

論文

[2091] RC 十字形柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について

正会員○後藤 康明(北海道大学工学部)

正会員 城 攻(北海道大学工学部)

正会員 柴田 拓二(北海道大学工学部)

靱性に依存する耐震設計を行う場合の鉄筋コンクリート造骨組における柱はり接合部は、接合部に隣接する部材の曲げ降伏前はもちろんのこと、降伏後の繰返し荷重下においても脆性的なせん断破壊や主筋の付着破壊を起すことなく架構としての変形能力と部材端部のエネルギー吸収能力を保障する必要がある。接合部せん断耐力に及ぼす補強筋の効果については、それを全く認めない考え方から全補強で設計する考え方で種々の議論があるがいずれも有効な実証的資料が少ない。本研究では、接合部内のせん断補強量と配筋及び柱幅はり幅比を影響要因として加力実験を行い、せん断抵抗に関する補強筋の効果を確認するための基礎的資料を得ることを目的としている。

1. 実験概要

(1) 試験体及び使用材料 試験体は図1に示すように均等ラーメン構造骨組の中間階内部柱はり接合部を水平荷重時の反曲点位置で切り出し、はりの加力端部を鋼はりに置換した平面十字形で、実大構造物の約 1/2 に縮小したものである。直交梁とスラブは省略した。柱断面が30cm×30cm(C3シリーズ)のものを6体、20cm×45cm(C5シリーズ)のものを1体製作した。夫々の試験体名を接合部の横補強筋量と縦補強筋量の程度により C3-HH(横高補強、縦高補強)、C3-HO(横高補強、縦無補強)、C3-OH(横無補強、縦高補強)、C3-MM(横中補強、縦中補強)、C3-MO(横中補強、縦無補強)、C3-L0及びC5-

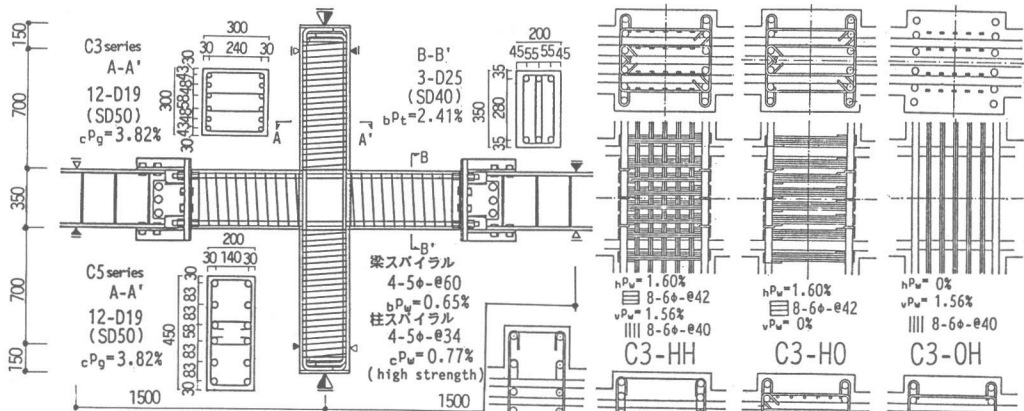


図1 試験体概要

表1、2 材料の力学的性状

試験体	接合部		柱・はり	
	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張係数 10 ⁶ kg/cm ²	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張係数 10 ⁶ kg/cm ²
C3-HH	334	2.41	421	2.99
C3-HO	320	2.33	416	2.94
C3-OH	321	2.24	456	2.76
C3-MM	330	2.30	397	3.05
C3-MO	333	2.30	402	2.95
C3-L0	323	2.24	429	3.02
C5-L0	333	2.31	430	3.00

種別	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)
D25	434.0	670.0	21.3
D19	589.0	763.0	20.8
6φ	389.0	532.0	24.8
3φ	367.0	444.0	25.2

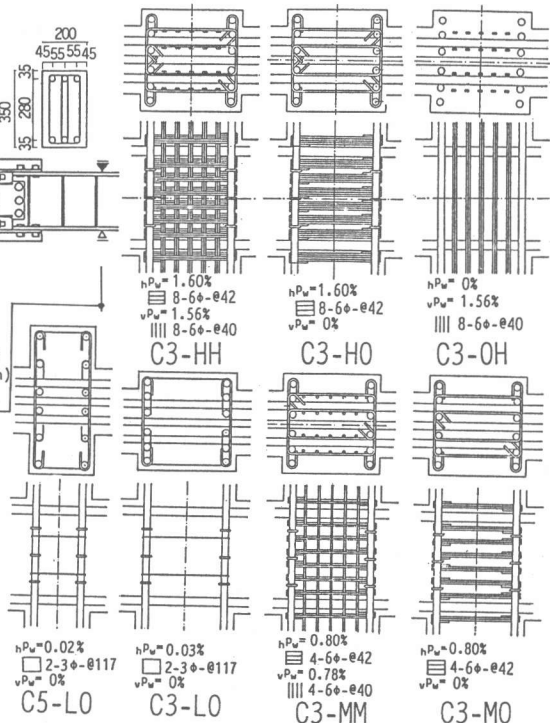


図2 接合部配筋詳細

L0(横微補強、縦無補強)とした。試験体の設計にあたって、過去の十字形接合部実験で接合部がせん断破壊した試験体の耐力値が $\rho \tau_u \approx 0.3 \sigma_B$ ($t_p = (b_b + b_c)/2$)であることから、何れの試験体も接合部のせん断破壊が先行するように柱、はりの曲げ耐力及び付着耐力

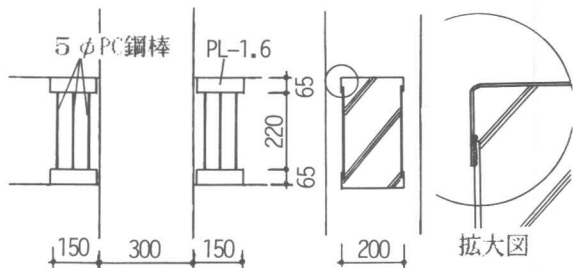


図3 はり端部補強金具

[2]時における接合部パネルのせん断応力度が $0.4 \sigma_B$ (σ_B :コンクリート強度)を上回るように設計した(コンクリート強度を $\sigma_B = 300 \text{ kg/cm}^2$ とした)。接合部縦横補強筋は SR35相当の6φを使用し(L0のみは3φ)図2に示す様に接合部の配筋を行った。縦補強筋の定着長ははり上下面から 40dとして、端部に 90° フックを設けた。L0を除き本実験の接合部補強筋はいずれも柱主筋外周を囲む通常の帯筋ではなく、柱断面内のはり幅相当位置に集中的に配筋したが、これは補強

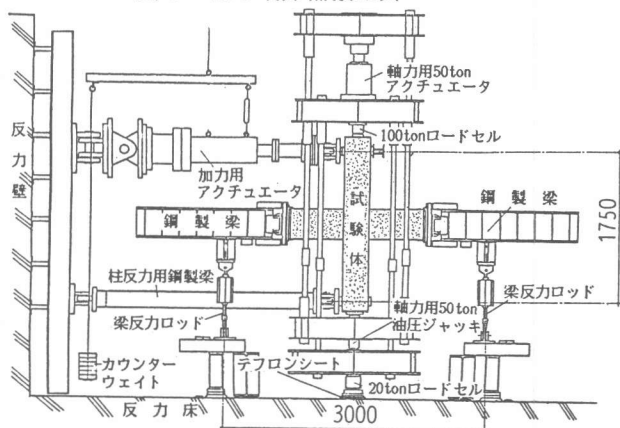


図4 加力装置

筋がせん断抵抗に直接的に関わるように考えたものである。また、はり端部のコンクリートの圧潰を防ぐために図3に示すような補強を行った。柱主筋は 12-D19(SD50)とし、はり断面は 20cmx35cm、はり主筋は上端下端共に 3-D25(SD40)とし全試験体共通である。接合部には平均 $\sigma_B = 327 \text{ kg/cm}^2$ の 10mm 豆砂利コンクリートを用い、柱、はりには平均 $\sigma_B = 421 \text{ kg/cm}^2$ の高強度レミキストコンクリートを用いて平打ち込

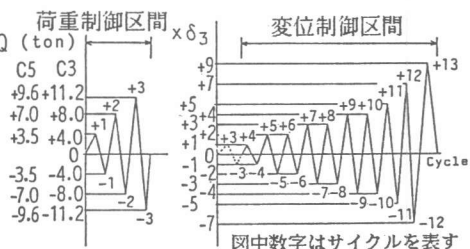


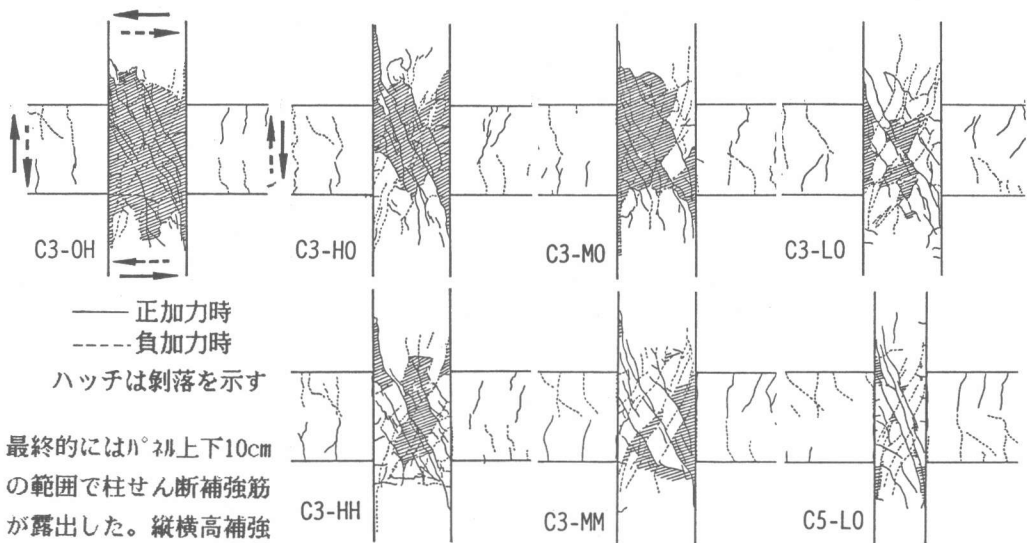
図5 加力プログラム

みで同時に打設を行った。表1及び表2に材料の力学的性状を示す。

(2) 加力方法 図4に加力装置の概略を示す。全試験体とも、柱に軸方向応力度 $\sigma_0 = 90 \text{ kg/cm}^2$ に相当する外部一定軸力 81tonを導入した後、柱頭部のアクチュエータにより図5に示す加力プログラムのように、上述のせん断強度値($\rho \tau_u = 0.3 \sigma_B$)の80%の応力が3サイクル目のピーク時に発生するように荷重制御し、その時の変位(δ_3)を基準に4サイクル以降は変位制御で漸増繰返し加力を行った。

2. 結果及び考察

(1) 亀裂及び破壊性状 図6に試験終了時(概ね層間変位 $R \approx 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$)の亀裂及び剝落状況を示す。試験体は全て柱、はりの降伏以前に最大耐力に至り接合部パネルが破壊した。C3-J1-J6体のパネルのせん断初亀裂はいずれも2サイクルで生じ、最大耐力に至るまでにこの亀裂に平行な亀裂の発生、伸展、拡幅が観察された。L0を除き接合部のはり幅相当位置に補強筋を配した試験体は、いずれも最大耐力後の繰返し载荷によって徐々にパネル面の補強筋外側のコンクリートの剝落を生じた。縦補強のみを行った C3-0Hは他の試験体と比較して亀裂が接合部の対角線上を貫通するまでの経過が短い傾向があり、亀裂先端部の柱内への伸展も顕著で破壊も最も著しく、



最終的には π° 初上下10cmの範囲で柱せん断補強筋が露出した。縦横高補強のC3-HHは亀裂性状はOH

図6 実験終了時亀裂図 (層間変形角変形角 約 40×10^{-3} rad)

と大差ないが剥落は少なかった。C3-HOはC3-HHと亀裂性状は同様であったが剥落がHHよりも著しかった。C3-MMは亀裂の数が少なく、拡幅も特定の亀裂に集中せず、亀裂の π° 初外側への伸展も軽微であった。C3-MOはC3-MMの亀裂パターンと似ているがせん断亀裂が π° 初外側の柱筋沿いに伸展したためMMに比べ剥落が著しかった。柱主筋外周を少量の補強筋で囲ったC3-L0は最大耐力後の大変形においても他のC3シリーズ試験体よりは剥落が少なかった。偏平柱C5-L0は3サイクルでせん断初亀裂とほぼ同時に π° 初内の柱主筋沿いに付着割裂亀裂が生じ、柱曲げ亀裂も多く、最大耐力後間もなく柱端部の圧潰が始まるなどC3シリーズの試験体とやや破壊性状が異なった。本実験では、接合部 π° 初の中央位置で π° 初コンクリートの面外方向への変位を計測しているが、最大耐力時のその値は各試験体ともほぼ1mm程度であり、この時点では π° 初コンクリートはまだ有効に働いていたと思われる。

(2) 接合部せん断応力度-せん断変形角関係

図7に代表的な試験体の接合部せん断応力度-せん断変形角曲線を示す。ここで、接合部せん断応力度は、表3欄外の(1)式のパネル厚 t_p を柱幅とはり幅の平均値として算出した値である。C3シリーズの各試験体では接合部に縦横補強筋のみを配したC3-OHにおいて剪断応力度が低く推移しているが、他はほぼ同様の性状を示す。

(3) 耐力 a) 接合部パネルせん断初亀裂耐力

表3欄外の(1)式において、 π° 初厚 t_p を柱幅として求めた π° 初初亀裂時平均せん断応力度実験値 σ_{τ} と、(2)式より得られる計算値 σ_{τ} の比(exp/cal)を表3に示す。L0を除くC3シリーズは負加力時にややばらつきがみられるが正加力時には0.7前後の値を

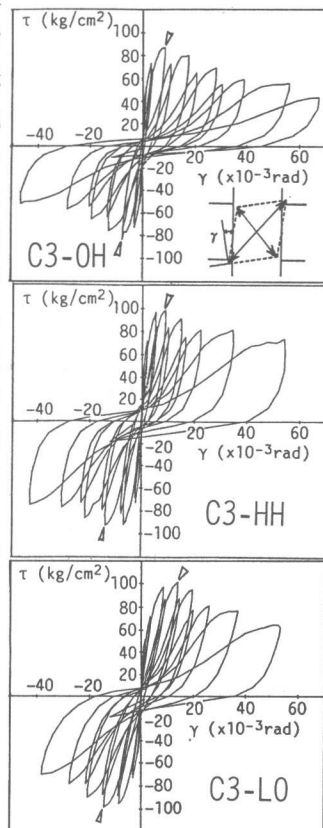


図7 パネルせん断応力度-せん断変形角曲線 (▽は最大耐力時)

表3 諸耐力の実験値及び計算値一覧

試験体	接合部パネル剪断亀裂発生耐力							接合部パネル剪断終局耐力										σ_B
	イ/kl	Qps	R	γ_p	exp τ_{ps}	cal τ	exp/cal	イ/kl	Qu	R	γ_p	exp τ_u	τ_u	cal τ_{uc}	τ_{u-s}	exp/cal	exp/ σ_B	
C3-HH	+2	6.98	2.31	0.51	37.6	54.4	0.69	+7	15.2	16.2	8.84	98.5	99.3	74.8	24.5	0.99	0.29	334
	-2	-5.94	-1.89	-0.42	-32.0		0.59	-7	-14.4	-16.1	13.7	-92.8				0.93	0.28	
C3-HO	+2	7.25	2.56	0.50	39.1	53.7	0.73	+7	14.6	16.9	12.1	94.6	99.3	74.8	24.5	0.95	0.30	320
	-2	-6.27	-1.99	-0.45	-33.8		0.63	-5	-13.7	-11.2	-6.64	-88.5				0.89	0.28	
C3-OH	+2	7.21	2.63	0.77	37.3	53.7	0.69	+5	13.5	12.8	8.47	87.3	74.8	74.8	0	1.17	0.27	321
	-2	-7.25	-2.59	-0.72	-38.3		0.71	-5	-12.9	-12.9	-7.75	-83.2				1.11	0.26	
C3-MM	+2	6.96	2.29	0.49	37.5	54.2	0.69	+7	15.5	16.2	9.52	100.0	87.1	74.8	12.2	1.15	0.30	330
	-2	-6.98	-2.30	-1.56	-37.6		0.69	-7	-14.6	-16.2	-12.4	-94.6				1.09	0.29	
C3-MO	+2	6.97	2.29	0.50	37.6	54.3	0.69	+7	15.8	15.4	10.2	102.2	87.1	74.8	12.2	1.17	0.31	333
	-2	-6.95	-2.23	-0.55	-37.4		0.69	-7	-15.0	-15.5	-10.2	-97.2				1.12	0.29	
C3-LO	+2	7.98	3.08	0.90	40.9	53.8	0.76	+7	15.8	16.0	10.2	102.1	75.3	74.8	0.5	1.36	0.32	323
	-2	-7.97	-2.76	-0.84	-42.1		0.80	-7	-15.3	-16.0	-13.1	-98.8				1.31	0.31	
C5-LO	+3	7.89	4.48	0.49	44.1	54.3	0.81	+7	13.6	22.3	16.1	105.5	71.0	70.7	0.3	1.49	0.32	333
	-3	-6.86	-4.90	-0.49	-38.4		0.71	-7	-12.9	-22.6	15.7	-99.7				1.40	0.30	

Q:柱剪断力 (ton) R:層間変形角 (10^{-3} rad) γ_p :パネル剪断変形角 (10^{-3} rad) τ :パネル平均剪断応力度 (kg/cm^2)

$$(1) \exp \tau = \frac{h Q_p}{t_p D_c} = \frac{1}{t_p j_b D_c} (2 M_b - Q_c j_b), \quad M_b = (L - \frac{j_c}{2}) \cdot \frac{H}{L} \cdot Q_c$$

$$(2) \text{cal} \tau_{ps} = \sigma_t \sqrt{1 + \sigma_0 / \sigma_t}, \quad \sigma_t = \beta \sqrt{\sigma_B}, \quad \beta = 1.4 \text{ [文献 3]}$$

$$(3) \text{cal} \tau_u = \frac{j_c}{D_c} \text{cal} \tau'_u$$

$$\text{cal} \tau'_u = \text{cal} \tau'_{uc} + \text{cal} \tau'_{us} = 95 + 0.5 p_w s \sigma_y \quad (\sigma_B > 24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})$$

D_c : 柱成
 L : 梁スパンの1/2
 H : 柱スパンの1/2
 σ_B : コンクリート強度
 p_w : 横補強筋比
 $s \sigma_y$: 横補強筋降伏応力度
 j_c : 7/8 dc
 j_b : 7/8 db

示す。C5-LOの値は柱面での亀裂発生確認時の値であるので、柱の内部で柱幅中央面内の標点の相対変位の計測値による $\tau-\gamma$ 曲線上の剛性急変点の値を採用すると、正負加力時それぞれ34.0 kg/cm^2 (exp/cal=0.63)、33.3 kg/cm^2 (exp/cal=0.61) となってC3シリーズの値と大差なくなり、梁幅の約2.3倍の柱幅をもつ偏平柱においても柱全幅を初亀裂耐力の計算用のパネル有効厚とすることが許されよう。全般に exp/calの値が小さいのは π 初成として従来用いられていた柱の応力中心距離に替えて柱全成を用いているためで、(2)式の係数 β の再整理が必要であると思われる。

b) 接合部パネル終局せん断耐力 全ての試験体が、はり、柱の降伏以前に最大耐力に達した。 π 初厚 t_p を柱幅とはり幅の平均として(1)式により得られる接合部 π 初せん断耐力実験値 $\exp \tau_{pu}$ と(3)式より得られる計算値 $\text{cal} \tau_{pu}$ との比較を表3に示す。実験値は計算値に比べ高補強では低く、低補強では高くなっている。(3)式はコンクリートと横補強筋の累加強度式であるのでコンクリート強度が同じであれば横補強筋量に応じて耐力値も増加することになるが、本実験結果では縦横の補強筋がほとんど耐力の上昇に貢献せず、終局剪断強度とコンクリート強度の比はいずれも $\exp \tau_{pu} / \sigma_B \approx 0.3$ となった(なお、(3)式を用いる際に表3の脚注にあるように π 初成の取り方について補正を行った)。

(4) はり主筋付着力 本実験では試験体の設計及び装置の都合上、柱成に対して比較的大きな径の高強度鉄筋をはり主筋として用いているため付着破壊の可能性があったのでここで検討する。

図8に C3-HHとM0試験体のはり主筋の接合部内における区間(7.5cm) 平均付着応力度分布を示す。各試験体とも3イ/kl(18 ϕ)までは π 初内のどの区間においても付着応力度は概ね

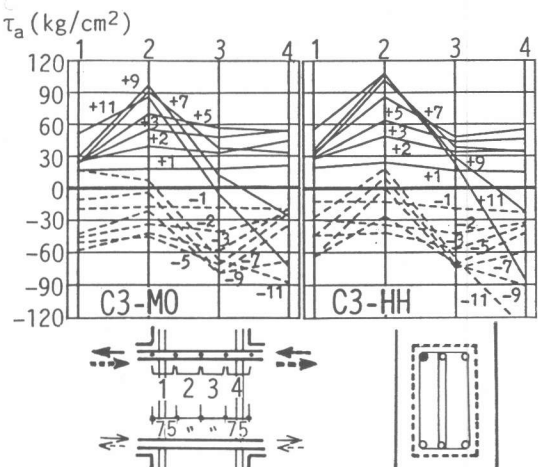


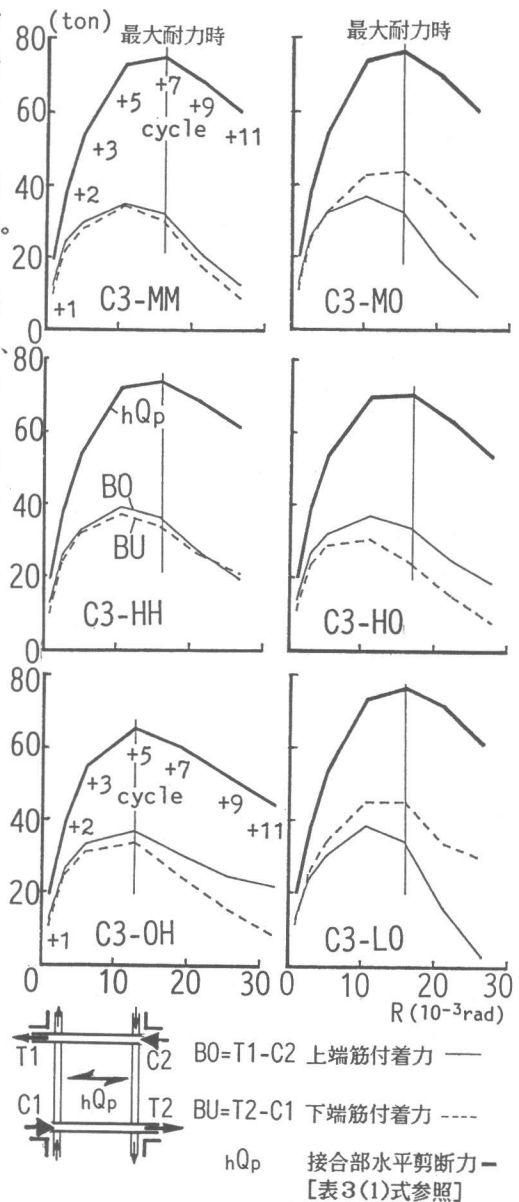
図8 はり主筋付着応力度分布

一様に上昇し引張端、圧縮端共に $\tau_a = 30 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ 程度に達した後、最大耐力に向かう加力段階で引張端より柱中心に寄った位置の τ_a が増大し分布のピークとなる。横補強筋のみを配した場合、この付着応力度のピーク値は低補強ほど大きく 120 kg/cm^2 に達するが高横補強ではこれよりも小さい。縦補強筋を合わせて配筋すると全体に τ_a は大きくなり、はり主筋の近くに縦補強を行うと付着抵抗を増加させる効果のあることがわかる。しかし、横補強筋の全くない C3-0H の場合は横微補強の C3-L0 よりも τ_a は全体に小さい値となった。

図9には C3シリーズ各試験体のはり主筋の接合部区間で伝達される全付着力（上端、下端筋の付着力によって接合部内に入力される量）と接合部水平せん断力との関係を示した。付着力は、接合部の両端におけるはり主筋の鉄筋力の差として求めた。何れの試験体も正加力時のみを示したが、負加力時においてもほぼ同様の性状を示した。全付着力は5サイクルは増加するが最大耐力時には減少する傾向にある。最大せん断耐力時の全付着力の大きさは試験体毎に大きな差はない。接合部水平せん断力と全付着力の差がはり端から圧縮力として直接接合部のコンクリートに入力される力であると考えられるが、この値は最大耐力以降ほぼ一定の値で推移している。付着応力度のピーク値と付着力分布の推移の様子及びはり主筋の抜け出しに起因するはり端部の剛体回転が小さいことなどから全試験体ともはり主筋の付着破壊は生じていないものと判断されるが、はり内の応力伝達メカニズムの考察が更に必要である。

(5) 接合部補強筋応力

図10に C3-HH、M0 試験体の接合部内の各位置の横補強筋の全鉄筋力の分布を示す。何れの試験体も最初は均一な分布を示すが亀裂の発生、拡幅に対応して補強筋に作用する力が増加して、接合部中央位置でピークを示す分布となる。補強筋量の少ない C3-M0、MM 試験体に比べて2倍の補強筋を有する C3-H0、HH では、鉄筋力の増加は鉄筋量の増加に比例していない。接合部の上下はり主筋間及び左右柱主筋間内に配された横・縦補強筋夫々の負担合力と接合部パネルの入力せん断力との関係を図11及び図12に示す。微補強試験体 L0 を除き $R = 40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以下では縦横いずれの補強筋も降伏には至らなかった。3サイクル ($R \approx 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$) までは対角線亀裂が部分的に発生していて一部の補強筋のみが機能し亀裂の伸展に伴って補強筋合力が増大したのに対して、3サイクル以上では亀裂が貫通したため全ての補強筋が機能して入力せん断力に対する比率が定常状態に達した。横補強筋のせん断力分担は、



横補強筋が多い程多く、縦補強筋が無い方が大きい。ここで、接合部水平せん断力から補強筋の負担力を引いたものをコンクリートの負担力としたが、前項で述べた接合部水平せん断力とはり主筋付着力との差がこれと関係するものと考えられる。前項のその値は最大耐力以降一定になる

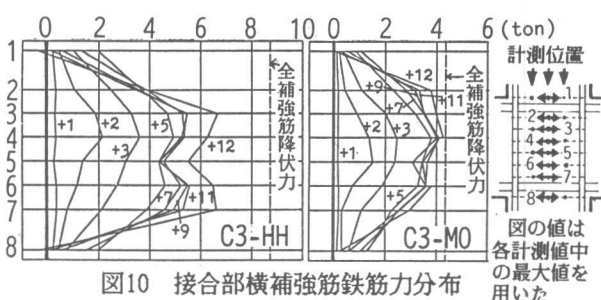


図10 接合部横補強筋鉄筋力分布

のに対して、ここでのコンクリート負担力は減少する傾向にあるため、接合部せん断力に対する補強筋の負担力は直接累加するようには評価できないと考えられる。縦補強筋の合力は各鉄筋に貼付した歪ゲージのうち接合部対角線上に近いものの値を用いて算出したが、縦補強筋合力は横補強筋の約 1/2 の鉄筋力が生じていた。対角ストラット域以外のはり主筋付着力を接合部水平補強筋が負担するとして累加を考える説[4]があるが、本実験のはり主筋付着応力分布及び付着力推移によれば最大耐力時以降は付着応力のピークが対角ストラット域に移るためストラット域以外での付着力は減っているにもかかわらず、接合部補強筋が負担する応力は増加する傾向にある。これについては破壊機構と併せて更に検討したい。

3. 結 語

せん断抵抗に関する補強筋の効果を明確にするために接合部内の補強量とその配筋方法を影響要因として実験的に検討を行った。補強筋量を増やせば補強筋の μ 初せん断力の伝達量は増えるが見かけ上コンクリートの負担分が逆に減るためせん断耐力及び荷重-変形関係は補強筋量にかかわりなく大差ない。偏平断面柱の長辺にその1/2以下の幅のはりが接合する場合にも、 μ 初有効厚としてせん断初亀裂耐力算定用に柱幅を、終局せん断耐力算定用に柱幅とはり幅の平均値を用いることができる。

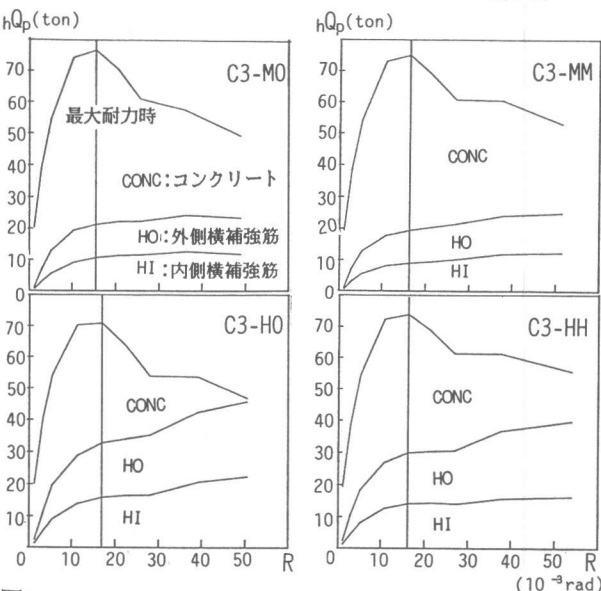


図11 接合部横補強筋鉄筋力と接合部水平せん断力の推移

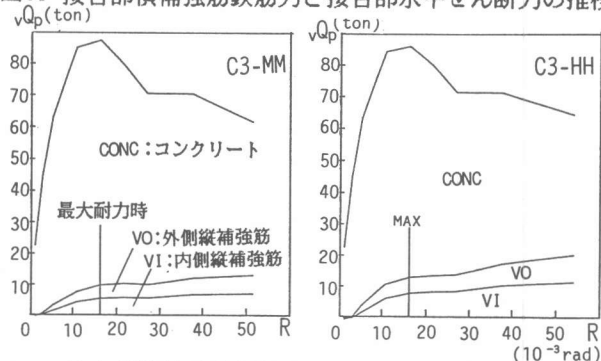


図12 接合部縦補強筋鉄筋力と接合部鉛直剪断力の推移

【謝辞】本研究は、文部省科学研究費補助金を受けた。

また、元大学院生黒岩秀介君〔現、大成建設〕の協力に対し謝意を表する。

【文献】1.角、浅草 「鉄筋コンクリート柱はり接合部の研究の動向」 コンクリート工学 1988.10

2.柴田、桜井 「正負繰り返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の付着割裂耐力推算式」 建築学会大会 pp1769-1770 1978.9

3.小澤他 「十字型RC柱梁接合部のディテールと破壊性状との関係」 建築学会北海道支部研究報告集 pp185-196 1983.3

4.上村他 「鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊機構に関する研究」 建築学会大会〔構造Ⅱ〕 pp633-638 1987.10