

論文

[2090] 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

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)

外部柱梁接合部に隣接する部材端の曲げ耐力を発揮させるためには接合部のせん断破壊や定着破壊を防止する必要がある。角ら¹⁾は、主として梁降伏後の変形に伴う接合部せん断抵抗性状について接合部内縦横補強筋量及び柱軸力との関係を検討している。しかし、隣接部材の降伏によって接合部入力せん断力が制限されることのないように配慮して、接合部が発揮しうるせん断耐力を明確にした研究は必ずしも多くはない²⁾。本研究では梁筋をU字形定着しているト形外部柱梁接合部を対象として、接合部内横補強筋量とその補強位置、縦補強筋量及び柱軸力比が接合部パネルの耐力、変形等に及ぼす影響を実験的に検討し、合理的設計法の確立のための基礎的資料を得ようとするものである。

[1] 実験概要

(1) 試験体 均等な平面ラーメン架構の中間階の外柱梁接合部を対象とし、実構造物のおよそ 1/2縮小モデルを想定したもので、直交梁・スラブのないト形平面架構模型を用いた。図1に試験体形状を示すが、接合部中心から梁反曲点までの長さ148cm、上下の柱の反曲点までの高さが夫々 87.5cmである。梁筋には高強度 ϕ 鉄筋を用い、全て接合部内にU字形に折曲げ定着しているが、梁先端部は途中で加力用鋼製梁にナットで緊結している。接合部の補強は帯筋による横補強筋量と柱中段筋による縦補強筋量との組合せを4種(試験体記号：LO,HO,MM,HH)と、この中のHOと同量の横補強筋量を梁幅相当位置に配筋したものの(記号H'0)の5種で無軸力(記号NO)とし、この他に高軸力(N96)を導入したLOとHHの2体を加えた合計7体の試験体を作製した(表1)。いずれの試験体も接合部せん断耐力に対して、柱・梁の曲げ耐力、せん断耐力及び梁筋定着耐力が上回るように設計し、この目的のために柱梁接合部には通常強度のコンクリート(平均値 $\sigma_B=303 \text{ kg/cm}^2$)を使用し、柱及び梁には高強度レディミクストコンクリート(平均値 $\sigma_B=412 \text{ kg/cm}^2$)を用いて平打ちとした。更に、梁の接合部端を幅150mm厚さ2mmの帯鉄板で補強し圧潰と割裂を防止した。尚、接合部せん断耐力は ACI-ASCE 352³⁾の柱梁接合部せん断耐力設計式 $V=0.265 \gamma \sqrt{f_c} \cdot t_p \cdot D_c$ [kg/cm2](記号は後述)を用い、 $\gamma=15$ (非ヒンジ隅柱用)を

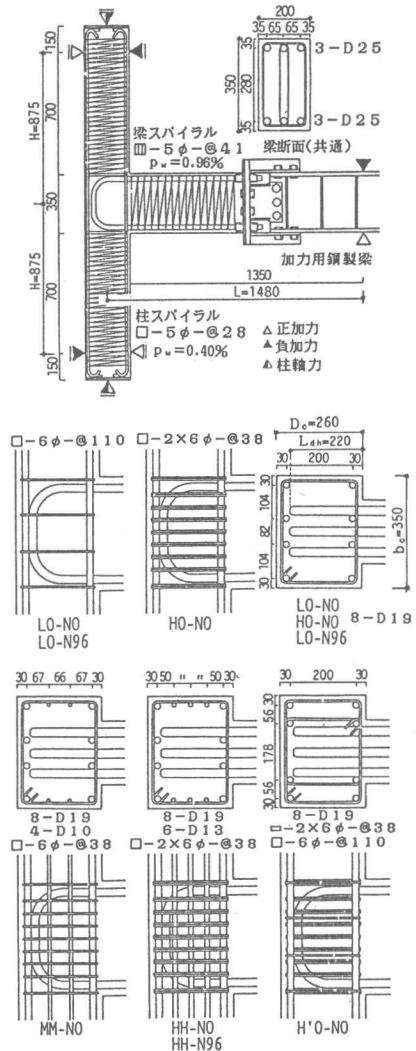


図1 試験体概要

表1 試験体一覧 *外周帯筋比(図1参照)

試験体	横補強筋比 (%)	縦補強筋比 (%)	柱軸応力度 (kg/cm ²)
L0-N0	0.15	0	5
H0-N0	0.85	0	5
MM-N0	0.42	0.41	5
HH-N0	0.85	1.09	5
H'0-N0	0.85+0.15*	0	5
L0-N96	0.15	0	96
HH-N96	0.85	1.09	96

表2 コンクリートの力学的特性

試験体	接合部		柱・梁	
	σ_B	$E_g(10^5)$	σ_B	$E_g(10^5)$
L0-N0	284	2.13	431	2.81
H0-N0	302	2.27	416	2.60
MM-N0	283	2.28	419	2.76
HH-N0	299	2.22	395	2.79
H'0-N0	321	2.30	429	2.79
L0-N96	321	2.31	405	3.04
HH-N96	311	2.22	390	2.98

表3 鉄筋の力学的特性

鉄筋径	使用位置	降伏点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸び (%)
D25	梁主筋	6180	7430	16.7
D19	柱主筋	5920	7680	20.4
D10	柱中段筋	3680	5150	21.3
D13	柱中段筋	3970	5900	21.5
6φ	接合部帯筋	3870	5180	25.6
5φ	柱梁補強筋	7700	10600	5.7

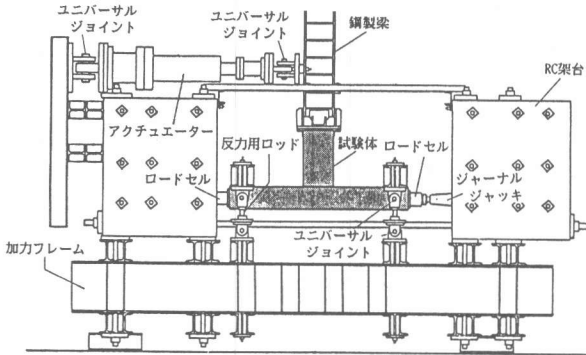


図2 加力装置

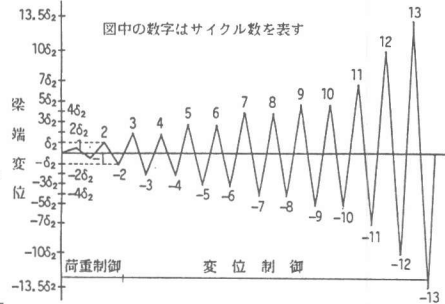


図3 加力プログラム

代入して求めた。また、定着耐力は 藤井・森田⁴⁾の提案式により、本実験の最小横補強筋量試験体に対して上記の条件を満足するように諸元を定めた。表2、表3に材料性状を示す。

(2) 加力及び計測方法 地震力による応力状態を模擬するため、上下の柱端部をピン・ローラー支持とし、梁端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2に示すように柱を水平に位置させて加力した。柱の軸応力度は、高軸力用試験では 96kg/cm^2 を油圧ジャッキで、無軸力用試験では試験体安定のために初期値として 5kg/cm^2 をジャーナルジャッキで導入した。加力方法は第1、第2サイクルを荷重制御、第3サイクル以上は変位制御とする正負交番繰り返し加力を行った。接合部せん断応力度 $\tau = 39\text{kg/cm}^2$ (予定コンクリート強度 $\sigma_B = 270\text{kg/cm}^2$ として日本建築学会RC終局強度型耐震設計指針案の外部柱梁接合部せん断強度 $0.18\sigma_B$ の80%に相当する値。応力度の算法は表4欄外参照、但し β 初有効幅 = 27.5cm使用) が第2サイクルのピーク時に発生するように加力し、この時の梁端変位を δ_2 とし、第3サイクル以降のピーク変位は δ_2 を基準値として図3に示すように制御した。計測項目は柱・梁せん断力、柱軸力、柱梁各部の計測ルームに対する相対変位、コンクリート各部に埋め込んだ標点間の距離変化、柱梁主筋並びにせん断補強筋の主要な位置の歪度などである。

[2] 結果及び考察

(1) 破壊状況 最大耐力発生サイクルは試験体によって異なり第7~12サイクルに分布したが、それ以前に柱・梁主筋が降伏することはなかった。パネルせん断初亀裂は図4中に例示するように、圧縮隅角部を結ぶ対角線近傍に発生する対角線亀裂 DSCと、亀裂角度はこれと概ね平行であるが発生位置が引張り隅角部の梁筋折曲げ近傍または梁引張筋水平部近傍に発生するコーナー亀裂 CSCとがある。補強筋量が少ないほど、また軸力比が小さいほどコーナー亀裂が先行する。対角線亀裂は、縦横合計補強筋量が少ないほど、また柱軸力比が大きいほど亀裂角度は急勾配になる。最大耐力に向かって加力を増大すると初亀裂におおよそ平行な斜め亀裂が発生するが、補強筋量が多いほど亀裂の分散効果が見られ、特に柱中段筋と横補強筋がバランスよく配筋されている場合に顕著であった。横補強筋の大部分を梁幅相当位置に配筋したH'0-N0は、横補強筋量が多いにもかかわらず亀裂分散効果は少ない。対角線亀裂の先端は最大耐力時には β 初上下端を貫通し柱内に伸展した。他

の試験体が層間変形角 $R \approx 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までに亀裂の拡幅が顕著になるのに対し、高軸力高補強のHH-N96は $R \approx 20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ に至るまで大きく拡幅する亀裂が見られず、柱軸力と補強量がパネル剛性増加に寄与していた。全試験体を通してパネル内の柱主筋に沿った付着割裂が $R \approx 15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のあたりで発生したが、横補強量の多い H0-N0、HH-N0、HH-N96は付着割裂による損傷が少なく、横補強筋の有用性が認められた。耐力後の大変形時にはパネル中央部及び隅角部コンクリートの剝落が見られた。H'0-N0はほぼ同一補強筋量の H0-N0よりも損傷程度が激しかった。

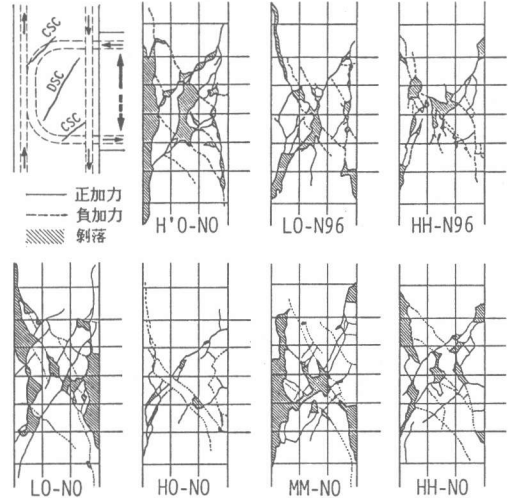


図4 実験終了時破壊状況(主たる残留亀裂及び剝落)

(2) 耐力 パネルせん断初亀裂実験値は、

亀裂発見時・横補強筋歪急増時・パネル対角線変形急増時の3者を併用して判定した。計算値はパネル有効幅として柱全幅を用いた主応力度式により算出した。これらの結果を表4に示すが、柱軸力のない場合(N0)の初亀裂はいずれもコナ-亀裂であり、5体の正負両加力の計算値に対する実験値の比は0.84~1.06で平均0.95となり、両者は良い対応を示した。高軸力の場合(N96)の初亀裂は対角線亀裂であり、両者の比は0.76~0.79で平均0.77となり計算値を下回っている。いずれの亀裂もパネル剛性低下に明瞭に影響しているので亀裂耐力を適切に評価する必要があり、全軸力範囲に適應できる接合部初亀裂耐力計算式を提案するために、亀裂発生機構と接合部内の軸応力度分布や平均せん断応力度との関係を考慮して検討し直す必要があるものと考えられる。

最大耐力と補強筋量との関係を図5に示す。横軸は、横補強筋比 p_h と縦補強筋比 p_v の合計値 Σp を示し、縦軸はコンクリート強度で基準化した最大耐力時せん断応力度 τ_u / σ_B を示すが、 Σp に対応して τ_u / σ_B は高くなる傾向が認められる。低補強の LO-N0と LO-N96は 柱軸力の相違に關係なくほぼ等しい τ_u / σ_B を示しているのに対して、高補強の HH-N96は HH-N0に比べて6%小さ

表4 実験結果耐力及び計算値一覧 (R:層間変形角、Qc:柱剪断力、 τ :パネル剪断応力度、 γ :パネル剪断変形角)

試験体	加力方向	パネル剪断初亀裂						最大耐力						
		割合	R 10 ⁻³ rad	Qc ton	$\sigma_p \tau_{sc}$ kg/cm ²	γ_{sc} 10 ⁻³ rad	$\sigma_{cal} \tau_{sc}$ kg/cm ²	exp cal	割合	R 10 ⁻³ rad	Qc ton	$\sigma_p \tau_u$ kg/cm ²	$\frac{\sigma_p \tau_u}{\sigma_B}$	γ_u 10 ⁻³ rad
LO-N0	正	+2	3.92	4.42	27.5	0.57	26.0	1.06	+11	28.4	7.55	59.8	0.211	14.01
	負	-2	-3.55	-3.87	-24.1	-0.51		0.93	-9	-20.4	-7.76	-61.4	0.216	-8.27
H0-N0	正	+2	3.15	3.80	23.7	0.41	26.7	0.89	+11	27.5	9.61	76.1	0.252	10.86
	負	-2	-3.92	-4.38	-27.2	-0.53		1.02	-11	-27.5	-9.61	-76.1	0.252	-10.78
MM-N0	正	+2	3.02	3.80	23.6	0.38	25.9	0.91	+11	27.2	9.26	73.3	0.259	12.50
	負	-2	-3.24	-3.79	-23.6	-0.28		0.91	-9	-19.5	-8.79	-69.6	0.246	-9.06
HH-N0	正	+3	2.92	3.81	23.7	0.33	26.6	0.89	+11	26.0	11.06	87.6	0.293	10.92
	負	-2	-3.93	-4.37	-27.2	-0.93		1.02	-11	-26.0	-11.01	-87.2	0.292	-12.71
H'0-N0	正	+2	4.25	4.39	27.3	1.30	27.5	0.99	+7	17.7	8.99	71.2	0.222	6.97
	負	-2	-3.50	-3.71	-23.1	-0.37		0.84	-7	-17.7	-8.87	-70.2	0.219	-6.71
LO-N96	正	+3	5.79	6.78	42.2	0.70	55.1	0.77	+11	21.8	8.68	68.7	0.214	8.47
	負	-3	-5.59	-6.42	-42.1	-1.05		0.76	-9	-15.7	-8.53	-67.6	0.211	-8.00
HH-N96	正	+3	5.94	6.97	43.4	0.71	54.6	0.79	+12	30.1	10.45	82.7	0.276	12.12
	負	-3	-5.46	-6.73	-41.9	-0.82		0.77	-12	-29.3	-10.53	-83.4	0.268	-16.02

■平均パネル剪断応力度

$$\tau = \frac{Q_b}{t_p \cdot j_b \cdot D_p} \left(L - \frac{D_c}{2} - \frac{L}{H} j_b \right)$$

■パネル剪断初亀裂応力度計算値

$$\sigma_{cal} \tau_{sc} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_a / \sigma_t}$$

ここに、 $\sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B}$

Qb: 梁剪断力、

σ_B : コンクリートシリンダー強度

σ_a : 柱軸応力度

t_p : パネル有効幅

τ_{sc} 計算時: $t_p = b_c = 35 \text{ cm}$

τ_u // $t_p = (b_c + b_s) / 2 = 27.5 \text{ cm}$

j_b : 梁応力中心距離 (7/8 d_b)

D_p : パネル有効成 ($L_{gh} = 22 \text{ cm}$)

D_c : 柱成

L: 梁スパンの1/2

H: 柱スパンの1/2

図
1
参
照

な値を示している。H'0-N0の τ_u/σ_B はH0-N0より12%ほど小さかったのは、横補強筋量の殆どを梁幅相当の柱断面中央に配筋したことによって有効なコンクリート断面積が減少したためと考えられる。図5の関係において横補強方法の異なるH'0-N0を除いて回帰直線を求めると次式が得られた。

$$\tau_u/\sigma_B = 0.39(p_h + p_v) + 0.21$$

前述のACI-ASCE 352 設計式では、補強筋による接合部のせん断耐力増大を認めていない他、 τ_u が $\sqrt{\sigma_B}$ で表されていること、パネル有効成にDcを用いていること

の相違があるために τ_u を上式の値と直接的に比較が出来ない。そこで、 σ_B に全試験体の平均コンクリート強度 $\sigma_B = 303\text{kg/cm}^2$ を用いてパネルせん断耐力を求めれば $V_{ACI} = 49\text{t}$ となり、上式に $p_h = p_v = 0$ を代入して求めるパネルせん断耐力 $V = 38\text{t}$ に比べて約3割大きくなり、同設計式は耐力を過大に評価していることになる。また、柱中段筋を用いていない文献2)の実験の中で、せん断破壊した5体の試験体の τ_u/σ_B 平均値は0.195となり、上式のコンクリート負担分0.21と近い値を示しているが、補強筋による明瞭な耐力増大効果が認められていない点が本実験結果と異なる。

(3) 復元力特性 図6に柱剪断力 Q_c -層間変形角 R 関係を例示する。無軸力試験体N0の R

ϕ 形状はいずれも4 ϕ カク($R \approx 8 \times 10^{-3}\text{rad}$)頃から逆S字形のスリップ性状を示している。高軸力のLO-N96とHH-N96は夫々に無軸力のN0と比べてスリップ性状の発生はやや少なく、最大耐力後の耐力低下はやや顕著である。高横補強を行ったH0-N0、HH-N0、HH-N96は正負両加力時共に最大耐力時変形角は $R \approx 30 \times 10^{-3}\text{rad}$ を示したのに対して、中・低補強のLO-N0、LO-N96、MM-N0は負加力時の最大耐力時変形角が $R \approx 20 \times 10^{-3}\text{rad}$ 程度に小さくなった。

(4) パネル変形 パネルせん断応力度 τ -せん断変形角 γ 関係を図7に例示し、その包絡線として求めるスリットカーブを図8に示す。いずれの試験体も最大耐力後のパネルせん断変形が大きくなり、せん断破壊に至ったことが分かる。また、最大耐力後の変形は正加力時に生じたストラットの亀裂及び圧潰によりパネル剛性が低下したため、負加力時の変形が正加力時に比べていずれも大きくなったものと思われる。

パネルせん断剛性 G のパネルせん断変形角 γ に対する推移を図9に示す。低補強LO及び高補強HHの2種について夫々に無軸力タイプと高軸力タイプとを比較するといずれも $\gamma \approx 8 \times 10^{-3}\text{rad}$ までは高軸力を受けるとおよそ1.5倍の剛性を示すが、 $\gamma \approx 30 \times 10^{-3}\text{rad}$ ではHH-N96は軸力のないものと同程度となり、LO-N96は1.2倍程度に近づく。H'0を除く無軸力N0シリーズでは、 $\gamma \approx 8 \times 10^{-3}\text{rad}$ まではほぼ同様に推移するが、それ以後は高横補強のHH-N0とH0-N0に比べて中低横補強のMM-

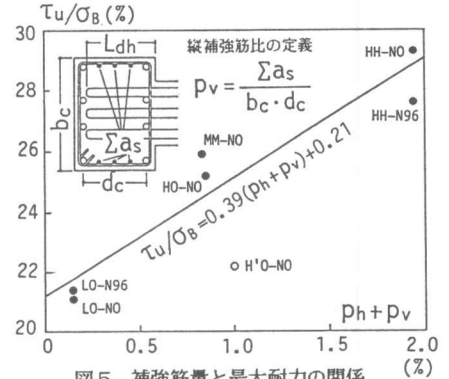


図5 補強筋量と最大耐力の関係 (%)

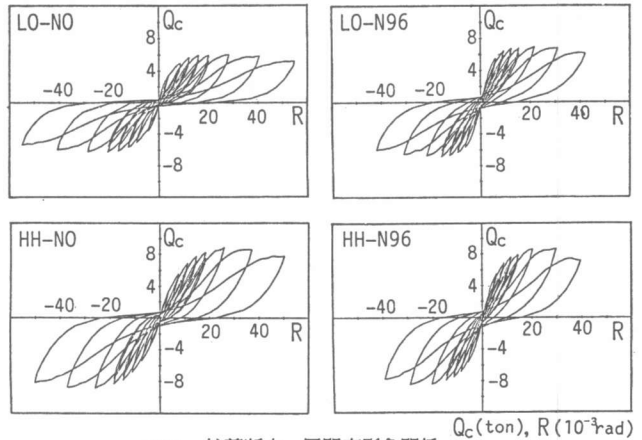


図6 柱剪断力-層間変形角関係

N0と LO-N0の剛性が低下しており、高軸力の場合も同様に HH-N96に比べて LO-N96の剛性が低下していることから、横補強筋はパネルの斜め亀裂発生後の剛性確保に有効であると考えられる。H'O-N0は HO-N0よりも低い値を示し、剛性にも補強筋の配置方法が影響を与えている。

パネルせん断変形と梁付根回転によって生ずる層間変形角の全層間変形角Rに占める割合を図10に示す。R=10×10⁻³radを変形の基準値として成分比を比較すれば斜め初亀裂発生後のせん断変形成分比は LO-N0は約28%、MM-N0は25%、HO-N0は20%となり、横補強筋がせん断剛性の確保に効果があることと対応している。基準変形時では梁付根回転による成分比も横補強の多いもの程小さいが、最大耐力時では合計補強量の等しい HO-N0と MM-N0を比べると夫々30%と25%となり、変形量が大きくなると梁付根回転変形の抑制には横補強よりも縦補強の方がやや有効であることが知られる。しかし、高補強の HH-N0は中補強の MM-N0とあまり変わらない。軸力はせん断変形成分比を小さくするが、梁付根回転成分比は HH-N0に対する HH-N96のように増大する場合もある。

(5)補強筋応力度 図11に横補強筋応力度分布を例示するが、図中の最上下段の帯筋を除き上下の梁主筋間に配された帯筋を接合部横補強筋として検討する。中補強以下の試験体(LO,MM)の

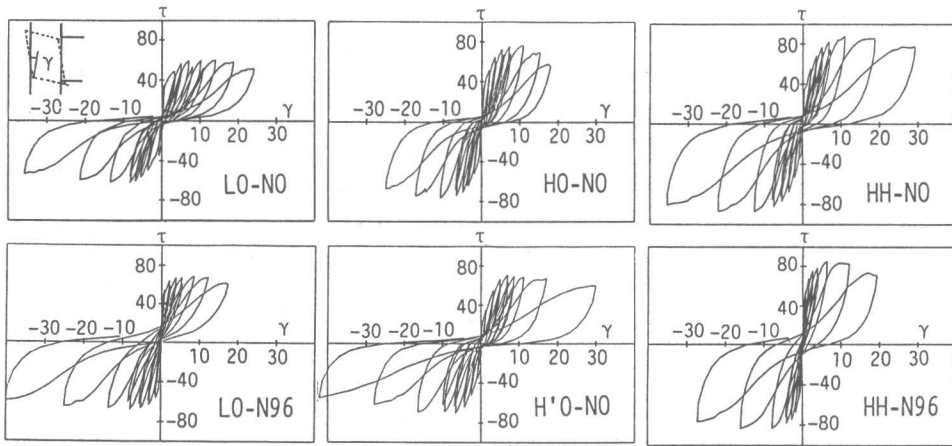


図7 パネル剪断応力度-剪断変形角の関係 τ (kg/cm²) γ (x10⁻³rad)

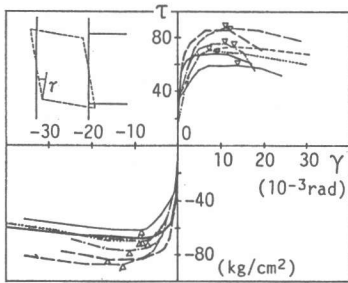


図8 τ-γスケルトンカーブ

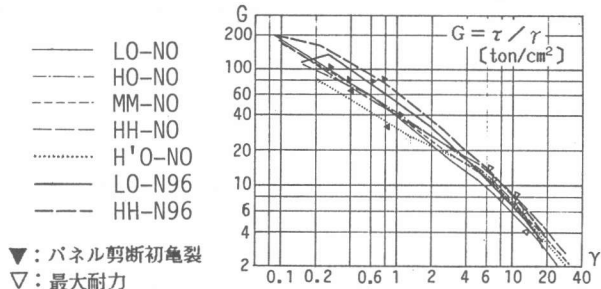


図9 パネル剪断割線剛性の推移

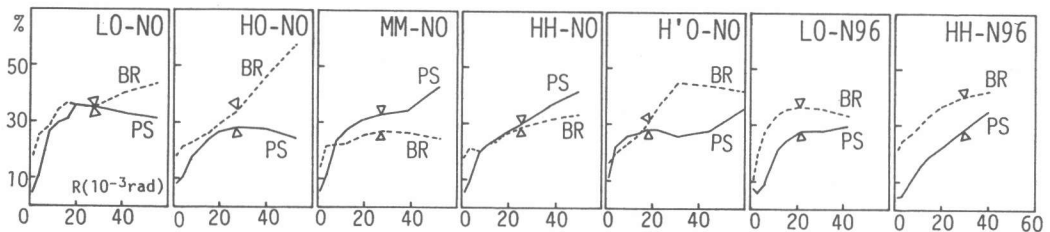


図10 変形成分比

PS: 剪断変形による成分 BR: 梁付根回転による成分 Δ: 最大耐力時

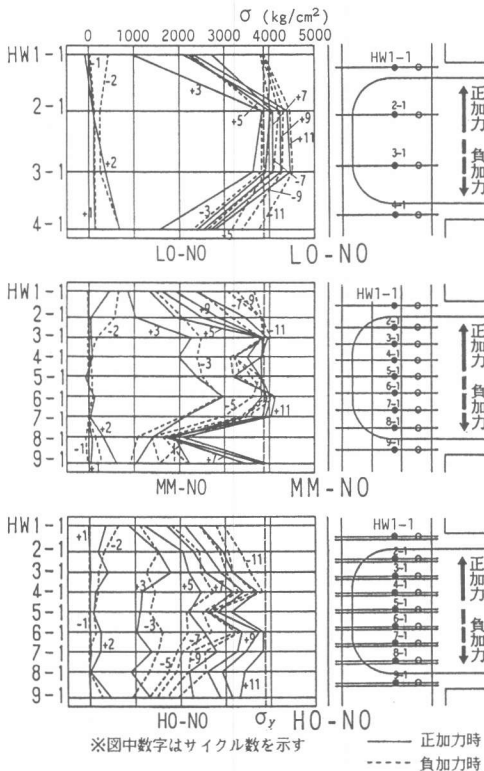


図 11 横補強筋応力度分布

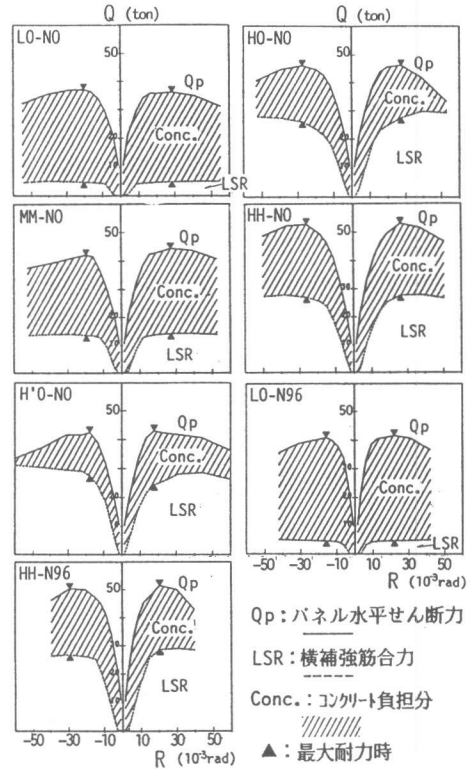


図 12 パネル水平剪断力と横補強筋合力関係

接合部横補強筋は最大耐力時までに大凡降伏し、高補強(H0,HH)では降伏点の90%以上に達している。中補強以上の多段配筋では梁筋の内側に接する横補強筋を除き、ほぼ一定の歪分布となり、 μ 初水平せん断力に対する全補強筋の水平合力の比は、補強量が多い程大きくなる。接合部横補強筋の鉄筋力を合計したものと μ 初水平せん断力との関係を図12に示す。横補強筋が多ければ横補強筋の負担する絶対量は増えるが、その絶対量の増加に比べて最大耐力の増加量は少なく、見かけのコンクリート負担分が減っていることになる。これは、横補強筋合力が μ 初せん断力の負担分として機能しているだけでなく、コンクリートストラットのコンファインメントとしても機能していることを示す。

[3] 結 語

RC外部柱梁接合部において、梁柱の降伏前に接合部破壊を生ずるよう計画した試験体を用いた繰り返し加力実験を行い以下の結果を得た。接合部最大耐力は縦補強筋量と横補強筋量との合計値と直線関係にある。変形に与える影響のうち、横補強筋はパネルの斜め亀裂発生後の剛性増大に有効であり、縦横両方向にバランスよく配筋すると亀裂分散効果がより向上する。同量の補強量であれば接合部水平断面内の梁幅相当位置に集中して配筋するよりも、外周に帯筋配置の方が耐力及びパネル剛性の増大に優れている。柱軸力の増大はパネルせん断変形を小さくし、せん断初亀裂耐力を増大させるが、最大耐力への影響は少なく、逆に最大耐力が低下することもある。

【参考文献】 1)角徹三・浅草肇：鉄筋コンクリート柱・梁外部接合部の耐力と靱性、コンクリート構造物の靱性その評価法に関する研究報告、1988、pp. II-119-130 2)森田司郎・藤井栄：外端柱・梁接合部における剪断破壊と定着破壊の相関、第6回コンクリート工学年次大会講演論文集、1984、pp.665-668 3)ACI-ASCE COMMITTEE 352：Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures, ACI Journal, Vol.82-5,1985.5 4)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