

論 文

[2107] 高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部の剪断抵抗性状について

正会員 ○ 城 攻 (北海道大学工学部)

正会員 後藤 康明 (北海道大学工学部)

正会員 柴田 拓二 (北海道大学工学部)

まえがき

近年、高層住宅や高層事務所建築の需要が高まっているが、経済性・耐久性・居住性などの面で優れている鉄筋コンクリート構造による高層化の要求が強い。地震活動の激しいわが国に於て、重量構造物となる鉄筋コンクリート構造の高層化を実現するためには、高強度材料を用いて骨組の耐震性能を高めることも一つの方法と考えられる。しかし、高強度コンクリートを用いた部材及び架構に関する研究は極めて少ないため、これらの設計条件を確定するに至っていない。

本研究では、外部柱梁接合部を対象とし、梁及び柱が降伏する前に接合部が剪断破壊するよう計画した高強度コンクリート試験体を用いて、接合部剪断耐力や変形性状とこれらに及ぼす諸要因の関係を明らかにする。尚、本研究は建設省技術開発総合プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」の一環として行われたものである。

1. 実験概要

(1) 試験体形状 試験体寸法は、試設計による12階建ての2~3階柱梁寸法を基準とし、実大架構における階高3.5m、柱スパン7.15m、柱断面75cm×75cm、梁断面60cm×75cmからなる外部柱梁接合部を1/3に縮小したものである。また、試験体形状は、反曲点が柱および梁の部材中央にあるものとして取り出した、ト形平面架構である。実験変数にはコンクリート強度 σ_s ・接合部横補強筋比 p_w ・柱軸応力度 σ_a の3種を選び、これらの変数の組合せにより合計4体の試験体を製作した。試験体名と変数との関係を表-1に掲げ、試験体形状を図-1に示す。

$\sigma_s=800\text{kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部に適応できることを確認した剪断耐力推定式がないため、日本建築学会「RC造建物の終局強度型耐震設計指針(案)」に基づき、接合部剪断強度は $V_j = 0.194 \sigma_s \cdot b_j \cdot D_j$ (ここに b_j は接合部有効幅、 D_j はU形二段定着筋の外周筋水平投影長さ:以下ではAIJ式と呼ぶ)に達するものとして、梁および柱の曲げ降伏時の接合部剪断入力が上記の V_j を上回るように、高強度鉄筋を用いて梁・柱の配筋を定めたが、コンクリート骨材最大粒径が20mmとなることより、梁筋は2本ずつの束ね配筋とした。また、梁の剪断耐力と付着耐力を確保するために梁筋の一部をX配筋とし、梁の接合部端の上端と下端を外周からコ形断面鋼板で補強した。接合部の横補強筋は、施工上の要求から帶筋形状とし、これより実用的な補強筋量の上下限値を0.6%および0.2%

表-1 試験体名と変動要因

試験体名	コンクリート強度 $\sigma_s \text{ kg/cm}^2$	接合部横補 強筋 $p_w \%$	柱軸応力度 σ_a
NRC-J1	400	0.6	0
NRC-J2	800	0.6	0
NRC-J3	800	0.23	0
NRC-J4	800	0.6	0.3 σ_s

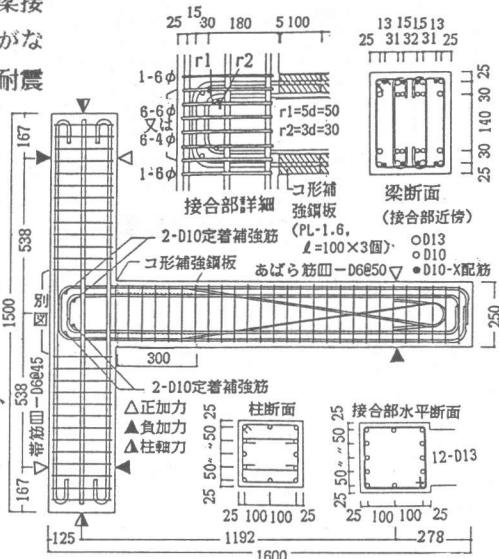


図-1 試験体形状

程度と見なし、柱筋の接合部内での座屈耐力への影響を変えないためにピッチを同一となるように鉄筋径を6mmと4mmに定めた。また、両者の $\sigma - \varepsilon$ 曲線が極力等しいものを選んで用いた。接合部梁筋の定着耐力は、森田による90°折曲げ定着耐力式[1]により定着破壊を防げることを確認したが、この式は2段配筋や中間筋を含む群効果に対する影響が考慮されていないため、用心筋として折曲げ部の内側に直交筋を配筋した。

(2) 使用材料 コンクリートは早強ポルトランドセメント・5mm径鶴川産砂・20mm径常盤産砕石・高性能減水材を使用し、表-2の調合に従って $\sigma_s = 800\text{kgf/cm}^2$ はレバーミクストコンクリートを搬入し、 $\sigma_s = 400\text{kgf/cm}^2$ は実験室で製作した。10cm径コンクリートシリンダにケージ長60mmのW.S.Gを貼付して求めた実験時コンクリートの力学的性状を表-3に掲げる。鉄筋はいずれも高強度試作鉄筋を使用した。これらの力学的性状を表-4及び図-2に掲げる。

(3) 加力方法 地震力による応力状態を模擬するために、上下の柱端部をピボット支持とし、梁端部をアクチュエーターにより上下方向に加力した。実験では加力装置の都合上図-3に示すように柱を水平に位置させて加力した。柱の軸力は、高軸力試験体（NRC-J4、以降'NRC-'を略す）では $0.3\sigma_s$ を300tonf油圧ジャッキで導入し、無軸力試験体（J1、J2、J3）では試験体安定のために

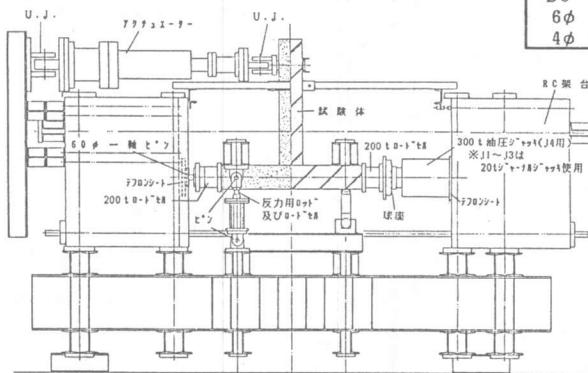


図-3 加力装置

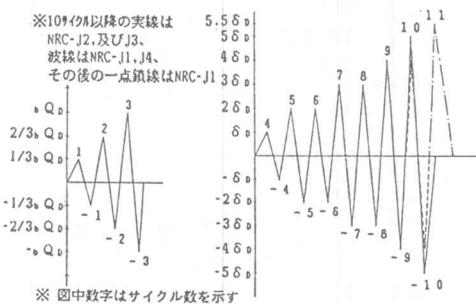


図-4 加力プログラム

表-2 本実験に用いたコンクリート調合表

σ_s	W/C	S/A	W	重量		
				C	S	G
800	31.2	44.1	168	339	761	952
400	48.2	48.3	170	353	893	946

表-3 コンクリートシリンダ-試験結果 σ, E [kgf/cm²]

試験体	材令 (日)	比重	σ_s	σ_t	$E_{1/3} \times 10^6$	$E_{2/3} \times 10^6$	ε_{max}
NRC-J1	27～34	2.42	525	34.5	3.07	2.75	2293
NRC-J2	31～34	2.44	834	52.5	3.22	3.04	3393
NRC-J3	36～43	2.44	886	29.5	3.34	3.15	3375
NRC-J4	43～52	2.44	907	46.6	3.32	3.13	3441

*EはWSGから求めた $\sigma - \varepsilon$ 関係の原点を通る割線剛性

* ε_{max} はWSGの最大値で概ね σ_s に対応している

表-4 鉄筋引張試験結果

鉄筋径	使用位置	降伏時		最大	伸び (%)	$E_s \times 10^6$	降伏比
		σ_y	ε_y				
D13	柱梁主筋	11130	5800	11630	6.94	1.92	0.96
D10	梁主筋	8080	5850	9920	9.48	2.05	0.83
D6	柱梁剪断	11160	7480	12420	8.22	2.00	0.90
6φ	接合部	8310	6380	10020	13.1	1.87	0.83
4φ	接合部	8570	6550	11540	8.6	1.85	0.74

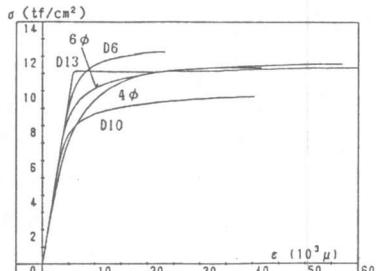


図-2 鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 関係

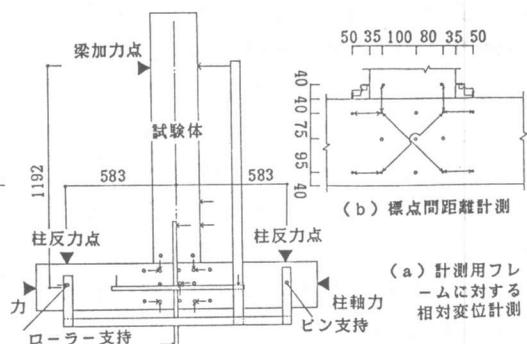


図-5 変形計測装置

初期値として $0.02\sigma_b$ を“ヤーナル”ヤキで導入した。加力方法は、第3サイクルまでを荷重制御で、第4サイクル以降を変位制御とする正負交番繰り返し加力を行った。ここで、第3サイクルのピーク時に所定の接合部剪断力 V_D に達するように梁剪断力 Q_D を載荷し、この時の梁加力点変位 δ_D を求め、第4サイクル以降のピーク変位は δ_D を基準として図-4に示すように制御した。 V_D は、ACI-ASCE 352-85 [2]の柱梁接合部剪断耐力設計式 $V = 0.265\gamma\sqrt{\sigma_b \cdot b_s \cdot D_c}$ (kgf/cm²) (ここに D_c は柱成)を用い、隅柱に適用する $\gamma = 12$ を代入して定めた(以下ではACI式と呼ぶ)。

(4)計測方法 荷重は柱軸力と柱および梁剪断力を荷重計及び圧力計によって測定した。変形は図-5に示すように、ト形計測フレームに対する各標点の架構面内方向変位、接合部周辺の標点間距離変化を測定した。また、接合部とその近傍の鉄筋歪をW.S.G.によって測定した。

2. 破壊状況

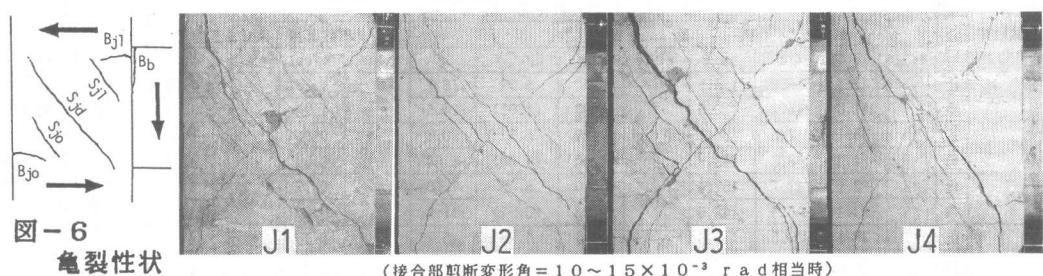
図-6に亀裂記号と最大耐力超過後の亀裂状況(接合部剪断変形角=10~15×10⁻³rad相当時)を示す。最大耐力時には一部の梁筋が降伏したが梁の曲げ降伏には至らず、接合部内の定着破壊も生じていないことが確認され、計画通りいずれの試験体も接合部の剪断破壊で耐力に至った。

無軸力試験体(J1,J2,J3)の亀裂発生過程は、梁付け根曲げ亀裂 B_{j1} に続いて接合部内では、梁側曲げ亀裂 B_{j1} 、剪断亀裂 S_{j1} 、外側曲げ亀裂 B_{j0} の順に発生する。接合部内の曲げ亀裂 B_{j1} と B_{j0} は、それぞれおおよそ2段梁筋の外側筋沿いとその延長線上に発生するが、耐力後も顕著な拡幅や伸展は見られない。接合部剪断初亀裂は、低強度コンクリートのJ1では対角線亀裂 S_{jd} に発生し、これに平行な多数の斜め亀裂が耐力時まで順次発現するのに対して、高強度コンクリートのJ2とJ3では、対角線亀裂に先んじるか概ね同時に梁引張筋近傍に斜め亀裂 S_{jd} が発生する。これはコンクリート強度 σ_b が小さくなるにつれてヤング係数比が大きくなり、鉄筋定着力の折曲げ定着位置での負担割合が増大するためと思われる。しかし、図-6に示されるようにいずれの場合も最大耐力時に支配的となるのは対角線亀裂であり、亀裂先端部が上下の柱内に進入し、この部分の柱隅筋か“コンクリートが圧縮力によって剥離して耐力に至るが、J2のように σ_b が大きく横補強筋比が大きいほど斜め亀裂は分散しやすい。

これらに対して高軸力試験体J4の接合部内の亀裂は、柱軸となす角度の小さい斜め亀裂が柱中段筋沿いに雁行状に発生し、耐力時近くになって雁行状の斜め亀裂が対角線上と最外縁柱筋沿いに現れ、これらの亀裂幅の拡大によって耐力に達したが、上下柱コネ部への亀裂の伸展・拡幅は他の試験体に比べて激しいのが特徴である。耐力時に接合部梁側曲げ亀裂 B_{j1} は発生するが、外側曲げ亀裂 B_{j0} は実験終了まで認められず、むしろ大変形時には接合部外側のか“コンクリートが剥落して偏心軸圧縮状態となり、接合部内の外側柱筋が座屈を生じて軸力が維持できなくなった。

3. 耐力 接合部剪断初亀裂耐力および最大耐力の実験結果と計算値を対比して表-5に示す。

(3.1)剪断初亀裂耐力 無軸力試験体J1,J2,J3の場合は、接合部対角線上に発生する斜め剪断初亀裂 S_{jd} とともに、接合部剪断応力度 τ -接合部剪断変形角 γ 曲線上で顕著な



剛性低下が認められるので、S_{id}亀裂発生時を初亀裂耐力とした。しかし、高軸力試験体J4の場合には、前述の接合部柱中段筋沿いに発生する初亀裂は剛性低下に関係せず、その後の耐力上昇中に現れる雁行状対角線亀裂が剛性低下の要因となるため、J4ではこれを剪断初亀裂耐力とした。接合部剪断応力度実験値_{exp} τ_{exp} は、初亀裂時接合部剪断力/(柱幅 b_c × 水平投影長さ D_c)として算出した。接合部剪断応力度計算値_{cal} τ_{cal} は、コンクリート引張強度 σ_t = 1.4 √ σ₈ と亀裂発生時の軸応力度実験値 σ₈ を主応力度式に代入して求めた。計算値に対する実験値の比は、J2の正加力時が小さいのを除けば0.86から1.00の範囲でよく適合する。

(3-2) 剪断終局耐力 終局耐力剪断応力度実験値は、最大耐力時接合部剪断力/(b_c × D_c)により算出した。計算値は、前述した AIJ式と、ACI式を用いて求める。ただし、ACI式の τ_{cal} を求める際の有効断面積として柱成D_cを用いるのに対して、AIJ式で評価する τ_{cal} は梁筋水平投影長さ D_cを用いることとの相違があって、両者の τ_{cal} を直接比較できないので、ACI式による τ_{cal} に係数=D_c/D_cを乗じて換算した値を便宜的にACI計算値とする。

各試験体の正加力時と負加力時の_{exp} τ_{exp} は大差無いので、その平均値_{exp} τ_{exp} を用いてこれを σ₈ 及び √ σ₈ で基準化した応力度によってコンクリート強度のみが異なるJ1とJ2を比較する。_{exp} τ_{exp} / σ₈ は両者で異なるのに対して、_{exp} τ_{exp} / √ σ₈ は比較的近い値となっていることからは、接合部終局強度は √ σ₈ に比例していることになる。しかし、図-7に示される200~300kgf/cm²の既往の実験結果に対する適合性は逆に悪くなる。従って、いずれの関係式も3種のコンクリート強度に対して同時に満足する関係を表していないが、試験体数が少ないので今後の検討課題としたい。

横補強筋の効果を p_w=0.6%のJ2に対する p_w=0.23%のJ3の基準化応力度の比で比べると、基準化の方法には関係なく0.93~0.94となり、若干はあるが横補強筋効果が現れている。既往の著者らの研究[3]では、SD35相当の補強筋を用いた場合に縦横補強筋比をそれぞれ p_v、p_h とすれば、τ / σ₈ = 3.9 (p_h + p_v) + 0.21 の関係を得ている。仮に、当試験体に同様の考え方を適用すれば、τ / σ₈ = 3.2 (p_h + p_v) + 0.143 となり、無補強時の τ / σ₈ は小さく評価され、補強筋の増分量に対する τ / σ₈ への寄与率も既往の研究結果より小さくなつた。

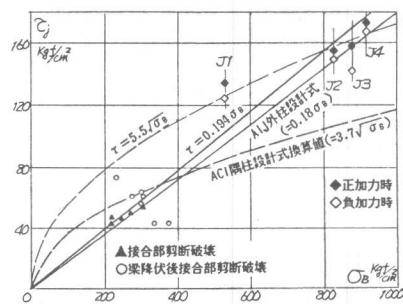


図-7 τ_{exp} - σ₈ 関係

表-5 耐力一覧

試験体	加力方向	バネル剪断初亀裂耐力時						計算値	
		実験値							
		サイクル	R	Qc	exp τ	平均 τ	τ / σ ₈	τ / √ σ ₈	γ
NRC-J1	正	+2	4.22	4.06	32.5	0.45	36.8	0.88	0.89
	負	-2	-3.89	-4.07	-32.6	-0.78			
NRC-J2	正	+1	3.81	4.00	32.0	0.33	47.7	0.67	0.86
	負	-2	-4.60	-5.14	-41.1	-0.25			
NRC-J3	正	+2	6.54	6.10	48.9	1.20	49.1	1.00	1.00
	負	-2	-6.25	-6.15	-49.2	-0.69			
NRC-J4	正	+3	12.38	12.59	112.0	0.89	114.4	0.98	0.98
	負	-3	-13.53	-12.59	-112.0	-0.98			

() 内は J2の値に対する比

試験体	加力方向	接合部剪断終局耐力時						AIJ式計算値		ACI式計算値	
		実験値						cal τ	ex/cal	cal τ	ex/cal
		サイクル	R	Qc	exp τ	平均 τ	τ / σ ₈	τ / √ σ ₈	γ	cal τ	ex/cal
NRC-J1	正	+7	41.1	15.2	135.5	131.0	0.250	5.72	16.7	101.8	1.33
	負	-7	-41.6	-14.2	-126.5		(1.37)	(1.07)	-24.5		1.24
NRC-J2	正	+5	35.1	17.5	155.7	152.2	0.182	5.32	10.6	161.8	0.96
	負	-5	-34.2	16.8	-148.7		(1.00)	(1.00)	-8.04		0.92
NRC-J3	正	+5	32.1	17.7	157.4	150.2	0.170	5.05	7.60	171.9	0.92
	負	-5	-33.4	-16.0	-143.0		(0.93)	(0.94)	-11.8		0.83
NRC-J4	正	+7	38.1	19.5	173.0	170.2	0.188	5.65	15.7	175.8	0.98
	負	-7	-39.6	-18.8	-167.3		(1.03)	(1.06)	-17.1		0.95

R: 層間変形角 (×10⁻³ rad)

Qc: 柱剪断力 (tonf)

τ: バネル剪断応力度 (kgf/cm²)

γ: バネル剪断変形角 (×10⁻³ rad)

無軸力のJ2に対して軸力度が0.3σ_bであるJ4の基準化応力度の比で比べると、基準化方法の相違に関係なく軸力の接合部剪断終局強度に与える影響は極めて小さい。これは藤井らの実験結果[4]では、軸力度がσ_b/15からσ_b/4へ増大すると耐力も13%増加した結果と異なっている。

4. 各部変形

(4-1)パル初剪断変形角 図-8に各試験体のτ-γ曲線を示す。各試験体とも正加力時よりも負加力時の変形が大きくなるが、この傾向はコンクリート強度が低いJ1と剪断補強筋量が少ないJ3に明確に現われ、高軸力を導入したJ4は顕著ではなかった。また、J2とJ3を比較すると、正加力時ではJ3の方が最大耐力時で変形が小さいが、負加力時では逆の結果になり、また、最大耐力後の耐力低下は正負両加力時とともにJ3の方が大きくなっていることから、横補強筋量が少ない方が繰り返し加力に対して、また、最大耐力後の剛性低下が急激となることが示された。コンクリート強度の剛性低下に及ぼす影響はJ1とJ2を比べると正加力時で顕著でないが負加力時には強度の大きい方が最大耐力後の低下が大きいことが認められる。軸力の高いJ4は、パル初の初期剪断剛性は高くなるが最大耐力後の剛性低下はJ2に比べてやや大きい。しかし、τ-アルブ^oが形状では他のいずれの試験体に比べても紡錘形となり、剪断変形によってある程度のエネルギー吸収が可能なことを示している。

(4-2)パル内各部変形 パル内にある5つの標点の相対変位から各標点間の歪度が求められるが、このうち斜め方向の値を図-9に示す。一部を除き大変形に至っても正負の加力時に圧縮歪から引張歪までの間を繰り返し推移している。しかし、耐力後の挙動はJ2とJ4ではパル中心から折曲げ定着側の区間で圧縮歪が急増するのに対し、補強筋量の少ないJ3は逆に引張歪が急増し、最終的には全ての位置で引張歪になっている。これは、接合部横補強筋が少ないとによって接合部が全体的に膨張したことを見ている。

(3-3)変形成分比 全変形に占める接合部パルの剪断変形と梁付け根の回転によって生ずる変形成分比を図-10に掲げる。全試験体を通じ梁付け根端回転による変形成分R_Rは初期変形時に

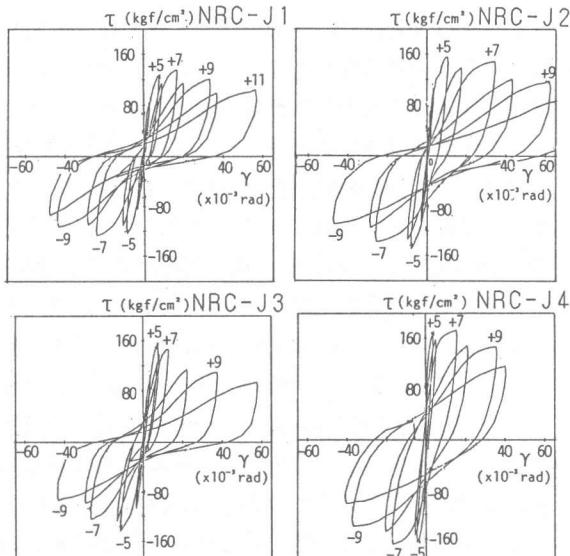
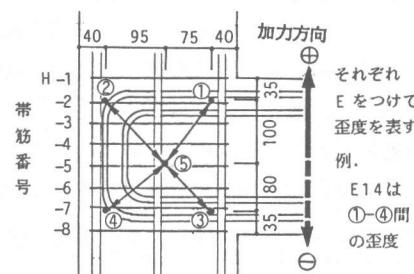


図-8 パネル剪断応力度-パネル剪断変形角

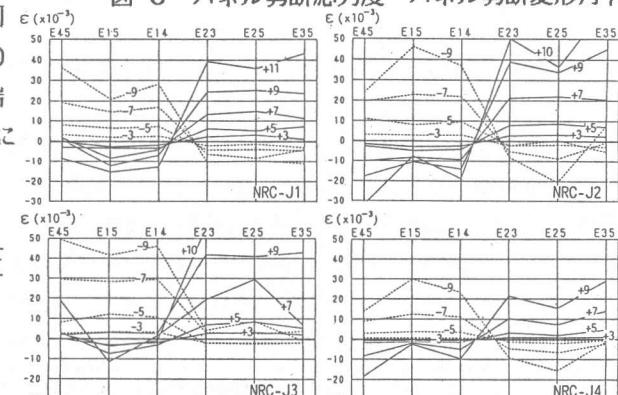
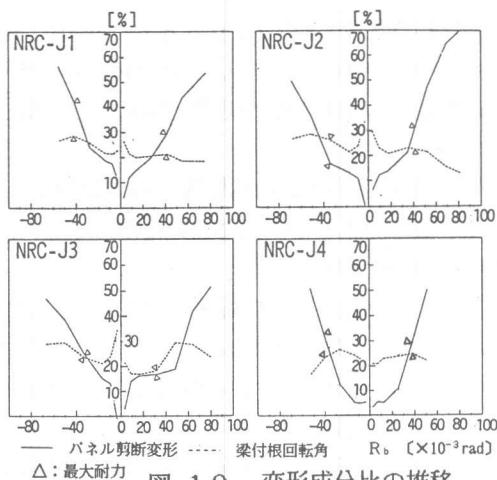


図-9 パネル内各部変形の推移



△:最大耐力
■:変形成分比の推移

図-10 変形成分比の推移

は20~30%を占めるが、その後の変形増大によっても15~30%の間を推移し、梁筋の接合部又は梁端からの抜け出し破壊が生じていないことが示されている。一方、接合部剪断变形による変形成分 R_p は全変形量の増加に伴って増大し、最大耐力後には R_p の成分比を上回り、実験終了時には50%を越える推移をたどる。いずれの場合も、 R_p が最大耐力後は支配的となっていることから破壊形式は接合部の剪断破壊であったことが判断できる。

5. 接合部横補強筋の挙動 (図-9に帶筋番号を示す)

(5-1) 加力方向補強筋(図-11のHF-1~8) いずれの試験体も最大耐力前の接合部補強筋の歪度分布は接合部中央部にピーカーを有するが、引張力を受ける梁筋近傍の歪度は、圧縮力を受ける梁筋近傍の歪度よりも大きい(例えば正加力時ではHF-1~3に対するHF-6~8の歪)。最大耐力または耐力直前の ± 5 サイクルでは上述の分布傾向を維持している。横補強筋比の小さいJ3では、鉄筋毎の歪度のバラツキは大きいが、平均的には $\varepsilon \approx 4000 \mu$ となり、横補強筋に生ずる鉄筋力をJ2と比べると $(0.23\% \cdot 4000 \mu) / (0.6\% \cdot 3000 \mu) \approx 0.5$ となるが、最大耐力 Q_u の相違は小さい。

(5-2) 直交方向補強筋(図-11のHI-1~8: 梁側直交筋) 接合部直交筋のうち梁側のHI-1~8は最大耐力に至るまでは正負加力とともに梁の引っ張り筋近傍にピーカーを有する歪度分布であり、梁筋の抜け出しに伴うコンクリート膨張への抵抗によるものと考えられる。 ± 5 又は ± 7 サイクルの最大耐力時には正負加力共に概ね均等分布となり、歪度の値は加力方向鉄筋と同様の値を示している。これは、接合部コンクリートの圧縮歪に対するアン効果としての体積膨張によるものと考えられる。

6. 結語

強度 $\sigma_c = 800 \text{ kgf/cm}^2$ 級のコンクリートからなる平面架構外部柱梁接合部を用いて接合部の剪断破壊を先行させた加力実験結果を次のように纏める。

- 1) コンクリート強度 $\sigma_c = 800 \text{ kgf/cm}^2$ 以下の接合部剪断終局強度は少なくとも $0.17 \sigma_c$ 程度は確保できる。
- 2) 接合部横補強筋比の剪断強度に及ぼす効果は普通強度コンクリートに比べて低いが、耐力後の剛性確保にある程度の効果を示す。
- 3) 接合部横補強筋は接合部コンクリートに対してコンファインメントとして働き、加力方向と直交方向とに同程度の応力を負担する。
- 4) $0.3 \sigma_c$ 程度の柱軸力による剪断強度への影響は小さい。
- 5) 接合部 ± 5 の初期剛性低下に影響する剪断初亀裂耐力は主応力度式で評価できる。

[参考文献] [1] 藤井栄・森田司郎:外端柱・梁接合部の折曲げ定着に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1983、pp.1821-1824
 [2] ACI-ASCE Committee 352: Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, ACI Journal, Vol.82-5, 1985.5 [3] 城攻・後藤康明・柴田拓二:RC外部柱梁接合部のせん断抵抗性状に及ぼす接合部補強筋等の影響、JC1年次論文報告集、Vol.11-2, 1989, pp.537-542 [4] 後藤雅浩・藤井栄・森田司郎: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.外部柱梁接合部の場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989, pp.441-442