、スパン146cm、柱断面が $34\text{cm} \times 34\text{cm}$ 、反曲点高さは120cmで、実物の約1/2.5である。S1は接合部の両側に塑性ヒンジが形成される梁降伏先行型で、S2ではD19 (SD 490)

表-1 試験体一覧

試験体	N B D F c	せん断補強筋 p w (%)	開口	p t (%)	F c (kgf/cm ²)
C-1	0.3	U5.1@40 (0.77)	有	1.74	600
C-2	0.6	U5.1@40 (0.77)	有	1.74	600
C-3	-0.25~0.6	U5.1@40 (0.77)	有	1.74	600
C-4	0.3	U5.1@80 (0.38)	有	1.74	600
C-5	0.3	U5.1@80 (0.38)	無	1.74	600
S-1	0.2	梁U5.1@45 (0.81) 柱U5.1@30 (0.78)	無	1.90 2.21	480 600
S-2	0.2	梁U5.1@30 (1.21)	無	2.29	480
J-1	0.2	梁U5.1@45 (0.81) 柱U5.1@30 (0.78)	無	2.19 2.21	480 600
J-2	0.2	下柱U5.1@30 (0.78)	無	2.21	480

注) 軸力比は圧縮を正、引張を負で表す

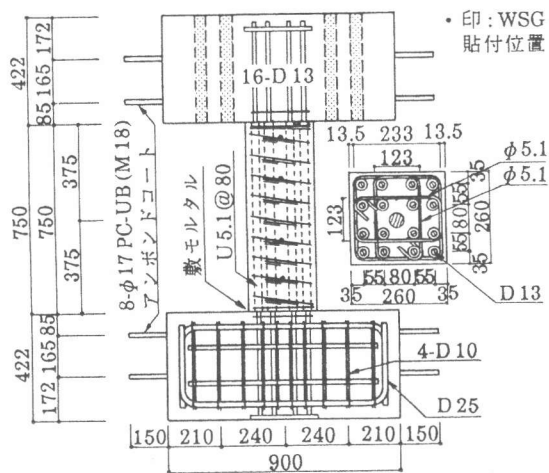


図-1 柱試験体配筋図

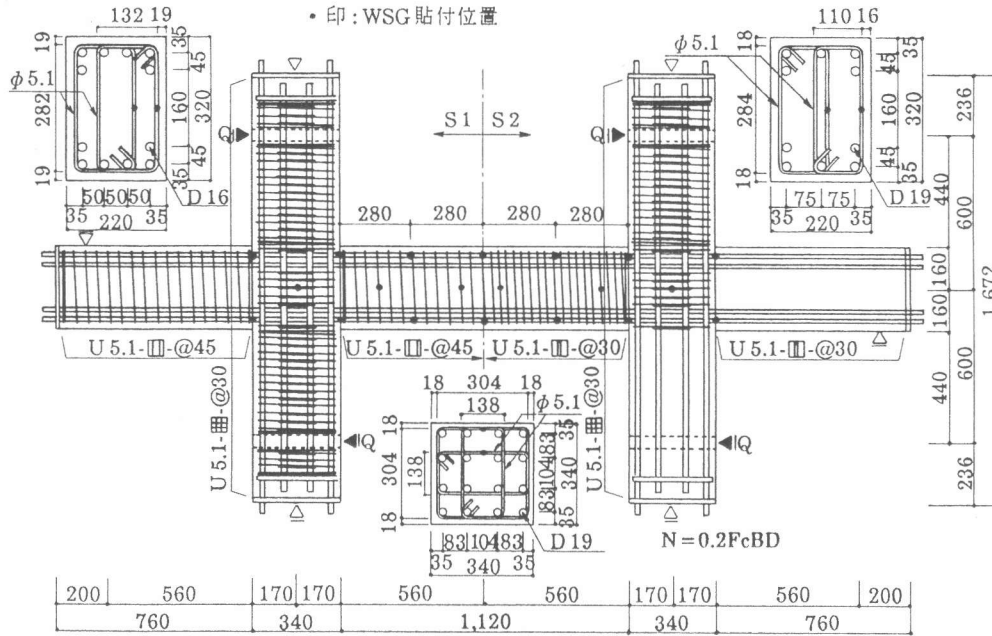


図-2 サの字型接合部配筋図

表-2 コンクリート配合表

Fc (kgf/cm ²)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	空気量 (%)	単位量 (kgf/m ³)			高性能減水剤 C×%
				水	セメント	細骨材	
600	35	40	1.5	165	471	670	1.5
480	41	44	1.5	165	402	789	1.5

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体	部位	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (10 ³ kgf/cm ²)
C-1	試験部	755	45.9	3.63
	グラウト部	609	-	-
C-2	試験部	737	39.7	3.74
	試験部	827	59.1	3.66
C-4	試験部	760	42.2	3.57
	試験部	780	48.0	3.64
C-5	試験部	780	48.0	3.64
	グラウト部	793	-	2.44
S-1	柱	675	48.6	3.82
	接合部	666	50.8	3.94
S-2	柱	633	43.6	3.67
	梁	538	41.4	3.55
J-1	柱	640	46.6	3.82
	梁	491	40.3	3.42
J-2	上柱部	619	47.1	3.80
	梁	544	38.8	3.54

表-4 鉄筋の力学的性質

呼称	降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	ヤング係数 E (kgf/cm ²)
D19	6000	7790	1.95×10^6
D16	3850	5690	1.91 "
D13	7020	9350	2.01 "
D13*	6990	9390	2.01 "
U5.1	13600	14400	2.01 "

*印は柱試験体の芯鉄筋

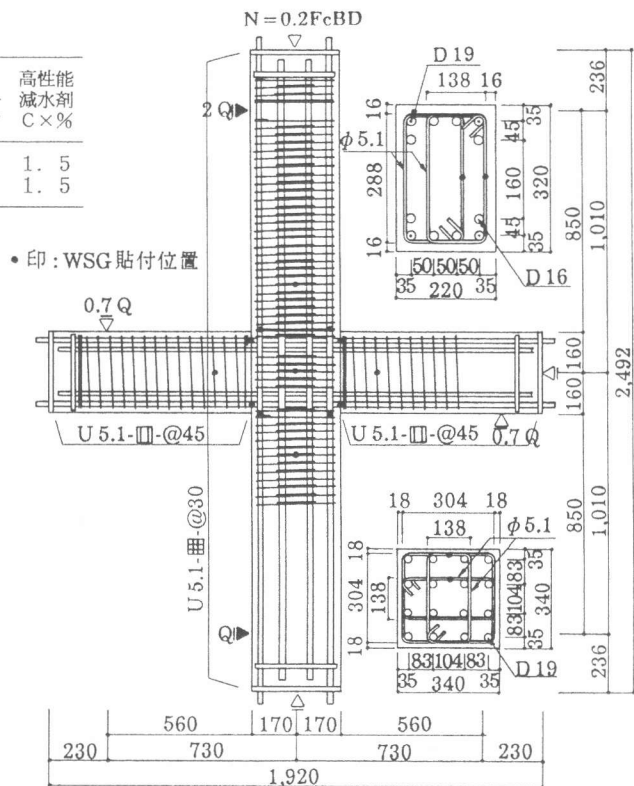


図-3 十字型接合部配筋図

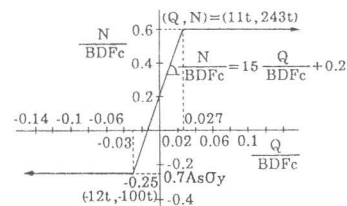


図-4 軸力とせん断力の相関

を主筋に用いて梁の曲げ耐力を上げ、接合部に入力するせん断力を増大させた。

2. 3 十字型柱梁接合部 試験体の配筋図を図-3に示す。コンクリート強度の異なる部材が隣接する最下層階を想定したので反曲点高さが202 cmと異なるが、それ以外はS1を基準にした。柱の配筋もこれに準じたが、上柱の曲げ降伏を先行させるために2体ともS1に比べて梁主筋量を増加させた。いずれも梁のコンクリート強度は480 kgf/cm²であるが、J1は柱全体が600 kgf/cm²で、J2は地下に相当する梁上面より下の部分が480 kgf/cm²、上階部分を600 kgf/cm²とし、上柱脚部の損傷がコンクリート強度の低い接合部に及ぼす影響について調べた。

2. 4 使用材料 表-2にコンクリートの配合を示す。セメントは普通ポルトランドセメントで、細骨材は鹿島産の陸砂（粗粒率1.99）、粗骨材には青梅産の硬質砂岩の碎石（15mm以下、粗粒率6.11）を用いた。表-3には実験時材令における材料試験結果を記す。

表-4には鉄筋の力学的性質を記す。主筋は柱試験体がD13（SD 685）、接合部試験体がD16（SD 390）とD19（SD 490）を用い、せん断補強筋には全てφ5.1の異形PC鋼棒を用いた。

2. 5 荷重方法および荷重履歴 C3以外の柱試験体では、軸力を一定として逆対称の曲げせん断荷重を行った。荷重は部材角で制御し、同振幅で2回繰返す変位漸増の正負交番荷重とした。外柱を想定したC3では変動軸力方式とし、図-4に示すせん断力と軸力の相関を採用した。

またS1、S2では上下柱の反曲点位置より逆対称の正負繰返し荷重を行なった。一方、最下層階ではせん断力が地盤に伝達され、地表面を境にせん断力の方向が逆転するので、J1、J2では上柱と下柱のせん断力を2:1の比率で逆方向に荷重した。軸力は4体とも一定（ $\sigma_0 = 120 \text{ kgf/cm}^2$ ）とし、柱試験体と同じ履歴を用いて前者は層間変形角で、後者は上柱の部材角で各々制御した。

2. 6 測定事項 柱試験体では層間変形の他に、軸方向の伸縮や曲率分布を求めるための区間変形を測定した。サの字型接合部では2本の柱の層間変形と中央梁の区間変形の他に、パネルの対角方向の変形を測定した。同様に十字型接合部でも上下柱の水平変形とパネル部分の変形を測定した。また鉄筋のひずみについては、配筋図に示すように主筋やせん断補強筋の主要な位置にゲージを貼付して測定した。

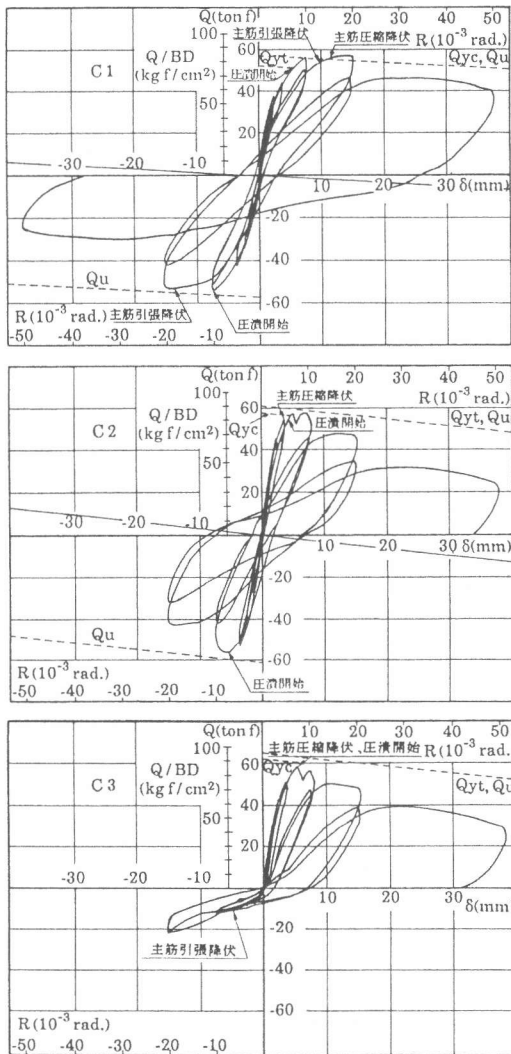


図-5 柱試験体の荷重-変形関係

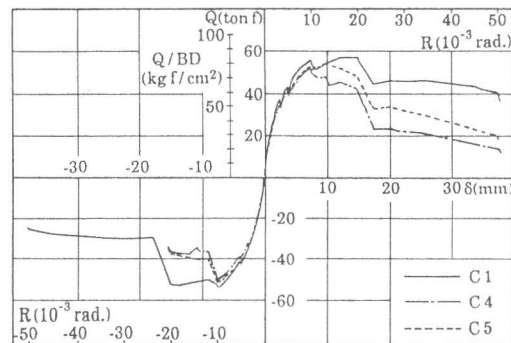


図-6 荷重-変形関係の包絡線

3. 実験結果

3.1 柱試験体の荷重-変形状

図-5にC1~C3のせん断力-全体変形関係を示す。図中には主筋降伏荷重 Q_{yt} 、 Q_{yc} (引張、圧縮)と終局強度 Q_u の曲げ解析結果を併記する。コンクリートの構成則に六車モデル¹⁾、鉄筋にはひずみ硬化域を考慮したTri-linear型を用いた。

軸力比が0.3のC1では、正負とも部材角 $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 。(以後rad.省略)で曲げ降伏し、 $R=20 \times 10^{-3}$ までは耐力を維持しているが、この変位振幅の繰返し載荷で耐力が30~40%低下した。全体的には曲げ型の復元力特性を示し、終局強度は正負とも計算値と良く一致している。軸力比が0.6のC2では、 $R=6 \times 10^{-3}$ 付近でコンクリートの顕著な圧潰により耐力低下を来し、 $R=10 \times 10^{-3}$ の繰返し載荷時には約30%耐力が低下した。同様の傾向は変動軸力のC3の正載荷時にも現れたが、これは高軸力と付着割裂の影響によるカバーコンクリートの早期剥離に起因すると考えられ、横拘束筋(せん断補強筋)の少ないC4, C5の方がより顕著であった。

図-6には軸力比が同じ0.3であるC1, C4, C5の包絡線の比較を示すが、 $R=10 \times 10^{-3}$ 以降に耐力差が現れており、せん断補強筋量と断面欠損の影響が認められる。

3.2 接合部試験体の荷重-変形状

図-7にS2の片側の柱の層せん断力と層間変形の関係を示す。S1, S2とも梁主筋が柱フェイス位置で引張降伏したが、その時の部材角は各々 $R=5 \times 10^{-3}$, 10×10^{-3} と異なり、残留変形やループ面積はS1の方が大きかった。終局時には中央梁の両端部でカバーコンクリートが剥離するとともに、主筋の引張降伏が柱フェイスから梁の内法長さの1/4の位置まで進展したが、いずれも耐力が低下することはなかった。また柱主筋は終始弾性範囲内にあり、両者とも典型的な梁降伏先行型の挙動を示した。

また図-8にはJ2の上側柱のせん断力と水平変形との関係を示す。柱が全て $F_c=600 \text{ kgf/cm}^2$ のJ1に比べると初期部分の剛性と耐力に若干の差が見られたが、両者とも $R=12 \times 10^{-3}$ 付近で柱主筋の圧縮および引張降伏とコンクリートの圧潰が前後して起こり、このままの耐力を維持しながら終局に至るといふ、曲げ降伏型の挙動を示した。また両側の梁と下側柱も降伏することはない、下側柱のコンクリート強度の相違による性状の差も認められなかった。

3.3 柱試験体のひずみ分布

図-9にC1, C2, C4のせん断補強筋(中子)のひずみ分布の推移を示す。いずれも両端部に比べて中央部のひずみが大きい凸型の分布形状を示し、載荷の進行に伴って中央部のひずみが増大する傾向が表れている。C1に比べて軸力の大きいC2やせん断補強筋量の少ないC4のひずみが大きいのが明らかであり、特にC4では $R=20 \times 10^{-3}$ で0.5%以上のひずみを受けて、 10000 kgf/cm^2 以上の引張応力が発生していたことになる。

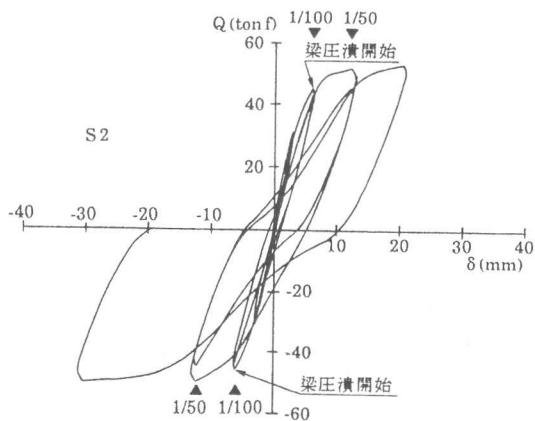


図-7 さの字型接合部の荷重-変形関係

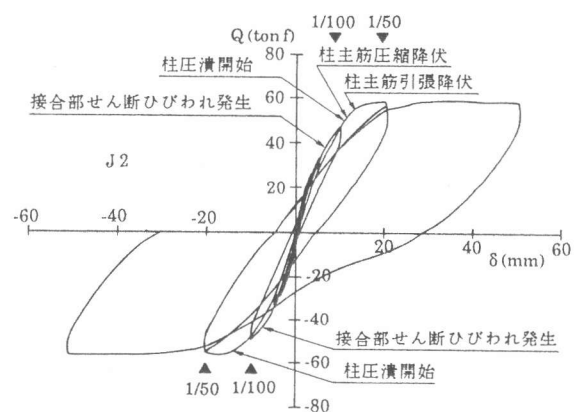


図-8 十字型接合部の荷重-変形関係

3. 4 サの字型接合部の梁主筋のひずみ分布 図-10には両側の接合部を含む中央梁上端筋のひずみ分布の推移を、S 2の正負両載荷時について示す。R = 3.3 × 10⁻³まではほぼ逆対称の分布形状を示しているが、これ以降は引張領域が漸増して反曲点位置が移動している。梁のせん断スパン比はM/Qd = 2.0である上に、S 2では梁主筋にD 19 (SD 490)を用いており、柱せいは主筋径の約18倍しかない。ゆえに曲げ降伏後は付着力の劣化によって主筋の滑動が起こり、荷重-変形関係にスリップ性状が現れることが懸念された。しかし柱フェイス位置の梁主筋ひずみから求めた接合部内平均付着応力度は、R = 10 × 10⁻³ですでに $\tau_{av} = 110 \text{ kgf/cm}^2$ 以上にも達していたが、全体の分布形状は荷重による梁の応力分布と類似しており、いずれの部位においてもひずみ勾配は保持されている。これより本試験範囲ではSD 490の鉄筋に対してその径の18倍の定着長さでも、梁端部の応力は接合部内で十分に伝達されていたと考えられる。

4. 考察

4. 1 初期剛性 各試験体の初期剛性の実験値と弾性論に基づいて求めた計算値との比較を、計算式とともに表-5に記す。実験値は荷重-変形曲線上において、試験部分にひびわれが発生する直前の点 (R = 0.5 × 10⁻³ rad.) と原点とを結んだ割線剛性と定義する。またC 1 ~ C 4にある断面中央の開口については、直径を一律5 cmとして計算した。

柱試験体の上下のスタブや接合部試験体のパネル部分は剛性を無限大とし、計算上の可撓長さは危険断面位置から支点までの距離(内法長さ)と仮定しているために、いずれも実験値の剛性が計算値を下回り、柱の実験値/計算値 = 0.71 ~ 0.86、接合部の場合は0.59 ~ 0.65となった。

4. 2 降伏強度と最大耐力 全試験体の主筋降伏荷重および最大耐力の実験値と、前述の平面保持を仮定した曲げ解析による計算値との比較を表-6に示す。降伏荷重の実験値は、正載荷時に危険断面位置における主筋のひずみが降伏ひずみを越えた時の荷重を意味する。柱試験体ではいずれも圧縮降伏荷重の実験値が低目であるが、最大耐力の実験値/計算値は0.93 ~ 1.00であり、計算値とほぼ一致している。また接合部試験体では、J 2の上柱の圧縮降伏荷重を除いて実験値が計算値をすべて上回っているが、その比は1.03 ~ 1.19であり、ほぼ計算値どおりの耐力を発揮したと考えられる。

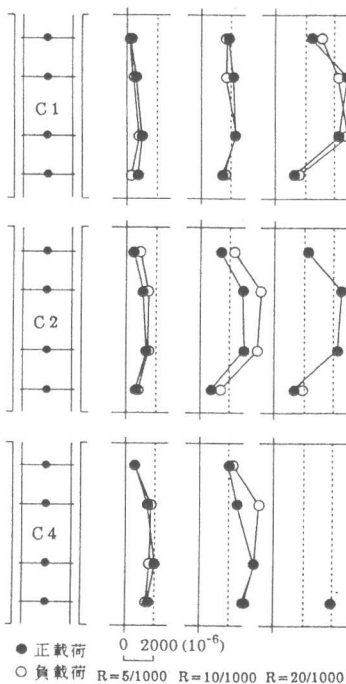


図-9 帯筋のひずみ分布

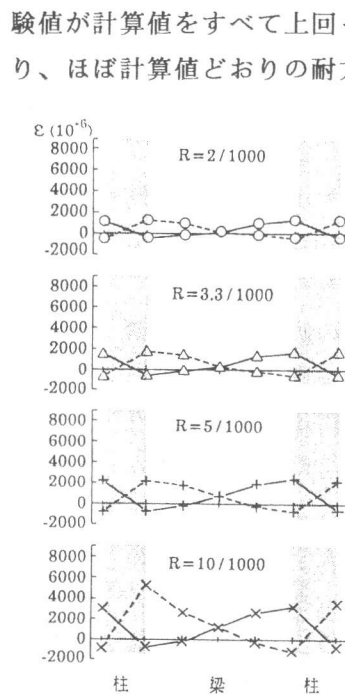


図-10 梁上端筋ひずみ分布

表-7には建築学会で提案されているせん断強度式(A法、B法)²⁾による計算値との比較を、柱試験体について示す(コンクリート圧縮強度の有効係数は $\nu = 0.7 - \sigma_B / 2000$)。A法ではせん断補強筋の少ないC 4, C 5 ($p_w = 0.38\%$)に対しても、補強限界に達したために計算値が実験値を下回った。逆にB法では高い軸力の影響で、コンクリートの圧縮破壊で最大耐力が決定したC 2, C 3に対して、計算値が実験値を上回る傾向が認められる。

4. 3 接合部せん断強度

表-8に接合部終局せん断応力度の比較を、計算式とともに示す。いずれも梁または柱の曲げ降伏によって最大せん断応力度が決定した。梁の曲げ耐力を高めたS2では、終局時には $\tau u = 149 \text{ kgf/cm}^2$ ($\tau u / \sigma_B = 0.22$)に達したが、柱の曲げ耐力が梁の約2.8倍と高かったために接合部の損傷は極めて軽微であり、この時の平均せん断変形角は $\gamma = 2.5 \times 10^{-3}$ 程度であった(層間変形角の約5%)。J1, J2では片側の梁に軸力が生じるので、参考値にとどめる。

5. まとめ

①主筋にSD 685 (D13)を用いた柱試験体では、いずれも終局時にカバーコンクリートが全長に亘って剥落する破壊性状を示したが、標準試験体のC1の最大耐力は曲げ解析結果とほぼ一致し、 $R = 20 \times 10^{-3}$ 以降の耐力低下も僅かであった。また開口の影響は $R = 10 \times 10^{-3}$ 以降の耐力差に現れたが、それ以前では顕著な差は認められなかった。

②主筋にSD 490 (D19)を用いて梁の曲げ耐力を高めたS2では、終局時接合部せん断応力度が 149 kgf/cm^2 にも達したが、S1と同様に柱フェイス位置で塑性ヒンジが形成され、梁曲げ降伏先行型の挙動を示した。梁主筋の付着性状も終始良好に保持され、約18dの定着長さでも接合部内での主筋の滑動現象は見られなかった。

③十字型接合部では2体とも上階柱の脚部で曲げ降伏し、降伏耐力を維持しながら終局に至る同じ性状を示した。接合部コンクリート強度が上階柱に比べて低いJ2でも、その損傷が部分的に接合部に及んだ程度の軽微なものであり、J1の破壊状況と大差はなかった。

<謝辞> 実験計画の立案に際し、東京大学小谷助教授のご指導を賜りました。ここに記して謝意を表します。

<参考文献> 1)六車、渡辺“高強度コンクリートの鉄

筋コンクリート靱性柱の適用に関する研究”、第11回 JCI年次講演会論文集1989、pp. 293~298
2)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、日本建築学会、pp. 114~127

表-5 初期剛性の比較

試験体	初期剛性		
	実験値	計算値	実/計
C-1	323	374	0.86
C-2	322	386	0.83
C-3	311	377	0.82
C-4	263	368	0.71
C-5	289	377	0.77
S-1	229	377	0.61
S-2	228	385	0.59
J-1	123	188	0.65
J-2	120	189	0.63

$K = \frac{1}{(1/mK_{be} + 1/mK_{co} + 1/sK_{be} + 1/sK_{co})} \quad (\text{tonf/cm})$			
$mK_{be} = 3 E_{cb} I_{cb} / L_b^3 \times L/H(2L/H)$: 水平せん断力に対する梁の曲げ剛性		
$mK_{co} = 3 E_{cc} I_{cc} / L_c^3$: 水平せん断力に対する柱の曲げ剛性		
$sK_{be} = E_{cb} A_b / 2rL_b(1+\nu_b) \times L/H(2L/H)$: 水平せん断力に対する梁のせん断剛性		
$sK_{co} = E_{cc} A_c / 2rL_c(1+\nu_c)$: 水平せん断力に対する柱のせん断剛性		
E_{cb}, E_{cc}	: 梁、柱のコンクリートの弾性係数		
I_{cb}, I_{cc}	: 等価断面二次モーメント		
L_b, L_c	: 内法スパン長さ		
A_b, A_c	: 等価断面積		
L, H	: 支点間距離		

注) *は十字型接合部の場合

表-6 降伏荷重と最大耐力の比較

試験体	圧縮降伏			引張降伏			最大耐力		
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
C-1	55.6	56.9	0.98	54.2	51.7	1.05	57.0	56.9	1.00
C-2	54.7	57.7	0.95	-	61.2	-	57.7	61.2	0.95
C-3	58.9	62.7	0.94	-	65.0	-	58.9	65.2	0.90
C-4	45.6	56.4	0.81	-	51.8	-	52.2	56.4	0.93
C-5	52.0	56.4	0.92	54.3	51.8	1.05	54.3	56.4	0.96
S-1	-	-	-	25.1	22.6	1.11	33.1	27.7	1.19
S-2	-	-	-	43.7	40.0	1.10	53.0	45.4	1.17
J-1	55.8	54.1	1.03	54.6	47.0	1.16	57.2	54.1	1.06
J-2	50.8	54.1	0.94	54.4	47.0	1.16	58.4	54.1	1.08

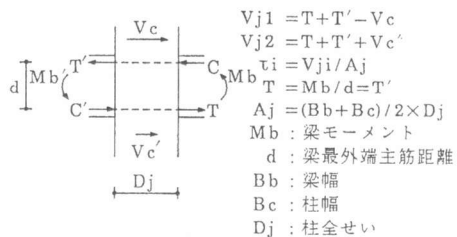
注) S-1, 2 (サの字型接合部) は梁の曲げ解析結果、J-1, 2 (十字型接合部) については柱の曲げ解析結果との比較を示す。

表-7 柱せん断強度の比較

試験体	実験値 (tonf)	A法		B法	
		実験値 (tonf)	実/計	実験値 (tonf)	実/計
C-1	57.0	59.5	0.96	74.7	0.76
C-2	57.7	59.7	0.97	73.9	0.78
C-3	58.9	58.1	1.01	77.7	0.76
C-4	52.2	49.4	1.06	53.5	0.98
C-5	54.3	49.4	1.10	53.5	1.01

表-8 接合部せん断強度の比較

	S-1	S-2	J-1	J-2
$\tau 1$ (kgf/cm ²)	93	149	35	34
$\tau 2$ (kgf/cm ²)	-	-	128	126
σ_B (kgf/cm ²)	666	666	640	544
$\tau 1 / \sigma_B$	0.14	0.22	0.05	0.06
$\tau 2 / \sigma_B$	-	-	0.20	0.23



$\tau 1, \tau 2$ の定義