

第3章 十字形はり・柱接合部パネル内はり主筋の付着性状に関する研究

3.1 研究概要

第2章の鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部の実験において、接合部パネル内を通過して配筋されたはり主筋の定着は、非常に大きな付着応力度が作用し大きなすべりが生じるような厳しい条件のものが多かったことが述べられた。とくに繰り返し加力によって付着性能が低下し、鉄筋の塑性化も加わって主筋が大きく抜け出すような現象が顕著であった。また高応力で定着が不足して行くと、当初曲げによる圧縮鉄筋で圧縮応力を受けていたものが引張を受けるようになる現象も見られた。

本章では、これら付着の繰り返し疲労と鉄筋塑性化の定着域への拡大について、はり・柱接合部の実験よりも基礎的な条件を与えた実験の結果と比較し、さらに圧縮鉄筋の引張変化についてはり断面の曲げ解析に基づいた検討を行なう。最後にこれらの基礎資料を判断基準として接合部パネル区間のはり主筋の終局付着強度式を推定する。

3.2節では直径25mmの普通丸鋼および異形鉄筋を用い、コンクリートの150φテストシリンダーおよびこれと寸法の似通った角型のプリズムの中心に鉄筋を配してらせん筋で割裂破壊を防止した引き抜き型および押し抜き型の付着実験を紹介する。実験変数はコンクリートに関しては圧縮強度および種類（普通、軽量）および鉄筋に対する打込方向であり、鉄筋に関しては普通丸鋼、異形鉄筋（竹状筋、波状筋）であり、さらに加力方法に関して引き抜きまたは押し抜きの一方向加力の他に片振多数回加力および両振加力がある。

3.3節ではD29の異形鉄筋を十字形はり・柱接合部の柱部分だけの試験体に定着させ引き抜き加力実験を行った。鉄筋がちょうど降伏点に達したとき抜け出しが顕著に生じることや降伏点を越えてさらにひずみ硬化に到る過程で定着開始点の近傍にひずみが集中することに着目した実験である。

3.4節でははり・柱接合部のはりの柱面断面において引張鉄筋が抜け出すと同時に圧縮鉄筋が引張反転する現象を裏付けるために平面保持仮定のe関数法解析を行う。

3.5節では十字形はり・柱接合部の実験で得られたパネル区間はり主筋のひずみ度分布を分析し、分布線のパターン化およびその勾配の示す各種付着強度の抽出を行い、最も有意性がある付着強度を終局付着強度として判別する。さらに付着強度に関わる因子

を基礎因子と接合部因子とに分け両者を結合した因子分析によって終局付着強度実験式を提案する。

3. 6節ではこれらの結果をまとめて結論とした。

3. 2 付着強度基礎実験

3. 2. 1 実験概要

筆者は文献3.2.1でコンクリート塊の中央に鉄筋を配して、一端に繰り返し押し抜き力または引き抜き力を加える多数の付着実験を行った。その結果異形丸鋼（異形鉄筋と同等の言葉であるが以前に断面が3角形および偏平なものが使われたことがあるので本節だけこの名称を使っている）では、片振り繰り返し荷重の上限が低い間は数万回の繰り返しでも荷重強度を保持し変形量も少なく付着疲労は殆ど認められないが、片振りおよび両振り加力の上限荷重が終局荷重強度の1/2以上になると、繰り返し回数が少ないうちから耐力の低減及び変形の増大などの付着疲労が認められた。普通丸鋼では、一方向加力の際にも付着耐力に大きなばらつきがあり従って繰り返し加力時の付着疲労にもかなりのばらつきがみられた。

本節では、付着強度実験式を提案するとともにこれらの実験結果を十字形はり・柱接合部のはり主筋の付着性状と比較できるように整理して検討を加えた。

3. 2. 2 試験体と加力方法

試験体は図3.2.1に示すような3つの形状のものであり、それぞれシリーズに分けて

シリーズI は付着長が28cm（D25の鉄筋径dの約1.1倍）で、鉛直鉄筋に平行にコンクリートを打ち込みコンクリート上面が載荷側のもの、

シリーズII は付着長が14cm（約6d）でコンクリート下ば面が載荷側のもの、

シリーズIII は付着長が15cm（6d）でコンクリートを水平鉄筋の上から打設したもので、はりの上ば筋下ば筋に相当する状態の2種類である。

コンクリートは普通強度コンクリート（C180、C210）、高強度コンクリート（C450）および第2種軽量コンクリート（LC175）を用い、4種類の設計基準強度を有する。それぞれのコンクリートの打設バッチについて試験体の加力実験時の材令に合わせて圧縮強度試験を行なった結果を表3.2.1に示す。

鉄筋は普通丸鋼を1種類（A）、異形丸鋼を2種類（B、C）用い、その引張強度試験の結果は表3.2.2に示す通りである。

鉄筋の一端に加力し反力を引き抜きでは載荷側端面、押し抜きでは自由端側の端面で

受けるようにした。各シリーズで1方向の引き抜きあるいは押し抜きの両方あるいは一方の試験を行なった。その後で片引きあるいは片押し多数回片振り繰り返し加力実験を行なった。この片振り加力は荷重Pで制御して、各試験体で所定の荷重強度 $\tau = P/\phi L$ (ϕ は鉄筋周長、Lは定着長)を上限とし τ の1割以下を下限とした。シリーズIでは、押し抜きと引き抜きを交互に繰り返す両振り加力は載荷端のすべり変形 S_L で制御して、普通丸鋼の場合押し抜きで0.04mm引き抜きで0.08mm、異形丸鋼の場合押し抜きで0.08mm引き抜きで0.12mmを限界にして、押し抜きから始めて押し引きを繰り返した。繰り返し加力は手動の場合数十回、自動の場合試験機付属の自動負荷制御装置を用いて1万回以上の回数を与えられた。

3.2.3 一方向加力実験結果

一方向に押し抜きまたは引き抜きを行った場合の最大荷重 P_{max} より終局付着耐力として平均付着応力度($\tau_{max} = P_{max}/\phi L$)を求めて表3.2.3および表3.3.4に示した。シリーズIの付着長28cmの場合にも、異形丸鋼の一方向加力試験が行なわれたが、押し抜き引き抜きともに鉄筋の圧縮降伏および引張破断が生じて終局付着耐力は求められなかった。シリーズIIおよびIIIにおいて異形丸鋼の実験の終局時には割裂を生じた。しかし、らせん筋によって補強してあったので割裂の幅は側面で最大0.2mm程度そのまま、軸筋はかなり大きなすべり変形となるまで耐力があまり下がらなかった。実験終了後、鉄筋のふしによるコンクリートの直接せん断破壊が認められており、もっと割裂に対して補強しても付着耐力の増大はそれほど期待できないと考えられる。

この終局付着耐力の実験結果に関しては以下の性質があった。

- 1) 普通丸鋼ではばらつきが大きい。
- 2) 普通丸鋼では付着長が28cmから14cmに半減すると、平均付着応力度で評価した終局付着耐力は引き抜きの場合とくに低下した。これは局部の付着強度が全体の平均よりも小さくなるという、常識とは逆行する現象であるとも言えるが、コンクリートの打ち込み方向の影響が出たためとも言える。
- 3) 普通丸鋼では一例(C180、L=28cm)を除いて押し抜きの場合の方が引き抜きよりも大きい。
- 4) 異形丸鋼では押し抜きの方が引き抜きの場合よりも大きい。
- 5) 異形丸鋼では節が竹状のものの方が波状の場合よりも大きい。
- 6) 異形丸鋼の引き抜き試験でははりの下ば筋に相当する試験体の値は縦打の場合の

値にはほぼ等しい。

- 7) 普通丸鋼、異形丸鋼ともにはりの下ば筋に相当する試験体の場合は上ば筋に相当する場合よりも大きく、とくに普通丸鋼で顕著である。
- 8) 普通丸鋼および異形丸鋼ともにコンクリートの圧縮強度が高ければ終局付着耐力も高くなる効果があるが、後者は前者に比例するというよりもその平方根に比例すると考えた方がデータをよく評価できるようである。

上記付着強度 τ_{max} とコンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ との関係について、 $c\sigma_B = 24.6, 52.2, 164.4 \text{ kg/cm}^2$ の3種の強度の普通コンクリートを使った普通丸鋼の押し抜きの場合はその関係が引き抜きの場合より精度よく現れていると思われるので統計解析を行った。係数を決定することにする。引き抜きの場合は鉄筋の横ひずみのために断面が減少するので、特に載荷端側のコンクリートと界面の付着性状にばらつきがでるものと思われる。関係式として τ_{max} は $c\sigma_B$ のべき乗に比例すると仮定する。

$$\tau_{max} = k_m \cdot c\sigma_B^a \quad \text{式3.2.1}$$

上式に線形回帰分析を適用するために両者の対数をとって $k_m = 1$ として解析すると(切片0の解析)、標本数は9、自由度は8、相関係数 $r = 0.877$ でかなりよい相関が得られた。

$$a = 0.636 \quad \text{式3.2.2}$$

次に $a = 0.636$ とする計算強度 $c\sigma_B^a$ と実験値 τ_{max} との直接回帰分析を行うと $r = 0.932$ で次の係数を得る。

$$k_m = 1.026 \quad \text{式3.2.3}$$

ここで式3.2.1の間接的線形回帰分析で切片を0にしないと $a = 0.672$ 、 $k_m = 0.811$ 、 $r = 0.879$ を得るが、以下のその他のファクターを分析するために $k_m \approx 1$ の方が分かり易いと考えたので上の3式を基本とする事にした。

引き抜きの場合には押し抜きの付着強度に対する方向性の減少率 k_d を式3.2.1に乘じるものと考え次式を仮定する。

$$\tau_{max} = k_m \cdot k_d \cdot c \sigma_b^a \quad \text{式 3. 2. 4}$$

押し抜きの場合にはコンクリートの打込方向が鉄筋に対して平行であったが、引き抜きでは直交方向の場合も行われた。RC規準ではこのコンクリートの縦打に対する横打に対して、鉄筋の下に30cm以上のコンクリートが打たれる場合を上げ筋と称して付着耐力を低減している。ここでも上げ筋とその他の鉄筋とに分けて考えることにして下ば筋に相当するデータとコンクリート縦打のデータを同等に評価することにした。そこで式3. 2. 1の計算結果と $c\sigma_b = 246, 522, 226, 247 \text{ kg/cm}^2$ のシリーズの下ば筋を含む引き抜き実験結果を比較して $k_d = 0.912, r = 0.700$ に回帰させた。

上げ筋の引き抜き試験の付着強度はコンクリート強度のデータが1つなので回帰できないが式3. 2. 4の一般鉄筋に対して減少率 k_u を乗じるものと考え次式を仮定すると $k_u = 0.671$ である。

$$\tau_{max} = k_m \cdot k_d \cdot k_u \cdot c \sigma_b^a \quad \text{式 3. 2. 5}$$

軽量コンクリートの押し抜き試験の場合もコンクリート強度のデータが1つなので回帰できないが、コンクリート材料の差による係数と考えて式3. 2. 1の k_m に含めて考えると $k_m = 1.249$ を得、さらに軽量コンクリートの引き抜き試験の強度は押し抜きとの強度比を直接とって $k_a = 0.811$ だけ減少すると考えた。

以上普通丸鋼の一方試験から推定する付着強度計算式は、コンクリートの圧縮強度、コンクリートの材料、加力方向、上げ筋に関する影響係数を含んだ式3. 2. 5で表され、それぞれの係数の値は表3. 2. 7の普通丸鋼の値として整理された。ただし同式の運用に当たって押し抜きでは $k_a = 1$ 、上げ筋でなければ $k_u = 1$ とする。

異形丸鋼の付着強度は普通丸鋼の普通コンクリートの押し抜き試験の強度式と比較して算定式を提案する。すなわちコンクリートの圧縮強度の係数 a は普通丸鋼と同一と考え、これに異形丸鋼の節形状毎に分けた影響係数を乗じる。節による定着強度上昇率を考慮した k_m 、引き抜き加力の低減率 k_d 、上げ筋の低減率 k_u を各影響係数とし式3. 2. 5で評価する。

k_m は普通丸鋼、普通コンクリートの押し抜き試験の強度式による k_m を除いたコンクリートだけの計算値と実験値を比較して、竹状節では $k_m = 4.012$ 、波状節では $k_m = 3.743$ を得た。

k_d は引き抜き試験でコンクリート強度が2種類あるので押し抜き計算式と実験式を

一応回帰させて求めると、竹状節では $k_d = 0.809, r = 0.545$ 、波状節では $k_d = 0.791, r = 0.149$ を得た。

k_u は鉄筋材料の係数 k_m と加力方向の係数 k_d およびコンクリート強度の係数 a で式3. 2. 4で決まる計算値と上げ筋引き抜きの実験値とを比較して、竹状節では $k_u = 0.756$ 、波状節では $k_u = 0.846$ を得た。

以上の係数をまとめて表3. 2. 7に示す。

3. 2. 4 繰り返し加力実験結果

表3. 2. 5および表3. 2. 6に繰り返し加力実験の結果をまとめて示す。同表の強度比 S は荷重強度 τ と前記付着強度 τ_{max} の比であり、付着長28cmの異形丸鋼の場合は荷重端の鉄筋が破断または座屈を生じたので、 τ_{max} として付着長15cmの下ば筋の実験平均値を採用した。

両振り加力実験は荷重端側のすべり変形を制御して、定変位振幅で数回の押し抜き引き抜き交互の繰り返しを図3. 2. 2(a)および(b)に示すように行われた。その結果普通丸鋼の場合同図(a)に示すように一旦すべりが生じると荷重の振幅が数回で初回の半分程度に低減し付着の疲労を呈することがあったが、異形丸鋼の場合は同図(b)に示すように荷重もほぼ一定の振幅を見せた。

片振り加力実験は荷重を制御し定荷重振幅で図3. 2. 2(c)に示すように行われた。普通丸鋼の場合は $S = 0.8$ 付近で2回目には耐力の低下する場合(表3. 2. 5のA210TT1)と、45回から2700回にわたって付着破壊を示さない場合(同表のA210TT2~6)もあり、シリーズⅢの $S = 0.5$ 強の場合においても $S-N$ 関係はかなりばらつく結果となった。異形丸鋼の場合は表3. 2. 6に示すように $S = 0.6$ 以上では大多数が10回以内で付着破壊に到った。 $S = 0.5$ 以上では荷重強度は保持することがあるが10回以内での鉄筋の抜け出しはかなりあるといえる。 $S = 0.5$ 以下では過半数が数万回まで付着破壊に到らなかった。

文献3.2.2において松村晃博士は本実験と同様の荷重振幅一定の両振り加力実験を行なって、付着疲労破壊の $S-N$ 関係が $N \approx 1000$ で $S < 0.5$ になった結果を報告している。また文献3.2.3において山田稔博士は本実験と似た試験体による漸増変位系両振り加力実験によって、数回の繰り返し加力で付着破壊が生じ、その最大荷重は付着強度の7~8割となる結果を報告している。

$S-N$ 関係について考察すると次のことが言える。

- 1) 異形丸鋼の場合、 $S = 0.5$ 以上だと数回で付着疲労が現われる。
- 2) 異形丸鋼の場合、 $S = 0.3 \sim 0.4$ において、本実験では数万回以上に破壊点があるのに対し、松村晃氏の結果が千回近辺で破壊点を示している。これは、本実験が片振りであることや、付着長が約 $11d$ であるのに比して、後者が、両振り、付着長 $5d$ であることなどの差によるものと考えられる。
- 3) 山田稔博士の実験結果は、本実験結果とほぼ一致した $S - N$ 分布を示している。比較検討可能と思われる。
- 4) 普通丸鋼の場合の繰り返し付着疲労回数のばらつきは 1 方向加力の付着強度と同様にばらつきが大きくて S 値が不正確になる。

3.2.5 まとめ

一方向加力実験の付着強度の主要な因子としてコンクリートの圧縮強度、コンクリートおよび鉄筋の材料、加力方向、水平鉄筋の場合の位置があげられ、これらを係数評価してそのべき乗および積として実験式を提案することができた。しかしコンクリート強度をはじめとして他のデータも少ないため、提案式の各係数を説明変量とし実験付着強度を目的変量とする総合的な重回帰分析を行って相関を求めたわけではない。異形丸鋼の引き抜き試験では付着強度時の荷重端すべりの量が異なるデータを考慮しないで統計処理している。これは付着強度に対する横方向拘束の因子を無視したことになると思われる。

基礎的な条件のよい試験体の押し抜きまたは引き抜きの付着実験で異形丸鋼の一方向加力の終局付着強度は、上ば筋のように条件が悪くならなければ $\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$ 程度に高くなることが確認できた。この値は 2.2 節に述べた D41 を用いた十字形はり・柱接合部の実験のようにコンクリートの打設方向が平打で、付着の条件がよい場合はり主筋の接合部パネル内の平均付着応力度の最大値とよく一致している。2.3 節の D51 のシリーズではコンクリートの打設方向が縦打ではり主筋の付着の条件は上ば筋の場合に相当し、これは本実験の $\tau = 80 \text{ kg/cm}^2$ の場合にほぼ一致した。

第 2 章の十字形はり・柱接合部の実験では、ほとんどの場合接合部パネル内のはり主筋の平均付着応力度は $S = 1.0$ に近いレベルであり、このことは数回の繰り返しで 1 mm 以上の大きなすべりを伴う付着疲労現象があったことと推測できる。

本実験の付着の条件と十字形はり・柱接合部の実験の付着の条件とは、コンクリートの応力状態はもちろん付着割裂やパネルせん断ひびわれなどの状況が異なるので直接には比較できないが概略的な性状が確認できたと思われる。

参考文献

- 3.2.1 石橋一彦 他 2 「繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 43、44、45
- 3.2.2 松村 晃 「正負繰り返し応力を受ける鉄筋コンクリートの付着に関する研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 43
- 3.2.3 山田 稔 他 2 「繰り返し荷重を受ける鉄筋のボンドに関する実験的研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和 40

表3.2.1 コンクリートの圧縮強度試験結果

種類	打設	材令	圧縮強度	ヤング係数
シリーズ	NO.	日	$c\sigma_B$ kgf/cm ²	E_c tf/cm ²
C180 I	1	63	246	253
	2	84	327	244
	3	90	223	252
C450 I	1	279	522	361
	2	360	442	430
	3	358	546	380
LC175 I	1	273	297	132
	2	372	300	121
	3	373	340	153
C210 II	1	95	164	165
	2	88	226	180
	3	69	232	204
	4	65	158	170
C210 III	1	129	214	194
	2	120	247	227
	3	118	281	208
	4	116	258	160

表3.2.2 鉄筋の引張試験結果

種類	降伏点		引張強さ	
	σ_y tf/cm ²	σ_B tf/cm ²		
A: 普通丸鋼	SR24	25φ	3.09	4.58
B: 竹節異形丸鋼	SD35	D25	3.88	6.26
C: 波節異形丸鋼	SD35	D25	3.70	5.80

表3.2.3 鉄筋A: 普通丸鋼25φの一方方向加力実験終局付着耐力

コンクリート シリーズ 鉄筋 定着長	引 き 抜 き				押 し 抜 き			
	$c\sigma_B$	τ_{max}	α	β	$c\sigma_B$	τ_{max}	α	β
C180 I A 28cm		31.1	.126	1.98		37.3	.152	2.38
	246	34.4	.140	2.19	246	34.7	.141	2.21
		39.7	.161	2.53		20.7	.084	1.32
平均	35.1	.142	2.23	平均	30.9	.125	1.97	
C450 I A 28cm		41.5	.080	1.82		54.9	.105	2.40
	522	52.7	.101	2.31	522	59.7	.114	2.61
		50.8	.097	2.22		54.7	.105	2.39
平均	48.3	.093	2.11	平均	56.4	.108	2.47	
LC175 I A 28cm		36.6	.123	2.12		44.7	.151	2.59
	297	39.4	.133	2.29	297	50.8	.171	2.95
		37.4	.126	2.17		44.3	.149	2.57
平均	37.8	.127	2.19	平均	46.6	.157	2.70	
C210 II A 14cm		23.6	.104	1.57		29.6	.180	2.31
	226	23.8	.105	1.58	164	23.8	.145	1.86
		15.5	.067	1.03		26.8	.163	2.09
平均	21.0	.092	1.39	平均	26.7	.163	2.09	
C210 III A 15cm		25.0	.106	1.63	備 考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} の単位は kgf/cm ² $\alpha = \tau_{max}/c\sigma_B$ $\beta = \tau_{max}/\sqrt{c\sigma_B}$			
	247	44.2	.186	2.86				
		43.1	.182	2.80				
下端筋 平均	37.4	.158	2.43					
C210 III A 15cm		14.4	.061	0.94				
	247	27.9	.118	1.81				
		10.2	.043	0.66				
上端筋 平均	17.5	.074	1.14					

表3.2.4 鉄筋B、C：異形丸鋼D25の一方加力実験終局付着耐力

コンクリート シリーズ 鉄筋 定着長	引 き 抜 き					押 し 抜 き				
	$c\sigma_B$	τ_{max}	α	β	S_L	$c\sigma_B$	τ_{max}	α	β	S_L
C 210		105.9	.469	7.04	.668		113.7	.693	8.88	.670
II	226	101.9	.451	6.78	.762	164	96.0	.585	7.50	.561
B 14cm		95.0	.420	6.32	.705		98.1	.598	7.66	.492
	平均	100.9	.447	6.71	.712	平均	102.6	.629	8.01	.574
C 210		104.9	.464	6.98	.815		96.5	.588	7.54	.761
II	226	93.6	.414	6.23	.558	164	94.9	.577	7.41	.682
C 14cm		83.5	.369	5.55	.799		95.8	.584	7.48	.668
	平均	94.0	.416	6.25	.724	平均	95.7	.583	7.48	.704
C 210		82.9	.336	5.27	.282	備 考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} の単位はkgf/cm ² S_L は0.9 τ_{max} 時の載荷端変形 mm $\alpha = \tau_{max} / c\sigma_B$ $\beta = \tau_{max} / \sqrt{c\sigma_B}$				
III	247	80.2	.325	5.10	.167					
B 15cm		81.1	.328	5.16	.270					
上端筋	平均	81.4	.330	5.18	.240					
C 210		117.7	.477	7.49	.352	備 考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} 、 τ の単位はkgf/cm ² 、 $S = \tau / \tau_{max}$ 、 S_L は載荷端側すべり変形、 —— は S_L が1mmに到らなかったことを示す。				
III	247	105.8	.428	6.73	.143					
B 15cm		102.2	.414	6.50	.310					
下端筋	平均	108.6	.440	6.97	.268					
C 210		76.7	.311	4.88	.152	備 考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} 、 τ の単位はkgf/cm ² 、 $S = \tau / \tau_{max}$ 、 S_L は載荷端側すべり変形、 —— は S_L が1mmに到らなかったことを示す。				
III	247	80.3	.325	5.11	.290					
C 15cm		90.6	.367	5.76	.120					
上端筋	平均	82.5	.334	5.25	.187					
C 210		88.3	.357	5.62	.336	備 考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} 、 τ の単位はkgf/cm ² 、 $S = \tau / \tau_{max}$ 、 S_L は載荷端側すべり変形、 —— は S_L が1mmに到らなかったことを示す。				
III	247	100.8	.408	6.41	.232					
C 15cm		102.5	.415	6.52	.222					
下端筋	平均	97.2	.393	6.18	.263					

表3.2.5 鉄筋A：普通丸鋼の繰返し付着疲労試験結果

シリーズ	試験体記号	加力 方向	圧縮 強度 $c\sigma_B$	終局付 着強度 τ_{max}	上限 荷重 τ	強度 比 S	繰返し回数		最終状態						
							$S_L = 1mm$ 時	最大							
I	A180CT1	両振	223	+30.9 -35.1	+22.7 -17.5	0.73 0.50	=====	7	荷重保持						
	2								+30.9 -35.1	+17.1 -18.9	0.55 0.54	4	スリップ小 荷重保持		
	3								+30.9 -35.1	+25.0 -16.2	0.81 0.46	3	スリップ大 荷重半減		
	4								+30.9 -35.1	+20.9 -18.2	0.68 0.52	5	スリップ大 荷重半減		
	5								+30.9 -35.1	+24.3 -18.9	0.79 0.54	11	スリップ大 荷重保持		
	6								+30.9 -35.1	+21.2 -20.7	0.68 0.59	5	スリップ小 荷重保持		
II	A210TT1	片引	232	21.0	16.4	0.78	1	1	耐力不足						
	2								232	21.0	14.6	0.70	2683	2700	荷重保持
	3								232	21.0	16.4	0.78	100	100	荷重保持
	4								158	21.0	17.3	0.82	490	490	荷重保持
	5								158	21.0	17.3	0.82	633	650	荷重保持
	6								158	21.0	17.3	0.82	45	45	荷重保持
III	AU210TT1	片引	214	17.5	11.5	0.66	11	14	耐力低下						
	(上端筋) 2								214	17.5	10.6	0.61	10	12	耐力低下
	AL210TT1	片引	214	37.4	18.3	0.49	18	19	耐力低下						
	(下端筋) 2								214	37.4	23.1	0.62	10	18	耐力低下
	3	214	37.4	20.8	0.56	=====	40	荷重保持							
備 考	$c\sigma_B$ 、 τ_{max} 、 τ の単位はkgf/cm ² 、 $S = \tau / \tau_{max}$ 、 S_L は載荷端側すべり変形、 —— は S_L が1mmに到らなかったことを示す。														

表3.2.6 鉄筋B、C：異形丸鋼の繰返し付着疲労試験結果

シリーズ	試験体記号	加力方向	圧縮強度 $c\sigma_B$	終局付着強度 τ_{max}	上限荷重 τ	強度比 S	繰返し回数		最終状態		
							S_L 1mm時	最大	最大 S_L	耐力	
I	B180CT1	両振	223	+102.6	+73.7	0.72	=====	10	+0.09	保持	
				-100.9	-50.0	0.50			-0.18		
	2		223	+102.6	+80.8	0.79	=====	3	+0.14	保持	
				-100.9	-67.0	0.66			-0.12		
	C180CT1		223	+95.7	+84.8	0.89	=====	3	+0.08	保持	
				-94.0	-79.0	0.84			-0.12		
	2		223	+95.7	+70.5	0.74	=====	5	+0.09	保持	
				-94.0	-65.2	0.69			-0.13		
	B180TT1	片引	223	100.9	35.7	0.35	=====	50	0.12	保持	
				223	100.9	44.6			0.44		36451
	B180CC1	片押	223	102.6	31.2	0.30	=====	50	0.10	保持	
				223	102.6	35.7			0.35		24111
	C180TT1	片引	223	94.0	35.7	0.38	=====	52	0.16	保持	
				223	94.0	44.6			0.47		20170
C180CC1	片押	223	95.7	31.2	0.33	=====	50	0.10	保持		
			223	95.7	40.2			0.42		21000	0.26
II	B210TT1	片引	158	100.9	29.5	0.29	18000	23000	1.20	保持	
			2	158	100.9	31.2	0.31	=====	47900	0.40	保持
			3	158	100.9	29.5	0.29	=====	100	0.20	保持
	B210CC1	片押	232	102.6	62.5	0.61	2	2	1.50	低下	
			2	232	102.6	44.6	0.43	6000	27330	1.43	保持
	C210TT1	片引	158	94.0	29.5	0.31	=====	100	0.15	保持	
			2	158	94.0	29.5	0.31	=====	100	0.15	保持
			3	158	94.0	29.5	0.31	=====	100	0.17	保持
	C210CC1	片押	232	95.7	44.6	0.47	2000	23314	1.02	保持	
			2	232	95.7	44.6	0.47	7000	12120	1.20	保持
			3	232	95.7	44.6	0.47	10000	20000	1.30	保持
	III	BU210TT1 (上端筋)	2	214	81.4	44.2	0.54	43	60	1.09	保持
				214	81.4	47.7	0.59	3	60	1.93	保持
		CU210TT1 (上端筋)	片引	214	82.5	52.3	0.63	3	114	3.04	保持
214				82.5	51.7	0.63	6	63	2.52	保持	
214				82.5	46.5	0.56	3	60	2.41	保持	
4				281	82.5	83.3	1.01	5	41	3.64	保持
5				281	82.5	66.3	0.80	4	5	1.51	低下
6				281	82.5	88.3	1.07	2	4	1.74	低下
7				258	82.5	59.2	0.72	17	100	1.42	保持
8				258	82.5	77.5	0.94	3	30	3.03	保持
CL210TT1 (下端筋)		片引	214	97.2	108.0	1.11	2	15	3.20	低下	
			214	97.2	66.7	0.69	2	13	3.95	保持	
			3	214	97.2	58.3	0.60	3	36	3.60	保持
			4	281	97.2	108.0	1.11	3	10	3.17	低下
			5	281	97.2	109.8	1.13	2	7	1.96	低下
			6	281	97.2	91.7	0.94	=====	60	0.79	保持
			7	258	97.2	81.7	0.84	5	7	1.93	保持
			8	258	97.2	83.3	0.86	12	45	2.40	保持

備考 $c\sigma_B$ 、 τ_{max} 、 τ の単位は kgf/cm^2 、 $S = \tau / \tau_{max}$ 、 S_L は載荷端側すべり変形、 S_L は S_L が1mmに到らなかったことを示す。 τ_{max} は一方方向試験の結果。

表3.2.7 付着強度 $\tau_{max} = k_m \sqrt{k_d \sqrt{k_u \sqrt{c\sigma_B^*}}$ の係数

材料 係数	普通丸鋼		異形（普通コンクリートのみ）	
	普通コンクリート	軽量コンクリート	竹状節	波状節
k_m	1.026 r=0.923	1.249	4.012	3.743
k_d	0.912 r=0.700	0.811	0.809 r=0.545	0.791 r=0.149
k_u	0.671	—	0.756	0.840
a	0.636 r=0.877	0.636	0.636	0.636

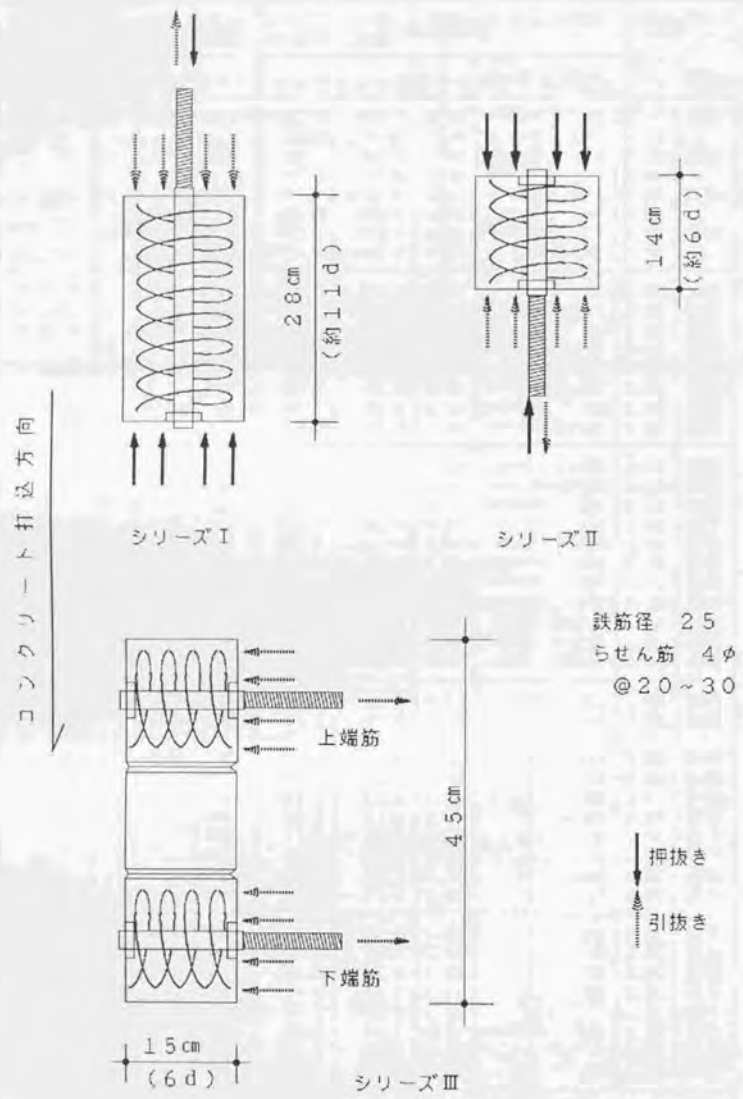
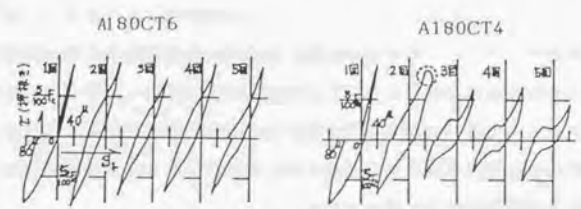
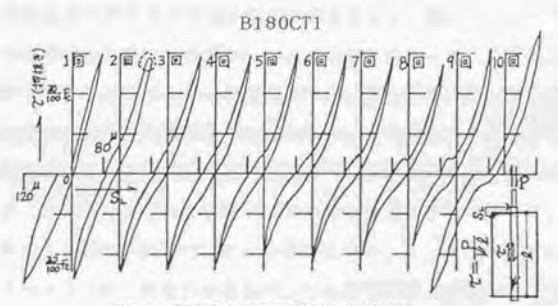


図 3. 2. 1 供試体

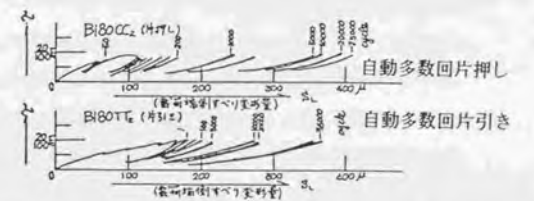
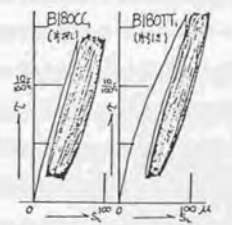


(a) 普通丸鋼両振加力実験



(b) 異形丸鋼両振加力実験

手動50回片押し 手動50回片引き



(c) 異形丸鋼片振加力実験

図 3. 2. 2 繰り返し加力実験例

3.3 鉄筋塑性化時の付着現象に関する実験

3.3.1 実験概要

鉄筋コンクリート部材中の鉄筋が軸方向に引張力を受けて、降伏あるいはひずみ硬化に到った場合の付着性状については研究例が少ない。筆者らは文献3.3.1において、鉄筋コンクリート造ブレースの定着部における鉄筋の抜け出しについて、さらに前章までに十字形はり・柱接合部におけるはり通し配筋のひずみ度分布状況について、鉄筋の塑性域における付着性状に少し触れてきた。

本節では、鉄筋応力がちょうど降伏点に達したとき、定着域からの鉄筋の抜け出しが顕著に生じることに着目し、引き抜き試験のような標準的な付着試験を行って、この現象をさらに確認した(シリーズ1)。さらに鉄筋コンクリート部材中の鉄筋が軸方向に引っ張り力を受けて、降伏あるいはひずみ硬化に到った場合の付着性状について、文献3.3.1で筆者らが行った実験より、異形鉄筋の定着開始点の近傍で、他の区間に比較して非常にひずみが集中することが述べられたが、その現象についてさらに詳しく調査するための標準的な付着試験を行った(シリーズ2)。

3.3.2 試験体と実験方法

シリーズ1の場合

4.2節においては、十字型はり・柱接合部に約1.6d(dは鉄筋の公称直径)の比較的短い直線定着長を有して通し配筋された、太径(実大ではD41、縮尺模型ではD29)の異形鉄筋のはり主筋のひずみ度が塑性域までワイヤストレインゲージを用いて測定されたことが報告される。その際試験体への加力が正負の2方向に行われたが、はり主筋のひずみ度およびそれから類推される応力度は引張の側に偏っていた。

本実験はこのように測定されたはり主筋のひずみ履歴に沿って制御して、鉄筋の引き抜き加力実験を行う計画である。試験体の形状は図3.3.1に示すように主筋径をD29とし主筋がコンクリートに定着される区間を46cmとすることを前述のはり・柱接合部試験体の場合と一致させ、定着域の鉄筋による補強及びコンクリートの被り厚の付着に対する効果は特に考慮せず、独自に決定してある。

コンクリートは設計基準強度 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ の普通コンクリートで図の上方より打設された。コンクリートおよび鉄筋の力学的性質を表3.3.1に示す。

加力装置は図3.3.2に示すようにセンターホールジャッキを用いたPC鋼材締め付け用のセットである。左右のジャッキを交互に動作させて、正負繰り返し加力を行った。主筋のひずみおよびすべりは図5.3.3に示すように標点締め付け金具によって誘導される変形を感度0.001mmの電気式ダイヤルゲージにて測定した。ひずみ度 ϵ およびすべりSを図中に付した記号で定義し次式で算定した。

$$\epsilon = (D1 + D2) / (2L) \quad \text{式3.3.1}$$

$$S = (S1 + S2) / 2 - \epsilon L' \quad \text{式3.3.2}$$

シリーズ2の場合

4.2節の実験で使用されたものと同じ46cmの定着長さを有するコンクリート柱に、D29、SD35のネジ節異形鉄筋を水平に貫通させて(図3.3.5)コンクリートを柱の上側より打設した。実験に用いた材料の力学的性質を表3.3.2に示す。

図3.3.6に実験の加力装置を示す。図中のセンターホールジャッキを用い左右のジャッキを交互に動作させて正負繰り返し加力を行った。本実験では、4本のネジ節異形鉄筋を試験したが、2本は非載荷端を固定、残りの2本は自由として行った。

引き抜き試験に先立って引張試験を行い $\sigma - \epsilon$ 曲線を求め、4.2節で行われた実験のひずみ履歴と同等となるように、裸部分の鉄筋のひずみ度を表す上記 ϵ によって荷重の制御を行った。すなわち、加力ルールは最初は荷重を制御して最大 $\sigma = 3.0 \text{ t/cm}^2$ 、その後最大ひずみ度を0.8%、1.2%、1.7%と3段階に漸増させては除荷する3サイクルずつの片振り繰り返し加力である。しかしひずみ度の制御は困難であったので、結果としては鉄筋の正荷重時を除いて他の鉄筋では各サイクルの最大ひずみ度は上記の値から若干ずれた。

水平に貫通させたネジ節鉄筋には、中央部に幅8mm深さ5mm長さ60cmの溝を両側に切り、図3.3.8に示すようにワイヤストレインゲージを21枚貼付し、ひずみ分布を詳しく測定できるようにした。また図3.3.7の装置によって、鉄筋のコンクリート面からの抜け出しを測定した。

3.3.3 実験結果とその考察

シリーズ1の場合

試験体中の鉄筋3本に対して、両振り(鉄筋IおよびII)あるいは片振り(鉄筋III)

の引き抜き実験を行った結果、図3.3.9に示す弾・塑性域の $\sigma - \epsilon$ 関係が得られた。

同図に示すように各鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 曲線では、0.2%足らずで降伏し約1.5%までは降伏棚が現れ、その後明瞭にひずみ硬化を生じている。鉄筋塑性域に於ける履歴ループにバウジング効果はほとんど認められないのは圧縮側の応力が加力されないためである。

同図に $\sigma - \epsilon$ 曲線と $S - \epsilon$ 曲線の横軸を同一縮尺にして両曲線を対比して示してある。

図中A点は、鉄筋弾性範囲において $\sigma = 3.0 \text{ t/cm}^2$ を最大とする繰返し荷重を加えた場合の最大点であるが、すべり S の最大値は3サイクル毎にはば一定である。

4サイクル目の $\sigma = 3.0 \text{ t/cm}^2$ でも S は鉄筋によって0.2~0.3mmの範囲にあるが $\sigma = 3.2 \text{ t/cm}^2$ の降伏点に到るときに0.6~0.8mmまで増大してB点に到っている。

$\epsilon = 1.5\%$ までは塑性域におけるすべりの最大値は一定に保たれ、ひずみ硬化の影響で $\epsilon > 1.5\%$ では再び増大する。

A点からB点までの現象をもう一度まとめると、鉄筋の裸の区間の平均ひずみ度が降伏点ひずみ度の直前にあるときに、本実験におけるすべり S が急激に増大したということになる。

コンクリート表面のひびわれは図3.3.4に示すように、最終的に調べた限りでは多数収縮ひびわれを含んで発生したが、加力実験中鉄筋が降伏を開始した時点では発見されず、ひずみ硬化開始後の付着割裂ひびわれに類するもの、および鉄筋を軸にした円錐状せん断すべり面破壊を示すひびわれが確認された。

後者の円錐状せん断すべり面破壊については、文献3.3.2にコンクリート表面からフープに囲まれたコアコンクリートまでの区間に生じた例が報告されており、定着鉄筋の塑性域抜け出しについての説明があるがこの実験におけるA-B間のすべり増大の説明には不十分と考えている。

定着区間中央のひずみ度の測定によれば、A-Bのひずみ度の増大は、すべりの増大のように急激ではなく軸力の増大に比例したものであり、B点に対する値は0.06%内外であり、抜け出しは局部的であったと考えられる。

この実験の限りではA点での急激なすべり増大に焦点を絞った挙動を類推すると、次の2点が考えられる。

- 1) コンクリート中の鉄筋の降伏点は何等かの原因で裸の鉄筋より下がった。
- 2) 図3.3.3中 L' 区間のひずみ度が L 区間のひずみ度よりも局所的に大きくなった。

シリーズ2の場合

$\sigma - \epsilon$ 曲線の例を図3.3.10に示し、各荷重段階における鉄筋のひずみ度分布の例を図3.3.12に示す。

弾性域ではコンクリート部材内の鉄筋のひずみ度分布は載荷側柱面から内側に進行するにつれてひずみ度が減少する状態にあり、塑性域に達するサイクルでは鉄筋定着開始点近傍のひずみ度が他の部分と比較して急増すること、定着開始点のコンクリート内のひずみ度の方が裸部分のひずみ度よりも大きくなる場合が多いことが確認された。裸部分のひずみ度が硬化域に達すると、コンクリート部材内の鉄筋の降伏部分が定着開始点より3.5cm内側まで侵入した。

シリーズ1で鉄筋の裸部分の平均ひずみ度が降伏点ひずみ度直前にあるときすべりが急激に増大することが述べられた。シリーズ2でも図3.3.11に示すように、同ような現象が現れたが、シリーズ1と比較するとすべりの増加率が小さくなっている。これはシリーズ1の実験では裸部分の鉄筋のひずみ度を区間 $L = 19 \text{ cm}$ の平均ひずみ度を用いているためと考えられる。つまり区間 19 cm の平均ひずみ度よりも、鉄筋定着開始点近傍の裸部分の鉄筋に局部的なひずみ度が生じていると思われる。

降伏点ひずみ度以下ですべりが急激に増大することに関係することとして、コンクリート部材内側5mmのところのひずみ度が急増することが挙げられる。

裸部分のひずみ度がひずみ硬化域に達するとさらに増加する。これはコンクリート部材内鉄筋の降伏域が内側に侵入したことと関係していることが確認された。

引き抜き実験の最終的な結果として、非載荷側を固定した場合鉄筋はコンクリート面より約3cm内側の所で破断し、非載荷側を自由としたときは抜け出した。

3.3.4 まとめ

シリーズ1およびシリーズ2の場合異形鉄筋の定着開始点の近傍で降伏点直前に、他の区間に比較して非常にひずみが集中することが分かった。この原因として次の2つのことが考えられる。

- 1) 加力装置の中心線が僅かではあるが鉄筋軸線からはずれていたために、鉄筋の定着開始点に大きな曲げモーメントを与えたことになり、その周辺での降伏が一般部分より先に起こった。
- 2) 反力の領域が鉄筋軸を中心とする直径が鉄筋径の4.6倍の円弧に沿う場合には、

境界面における鉄筋の横方向の拘束力が強いのでひずみの集中が大きくなった。

現段階では調査が不十分であるが、1)の現象が起きた可能性が最も高いと思われる。

このような鉄筋の局所的な曲げは十字形接合部実験でも接合部パネルが大きなせん断変形をすれば必ず生じるので、同実験試験体のはりの引張鉄筋と柱側コンクリートとの境界でも降伏ひずみが一般部より集中して生じたと考えられる。従ってはりの引張鉄筋の応力が降伏に到る直前から僅かであるが引張鉄筋の接合部からの抜け出しが生じ始め、降伏域が接合部内に広がるにつれてそれが大きくなったと想定できる。

参考文献

3.3.1 石橋・他「鉄筋コンクリートK型筋違付きフレームの実験研究(その11)」

日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和55年9月

3.3.2 S.Viwathanatepa, et al. "EFFECTS OF GENERALIZED LOADING ON BOND OF

REINFORCING BARS EMBEDDED IN CONFINED CONCRETE BLOCKS".UCB/EERC-79/22

表3.3.1 シリーズ1の材料の力学的性質

コンクリート	圧縮強度	ヤング係数	
	$F_c=210$	205 kg/cm^2	1711 t/cm^2
鉄筋 D29	降伏点	引張強さ	ヤング係数
	3.21 t/cm^2	5.23 t/cm^2	$1.93 \times 10^3 \text{ t/cm}^2$

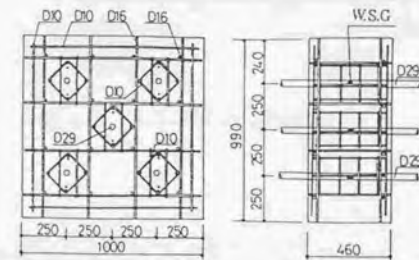


図3.3.1 シリーズ1の試験体配筋図

表 3.3.2 シリーズ2の材料の力学的性質

コンクリート	F_c	210	kg/cm^2
圧縮強度	σ_c	195.6	kg/cm^2
鉄筋		加工前	加工後
断面積 (cm^2)		6.42	5.74
降伏応力度 (t/cm^2)		4.13	4.08
引張応力度 (t/cm^2)		6.04	5.74
伸び率 (%)		20.15	22.18
ヤング係数 ($\times 10^6 \text{kg/cm}^2$)		2.05	2.15

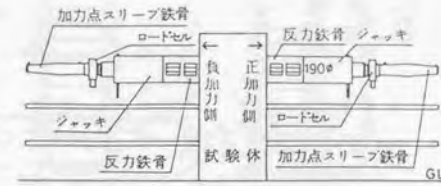


図3.3.2 シリーズ1の加力装置図

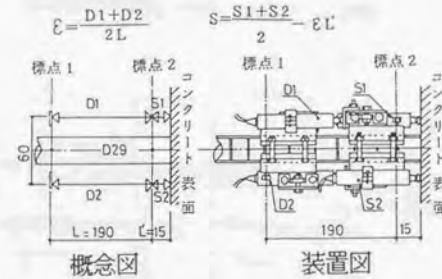


図3.3.3 シリーズ1の変形測定図

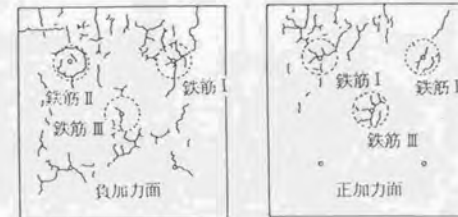


図3.3.4 シリーズ1のひびわれ図

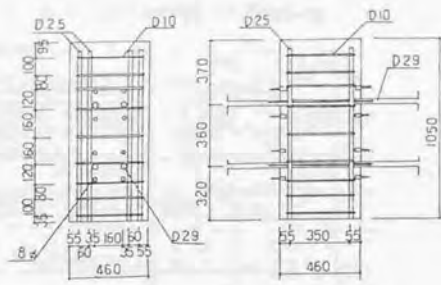


図3.3.5 シリーズ2の試験体配筋図

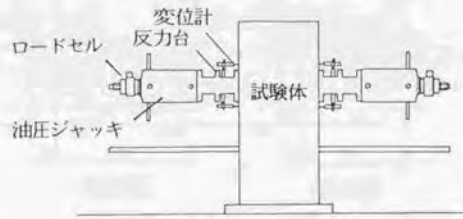


図3.3.6 シリーズ2の加力装置図

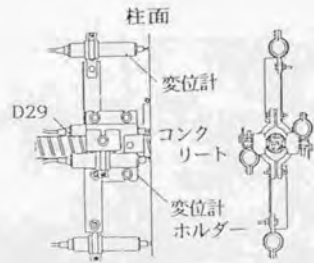
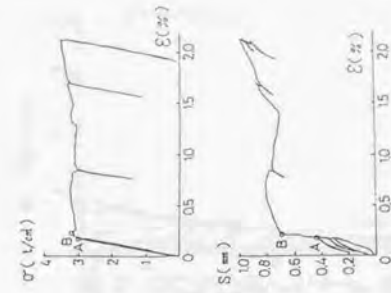


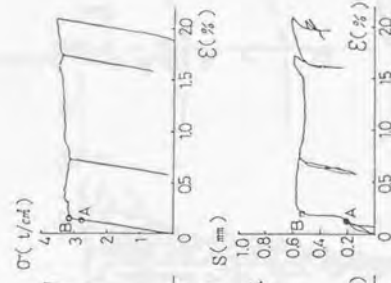
図3.3.7 シリーズ2の抜け出し測定装置



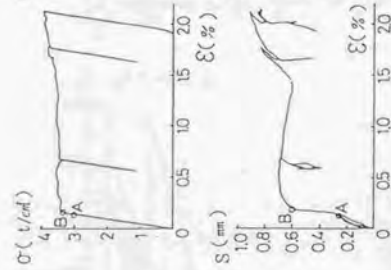
図3.3.8 シリーズ2のゲージ貼付図



鉄筋III



鉄筋II



鉄筋I

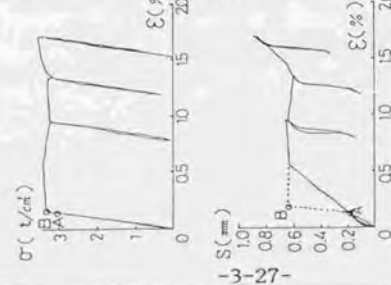
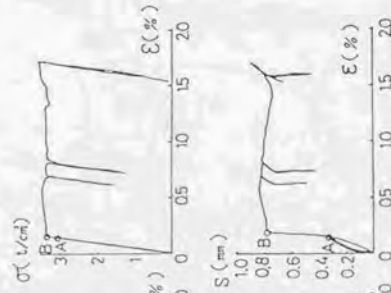


図3.3.9 シリーズ1の鉄筋のひずみ度に対する応力とすべり

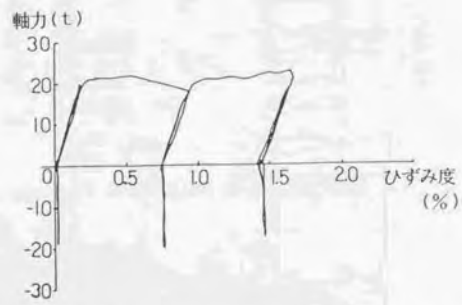


図3.3.10 シリーズ2の $\sigma - \varepsilon$ 曲線

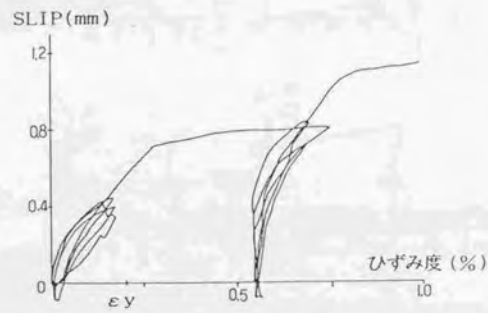


図3.3.11 シリーズ2の すべり-ひずみ度曲線

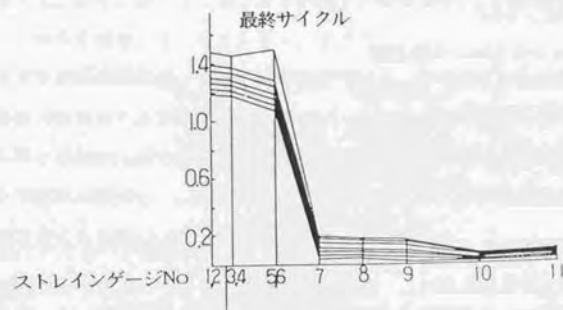
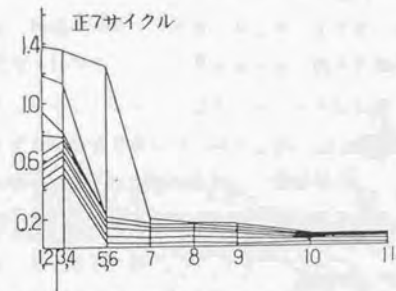
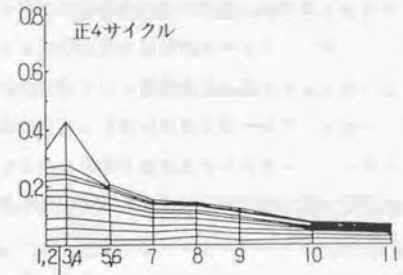
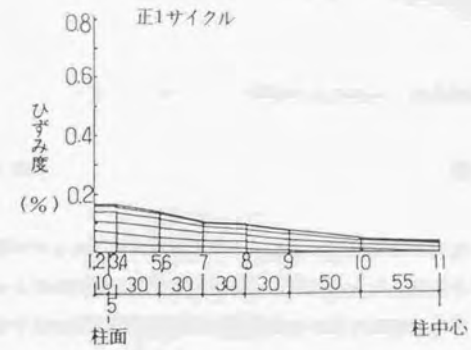


図3.3.12 シリーズ2の ひずみ分布図

3.4 はり圧縮鉄筋応力の引張反転の解析

3.4.1 解析概要

第2章に紹介した実験では、はり主筋は接合部に通し配筋され、付着長が十分でないために大きなすべりが測定されると同時に圧縮鉄筋が引張に反転した。この圧縮鉄筋の引張反転は理論的に考えて主筋のすべりを無視して断面の平面保持を仮定したとしても生じる可能性があり、その場合引張鉄筋の降伏前後で中立軸がかぶりコンクリートの圧縮縁側に移動することになる。従ってはりの柱面位置の最大曲げモーメント点で引張鉄筋が接合部から抜け出す場合にはさらに引張反転が促進される可能性がある。

本節では第2章の太径シリーズおよびスラブ付PCaおよび鉄筋継手シリーズさらに第4章に紹介する柱SRCシリーズのはりの23種の断面について、e関数法による曲げ理論解析を行い、応力の増加に伴う圧縮鉄筋のひずみ度の変化を追跡してみることにした。

3.4.2 解析方法

梅村博士のe関数法(文献3.4.1)に従い、コンクリートの圧縮応力度-ひずみ度関係は次式を用いた。

$$c\eta = 6.75 \left(e^{-0.812c\varepsilon} - e^{-1.218c\varepsilon} \right) \quad \text{式3.4.1}$$

ここに $c\eta = c\sigma / c\sigma_B$

$c\varepsilon = c\varepsilon / c\varepsilon_B$

$c\sigma$: コンクリートの応力度

$c\sigma_B$: " 圧縮強度

$c\varepsilon$: " ひずみ度

$c\varepsilon_B$: " 圧縮強度時ひずみ度

コンクリートの引張強度は0とし、鉄筋の応力度-ひずみ度関係はバイリニア型としひずみ硬化による応力上昇は考えない。引張鉄筋の歪度を1μずつ増加させて断面の釣合を求めるプログラムを作成し、コンクリートの圧縮ひずみ度が-4000μになるまで

計算した。コンクリートおよび鉄筋の力学的性質はそれぞれの材料試験結果を用いた。

3.4.3 解析結果

はりの中立軸距離 x_n が圧縮鉄筋距離 d_c より大であれば、圧縮鉄筋ひずみ度 $s\varepsilon_c$ は圧縮となり、小であれば引張になる。解析において断面の曲げ変形を増大させると $x_n - s\varepsilon_c$ 関係は変化する。各試験体のはり断面のこの変化を図3.4.1に図示し、引張鉄筋降伏時およびコンクリートの圧縮縁ひずみ度 $c\varepsilon_c = -4000\mu$ の終局時における x_n と $s\varepsilon_c$ の数値を表3.4.1に示す。

図3.4.1の各試験体の $x_n - s\varepsilon_c$ 曲線を比較すると次のように分類される。

—スラブがないか引張の場合、引張鉄筋降伏までは x_n は微増し $s\varepsilon_c$ は圧縮で増大する。引張鉄筋が降伏したときは $s\varepsilon_c$ は各試験体で -300 ~ -800 μ の間の値に達するが、その直後 x_n は減少し始め $s\varepsilon_c$ はそれまでの x_n の微増に応じた増大傾向を停止する。その後の終局までの $x_n - s\varepsilon_c$ 関係は次の4通りの性状を示した。

1) x_n が d_c 以下まで減少し、 $s\varepsilon_c$ も急激に減少して終局では引張となる。

D41No. 1、普通径のスラブ引張、SJP、SJB、SJN

2) x_n が d_c 近くまで減少するが以下とはならず、 $s\varepsilon_c$ の減少が途中で停止する。

D41No. 2、LSL、LSS、柱SRCのスラブ引張

3) x_n が d_c 近くまで減少するが以下とはならず、 $s\varepsilon_c$ は圧縮で増大、減少、増大を繰り返してあまり大きくは変動しない。

D51No. 3、D51No. 4、SLS、KSK、SSS、LLL、PJ-N
BJ-N、PJ-0、BJ-0

4) x_n が d_c 近くまで減少するが以下とはならず、 $s\varepsilon_c$ は圧縮で漸増する。

D51No. 1、D51No. 2

スラブが圧縮の場合、引張鉄筋降伏までは x_n は d_c よりも大の場合(柱SRC)と小の場合(普通径)とがあり、それぞれ $s\varepsilon_c$ は圧縮または引張で漸増する。引張鉄筋が降伏したときは $s\varepsilon_c$ はその絶対値が200μ以下で小さい。その直後 x_n は d_c の半分近くまで急激に減少し、 $s\varepsilon_c$ も減少して引張となる。その後終局までに x_n はさらに若干減少するとともに $s\varepsilon_c$ は引張降伏を越えて大きくなる。

表3.4.1に示すようにはり断面の降伏および終局で $s\varepsilon_c$ が引張ひずみ度に入った値が網掛けで強調されている。スラブ付きの1例を除くと、降伏時には圧縮ひずみ度で

あるが、終局時に引張反転するのはD41No. 1、スラブ付P C aスラブ引張、S J P、S J B、S J Nおよび柱S R Cスラブ圧縮の試験体はり断面である。この解析における終局時の引張鉄筋のひずみ度はそれぞれ $-4000\mu \times (1 - x_{n1}) / x_{n1}$ として計算されるので、鉄筋のひずみ硬化時のひずみ度を -15000μ とすれば、逆算して $x_{n1} < 0.210$ の場合は引張鉄筋はひずみ硬化以上のひずみ度に達することになる。全ての試験体は終局時の引張鉄筋のひずみ度がひずみ硬化域に入ったと思われることにより、実験では解析の範囲を越えている。上述のスラブ付P C a試験体のスラブ圧縮の場合圧縮鉄筋の引張反転が生じる断面においては $x_{n1} = 0.077$ で終局に達しているので、引張鉄筋のひずみ度は当然ひずみ硬化域のものである。

3.4.4 はり・柱接合部実験の評価

解析に供した試験体のはり断面は、太径鉄筋および鉄筋の機械式継手はその外径が大きいために同シリーズ試験体の圧縮鉄筋距離比 d_{c1} が大きくなっている。他の試験体においても縮小模型ということで d_{c1} は大きくなっており、全試験体を通じてその範囲は

$$0.136 \leq d_{c1} \leq 0.200 \quad \text{式3.4.2}$$

であり、実際の通常の鉄筋コンクリート断面の場合の0.1よりもかなり大きい。他の条件が同じで d_{c1} のみ大きくなる場合には圧縮鉄筋の引張反転は生じ易くなることは理解できる。またスラブ付であるとその効果は引張反転にも有効になることは常識的に明らかである。

3.3節に述べたように鉄筋の定着実験ではコンクリートとの境界において塑性ひずみが集中して生じ易いことが報告され、その原因が鉄筋付け根の局部曲げによるところが大きいのではないかと考察された。一方はりの柱との境界の断面を考えると引張鉄筋が抜け出す条件は平面保持仮定の曲げ理論に適用できない。しかしこの条件を強いて曲げ理論と比較すれば、引張鉄筋が降伏してひずみ度が降伏棚に沿って流れる場合の不連続な現象と対比できるものであり、中立軸距離が急激に減少することだけは一致するとと思われる。従って十字形接合部実験において圧縮鉄筋のはりの十分な曲げ降伏以前から引張反転したことは、境界部における引張鉄筋の早期抜け出しと平行して生じたことと推測しても大きな錯誤はない。

3.4.5 まとめ

はりの十分な曲げ降伏があってもなくとも通し配筋が付着破壊して主筋の接合部パネル内での全体的なすべりが生じたことが2.3節および2.5節で報告された。このような場合には圧縮鉄筋の引張反転は引張鉄筋の抜け出しに起因してさらに助長されたと考えられる。しかし圧縮鉄筋の接合部を介して反対側は引張鉄筋であり、接合部内でその引張力が付着によってコンクリートに十分に伝達されないで圧縮鉄筋の引張反転が起きることも否定できない。D51シリーズのはりの理論解析では過大な引張鉄筋合力と釣合うコンクリートストレスブロックを大きく維持するための中立軸距離を縮めることができず圧縮鉄筋応力は圧縮で減少しないことが示されたが、接合部の実験ではかなり引張反転が生じた。これは接合部内の定着不足に主たる原因があると考えられることができる。

参考文献

- 3.4.1 武藤 清 「耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性解析」
1964 丸善

表3. 4. 1 はり断面の中立軸距離 x_n と圧縮鉄筋ひずみ度 ϵ_c の e 関数法解析値

試験体	d cm	d_c cm	d_{e1}	x_n (cm)		x_{n1}		ϵ_c (μ)	
				降伏	終局	降伏	終局	降伏	終局
太径シリーズ									
D41 NO. 1	52	8	.154	14.0	7.9	.269	.151	-316	+28
NO. 2	52	8	.154	15.6	8.6	.300	.165	-419	-300
D51 NO. 1	50	10	.200	20.0	12.4	.400	.248	-642	-756
NO. 2	50	10	.200	22.0	13.4	.440	.268	-820	-1017
NO. 3	50	10	.200	18.6	11.6	.372	.232	-538	-559
NO. 4	50	10	.200	18.5	11.5	.370	.230	-524	-537
普通径 スラブ圧縮	34	6	.176	4.7	2.6	.137	.077	+98	+5092
スラブ引張	34	5.5	.162	10.1	5.3	.296	.157	-349	+128
継手シリーズ									
SLS	44	6	.136	13.0	6.6	.296	.149	-405	-421
LSL	44	6	.136	13.5	6.5	.306	.148	-436	-305
KSK	44	6	.136	13.6	6.6	.308	.151	-446	-390
SSS	44	6	.136	13.5	6.7	.306	.152	-439	-423
LLL	44	6	.136	14.6	7.0	.331	.159	-559	-565
LSS	44	6	.136	12.8	6.4	.290	.145	-387	-266
SJP	44	6	.136	13.1	5.8	.298	.133	-339	+126
SJB	44	6	.136	13.1	5.8	.299	.131	-341	+156
SJN	44	6	.136	12.0	5.5	.273	.126	-277	+324
PJ-N	44	6	.136	16.4	7.4	.373	.168	-658	-731
BJ-N	44	6	.136	16.7	7.5	.380	.170	-686	-782
PJ-0	44	6	.136	16.4	7.4	.373	.168	-658	-731
BJ-0	44	6	.136	16.7	7.5	.380	.170	-686	-782
鉄骨補強シリーズ									
柱SRCスラブ圧縮	40	6	.150	7.0	3.3	.174	.082	-52	+3853
スラブ引張	40	6	.150	13.5	6.7	.339	.168	-550	-432
備考	dは有効せい、 d_c は圧縮鉄筋距離、降伏とは引張鉄筋降伏時終局とは圧縮鉄筋ひずみ度が -4000μ になった時 $d_{e1} = d_e/d$ 、 $x_{n1} = x_n/d$								

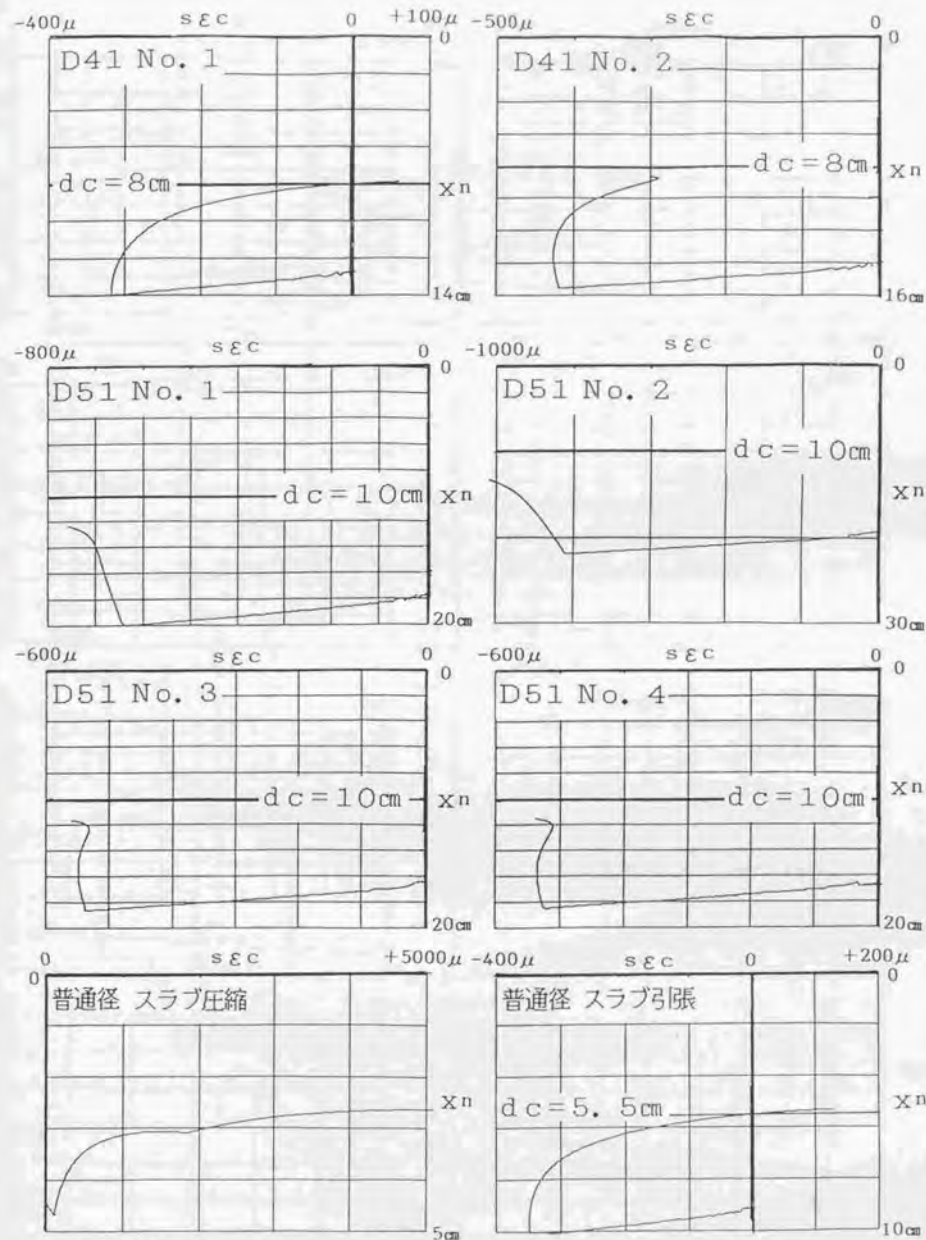


図3. 4. 1 はりの中立軸 x_n -圧縮鉄筋ひずみ度 ϵ_c 関係 (1)

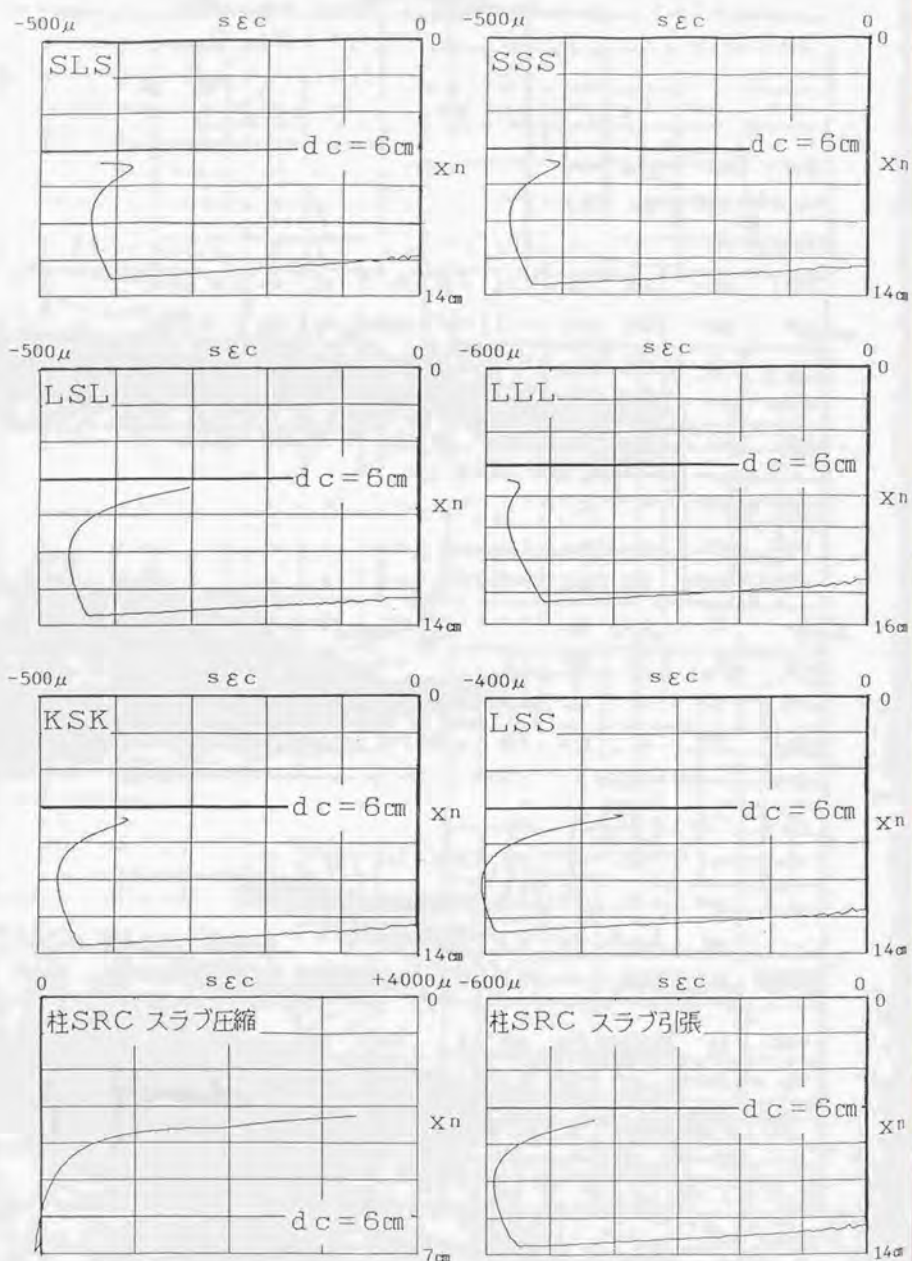


図3. 4. 1 はりの中立軸 x_n -圧縮鉄筋ひずみ $s\epsilon_c$ 関係 (2)

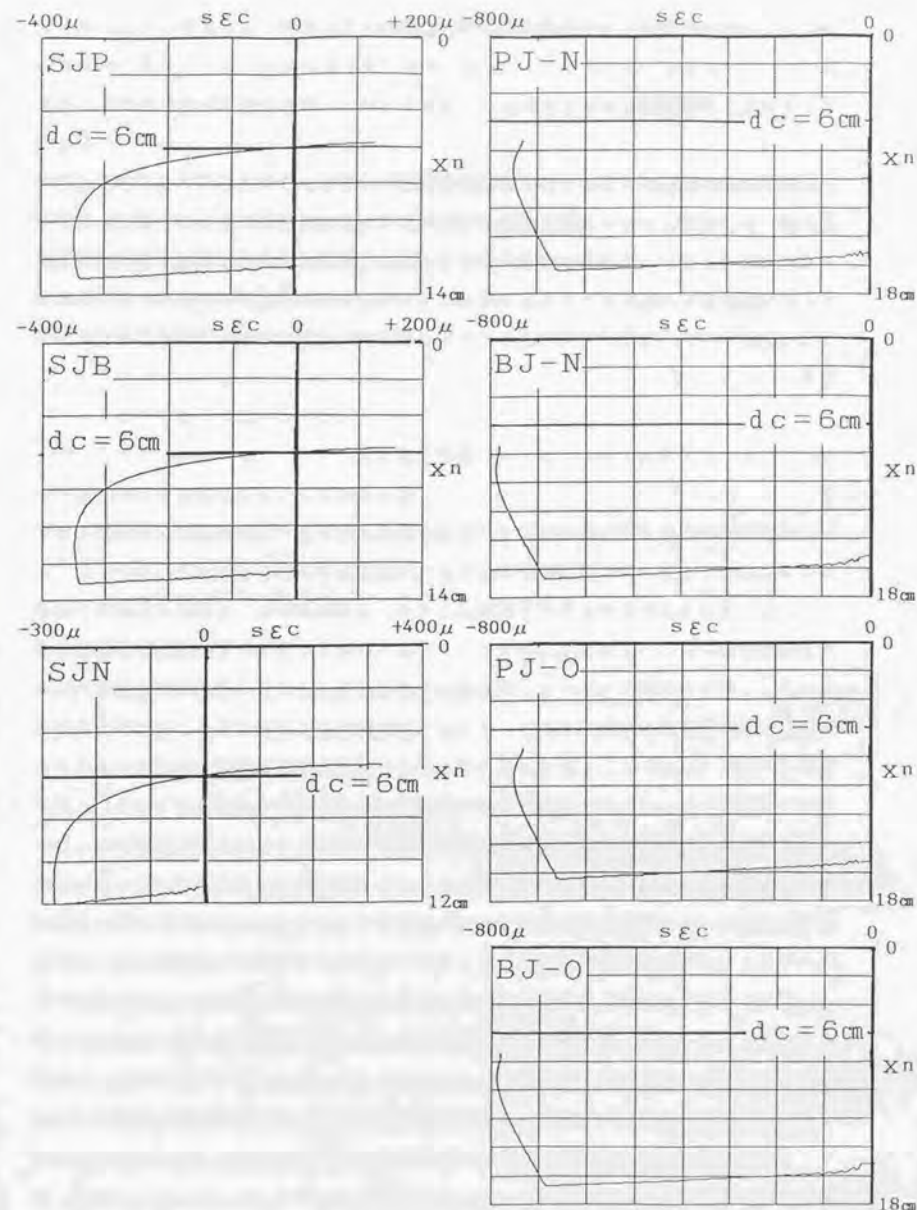


図3. 4. 1 はりの中立軸 x_n -圧縮鉄筋ひずみ $s\epsilon_c$ 関係 (3)

3. 5 パネル区間のはり主筋終局付着強度の分析

3. 5. 1 分析概要

本節では純RCの十字形はり・柱接合部実験で測定されたはり主筋のひずみ度分布を、接合部パネル区間について詳細に検討する。まず最初に実験値そのものを分析してひずみ度の分布の勾配から各種付着強度を抽出し、最も有意性のある付着強度を終局付着強度として判別する。次に3. 2節で提案した付着強度に関わる因子に加えて、既往の研究で取り上げられている因子を取り入れたパネル区間はり主筋の終局付着強度実験式を提案する。

3. 5. 2 ひずみ度分布のパターンと各種付着強度

各試験体のはり主筋降伏荷重あるいは最大荷重におけるパネル区間のはり主筋のひずみ度分布は、それまでの低荷重時の場合に比べて直線性を失うことが多かった。

ひずみ度分布線が直線性を失う原因として3. 3節および3. 4節までの分析では第1に引張鉄筋の降伏などの高応力域のパネル内進入があり、第2に圧縮鉄筋の引張反転があった。第1の原因については、柱主筋および接合部パネルせん断補強筋で囲まれるコア区間での付着条件は外側のかぶりコンクリート部分よりも良好であることは妥当性があり藤井の指摘(文献3.5.1)するところでもある。従って鉄筋降伏の時点ではもちろん弾性で高応力になってもひずみ度分布線の非直線性は惹き起こされ得るのであり、このひずみ度分布線の引張側屈曲点は接合部の実験ではコア内にさらに進入する傾向があった。第2の原因については、はりの柱面断面においてスラブ付および引張鉄筋の抜け出しを考慮することにより、圧縮鉄筋の引張反転現象は理解できた。従って接合部実験のひずみ度分布線から付着強度を求める際にはコア内部中央区間の付着性状に着目すべきである。

以上の考察を前提にして接合部実験の高荷重におけるパネル区間はり主筋の平均的なひずみ度分布のパターンを分類すると、図3. 5. 1に示すように3大別される。すなわち(a)のように引張鉄筋側が降伏してその応力がコア内に進入し圧縮鉄筋側にかけて直線分布になる場合、(b)のように圧縮鉄筋の引張反転が大きくて圧縮鉄筋側でも屈折する場合および(c)のように圧縮鉄筋の引張反転が非常に大きいので逆転したひずみ度勾配を含む場合の3通りである。

図3. 5. 1に示すパネル区間の付着強度としては、コア内中央区間で最大となるひ

ずみ度勾配から求められる付着強度を終局付着強度 τ_{bu} と名付け、両側の柱面点のひずみ度を結ぶ勾配から求められる付着強度を総合付着強度 τ_{bt} と名付け、さらにパネル区間で最大と最小のひずみ度点を結ぶ勾配から求める付着強度を平均付着強度 τ_{ba} と呼ぶことにする。

τ_{bu} を示すコア中央区間の実験ひずみ度分布線は後述するような原因でかなり乱れることもあるが、ここでは定義に従って一応終局付着強度と呼んでおく。 τ_{ba} はこの分布線の乱れをある程度平均化したものとなる。 τ_{bt} ははり主筋からパネルコンクリートへ伝達される全応力を平均化したものとなっている。従って3者の実験付着強度には上記定義からも当然のことながら次の関係がある。

$$\tau_{bu} \geq \tau_{ba} \geq \tau_{bt} \quad \text{式 3. 5. 1}$$

実験から付着応力度 τ_b を求めるには

$$\tau_b = \frac{E a}{\phi} \Delta \quad \text{式 3. 5. 2}$$

E: 鉄筋のヤング係数実験値 kg/cm^2

a: 1本の鉄筋の公称断面積 cm^2

ϕ : 1本の鉄筋の公称周長 cm

Δ : 測定ひずみ度分布の勾配 cm^{-1}

を用いる。異形鉄筋の公称断面積と公称周長の間には一定の関係があるが、鉄筋溝切模擬継手のシリーズでは公称周長を変えずに公称断面積だけを減少させたので、両者独立の値として表示した。

表3. 5. 1に太径シリーズ(2. 2、2. 3節)およびスラブ付PCA(2. 4節)の十字形はり・柱接合部実験における終局付着強度 τ_{bu} 、平均付着強度 τ_{ba} および総合付着強度 τ_{bt} を示す。表中鉄筋の弾性・降伏の欄に示すように各試験体ではりの上下鉄筋のどちらか一方が降伏あるいは最大応力に達した時点でのデータから付着強度を求めているので、他方の鉄筋は降伏応力には達してはいないがそれに近い応力状態であった。

太径シリーズおよびスラブ付PCAの実験結果のひずみ度分布図のうち、(a)パターンに属するものは数が少なくてD41No. 1の鉄筋B、D51No. 1およびNo.

2の上端筋だけである(図2.2.15および図2.3.11参照)。(b)パターンに属するのはD51No.4の上端筋など圧縮鉄筋の引張反転が大きかった場合に多くみられ(同両図参照)、測定の流れも手伝って非常に大きな勾配が示された。(c)パターンに属するのは圧縮鉄筋の引張反転が極大に生じたスラブ付P C aの試験体であり、同試験体の上ば筋の場合のように圧縮鉄筋側にひずみ度勾配の逆転がみられた(図2.4.23参照)。

太径シリーズの(b)パターンのひずみ度分布には測定された区間で局部的に非常に大きな勾配を有しD41No.2の $\tau_{bu}=131.127\text{ kg/cm}^2$ 、D51No.1の $\tau_{bu}=198\text{ kg/cm}^2$ 、D51No.2の $\tau_{ba}=111.1\text{ kg/cm}^2$ および $\tau_{bu}=210\text{ kg/cm}^2$ 、D51No.3の $\tau_{bu}=106.126\text{ kg/cm}^2$ およびD51No.4の $\tau_{bu}=139.210\text{ kg/cm}^2$ など理解し難い大きな値となった。

この原因として第1にひずみゲージの貼付方法など測定技術による問題がD51の太径鉄筋の場合に若干観察された。これは鉄筋母材の引張試験において1本の鉄筋の多数の節と節の谷間にひずみゲージを貼付して軸ひずみ度を測定すると弾性範囲においてもデータのばらつきは±10%にも及んだことから明らかとなった。異形鉄筋の平均的軸ひずみ度を測定するには外径の4倍以上の長さの節を削り落として様な断面を作成してから、その中央にひずみゲージを貼付しなければならないが、機械的な定着の要素を多量に失うことになるので、D51の接合部の実験では節を切削しなかった。このようなひずみゲージの貼付方法の欠陥の他に大きな付着すべりがゲージに圧迫を与えたかも知れないことや、パネルコンクリートのせん断破壊に伴って主筋に局部的な曲げなどの外乱が与えられたかも知れないことが第2の原因になりこの方が第1の原因よりも大きかったと考えられる。

表3.5.2に継手シリーズ(2.5節)の十字形はり・柱接合部実験におけるパネル区間の各種付着強度について示す。表中ひずみ度分布のパターンについてはパネル区間を細かく4区間以上に分けて測定点が5点以上ないものは極大な終局付着強度を含むパターン(b)を特定することが出来なかった。

D29鉄筋に溝を切った区間と切らない区間を設けて継手部の変断面軸剛性を模したシリーズにおいては、降伏後の測定塑性ひずみ度からR-O関数を用いて応力度に変換して、鉄筋塑性後の付着強度 τ_{sp} を求めたので追加した。この値は柱中心を境にして圧縮側の鉄筋の応力度勾配から平均的に求めたものが大多数含まれており、上下鉄筋の平均値の最大値が示されている(表2.5.4の最大値と同)。ここでこのシリーズの付着強度で表2.5.4に示すSSSおよびLLL試験体のRyのときのものは表3.5.2の

値より概して低いのは、Ryのとき鉄筋が降伏していないからである。試験体L.L.LはD29そのままの鉄筋を使用しており、定着の主因子である節を削らずに平な部分に溝を切った他の試験体と比較すれば、鉄筋の周長は等しく鉄筋応力だけが高いため比較的大きな付着強度を得ている。試験体K.S.Kは機械式継手の機械的定着を模して柱面位置の鉄筋にストッパーを付けたのでパネル区間の主筋の応力が乱れ、下ば筋で終局付着強度 τ_{bu} が 118 kg/cm^2 となって突出している。鉄筋溝切模擬継手の付着強度のデータは、上記の点を除いて太径鉄筋シリーズのものに較べればばらつきが少ない。

実際のスリーブ充填式継手を使った試験体の内S.J.Pの付着強度は、継手がパネル区間中央にあるため終局付着強度 τ_{bu} が 93 kg/cm^2 と非常に高いがこれは特殊な場合である。S.J.B、S.J.Nシリーズでは測定点が少ないので局部的な付着強度は求められていない。

ネジ鉄筋にナットを用いて機械式継手の外形寸法だけを模したシリーズにおける付着強度は測定点が少なかったため局所的な高付着強度を測定できなかった。このシリーズの平均付着強度 τ_{ba} は同一材料のD29を使ったL.L.L試験体の場合の 70 kg/cm^2 強の値と比較して全て低めの 60 kg/cm^2 以下にしかならなかったのは、主筋が降伏したとはいえそれははり端部の曲げ降伏によるものではなく、パネルコンクリートが激しくせん断破壊してそこに大きなひずみが集中したことによるところが大きいので、実際には引張側鉄筋の軸力がひずみ度測定値から判断される降伏応力よりも低かったことを示すものであり、測定点不足による過小評価のせいというよりも応力レベルの問題として把握することができる。

全試験体を通じていえることは終局付着強度は先に述べたようにひずみ度分布のパターンが(b)の場合に 200 kg/cm^2 近くに達するという極大な値を得る場合とそうでない場合とがあり非常にばらついている。これに比して平均付着強度は終局付着強度に近くて若干低い場合と、終局付着強度とはかけ離れて低い場合とがあるが、1、2例を除いて鉄筋グループ毎に比較的安定した値を示している。総合付着強度は平均付着強度より低いと同様に安定している。平均付着強度の鉄筋グループ毎の値の平均値はD19の場合最も小さく 50 kg/cm^2 前後であるがD41およびD51の場合 80 kg/cm^2 弱と高い値を示した。一般に降伏した鉄筋の値の方が弾性鉄筋の値よりも高く、付着強度は鉄筋応力の大きさに支配されることを示している。

3.5.3 パネル区間コア内終局付着強度の検討

前項で述べたように接合部実験のひずみ度測定値から求めたはり主筋のパネル内終局付着強度は、次のような場合非常に大きかった。

1) パネルせん断破壊および大きな付着すべりに伴う測定値の乱れ

(D41No. 2、D51No. 1~No. 4)

2) 継手の存在による応力の乱れ (KSK、SJP、SJB)

3) 鉄筋塑性域繰り返しによる付着区間の圧縮側への偏り (SLSなど継手シリーズ) また次のような場合小さかった。

4) 鉄筋径に対するパネル区間長が大きくよく定着されている (SJN)

終局付着強度の実験値は以上のような応力の乱れと付着良好の場合には、検討して合理的な解釈を付す必要がある。そのため図3.5.2に接合部のパネル区間だけのはり主筋の歪度分布を再録して以下の判定を下した。

D41No. 1試験体については次のことがいえる。

1) 鉄筋降伏時のはり主筋のひずみ度勾配はパネル区間全長に亘って直線的でありかつすべりも大きかったことからそれは終局付着強度を指示している。

D41No. 2およびD51No. 1~No. 4の試験体においては次の考慮が必要である。

2) 最大荷重または鉄筋降伏荷重より以前の鉄筋弾性の段階で付着破壊が生じて応力が乱れた。

3) 柱面の引張鉄筋のひずみ度よりもコア内のひずみ度が大きくなるのはパネルのせん断破壊および付着破壊による応力の乱れである。

4) 鉄筋弾性であっても付着破壊が生じたときのパネル区間コア内の付着強度は終局付着強度と考えられる。

5) 鉄筋弾性での終局付着強度は正確には特定できないが、図からみて最大荷重または鉄筋降伏荷重時の総付着強度に近似している。

スラブ付Pcα試験体のひずみ度分布図に対して次の判断ができる。

6) 大きな付着すべりがあったと思われるので、圧縮鉄筋の引張反転があつてひずみ度分布が谷形であっても、鉄筋降伏時の最大勾配は終局付着強度を指示している。

継手シリーズのナット模擬継手のひずみ度分布図を割愛したが、同シリーズについて次の考慮ができる。

7) 溝切鉄筋模擬継手シリーズは大きな付着すべりが鉄筋降伏時に確認されているのでその時の付着強度は終局付着強度である。

8) KSK試験体の下ば筋のひずみ度分布は乱れているので終局付着強度は不明である。

9) 溝切鉄筋模擬継手シリーズで鉄筋塑性履歴後の増大した付着強度は、付着破壊後の圧縮鉄筋側に集中した局所的付着強度であり、初期の付着破壊時の他の試験体と比較できる終局付着強度とは見做せない。

10) 溝切鉄筋模擬継手シリーズはパネル区間に溝切のあるLSL、KSK、SSS、LSSの各試験体の付着強度の計算にはD29の周長をそのまま使用している。しかし筋のない平滑な断面に溝切を施したとしてもその部分がゲージ保護のためのコーティングによって付着性能を落としたことになっているので、溝切を施さないLSL試験体に対してこれらの他の試験体の終局付着強度は過小評価される可能性があった。

11) SLS試験体のはり主筋にはパネル区間コア内には溝切が施されておらず、その区間の鉄筋の応力が降伏まで上昇しなかったので付着強度も低く現れている。従つてこの鉄筋降伏時の付着強度はLSL試験体の終局付着強度よりも低くなつたと思われる。

12) ナット模擬継手の試験体の内パネル区間に模擬継手のないBJ-NおよびBJ-Oでは、はり主筋は大きなせん断破壊と付着すべりにより応力が乱れたと思われるので、その終局付着強度は太径D51シリーズと同様に総付着強度に近似したものと扱う。

13) 実物継手を使ったシリーズで比較のため行った実験の継手のない試験体のSJNははり主筋のパネル内付着長は鉄筋径の約2.3倍であるので、はり主筋は大きな定着力が許容され降伏して塑性域の繰り返し応力をうけるまで付着破壊しなかった。

以上の判定結果をもとにして、各試験体の前項の終局付着強度を修正した値を表3.5.3の τ_{bt} の欄に示す。 τ_{bt} が決まった場合にはばらつきが大きいので上下主筋の2つのデータの平均値をとった。終局付着強度を正確に判定できるデータはD41No. 1試験体の主筋A、Bとスラブ付Pcα試験体の上ば筋2本およびLSL試験体の上下主筋のものだけだと判定される。

このように判定するのに最も重要な条件は次の2点であった。

- 1) 付着すべりを伴う付着破壊が生じていること。
- 2) コア内部に直線的な最大ひずみ度勾配が生じていること。

3.5.4 終局付着強度実験式の提案

十字形はり・柱接合部のパネル区間コア内のはり主筋の終局付着強度に影響する因子としては、3. 2節の基礎付着実験で取り上げたものが先ず最初に考えられる。

- 1) コンクリートの圧縮強度(べき数 a はいくらか)
- 2) 鉄筋の材料(波状節か竹状節か)
- 3) 加力方向(押し抜きか引き抜きか)
- 4) 水平鉄筋の場合の位置(上ば筋か一般鉄筋か)

接合部実験に上記因子を取り入れるとすれば、1) は従来の実験式(文献3.5.2)が平方根の形になっていることや後述する藤井による実験式でべき数が $a = 0.66$ と提案されていることから考えて、本論文では基礎付着実験の普通丸鋼の押し抜き試験を標準として回帰させた $a = 0.64$ は妥当性がある。2) はそのまま適用できD29ネジ節鉄筋利用の継手シリーズ試験体に対してはスリーブ充填式継手に使用された場合定着強度が竹状節のものより若干落ちることから波状節として取り扱えばよい。3) はコア内の鉄筋応力は必ず引張が大きいので引き抜き加力の場合の係数をとればよい。4) はD41シリーズ試験体を除いては全て上ば筋の付着状態を想定できるコンクリートの打込方向であった。

これらの基礎付着実験における因子の他に接合部実験では次の因子が考えられる。

- 5) 柱軸方向力による鉛直方向の拘束効果
- 6) 接合部のコンクリートの厚みによる水平方向の拘束効果
- 7) 接合部せん断破壊の程度

藤井は前述の1)の他に5)および6)の因子を取り入れた実験式を提案している(文献3.5.1)。すなわち接合部パネル部分を模擬したコンクリート板にはり主筋に相当する異形鉄筋を貫通させて、片方から引張他方から圧縮を同時に加えてパネル区間のはり主筋の付着応力状態を作り出した基礎的実験が行われた。鉄筋は1本でその直径に対するコンクリートの厚みを鉄筋径比と呼んで6)の因子を代表させている。この実験ではコンクリートストラットの圧壊など激しいせん断破壊は発生していない。実験結果としてパネル区間の柱主筋の間のコア区間とかぶりコンクリート区間とに分けた終局付着強度実験式を提案している。コア区間の終局付着強度実験式として、

$$\tau_{ucor} = 22.5 (B/d_b) (0.86 + 0.84 \sigma_0 / f_c) (f_c / 357)^{0.66} \quad \text{式 3.5.3}$$

B : パネルコンクリートの厚さ

d_b : 鉄筋公称径

σ_0 : 柱軸方向応力度

f_c : コンクリートの圧縮強度

が提案され、右辺第2項は6)の因子であり、第3項は5)、第4項は1)の因子である。

上式による終局付着強度の計算値は接合部のせん断破壊が激しくない場合の値であり、表3.5.3に示すように、十字形はり・柱接合部実験のせん断破壊の程度が変化した場合の多くの実験値よりもかなり大きくなる。

接合部せん断破壊の終局付着強度に与える影響を定量化することは困難であるが、藤井の提案する横方向拘束因子として鉄筋径比(B/d_b)は接合部コンクリート断面積に対するはり主筋量の比の平方根に逆相関し、一方このはり主筋量比は接合部へ伝達される水平せん断応力度と比例するので、はり主筋の強度が一定であれば接合部のせん断破壊の程度とは逆相関する。すなわち前記の6)と7)の因子は独立ではなく相関している。

この相関を実験式として定量化することは現在のデータ量では困難であるので、7)の因子を6)の因子に含めたとして鉄筋径比のべき乗(B/d_b)^bに定量化すればある程度合理的な実験式が提案できると考えた。

以上の考察を基に実験の接合部破壊が激しい場合を含めた終局付着強度実験式として次式を提案する。

$$\tau_{bpu} = K_p \cdot K_m \cdot K_d \cdot K_u (B/d)^b (0.86 + 0.84 \sigma_0 / c \sigma_B) c \sigma_B^{0.64} \quad \text{式 3.5.4}$$

K_p : 0.077 (以下に述べる回帰分析により求めた)

K_m, K_d, K_u : 表3.2.7の値、表3.5.3に転記

b : 1.26 (以下に述べる回帰分析により求めた)

B : 接合部幅(柱幅) / はり主筋本数

d : 鉄筋公称径

σ_0 : 柱軸方向応力度

$c \sigma_B$: コンクリートの圧縮強度

ここで K_p および b は上式右辺のその他の因子で計算される値で左辺を実験値に置き換えて除した値を目的変数とし、 B/d を独立変数とする回帰分析を行った結果得られたものである。終局付着強度の実験データとしては最も精度がよいと判定されたD41No.1、スラブ付PCAおよびLLLの試験体のものを選んだ。その結果目的変数と独立変数の対数をとった切片をゼロとしない線形回帰分析では $r = 0.989$ の高い相関係

数を得られ、係数決定後の上記データだけの実験値と計算値の相関係数は $r = 0.895$ であった。他のデータも含めた計算値を表3.5.3に示す。全体としては終局付着強度実験値の判定が正確ではないデータが含まれるため、計算値との相関係数は $r = 0.593$ に落ちる。

図3.5.3にパネル区間コア内終局付着強度の実験値と計算値の比較を示す。同図にプロットした点には藤井の実験値と計算値も含め藤井式との直接比較を試みた。藤井の実験では接合部のせん断破壊が激しくなかったことと十字形はり・柱接合部がかなりモデル化され実際の応力状態、換言すればひびわれ状況が異なっていたと思われる。また両者の実験式に回帰した実験データの範囲は次に示すようになり異なる。

	本実験	藤井の実験
鉄筋径	D19 ~ D51	D19 ~ D25
はり主筋の降伏点	3.84 ~ 4.09	3.80 ~ 7.85 t/cm ²
コンクリートの圧縮強度	1.98 ~ 4.14	3.53 ~ 12.97 kg/cm ²
鉄筋径比	4.32 ~ 8.62	4.00 ~ 6.00

式3.5.4による τ_{bpu} については表3.5.3に示すように鉄筋溝切模倣継手シリーズのLLLを除く他の試験体の終局付着強度は溝切部の付着要素の喪失により実験値は計算値より低く出ているのであり、その他の試験体の終局付着強度の実験値と計算値がかけ離れているのは実験値の判定が過大評価あるいは過小評価であったためであると思われることが、図3.5.2に引いたひずみ度分布の計算線によって確かめられる。

SJN試験体の式3.5.4による終局付着強度計算値は $\tau_{bpu} = 12.9 \text{ kg/cm}^2$ の高い値になったので、この実験式により付着破壊する前に同試験体のはり主筋が降伏したことが確認できたことになる。しかしもし鉄筋降伏点がこの試験体で大きくなった場合に実際に上記強度まで終局付着強度が上昇し得るかどうかについては本実験では確認されていない。SJNの鉄筋径比は11.32と実験式の回帰範囲を大幅に逸脱している。

ここに提案した式3.5.4のパネル区間コア内終局付着強度実験式には多くの因子が含まれており、実験現象との対応がよく、従来のコンクリート強度の平方根に係数をかけただけの場合よりは合理的である。合理的とはいっても力学的モデルを使って数学的に明解に説明できたのではない。考えられる因子を任意に定量化してそのべき数および全因子の積をとって段階的に回帰分析しただけであり、数少ないデータを説明できたに過

ぎない。接合部のせん断破壊と横拘束効果を一緒にした鉄筋径比の因子については改良の余地が多いが、他の因子の選択は正しいと思われるので、ここに述べた分析手法は参考になる。今後分析および検証する場合には実験値の終局付着強度の判定手法を確立しなければならない。そのためには付着すべりは付着破壊の決め手となるので、測定値に基づいた破壊確認手法を考察する必要がある。各因子に関するデータが出揃ったところで、重回帰分析を行って因子の再編成や式の変更を試みることになる。終局付着強度一つをとっても接合部の付着の問題は複雑なので数学的アプローチは不可能と思われる。

3.5.5 まとめ

パネル区間のはり主筋のひずみ度分布を分析し検討した結果、終局付着強度に関わる付着性状について次のことが分かった。

- 1) ひずみ度分布のパターンは柱の両側のかぶりコンクリート領域とコアコンクリート領域の特性によって分類できる。
- 2) 引張鉄筋側のひずみ度分布はコンクリートの拘束が弱いため高応力時に平坦になり易い。
- 3) はり主筋断面の形状および引張鉄筋の抜け出しに伴って生じる圧縮鉄筋の引張反転の大小によって、パネル区間圧縮鉄筋側のひずみ度分布の勾配が局部的に変化する。
- 4) コア内のひずみ度分布は最も急な勾配を有し終局付着強度はこの区間に生じる。
- 5) コア内に生じるはり主筋の付着破壊によって測定ひずみ度の分布は乱れる。
- 6) 太径鉄筋では測定ひずみ度の分布が乱れ始めたときに付着破壊が生じたと判断すべきで、乱れた後の付着強度の最大値は理解し難い極大な値に達する。
- 7) 上記を考慮して緩和した終局付着強度の実験値は、接合部パネルの付着影響因子を3.2節の基礎付着強度実験式に追加して提案した実験式とよい相関がある。
- 8) 十字形はり・柱接合部のはり主筋のパネル区間コア内終局付着強度実験式が提案された(式3.5.4)。

参考文献

- 3.5.1 藤井 栄「鉄筋コンクリートにおける付着・定着特性とその部材性能に及ぼす影響に関する研究」京都大学学位論文、1992
- 3.5.2 日本建築学会・靱性設計小委員会「靱性設計小委員会報告」1992

表3.5.1 太径シリーズおよびスラブ付P C a実験における各種付着強度

試験体 梁主筋	弾性E 降伏Y	歪度分布 パターン	τ_{bu} kg/cm ²	τ_{ba} kg/cm ²	τ_{bt} kg/cm ²	破壊状況
D41 No1 主筋 A 主筋 B	E Y	(b) (a)	79 79	71 78	58 73	はり曲げ "
	D41 No2 主筋 A 主筋 B	E Y	(b) (b)	131 127	66 86	57 79
D51 No1 上端筋 下端筋		E Y	(a) (b)	95 198	67 88	45 67
	D51 No2 上端筋 下端筋	E E	(a) (b)	81 210	81 111	33 78
D51 No3 上端筋 下端筋		Y E	(b) (b)	106 126	85 73	62 51
	D51 No4 上端筋 下端筋	Y Y	(b) (b)	139 210	51 75	39 53
D19スラブ付 P C a 外側筋 正荷重 内側筋 正荷重 負荷重		Y E Y E	(c) (c) (c) (c)	61 62 69 57	56 45 57 48	28 22 28 15

表3.5.2 継手シリーズ実験における各種付着強度

試験体 梁主筋	弾性E 降伏Y	歪度分布 パターン	τ_{bu} kg/cm ²	τ_{ba} kg/cm ²	τ_{bt} kg/cm ²	τ_{bs} kg/cm ²	破壊状況	
模擬継手シリーズ								
D29 SLS 上端筋 下端筋	Y Y	測定点3 測定点3	— —	58 56	50 47	88	はり曲げ破壊	
	D29 LSL 上端筋 下端筋	Y Y	(b) (b)	64 62	47 44	42 40	89	はり曲げ破壊
D29 KSK 上端筋 下端筋		Y Y	(b) (b)	67 118	50 62	33 42	92	はり曲げ破壊
	D29 SSS 上端筋 下端筋	Y Y	(b) (a)	53 69	43 54	39 39	81	はり曲げ破壊
D29 LLL 上端筋 下端筋		Y Y	測定点3 測定点3	— —	73 75	56 51	83	はり曲げ破壊
	D29 LSS 上端筋 下端筋	Y Y	(a) (a)	65 65	48 50	48 42	102	はり曲げ破壊
実際継手シリーズ								
D22 SJP 上端筋 D22 SJB 上端筋 D22 SJN 上端筋	Y Y Y	(b) 測定点3 測定点3	93 — (37)	— 45 37	46 34 37	— — —	はり曲げ破壊 はり曲げ破壊 はり曲げ破壊	
	ナット模擬継手							
	D29 PJ-N 上端筋 下端筋	Y Y	測定点2 測定点4	— —	54 51	54 41	— —	パネル破壊
D29 BJ-N 上端筋 下端筋		Y Y	測定点3 測定点3	— —	47 59	35 42	— —	パネル破壊
	D29 PJ-O 上端筋 下端筋	Y Y	測定点4 測定点4	— —	57 44	33 36	— —	パネル破壊
D29 BJ-O 上端筋 下端筋		Y Y	測定点3 測定点3	— —	51 50	41 42	— —	パネル破壊

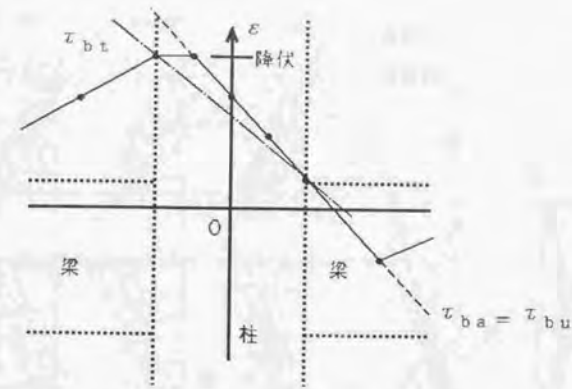
表 3.5.3 パネル区間の修正終局付着強度と提案実験式

$$\tau_{bpu} = 0.077 k_a k_d k_u \left(\frac{B}{d} \right)^{1.26} (0.86 + 0.84 \frac{\sigma_o}{c\sigma_n}) (c\sigma_n)^{0.64}$$

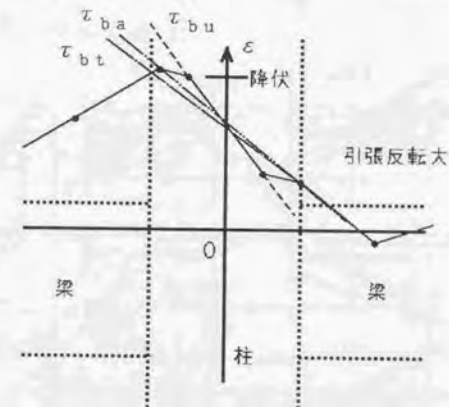
$$\tau_{bcorre} = 22.5 \left(\frac{B}{d} \right) (0.86 + 0.84 \frac{\sigma_o}{c\sigma_n}) \left(\frac{c\sigma_n}{357} \right)^{0.66}$$

試験体 梁主筋	τ_{pu} kg/cm ²	$\frac{B}{d}$	表 3.2.7			σ_o kg/cm ²	$c\sigma_n$ kg/cm ²	τ_{bpu} kg/cm ²	τ_{bcorre}
			k_a	k_d	k_u				
D41 NO.1 主筋 A	79	4.88	3.74	0.79	1	60	414	78	119
D41 NO.2 主筋 B	79								
D41 NO.2 主筋 A	68	4.88	3.74	0.79	1	0	312	57	86
D41 NO.2 主筋 B									
D51 NO.1 上端筋	56	6.47	3.74	0.79	0.84	60	247	73	121
D51 NO.2 下端筋	56	4.32	3.74	0.79	0.84	60	264	45	84
D51 NO.3 上端筋	57	4.32	3.74	0.79	0.84	60	313	49	91
D51 NO.4 下端筋	46	4.32	3.74	0.79	0.84	60	320	49	92
577 付 PCa 外側筋	61	6.32	4.01	0.81	0.76	0	321	67	114
577 付 PCa 内側筋	69								
L S L 上端筋	64	8.62	3.74	0.79	0.84	0	213	77	119
L S L 下端筋	62								
K S K 上端筋	67	8.62	3.74	0.79	0.84	0	195	72	112
S S S 上端筋	53	8.62	3.74	0.79	0.84	0	189	71	110
S S S 下端筋	69								
L L L 上端筋	73	8.62	3.74	0.79	0.84	0	198	73	113
L L L 下端筋	75								
L S S 上端筋	65	8.62	3.74	0.79	0.84	0	220	78	121
L S S 下端筋	65								
B J 上端筋	39	5.75	3.74	0.79	0.84	42	235	58	99
B J 上端筋	42	5.75	3.74	0.79	0.84	0	235	49	84
B J 下端筋									

(a)



(b)



(c)

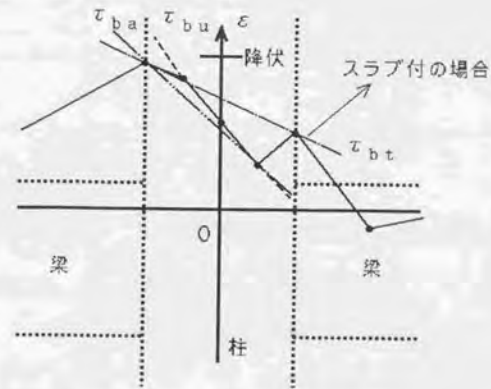


図 3.5.1 パネル内主筋の垂分布パターン

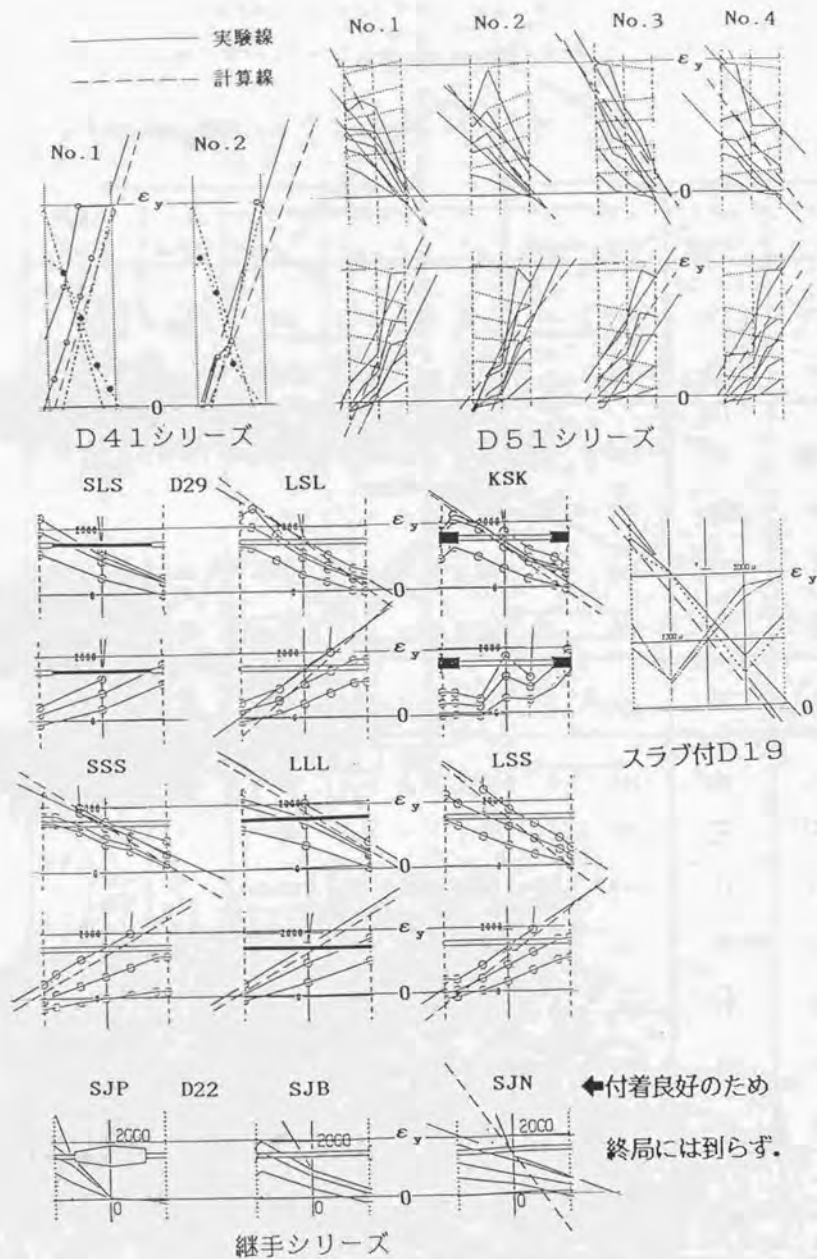


図 3.5.2 パネル内終局付着強度の決定

$$\tau_{bpu} = 0.077 k_m k_d k_u (B/d)^{1.26} (0.86 + 0.84 \sigma_0 / c \sigma_B) (c \sigma_B)^{0.64}$$

$$\tau_{bcore} = 22.5 (B/d_b) (0.86 + 0.84 \sigma_0 / f_c) (f_c / 357)^{0.66}$$

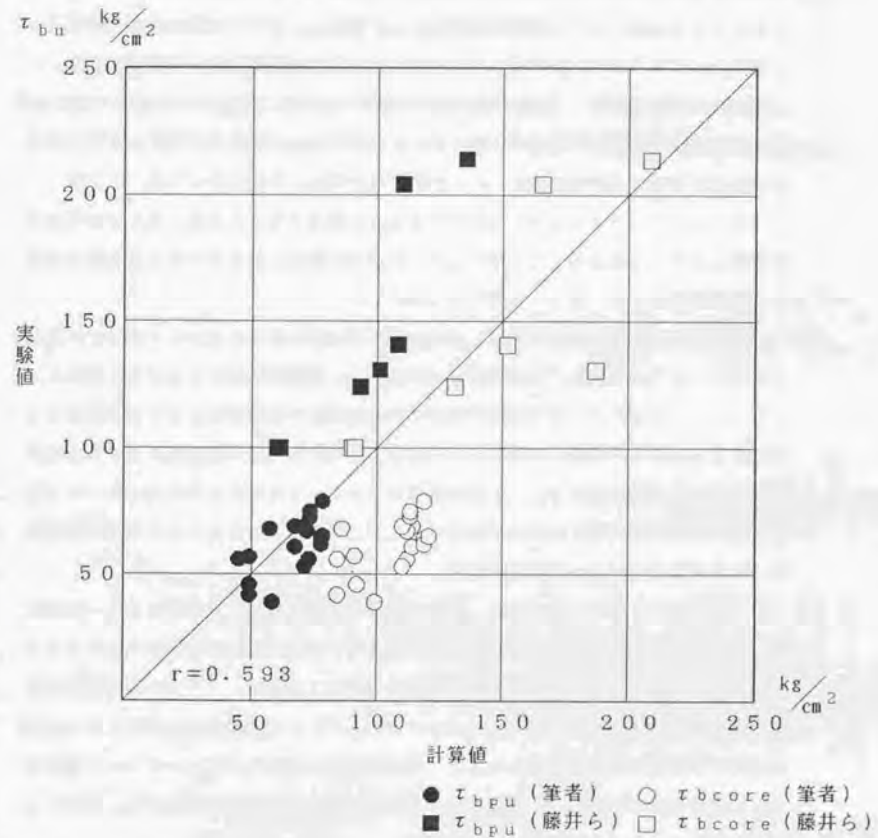


図 3.5.3 パネル区間終局付着強度の実験値と計算値

3. 6 本章の結論

鉄筋コンクリート柱・はり接合部のパネル区間の付着性状について、基礎実験および理論解析および測定ひずり度の分析を行った結果以下の結論を得た。

- 1) 鉄筋の一方向加力の付着強度基礎実験により、コンクリート材料（普通コンクリート $16.4 \sim 52.2 \text{ kg/cm}^2$ 、軽量コンクリート 17.5 kg/cm^2 ）、鉄筋材料（降伏点 30.9 t/cm^2 の普通丸鋼、降伏点 38.8 t/cm^2 の竹状節異形鉄筋、降伏点 37.0 t/cm^2 の波状節異形鉄筋）、鉄筋に対するコンクリートの打込方向（上ば筋、その他の鉄筋）および加力方向（引き抜き、押し抜き）を因子として定量化し精度のよい付着強度実験式を導くことが出来た。
- 2) 異形鉄筋の引き抜きまたは押し抜きの片振および両者交互の両振繰り返し付着強度基礎実験により、付着破壊した十字形はり・柱接合部実験におけるパネル区間はり主筋の付着疲労は激しかったことが裏付けられた。
- 3) パネル区間はり主筋の引張側では、柱鉄筋の外側のかぶりコンクリート部分では横拘束が小さいので鉄筋弾性でも付着破壊が生じ易く、鉄筋降伏によってさらに内側まで破壊する。柱面近傍の鉄筋の降伏は局部的な鉄筋自身の曲げによっても促進されるので、この区間の不連続的な降伏伸びは鉄筋の平均的応力度が降伏点に達する直前から生じ始める可能性がある。一般の鉄筋コンクリート構造のはり断面においても柱面ではこの区間の弾性または降伏の伸び出しが、引張鉄筋の降伏により早期に圧縮鉄筋の引張反転に結びつく可能性が高い。
- 4) パネル区間はり主筋の圧縮側では、圧縮鉄筋の引張反転は荷重が増大すると一般的に生じる。特にT形ばりの上ば筋では起こり易く、下ば筋が圧縮鉄筋の場合においても上記理由で引張鉄筋の伸び出しが常に伴うので起こり得る。パネル区間全体の付着破壊が生じた後では、引張鉄筋比の大小に拘らずはり端部の回転が大きくなった時点で再び圧縮側に戻る可能性もある。圧縮鉄筋側の柱のかぶりコンクリート区間のはり主筋応力分布は、以上の圧縮鉄筋の引張反転応力の大きさに左右され、必ずしも柱コア内応力分布と一致するとは限らない。
- 5) パネル区間はり主筋の終局付着強度は柱コア内で最大となり、付着破壊後の柱コア内のはり主筋応力は乱れ易い。パネルのせん断破壊を伴う場合には特に乱れ易い。
- 6) 実験測定上柱コア内の終局付着強度は、パネルのせん断破壊が激しい場合はパネル区間両側の応力差を平均化した付着強度に近似してくるので、はり主筋の応力が柱コア内で乱れた場合にはこの値を採用する手法がある。厳密には柱コア内のはり主筋の

付着すべりを測定してその挙動によって終局付着強度を判定することが望ましい。

- 7) 鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部のはり主筋の柱コア内終局付着強度は、1) 項で定量化した基礎付着実験におけるコンクリート材料強度および鉄筋の節形状および鉄筋に対するコンクリートの打込方向の因子を考慮した実験式に、接合部実験の場合に追加すべき因子として定量化した柱軸方向応力度に関する因子および横方向拘束と接合部破壊程度を併合した因子によって実験式を示すことが出来た。しかしこの実験式は考えられる因子を任意に定量化してそのべき数および全因子の積をとって段階的に回帰分析しただけであり、範囲の狭いデータについて説明できたに過ぎない。

今後ここまでの分析を参考として、さらに幅広い終局付着強度の実験値を厳密に抽出して、因子の有効性を見極めながら精度の良い実験式を導き出す必要がある。

第4章 十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度と変形性能に関する研究

第4章 十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度と変形性能に関する研究

第4章 十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度と変形性能に関する研究

4.1 研究概要

鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部は逆対称荷重を受けてパネルがせん断破壊するときは、はりの曲げ破壊が全く生じないというわけではなくはり主筋の降伏を伴うこともあればはり端の曲げ圧壊がかなり進行することもある。はり主筋の付着すべりが大きくて引張鉄筋が抜け出すときは特に曲げ圧壊が激しくなる。一方パネルのせん断破壊はパネルの対角線に沿って生じるコンクリートの圧縮束が圧壊するいわゆるストラット圧壊が生じたときの結果であることは最近とくに強調されている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説」に規定する接合部のせん断強度はこのことを考慮してコンクリートの圧縮強度に係数を乗じた式で与えられている。従って従来考えられていたパネルのせん断補強筋のせん断抵抗要素は直接的にせん断強度の因子とは考えられずに、せん断破壊後の変形性能を高めるためだけの必要量が同学会指針で規定されている。

このようにはり・柱接合部の力学的性状に立脚した理論的な設計法が構成されているが、完全に力学的に解明されたとは未だいえない点がある。耐震設計法の観点に立てば接合部せん断強度や荷重変形曲線の実験および解析のデータを使って安全側に規定されることによって殆ど完成しているとしても、付着やせん断抵抗の要素とそれらに裏付けされるべき規定とはかなりの距離間があるのは否めない。すなわち第3章で付着の基礎的問題が曲がりなりににも一步改善されたが、これが完全な回答を得たとしても、それをパネルのせん断破壊と同時進行するはりの曲げ破壊の問題とどう結び付けるかは、パネルの強度を決定する上でも重要である。またパネルせん断補強筋のせん断強度に対する抵抗要素を終局強度時に全く無視するのは合理的ではないし、じん性能確保のためというならばそれなりの効果を明確にすべきである。

本章は十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度と変形性能についての若干の実験データを追加し、データを詳しく分析する手法を開発し、その手法を用いて得た知見によって問題の解決を計ろうとするものである。

4.2節では柱だけに鉄骨を配した鉄筋コンクリート十字形はり・柱スラブ付接合部の実験を報告する。接合部パネルに対して柱の中心に配した鉄骨によって補強したのは、

パネルへの水平せん断力の伝達が非常に大きくそのままとせん断破壊する恐れがあったからである。パネルのせん断抵抗要素としてフープの水平部分はストラット機構になった場合効かないが、鉄骨ウェブの効果がどうなるかがこの実験の主題である。

4.3節でははり鉄骨で接合部および柱は場所打の鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部の実験を報告する。はり鉄骨の接合は接合部パネル部だけでなく、はり端に鉄筋コンクリートスタブを設けてそこでの定着にも期待した。はり鉄骨がパネル内を通過する場合とそうでない場合とがあり、パネルせん断強度に対する鉄骨の補強効果を調べる実験シリーズである。

4.4節では2章および4.2、4.3節で報告した実験のパネルせん断強度をはりが曲げ降伏したと仮定して求めた計算強度と比較する。この計算強度をせん断入力度と名付け、パネルに伝達させようとする応力が実験での強度より大きければパネルがせん断破壊するという概念を定着させる。次にこのせん断入力度やコンクリートの圧縮強度および一つの仮説としてのせん断強度式と実験せん断強度を比較して整理する。

4.5節ではパネルの実験せん断強度には、はりの曲げ圧壊が生じることによってパネル自身の強度が発揮されていないかも知れないことに焦点をあて、はり主筋の付着を考慮したマクロモデル解析を行う。解析結果から上記疑念を解決しせん断強度式の有効性を論じる。

4.6節ではパネルの実験変形性能を部材の長さや非対称性を考慮して異なった試験体どうして比較できるように、実験値からはりや柱部材の変形成分を規準化して抽出する手法を提案する。この手法によってパネルのせん断破壊の程度を比較し易いように数量化する。数量化されたせん断破壊度を用いて先に仮定したせん断強度式を再評価する。

4.7節に本章の結論を付す。

4.2 場所打SRC柱とPCaばりとのスラブ付接合部の実験

4.2.1 実験概要

この実験は、SRC造のフレームに囲まれた耐震壁をはり間構面および桁行きの中通り構面に市松模様配置の基本構法から出発し、はり形付耐震壁および床板をプレハブ(PCa)生産とする工業化が企てられた、高層共同住宅のための設計および施工に関する総合システムの開発研究^{4.2.1~4.2.10}の一環として行われたものである。

上記構法で桁行きの南側構面はオープンフレームとなっているので、柱はそのままSRCとして耐震的に強化し、はりおよびスラブは工業化のためにPCaとする構法が採用された。このオープンフレームにおける場所打ち部材とPCa部材およびPCa部材どうしの一体化が構造的に問題がないかどうかを調査するため、十字形はり・柱接合部の水平加力実験が計画された。

本節は、この実験によってPCa部材が一体となって抵抗した場合、さらにはり主筋の定着性能および接合部パネルの強度や剛性にSRCの鉄骨がどんな補強効果を示すのか、純RCのはり・柱接合部のパネルの挙動との比較検討を行なうものである。

4.2.2 試験体と実験方法

試験体の形状・寸法を図4.2.1に、使用材料の力学的性質を表4.2.1に示す。試験体は試設計建物の約 $1/\sqrt{2}$ の縮尺模型で、同一のものを2体製作した。スラブの片側はね出し長さは、この構面の柱間の0.1倍とした。プレキャストばりの、スラブおよび柱との接合面にはシャーコッターを設けたが、コッターの大きさは、コンクリートの支圧強度と直接せん断強度が一致するように設計された。はり主筋は、2-D29の上下対称配筋とし、引張鉄筋比(1.15%)を試設計建物に合わせた。また、下ば筋は柱内で90°折り曲げ定着し、上ば筋は柱に貫通して配筋し、それぞれのかぶり厚は鉄筋径の1.5倍とした。

試設計においても試験体においても、柱の曲げおよびせん断補強は鉄筋だけを考慮して鉄骨の効果は無視して設計された。しかし接合部パネルのせん断補強効果については、鉄骨ウェブの測定ひずみ度などの実験結果と日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1987年改訂、SRC規準と略す)とを比較することによって評価することにした。

試験体の製作はP C aはりおよびP C aスラブを実際のように工場生産とはせずに場所打ちで行なった。すなわちあらかじめP C aはりおよび柱の鉄筋および鉄骨を組み立て、まずP C aはりのコンクリート（第1種軽量、F c 210）を打設した。硬化後P C aはりの上部にスラブ筋およびはりの上ば筋を配筋し、柱下部からスラブ上部まで普通コンクリート（F c 210）を縦打ちで打設して一旦打ち止め、さらに数日後柱上部にも打設した。

試設計ではP C aスラブとP C aはりとの接合は、2.4節の試験体と同じようにはり上部のスラブ厚部分の場所打ちトッピングコンクリートを打設して行なうことになっているが、この試験体ではそれを省略している。試験体ではこの他に、P C aスラブからの差し筋を省略してはり上ば筋（2-D29）による割裂防止のためにスラブの上ばの配力筋を6φ@150にして密に補強していることや、はり下ば筋の接合部パネル内における溶接継手を省略し、さらに接合部に直交するはりや壁部材を省略していることなどが試設計の条件と異なっている。

図4.2.2に示すように、柱下部支点を回転自由、両側のはり支点を回転・水平移動自由として試験体をセットし、柱上部反曲点位置に、アクチュエータを用いて正負繰り返しの水平荷重を加えた。はり・柱および接合部パネルのそれぞれの変形をゲージホルダーを用いて測定し、その結果より層変形角Rを求めた。接合部パネルのせん断変形は、柱変形を測定するゲージホルダーを基準とする水平変形を測ることによって測定された。

加力は表4.2.2に示すように変形にて制御したが、No.1試験体でははりの支点位置を最後に一度だけ移動した。

4.2.3 実験経過と荷重変形曲線

実際の制御変形角Rは、No.1試験体では1.5倍、No.2試験体では1.1倍程度、所定の値を超過した。両試験体とも1サイクル（1Cと略す）の $R=1/1000$ の段階ではりの曲げひびわれが発生し、 $R=2/1000$ （No.1 2C、No.2 4C）で柱の曲げひびわれ、および接合部パネルのせん断ひびわれが発生した。その後変形の増大に伴い、はりの曲げひびわれは広い範囲にわたって増加し、曲げせん断ひびわれへと伸展した。接合部パネルのせん断ひびわれも同様に増加したが、柱の曲げひびわれは、これに比べてほとんど変化がなかった。 $R=10/1000$ （No.1 11C、No.2 13C）を越えると、はりが曲げ降伏し、はりと柱との接合端のひびわれ幅が集中的に増大し、それとともに曲げ圧壊を示すひびわれや、付着割裂ひびわれが発生

した。大変形に到った最終加力では、ひびわれ幅の増大とともにはり下ばの圧壊部コンクリートの脱落を生じ最終破壊に到った。

実験荷重Qと層変形角Rとの関係曲線を図4.2.3に示す。同図中に、はり・柱および接合部パネルのそれぞれの変形のRに対する寄与率を併せて示した。はりの変形寄与率は、弾性状態では計算上約60%であるが、実験においてはRの増大とともに若干増加し70~80%の値に一定する。はりの終局曲げ耐力は、計算値に対してNo.1は1.22倍、No.2は1.18倍であった。

No.2試験体の最終加力状況を写真4.2.1に示す。

4.2.4 接合面のずれ

柱面から55cmの点におけるはり-スラブ接合面の水平ずれを図4.2.4に、はり-柱間の鉛直ずれを図4.2.5に、いずれも各サイクルの最大値を示す。はり-スラブ間の水平ずれは、はりのせん断応力度（ $\tau=Q/bj$ ）にして $\tau=6\sim 9\text{ kg/cm}^2$ に達した時点（ $R=4/1000\sim 6/1000$ ）で発生し、最大変形時では約0.5mmに達した。なおはり-スラブ間の水平ずれは、はりの曲げ方向がスラブ側引張の場合の方が、圧縮の場合に比べてかなり大きくなる傾向を示した。またこの接合面の鉛直方向の離開は最大変形時で約0.4mmであった。はり-柱間の鉛直ずれは $\tau=16\text{ kg/cm}^2$ に達した時点（ $R=10/1000$ 、はりの曲げ降伏時）で大きくなり、最大変形時では約1.0mmのずれが認められた。

4.2.5 はり主筋の挙動

本実験では上下はり主筋のひずみ度分布が測定され、弾性域はもちろん塑性域に到る鉄筋応力度を追跡することができた。図4.2.6の(a)~(d)は両試験体の上下主筋の測定ひずみ度分布を示している。初期の曲げひびわれの生じた1Cから、正荷重で生じた引張ひずみが荷重でも残留することがあり（図(a)および図(c)の測定点7）、この傾向はスラブのある上ば筋に強く現れ、塑性ひずみの段階では上下鉄筋に引張残留ひずみが認められる。この上ば筋の鉄筋弾性段階での引張残留ひずみは、ひびわれ幅の閉りが不完全なこととひびわれ点近傍の軸筋の抜け出しが原因と考えられる。正負の荷重により両側の接合端の測定点で鉄筋が塑性化しても、接合部中央の測定点では大変形段階まで弾性であり、接合部区間のひずみ度分布形は谷形となった。鉄筋弾性範囲内

での付着応力度の分布状況をひずみ度測定値から求めて、表4.2.3に示した。

貼付したストレインゲージによって3%までのひずみ度が測定可能であり、鉄筋の応力度-ひずみ度曲線の降伏期とひずみ硬化が確認された。コンクリートの中に埋め込んだゲージによっても十分測定できたと考えられるので、塑性域のひずみ度も含めて、はり主筋の応力度を求めた。応力度換算式としては前章の3.3.3項に説明したR-O式を用い、式3.3.2に設定した係数の $\epsilon_{sh}/\epsilon_{max}$ を1としたものである。その結果の例としてNo.1試験体のはり主筋の応力度分布図を図4.2.7に示す。上ば筋および下ば筋の柱面の測定点では曲げによる圧縮側においても引張応力が生じ、上ば筋の場合、接合部区間の谷形の分布形は、応力度分布においても消えなかった。このことは、上ば筋ではスラブ圧縮の曲げによる中立軸が圧縮鉄筋位置よりもかぶりコンクリート側へ移動したことが原因と考えられ、下ば筋においても柱内で90°フックの曲げ下げ定着にしているにもかかわらず曲げ圧縮の際に塑性段階では引張となったので、断面の中立軸がかぶりコンクリート側へ移動したと考えられる。

はり主筋の近傍に平行したスラブ軸筋のひずみ度分布を図4.2.8に示す。はり主筋の分布図と比較すると、はりの曲げの圧縮縁にある測定点におけるひずみの引張反転が、柱からはりの方へ伸展する長さが大きく、スラブ厚の中でも上側の鉄筋の方がこの傾向が強く出ている。繰り返し加力における残留引張ひずみの効果はスラブでも強かった。

また、はり主筋が降伏した柱面位置の測定点で、スラブ筋は降伏しない段階があった。

4.2.6 パネルの強度と鉄骨の補強効果

この実験の試験体は柱だけがSRCではりはRCであるので、全体がSRCの他の文献の実験結果と比較して検討するのは適切ではないと考え、本実験では純RCの接合部パネルとして評価することにした。前章までの純RCの接合部パネルのせん断応力度と比較するため、式2.4.1と同形の柱水平せん断力Qに対する評価式4.2.1を用いた。

$$\tau_p = \frac{1 - j_B/H - j_C/L}{j_B + j_C \cdot t_p} H Q \quad \text{式4.2.1}$$

$$= 2.833 Q \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (\text{No. 1の後半のみ、Qはtf単位})$$

$$3.001 Q \quad \text{kgf/cm}^2 \quad (\text{No. 1, No. 2、Qはtf単位})$$

j_B : はりの応力中心間距離 35 cm
 j_C : 柱の応力中心間距離 35 cm

t_p : 接合部の有効パネル厚	37 cm
H: 柱の階高	190 cm
L: はりのスパン	250 cm (No. 1の後半のみ)
	350 cm (No. 1, No. 2)

上式より最大荷重に対する接合部パネルのせん断応力度は $\tau_{pU} = 87.3$ (0.296 Fc, No. 1), 84.0 (0.285 Fc, No. 2) kgf/cm²であった。図4.2.2に示した下部柱変形測定用のゲージホルダーと接合部パネルの下辺との相対水平変位によって測定されたパネルのせん断変形角 γ_p と τ_p の関係を図4.2.12に示す。同一形状のNo.1およびNo.2両試験体の $\tau_p - \gamma_p$ 曲線の包絡線の形状が若干異なるのは、繰り返し加力における繰り返し回数と変形振幅の相違によるところが大きいと考えられる。

No.1試験体について接合部パネルの中央の鉄骨ウェブに貼付した3方向ロゼットゲージによって測定されたひずみ度は 1000×10^{-6} 以下であり、鉄骨は終始弾性状態を保ったことが分かっている。この測定ひずみ度からせん断ひずみ度 γ を求め、さらに次式によって各測定値に対する鉄骨の負担せん断力 Q に換算した。

$$Q = \gamma \cdot G \cdot A_c / \kappa = 13600 \gamma \quad \text{式4.2.2}$$

G : 鉄骨ウェブのせん断弾性係数 850 t/cm²
 A_c : 鉄骨ウェブの水平断面積 24 cm²
 κ : 形状係数 1.5

この Q および γ と接合部パネルの測定せん断変形角 γ_p の関係を図4.2.9に示した。1C正荷重の最大荷重点では数値データから $\gamma_p/\gamma = 0.56$ で、鉄骨よりもコンクリートの方がせん断ひずみが小さいと評価されたが、1C負荷重以降の頂点では常に $|\gamma_p| > |\gamma|$ となり、同図に示すように、はりが曲げ降伏した11Cの正荷重までは γ_p の進行に合わせて γ は増加した。11Cの正荷重のときには全体変形は図4.2.3に示すように荷重Qの上昇が止まったまま進行したが、 $Q - \gamma_p$ 関係にはその進行がほとんど現われなかった。しかし11C負荷重になると γ_p はそれまでの $Q(\gamma) - \gamma_p$ 曲線からはずれて大きくなり、12C正荷重でも大きくなった。12C以上の同一変形振幅のサイクルでは、 γ_p の最大値の進行はあまりないが、最終の17C正荷重の大変形加力段階では Q は10tf弱で頭打ちとなったまま、再び大きな γ_p を生じるような

った。降伏以上の大きな繰返し荷重を受けると ${}_aQ(\gamma) - \gamma_P$ 曲線は逆S化し、原点付近を必ず通過する形となり、鉄骨補強の効果は小変形に対して有効ではなくなったことを示している。

接合部パネルに伝達されたせん断力 Q_P は次式に示されるように実験荷重 Q によって一義的に定義される。

$$Q_P = \tau_P j_c t_P = (1 - j_B/H - j_C/L) HQ / j_B \quad \text{式 4.2.3}$$

この Q_P に対する ${}_aQ$ の比は鉄骨ウェブが負担したせん断力の割合と考えられるので、その実験中の変化を ${}_aQ/Q_P - \gamma_P$ 曲線として図4.2.10に表わし検討を加えた。同図に示すように、1C正荷重では γ_P の増大とともに ${}_aQ/Q_P$ は5%弱まで増加し、除荷されるとさらに増加して低荷重では8%以上になった。このように ${}_aQ/Q_P - \gamma_P$ 関係が荷重折返し点で山形に変化する曲線形状はその後の3Cまでの繰返し荷重でも生じた。4C以上になると γ_P の絶対値の増大とともに、 ${}_aQ/Q_P$ は10%以上の大きな値から減少するようになった。山の頂点の ${}_aQ/Q_P$ は繰返し回数が増加して荷重も上がって行くに連れて漸増し、最終的には8%以上になった。途中の荷重増減時の ${}_aQ/Q_P$ が頂点の値より非常に大きくなったのは、パネルコンクリートのせん断剛性がひびわれによって大きく低下していたことを示している。

1Cまでは接合部パネルはコンクリートも鉄骨も弾性的に挙動したと思われるので、両者は一体となって変形し、パネルコンクリートの中央のせん断ひずみ度は鉄骨ウェブの測定ひずみ度 γ に等しいと仮定できる。このときパネルコンクリートのせん断合力は次式で表わせる。

$${}_cQ = \gamma {}_cG {}_cA {}_c / \kappa = 152400 \gamma \quad \text{式 4.2.4}$$

- ${}_cG$: コンクリートのせん断弾性係数 108 l/cm²
- ${}_cA {}_c$: コンクリートの水平断面積 2116 cm²
- κ : 形状係数 1.5

弾性範囲での計算上の鉄骨ウェブのせん断力負担率は

$${}_aQ / ({}_cQ + {}_aQ) = \frac{{}_aG {}_aA {}_c}{{}_cG {}_cA {}_c + {}_aG {}_aA {}_c} \quad \text{式 4.2.5}$$

で表わされ、一定値8.2%である。これを ${}_aQ/Q_P$ と比較するため図4.2.10に実線で示すと、繰返し加力の頂点付近の実験測定値は、1Cではこの弾性計算値に満たなかった。計算式の形状係数の取り方に問題はありと思われる。

SRC規準では接合部パネルのせん断耐力 Q_u は鉄筋コンクリートパネルの耐力 ${}_cQ_u$ と鉄骨ウェブパネルの耐力 ${}_aQ_u$ の累加強度式として次の設計式を与えている。

$$Q_u = {}_cQ_u + {}_aQ_u \quad \text{式 4.2.6}$$

短期設計荷重に対しては各々の終局せん断耐力を次式のように与えている。なお本実験の接合部パネル内のフープは一組だけで非常に少ないので、せん断補強筋の効果は無視できる。

$${}_cQ_u = 0.3 F_c {}_cA {}_c \quad \text{式 4.2.7}$$

$${}_aQ_u = {}_a\sigma_y {}_aA {}_c / \sqrt{3} \quad \text{式 4.2.8}$$

- F_c : コンクリートの圧縮強度 295 kg/cm²
- ${}_a\sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏点 3.67 t/cm²

本実験においては2体の試験体の接合部パネルは終局耐力には到らなかったが、前述の ${}_aQ/Q_P$ の推移は、もしパネルのせん断強度がもっと高くなって鉄骨の負担率をこのまま大きな状態にしてパネルの破壊が生じるであろうことを示唆している。上記の設計用応力の終局せん断耐力式によれば、鉄骨ウェブの負担率は ${}_aQ_u / ({}_cQ_u + {}_aQ_u) = 21.4\%$ であり、図中に実線で示すと、実験値はこれよりも小さい。本実験の柱だけがSRCで接合部パネルの補強のために配置されている鉄骨のウェブには、SRC規準の接合部パネルのせん断耐力式で推定されるせん断力負担率よりも小さな割合で応力が作用し、接合部パネルの補強部材としては鉄骨はまだ余裕があったと言える。

4.2.7 まとめ

両試験体ともPCaはりとスラブおよびPCaはりと柱の接合面に相当する打継ぎ面でのずれは、コッターおよび鉄筋のダボ効果によりはりの曲げ降伏まではかなり抑えられており、降伏後若干増加するものの全体変形や耐力に与える影響は少なかった。従って破壊原因や荷重変形曲線の実験結果は一体構造の結果とみても差し支えないと思われる。

はり・柱接合部の荷重変形曲線の低荷重域におけるスリップ形は、はり主筋のパネル領域におけるすべりによるところが大きいと考えられ、はりの曲げ降伏前から存在し曲げ降伏後顕著となった。降伏までは下ば筋ははりの付け根で大きな抜け出しがあった後に逆荷重によって大きな圧縮力を受けるが、上ば筋はスラブがあるためその圧縮力が小さかったり引張力が残留した。このようにスラブははり主筋のパネル内の厳しい定着条件を鉄筋弾性範囲で緩和する効果があったが、降伏後はその効果は薄れたと思われる。しかしはりの曲げ圧壊に対してはスラブが圧縮になる部材に対してスラブはかなり有効で、層変形角の振幅が $\pm 2/100$ 程度の繰り返し載荷までははり・柱接合部の耐力保持を可能にしたと思われる。

接合部パネルはせん断ひびわれは発生したが、コンクリートの圧壊や剝離現象はみられなかった。柱にだけ鉄骨が配置されたはり・柱接合部のパネルのせん断耐力は、鉄骨ウェブが全せん断力の8%程度のせん断力を余裕をもって負担し得たことによって $0.3\sigma_{B}$ の弱い高い強度まで保たれたと思われる。しかし、パネルの破壊またはせん断変形を抑えるためにSRC標準の終局強度式を用いて柱だけの鉄骨で補強することは機構上それほど有効とはならないことが予見できた。

参考文献

- 4.2.1 園部、石橋、他3「SRCで周辺を補強された耐震壁の実験的研究」AIJ関東支部研究発表会、昭和46年7月、P. 57~68
- 4.2.2 横山、野路「4階建プレハブアパートの振動実験」AIJ大会学術講演梗概集、昭和47年10月、P. 529~530
- 4.2.3 園部、石橋、他3「SRCで周辺を補強された耐震壁の実験的研究」AIJ大会学術講演梗概集、昭和47年10月、P. 1113~1114
- 4.2.4 横山、岡本、他1「PC部材の接合法における実験的研究」AIJ大会学術講演梗概集、昭和47年10月、P. 1235~1236
- 4.2.5 園部、石橋、他2「SRCで周辺を補強された耐震壁の実験的研究」AIJ関東支部研究発表会、昭和47年7月、P. 1~8
- 4.2.6 園部、横山、他3「耐震壁の配置の異なる2つの架構の実験的研究」AIJ大会学術講演梗概集、昭和48年10月、P. 1307~1312
- 4.2.7 園部、石橋、他3「S造で周辺を補強された耐震壁の実験的研究」AIJ大会学術講演梗概集、昭和48年10月、P. 1313~1314
- 4.2.8 園部、横山、他2「引張力を受ける鉄筋の定着に関する実験的研究」AIJ関東支部第44回研究報告集、昭和48年7月、P. 65~68
- 4.2.9 今井弘「実測したひずみを基に試験体の変形状態を推定する解析方法」AIJ関東支部第44回研究報告集、昭和48年7月、P. 285~288
- 4.2.10 園部、石橋、他1「現場打SRC柱とプレキャストRCばりの接合部に関する実験的研究」AIJ大会学術講演梗概集、昭和56年9月、P. 1459~1462

表4.2.1 使用材料の力学的性質

コンクリート	材令 (日)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 E _{1/4} (tf/cm ²)
はり	38	336	15.0	167
スラブ・柱下部	30	295	24.2	251
柱上部	27	332	22.9	253
鋼材	降伏点 (tf/cm ²)	引張強さ (tf/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 E (tf/cm ²)
6φ	4.15	5.64	28.0	2030
D10	4.18	6.07	14.0	1920
D25	3.82	5.97	16.1	2000
D29	3.82	6.01	22.6	1980
⌘12(WEB)	3.67	5.45	24.0	2210
⌘16(FLANGE)	3.89	5.34	27.5	2100

表4.2.2 加力ルール

No.1試験体		No.2試験体	
はり支点間 距離 L'm	変形振幅 ×繰り返し回数	はり支点間 距離 L'm	変形振幅 ×繰り返し回数
3.5	1 × 10 ⁻² × 1	3.5	1 × 10 ⁻² × 3
"	2 × 10 ⁻² × 3	"	2 × 10 ⁻² × 3
"	4 × 10 ⁻² × 3	"	4 × 10 ⁻² × 3
"	6 × 10 ⁻² × 3	"	6 × 10 ⁻² × 3
"	10 × 10 ⁻² × 3	"	10 × 10 ⁻² × 3
2.5	10 × 10 ⁻² × 3	"	20 × 10 ⁻² × 3
"	10以上 最大まで	"	20以上 最大まで

表4.2.3 鉄筋の付着応力度分布

試験体	荷重	区間 測定点	引張鉄筋側		接合部		圧縮鉄筋側	
			5-6 10'-11'	6-7 9'-10'	7-8 9'-8'	8-9 8'-7'	9-10 7'-6'	10-11 6'-5'
No.1	8C +25.0t	上端筋	28	39	78	13	41	9
		下端筋	7	12	28	47	58	3
No.2	10C +20.2t	上端筋	13	8	36	20	23	3
		下端筋	18	12	32	30	57	1

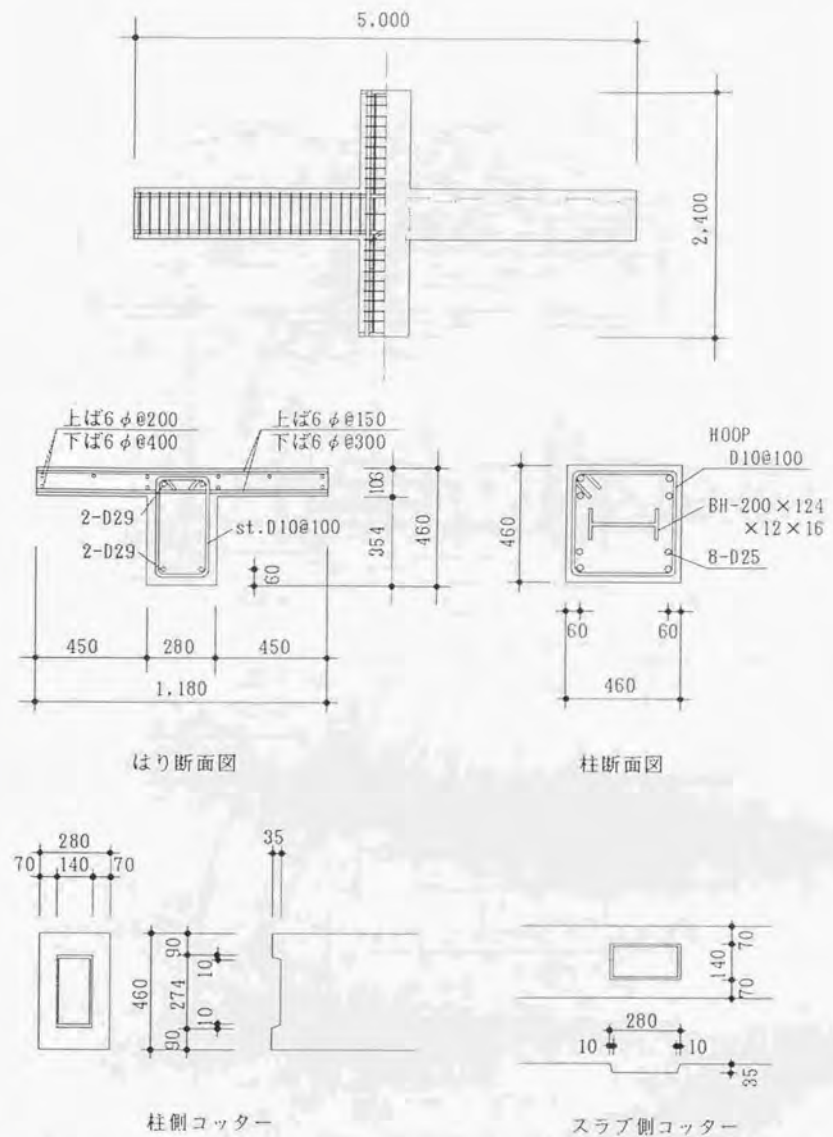


図4.2.1 試験体形状図

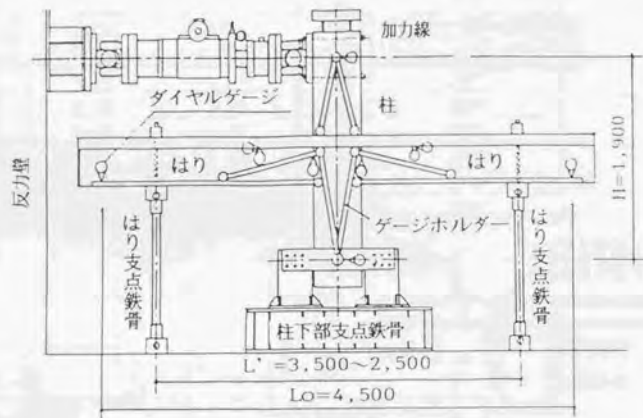


図4.2.2 加力装置

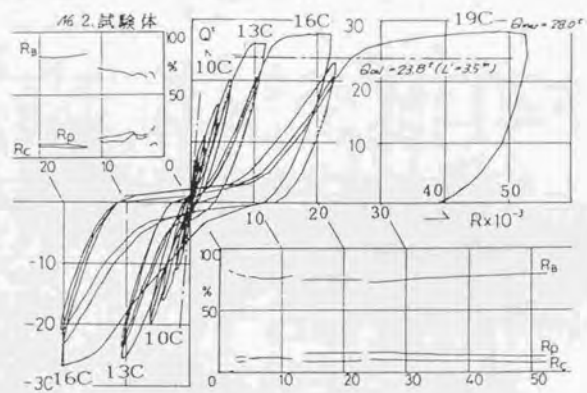
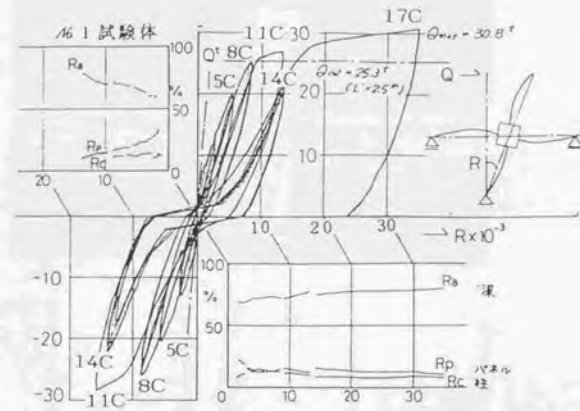


図4.2.3 Q-R曲線と各部変形寄与率

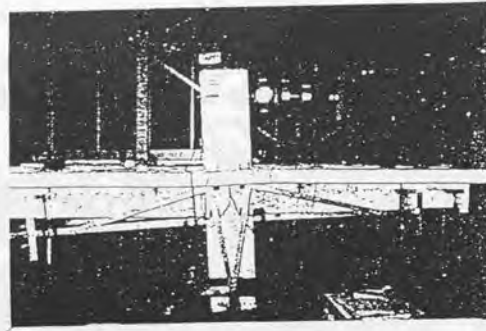
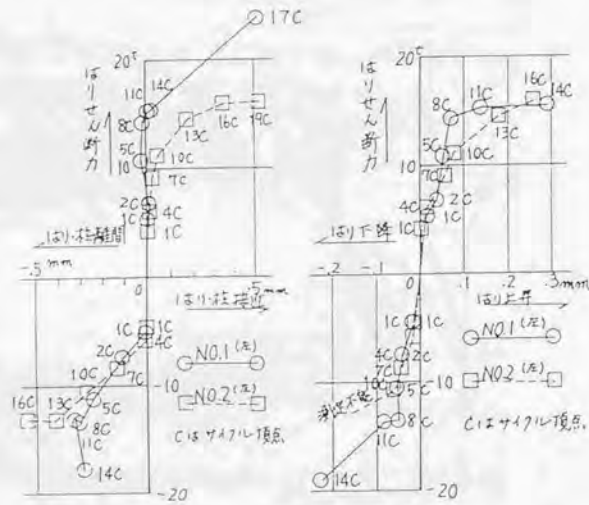


写真4. 2. 1 最終加力状況 (No. 2試験体)



はり-スラブ間のずれ

図4. 2. 4

はり-柱間のずれ

図4. 2. 5

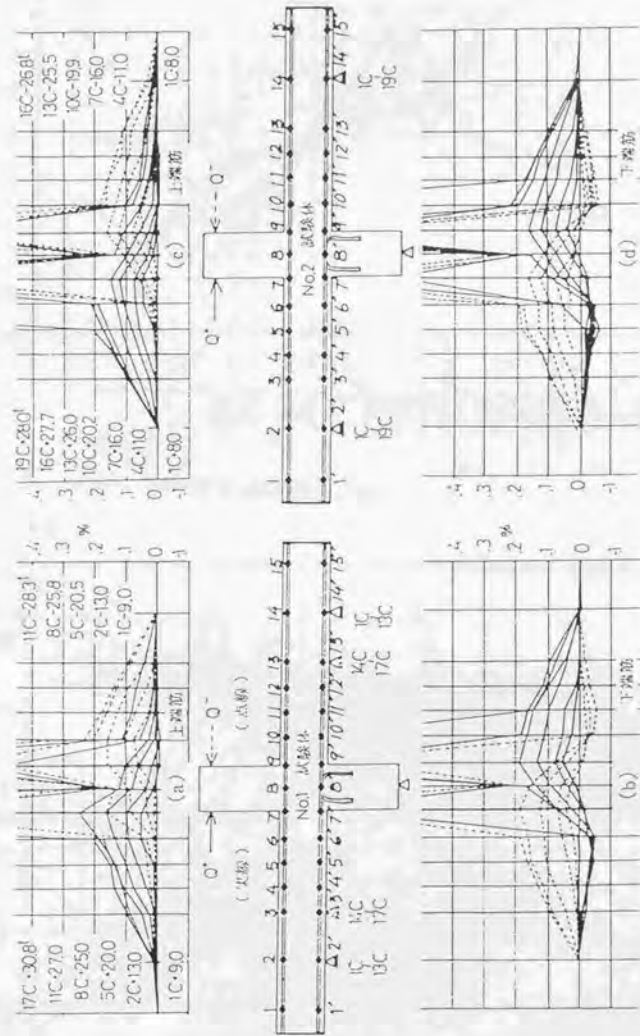


図4. 2. 6 はり主筋のひずみ度分布

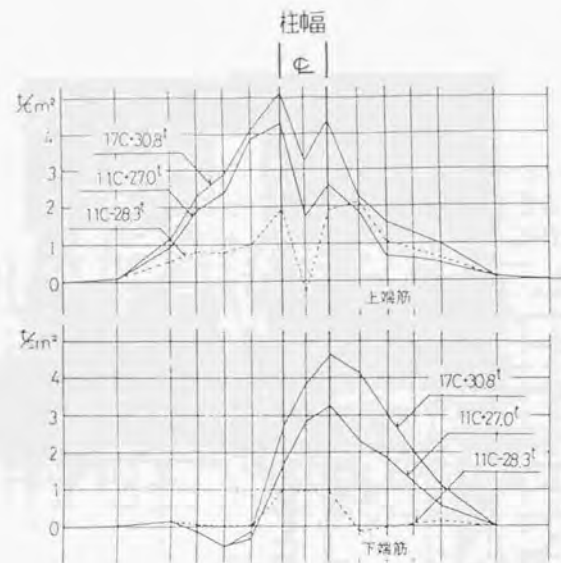


図4. 2. 7 はり主筋の応力度分布 (No. 1)

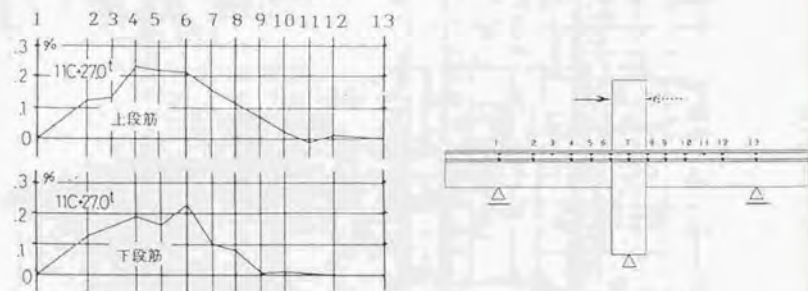


図4. 2. 8 スラブ軸筋のひずみ度分布 (No. 1)

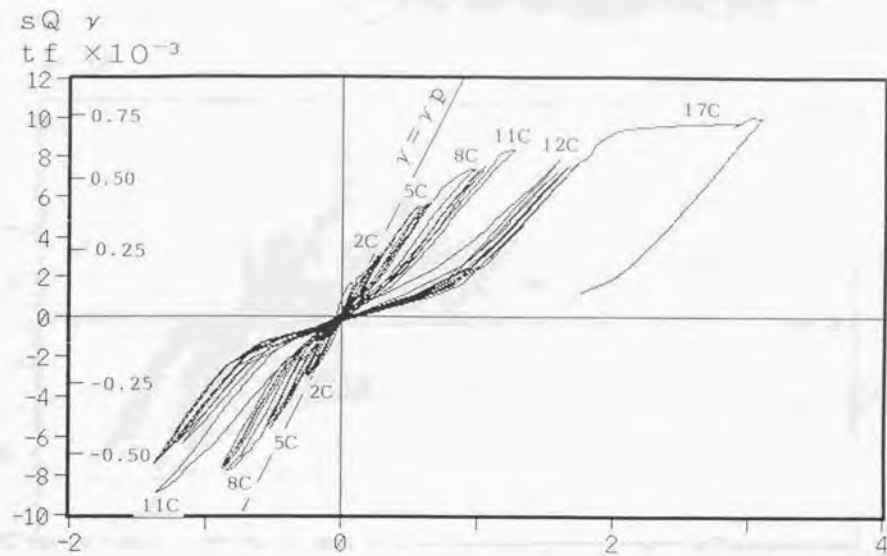


図4. 2. 9 $sQ(\gamma) - \gamma_p$ 曲線 $\times 10^{-3} \gamma_p$

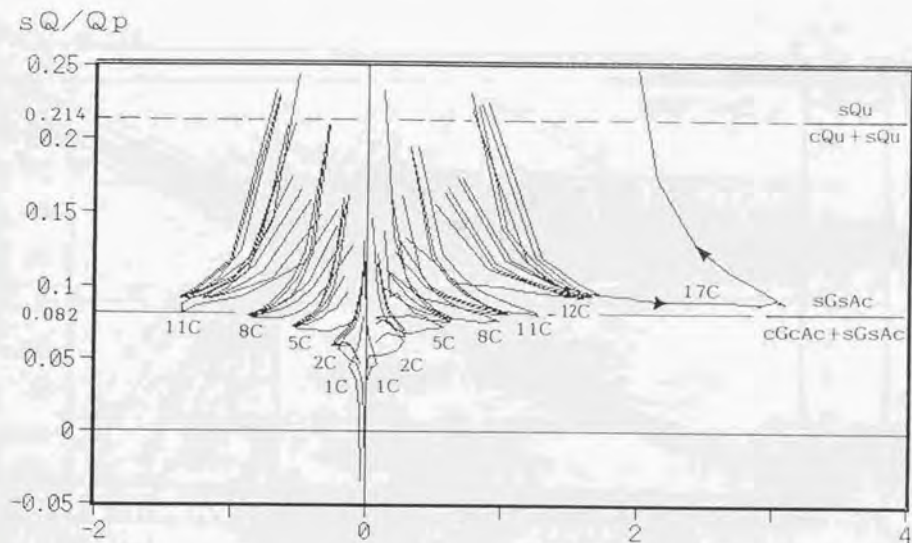


図4. 2. 10 $sQ/Q_p - \gamma_p$ 曲線 $\times 10^{-3} \gamma_p$

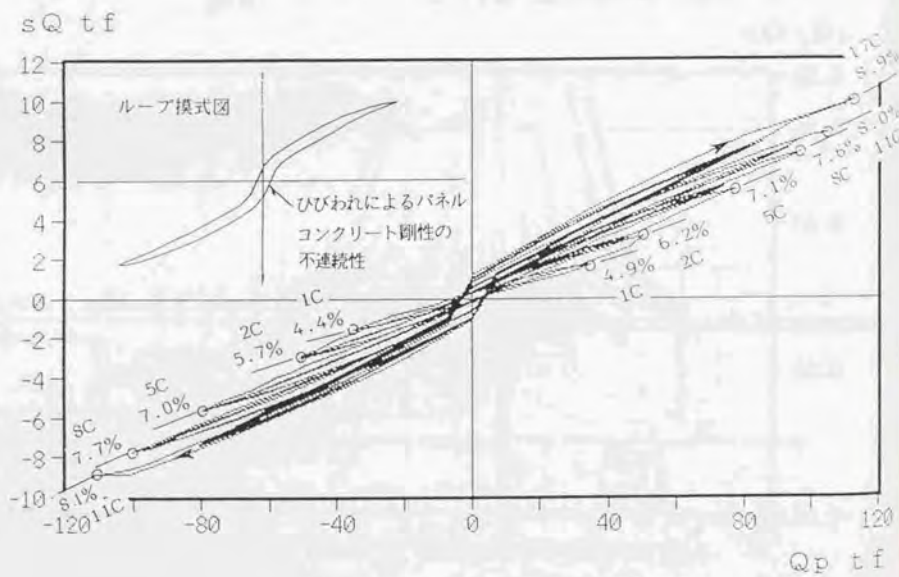
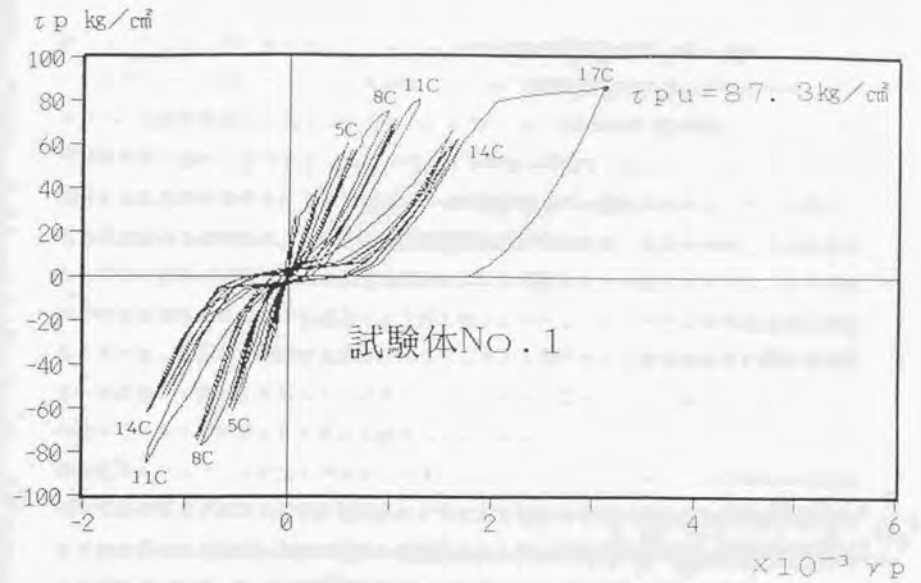
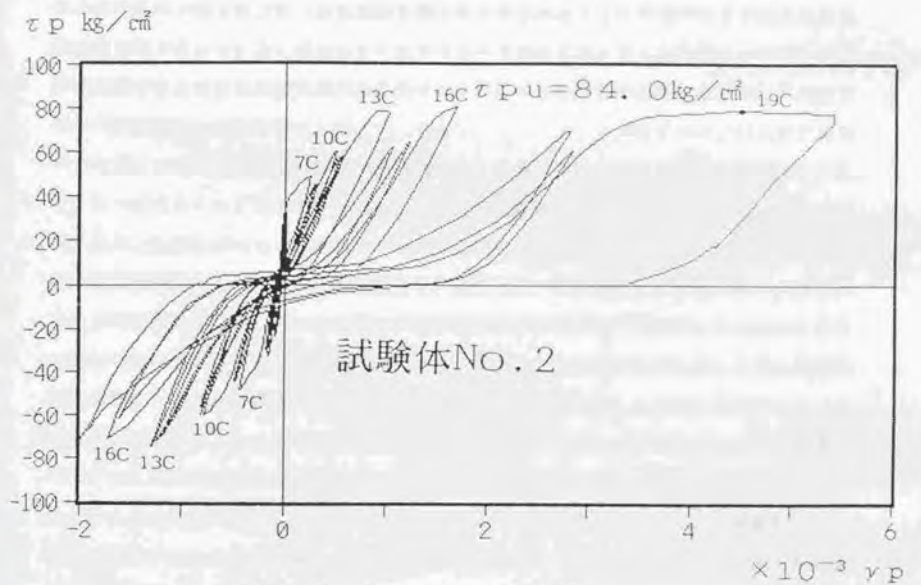


図4. 2. 11 sQ-Q_p曲線



試験体No. 1



試験体No. 2

図4. 2. 12 $\tau_p - \gamma_p$ 曲線

4. 3 柱RC造、はりS造接合部の実験

4. 3. 1 実験概要

柱RCはりSの混合構造のラーメンにおいては、柱をRC造とすることによって純S造よりも水平剛性を高め、大きな長期柱軸方向力を許容させることができ、一方はりをS造とすることによって部材自重の軽減および曲げ強度増大により大スパンが取れるなどの構造上の利点があるほか、さらに型枠および支保工など仮設材の節約および現場管理の省力化が容易であるなど施工上の利点も多い。これらの利点を活用するため、柱RCとはりSとの接合部の様々な仕口が提案されている。その仕口には大きく分けて接合部パネルの空間を鉄骨で固めたものと、接合部断面を柱断面より大きくしてコンクリートで固めたものがある。

鉄骨で固めた仕口は、接合部を塞ぎ板で覆ったり、接合部内を貫通した鉄骨のフランジ幅、補強率などを調整する方法が取られており、これらに関しては破壊機構を提案し接合部耐力を評価した研究が盛んに行なわれている^{4.3.1~4.3.11}。

筆者らはコンクリートで固めた仕口を提案しており、これまで実験的研究が継続して行なわれた^{4.3.12~4.3.13}。この仕口には、はり端に柱せいほどのSRC断面区間を設けたブラケット形式と、それにさらにはりせいのコンクリートに水平ハンチを付けたキャピタル形式が提案され、両者ともSからRCへと応力を円滑に伝達することを目標として研究開発が行なわれてきた。

本節では柱RC-はりS十字形はり・柱接合部について行なわれた3つの実験シリーズについて紹介し、これまでの純RC接合部の特性と比較して検討した。

シリーズ1では、B、C試験体2体の加力実験が行なわれた。両試験体とも柱と同幅のSRCばりを有し、はり鉄骨は接合部内までは進入せず、接合部の両側の鉄骨がネジ鉄筋(B)あるいはガゼットプレート(C)で接続された。この実験では接合部にせん断破壊が激しく生じた。

シリーズ2では、A1、C1、C2試験体3体の加力実験が行なわれた。これらの試験体はシリーズ1の試験体に比べはり幅を小さく柱幅を大きくして、さらにはり鉄骨を柱せいの1/4まで接合部内に入力させ、両側のはり鉄骨を接合部内においてガゼットプレートで接続した。A1試験体はキャピタル形式とし、C2試験体は他の2体よりはり主筋量を多くした。実験結果は、A1試験体ははり鉄骨が曲げ破壊し、C1、C2試験体ははり鉄骨が曲げ降伏したものの、その後の繰返し載荷によりパネルのせん断破壊が

激しくなり、接合部パネル内のフープとガゼットプレートが降伏した。

シリーズ3では、A3、C3試験体2体の加力実験が行なわれた。両試験体は他のシリーズに比べ鉄骨と柱および梁のサイズを上げ、はり幅は柱幅より小さくし、さらにはり鉄骨は接合部内を貫通させ、直交方向のはり鉄骨も柱面まで取り付けて接合部パネルの鉄骨による補強を強化したものである。A3試験体はキャピタル形式とし、両試験体とも柱軸方向力を載荷した。この実験では両試験体ともはり鉄骨が曲げ破壊し、接合部パネルコンクリートの破壊は小さかった。

4. 3. 2 試験体

シリーズ1の試験体は、図4.3.1(a)に示すように、鉄骨はり端部を定着する鉄骨鉄筋コンクリート部分の形状がブラケット形式と呼称しているもので、はりとはり同幅の場合である。実大の60%縮小モデルとし4階建て3階の中柱のはり・柱接合部であり、補強筋は試設計に合わせ量的に補強筋比を一致させてある。本実験は柱に軸方向力をかけないため、柱の曲げ終局強度が低下するので、柱の曲げ補強筋の量を増して崩壊機構時の応力に耐えられるようにした。試験体は2種2体で接合部の補強方法は、図4.3.2(a)に示すように、B試験体は鉄骨ばりの上下のフランジに頭付スタッドとねじ鉄筋定着部を設けた。C試験体は、鉄骨ばりには頭付スタッドだけを取り付けると同時に接合部パネルのせん断補強材としてガゼットプレートを配し、鉄骨ばりのウェブに高力ボルト摩擦接合によって接合した。

シリーズ2の試験体の形状は、図4.3.1(b)に示すように、左右対称な十字形ではり鉄骨のサイズはシリーズ1と等しいが柱のせいと幅およびはり幅を大きくしている。シリーズ1と同様に実大の60%に縮小した4階建て3階の中柱のモデルであり、補強筋は試設計に合わせ量的に補強筋比を一致させた。試験体数は3種3体で、図4.3.2(b)に示すように、各試験体のはり鉄骨は柱せいの1/4程度中まで差込まれ、両側の鉄骨はガゼットプレートで結合されている。C1試験体を標準にしてA1試験体は接合部をキャピタル形式に替えたものであり、C2試験体ははり主筋とスターラップを増強したものである。

シリーズ3の試験体は試設計で4階建倉庫建築の2階中柱のはり・柱接合部を対象としており、試設計に対する1/2スケールの十字形接合部試験体である。試験体の形状は、図4.3.1(c)に示すように、シリーズ2に比べてはりのスパンおよび柱の階高は変化せずはり鉄骨および柱断面およびはりのせいが大きくなっている。試験体はA3

およびC3の2体で、各々の配筋とはり鉄骨の詳細を図4.3.2(c)~(f)に示した。両試験体のはり鉄骨は前のシリーズと異なり接合部を貫通するもので、その柱中心位置には直交ばりの鉄骨を柱面まで取り付けてある。A3試験体の接合部は水平ハンチを付けた形で平面的には八角形となるようなキャピタル形式とし、接合部断面積を拡大してある。

シリーズ1~シリーズ3の各試験体の形状および配筋詳細の比較を表4.3.1に示し、各材料の試験結果を表4.3.2に示した。

4.3.3 実験方法

シリーズ1の加力は図4.3.3(a)に示すように、地震力を想定して正負交番の繰り返し水平力を与えることにするが、はりスパンが長大であり短期荷重では非対称性の強い応力状態になるので、長期応力を考慮して鉄骨ばりの支点位置を決めた。しかし、実験装置の制約により正加力のみ非対称な位置にして、負加力では左右のはりのシャスパンを短い方に合わせて逆対称の応力を与えた。加力ルールは、弾性範囲の柱の水平力の $P = \pm 5 \text{ t f}$ で1サイクル(1Cと略す)、計算曲げ降伏荷重 $P = \pm 15.7 \text{ t f}$ で1C、曲げ降伏変形の2倍に相当するはりに対する柱の部材角 $R = \pm 2/100$ で3C、 $R = \pm 4/100$ で2(C試験体)または3(B試験体)Cの繰り返し加力を行なった後、正荷重で $R = 6/100$ まで加力した。Rの決定は、図4.3.3(a)に示すように、接合部パネルに取り付けられたゲージホルダーを基準にしてはりおよび柱の端部の変形(H1, H2, V1, V3)を測定することによって行なわれた。同図でパネルのせん断変形はV4, V5で測定する。

シリーズ2の加力装置はシリーズ1と同一のものをを用いたが、柱の階高に合わせて柱水平力の位置が25cm低くなり、逆対称応力の繰り返し載荷のみを行なった。加力ルールは、弾性範囲の柱水平力の $P = \pm 5 \text{ t f}$ で1C正負荷重を与えた後、部材角で制御し $R = \pm 1/100, \pm 2/100, \pm 4/100$ で各々3C繰り返し、最後は正荷重で $8/100$ まで加力した。変形の測定方法はシリーズ1にほとんど一致している。

シリーズ3の加力装置を図4.3.3(b)に示す。加力は一定柱軸方向力 185 t f (平均軸応力度 $\sigma_0 = 51.3 \text{ kg/cm}^2$)を載荷した後に左右はり端にそれぞれ逆方向で等しい荷重Pを正負繰り返し与えた。柱軸方向力の載荷方法は図中に示すように試験体上部に300t油圧ジャッキを設置し、さらにその上部の鉄骨および試験体最下部の鉄骨をPC鋼棒で連結し、300tジャッキで上部鉄骨を押し上げることにより載荷した。

加力ルールはA3試験体、C3試験体とも第1Cは $P = \pm 5 \text{ t}$ の荷重制御で行ない、A3試験体についてはその後部材角 $R = \pm 1/100, \pm 2/100$ で各3Cずつ、 $R = \pm 4/100$ で2Cとした。C3試験体は第2Cに $R = \pm 5/100$ を1C追加し、その後はA3試験体と同様に $R = \pm 1/100, \pm 2/100$ を各3C、 $R = \pm 4/100$ を2C加力し、最後に柱軸方向力を0t fとして $R = \pm 2/100$ を1C加力した。

4.3.4 実験経過

シリーズ1のB、C両試験体は先ず鉄筋コンクリートの危険断面位置に曲げひびわれが発生したが全体変形は弾性的であった。次に接合部パネルのせん断ひびわれが発生し、試験体の剛性は若干低下した。その後は、接合部パネル内のフープ筋降伏、はり主筋降伏、はり鉄骨フランジ降伏へと進み、最終的には写真4.3.1(a)に示すようにB、C試験体とも接合部に集中してひびわれが発生しており、広範囲にわたって接合部コンクリートが剥落した。C試験体は接合部パネル内の鉄板による補強効果が若干現れて、純鉄骨断面の曲げ降伏に伴う圧縮側フランジの座屈が生じた。

シリーズ2のA1試験体ははりから伸びるせん断ひびわれがキャピタル斜め面に伸び、正面のひびわれは比較的少ない。最終時には、写真4.3.1(b)に示すように、SRCばり上部の被りコンクリートの剥落が著しく、鉄筋折曲げ定着部が露出した。C1試験体はC2試験体に比べ細かく短いひびわれが多く発生し、A1試験体同ようSRCばり上部の被りコンクリートが剥落し、鉄筋折曲げ定着部が露出した。C2試験体では接合部のひびわれはC1試験体に比べ少ないが、長いひびわれが多くはいつている。またはりのせん断ひびわれも多かった。

シリーズ3においては、第1Cピーク荷重時($P = \pm 5 \text{ t}$)にA3試験体ではキャピタル部とRCばりの境界に、C3試験体では危険断面位置にそれぞれ曲げひびわれが発生した。このときSRCばり部分の曲げひびわれは比較的小さく、第3Cあたりからせん断ひびわれに移行した。また、鉄骨ばりとSRCばりの境界面には鉄骨フランジより発するひびわれが目立ち、このひびわれははり側面まで達した後 45° 方向に向かって進展した。両試験体ともSRCばり上下部に発生した曲げひびわれははり鉄骨に配したスタットジベルとはほぼ同位置にあり、サイクルが進むに連れて危険断面位置の曲げひびわれよりこのひびわれの方が開きが大きくなった。接合部のひびわれは軽微で、A3試験体では直交鉄骨ウェブに沿った縦ひびわれと直交鉄骨フランジ端部より発するひびわれのみ観察された。C3試験体はA3試験体に比べ細かなひびわれが多数発生しており、直交鉄

骨および柱軸方向力の影響により対角線45°方向より角度の急なひびわれが多く発生した。またC3試験体では柱軸方向力除荷後の第11C時には新たな柱の曲げひびわれの発生及びせん断ひびわれへの移行が目立ち、その領域は柱上下端にまで及んだが、接合部のひびわれは既存のひびわれが多少進展するのみで、新たなひびわれの発生は観察されなかった。いずれの試験体も接合部コンクリートの剥落はなかった。最終の破壊状況を写真4.3.1(c)に示す。

シリーズ1～シリーズ3の各試験体の実験中の諸現象について、表4.3.3に比較して示す。表中の τ_p は、純RCの接合部パネルのせん断強度と比較するため、式2.4.1と同形の評価法を当て、シリーズ1には式4.3.1、シリーズ2には式4.3.2、シリーズ3には式4.3.3を用いた。

$$\tau_p = \{(P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2) / j_B - P\} / (t_p \cdot j_c) \quad \text{式4.3.1}$$

$$\tau_p = \frac{1 - j_B/H - j_c/L}{j_B \cdot j_c \cdot t_p} P H \quad \text{式4.3.2}$$

$$\tau_p = \frac{1 - j_B/H - j_c/L}{j_B \cdot j_c \cdot t_p} \cdot \frac{P_1 + P_2}{2} L \quad \text{式4.3.3}$$

P : 柱水平荷重

P₁ : 左のはりのせん断力測定値

P₂ : 右のはりのせん断力測定値

j_B : RC はりの応力中心間距離

j_c : RC 柱の応力中心間距離

t_p : 接合部の有効パネル厚

H : 柱の階高

L : はりのスパン

L₁ : 左のはりの支点から柱面までの距離

L₂ : 右のはりの支点から柱面までの距離

4.3.5 荷重変形曲線

シリーズ1のB、C試験体のP-R曲線および τ_p - γ (接合部パネルのせん断変形角)曲線を図4.3.4(a)および図4.3.5(a)に示す。B、C試験体ともP-R曲線はR=2/100時の繰返し載荷より履歴ループが逆S字形を示し、その時点ではすでに接合部パネルのフープ筋が降伏しており、接合部の破壊が全体変形に対して支配的になったと思われる。はり鉄骨をネジ鉄筋のみで接続していたB試験体よりガセットプレートを用いて接続したC試験体の方が若干履歴ループの面積が大きかった。 τ_p - γ 曲線により接合部のせん断変形を見てみると、B、C両試験体では同一サイクルの正荷重より負荷重で変形が伸びる傾向にあり、接合部破壊の正負非対称性がうかがわれる。

シリーズ2のA1、C1、C2試験体のP-R曲線および τ_p - γ 曲線を図4.3.4(b)および図4.3.5(b)に示す。A1試験体はキャピタル形式接合部で接合部断面積を増大してあるため、P-R曲線に関してはシリーズ1の各試験体に比べ紡錘形の履歴ループを示したが、最大荷重(P=31.3tf、R=2.5/100)以降の強度低下は大きかった。しかしながら τ_p - γ 曲線で見ると、接合部のせん断変形はそれほど増大せず、0.01rad程度に留まった。C1試験体、C2試験体を比較すると、はり鉄骨降伏後の接合部破壊にともなうP-R曲線の履歴ループの逆S字化は避けられなかったが、はり主筋量の多いC2試験体の方が最大荷重は大きく靱性もあった。しかし接合部へのせん断入力が大きいため、 τ_p - γ 曲線で示されるように正荷重での接合部のせん断変形はC1試験体に対して大きく、最終サイクルではC2試験体の方がC1試験体の2倍以上接合部せん断変形(破壊)は進行した。

シリーズ3のC3、A3試験体のP-R曲線を図4.3.4(c)に示す。両試験体ともエネルギー吸収性能の良い紡錘型のループを示し、R=±2/100までは同一振幅下での強度低下はなかった。最大荷重は両試験体ともP=27.9tf、R=0.022rad時に鉄骨ばりの座屈により決定した。これ以降の繰返しでは荷重がP=25t付近になると鉄骨ばりが逆方向に座屈するため一次的に除荷状態となり、R=0.04rad2サイクル目には前サイクルの荷重まで上昇しなくなった。C3試験体の柱軸方向力除荷後のR=0.02radの載荷では低荷重から剛性が低下し正荷重ピーク時にはP=21tfで最大荷重の75%の低下を示している。図4.3.5(c)に τ_p - γ 曲線を示す。接合部の有効厚として柱幅とはり幅の平均値を取った(t_p=520mm)。

両試験体とも接合部パネルのせん断応力度が $\tau_p=80\text{ kgf/cm}^2$ 弱に達しているにも関わらず、A3試験体ではせん断変形角が最大0.002rad程度、C3試験体では0.004rad程度と小さな値となっている。しかし、両試験体ともにP-R曲線で見られた紡錘型のループ形状とはならず若干逆S字形のループを描いている。C3試験体では同

一変形振幅での繰り返しでは若干せん断変形が伸びる傾向にあり、柱軸方向力無し第1 C 1では初期段階からかなり剛性が低下していたことがわかる。

4. 3. 6 全体変形に占める各変形成分

図4. 3. 6 (a)にシリーズ1のB、C試験体について、柱、はり、接合部パネル各要素の変形の全体変形に対する割合の荷重サイクルに対する推移を示す。実線が正荷重、破線が負荷重を示す。両試験体とも柱の変形割合は終始10%程度であるが、B試験体のパネル変形割合は正荷重、負荷重ともサイクルが進むに連れて徐々に増加し、最終サイクルでは50~60%程度にまで達している。C試験体のパネルの変形割合は正荷重時には7、8サイクルで急増し30%程度になるが、負荷重では最終時には70%にまで達した。

図4. 3. 6 (b)にシリーズ2の各試験体の変形割合を示す。C1、C2試験体ではパネルの変形割合は最終時には60%程度まで達した。シリーズ1のB、C試験体に比べ柱の変形割合も多かった。

図4. 3. 6 (c)にシリーズ3のC3、A3試験体の変形割合を示す。両試験体とも柱およびパネルの変形は小さく、はりの変形が全体変形に対し支配的だったことが分かる。正荷重時の接合部の変形成分ははり鉄骨の降伏が生じた $R=0.01$ radの繰り返し変形3~5サイクルまでは大きくなるが、その後の繰り返し変形では逆に全体変形に占める割合は小さくなっている。柱の変形成分は両試験体とも小さく10%以内であるが、C3試験体の軸方向力除荷後の $R=0.02$ rad繰り返し変形(11サイクル)では柱およびパネルの変形割合はともに増大し15%程度となった。

4. 3. 7 はり鉄骨およびはり鉄筋の定着

はり鉄骨とはり主筋のひずみ測定値より、接合部形式によって異なる定着状態を比較する。図4. 3. 7にC、C1、C3各試験体それぞれの正荷重時のひずみ度分布状態を、応力の小さい弾性段階、 $R=1/100$ およびはり鉄骨が降伏する $R=2/100$ の場合について示した。材料試験より得られた鉄骨フランジとはり主筋の降伏ひずみ度を図中に示してある。

各試験体のひずみ度分布の特徴は、鉄骨フランジが引張応力を受ける側のブラケット区間に顕著に現われた。すなわち、C試験体では鉄骨フランジの降伏は $R=2/100$

のときにブラケットのはり側端部に集中して生じ、同時にはり主筋の降伏は危険断面の柱面位置近傍に広く分布して生じ非常に大きなひずみ度が発生した。C1試験体の鉄骨フランジは $R=2/100$ のときにやはりブラケット端部に集中して降伏するが、C試験体と比較すれば、その降伏ひずみ度は小さいものの大きな弾性ひずみ度がブラケット区間全体に及んでいる。このときはり主筋は柱面およびパネル内部では降伏に達しているが、大きなひずみ度には達していない。C3試験体の鉄骨フランジは $R=1/100$ のときにすでにブラケット区間全域で降伏し、端部では大きなひずみ度が生じた。このときはり主筋は柱面位置で降伏の約半分のひずみ度が生じ弾性を維持している。なお鉄骨の場合の降伏ひずみ度は材料試験結果の値を大幅に越えても安定した状態を示したのは、外側の表面だけの測定によっているため、内側では降伏に近い弾性状態であったと考えられる。

応力の大きいはり部材内ではり主筋の定着は 90° フックでは存在応力が大きいと不十分となるので、C1試験体の場合にはD22の定着破壊が生じた。C試験体の場合にはD19をやはり直線定着長を同じ位にして 90° フックで定着してあるのでコンクリートの上下面に若干の割裂ひびわれが生じたが、パネルのせん断破壊が激しく生じて耐力が低下したので定着破壊には到らなかった。C3試験体の場合定着板を用いて定着条件が改良されているだけでなく、はり主筋の応力が弾性範囲に留まったため定着破壊は起きなかった。

C1試験体の定着破壊は鉄骨の頭付スタッドに関しても生じた。これはC試験体に比べて鉄骨は断面であるがRCのはり幅が小さく、ブラケット区間で鉄骨からはり主筋への応力伝達が高いレベルまで要求されたことによると思われる。これに反してC3試験体では鉄骨が柱の反対側まで連続しているのでその要求が小さくなったことになる。さらにC3試験体はパネルでの鉄骨のせん断抵抗が大きくなったので破壊を免れ、それによって純鉄骨部での曲げ破壊を他の試験体よりも大きくすることができた。

4. 3. 8 接合部パネルの変形と鉄骨補強

シリーズ2のC1試験体については図4. 3. 8 (a)に示すように、接合部パネルで一辺25cmの正六角形の領域の変形を正三角形に分けて測定した。これらの実験値より各要素の変形および主ひずみを計算してその結果を同図(b)に示す。この図の変形状態は(a)に示す節点①をピン節点②をローラーにして示したものであり、主ひずみは実線が引張、破線が圧縮を示し、 $R=1/25$ ($\pm 8C$)のときのものである。

図(b)より正負の荷重で体積膨張があったことが示され、その膨張方向はパネルの対角方向よりは若干水平方向に傾いていることが、各要素の主ひずみの傾きから読み取れる。圧縮の主ひずみが生じたのは要素4の負荷重だけなので、パネルコンクリートは全体的には純せん断からかけ離れたひずみ状態であったと考えられる。この試験体は最終的には接合部パネルのせん断破壊が激しかったが、パネルの圧縮ストラットの圧壊というよりは繰り返し荷重によるせん断ひびわれの開閉によりコンクリートの剥落及びひびわれ幅の拡幅が進行して強度が低下したものである。

図4.3.8(c)にはC1試験体のガセットプレートの中間部2点の水平方向のひずみ度の推移を示す。同図には材料の引張試験によって得られた降伏ひずみ度を示したが、 $P-\epsilon$ 曲線はこのひずみ度よりも少し手前で剛性を低下させている。これはガセットプレートに作用したせん断力の影響と考えられる。また8C以降はパネル内部でも水平方向の膨張が大きくなったことを示している。

図4.3.9に接合部パネル内ガセットプレートおよび鉄骨ウェブに貼付した3方向ロゼットゲージによって測定されたひずみ度より、主ひずみを計算し $R=2/100$ のときのものを示した。実線は引張、破線は圧縮を示す。C試験体およびC1試験体では引張主ひずみとはりの材軸のなす角度が水平方向に近い。これははり鉄骨が接合部を貫通せずにガセットプレートだけで接合されていると、曲げモーメントはあまり大きくなりないのでせん断応力も小さくなったことを示している。従ってこのガセットプレートは接合部パネルのせん断抵抗にはあまり有効ではなく水平方向の膨張を抑える効果が顕著であったことになる。これらのガセットプレートは両試験体とも $R=4/100$ で水平方向測定ひずみ度が急激に大きくなり、C1試験体では降伏ひずみ度を越え接合部せん断補強筋も全域に亘って降伏した。C3試験体の鉄骨ウェブの引張主ひずみは最も大きく材軸となす角度は 45° に近いが、やはり少し水平方向に傾いており水平方向の膨張の影響が若干あったと考えられる。

図4.3.10に接合部パネル内のコンクリートと鉄骨のせん断変形を比較するために、各試験体の荷重Pに対するせん断変形角 γ_c および γ_s の正荷重時包絡線を示す。 γ_c はコンクリート表面に取り付けたゲージホルダーを用いて測定され、 γ_s は3方向ゲージのひずみ度測定値から計算されたものである。C試験体は $R=1/100$ から、C1試験体は $R=2/100$ から γ_c よりも γ_s は小さくなって両者はずれてくるが、C3試験体では $R=4/100$ まで両者はよく一致しており、鉄骨とコンクリートは一体となってせん断変形したことになる。C3試験体のようにはり鉄骨が貫通している場合には鉄骨の補強効果が大きいので、接合部パネルコンクリートはその変形を0.5%以下に止め大

きなせん断破壊には到らなかったと思われる。

表4.3.3にこれら3試験体の最大荷重時における接合部パネルのせん断抵抗に関して、実験荷重からの接合部せん断人力 Q_j を鉄骨のせん断抵抗 Q_s と鉄筋コンクリートのせん断抵抗 Q_c で負担したと仮定して、これらの負担割合を検討した。 Q_c は同表の挿図および関係式に示すように、鉄骨のせん断応力 τ_{xy} と上記 γ_s との関係をバイリニア型に仮定し、この τ_{xy} とガセットプレートまたはウェブの鉛直断面積の積に比例するように評価して求めた。 Q_c は Q_j から Q_s を差し引いた残りとして評価した。同表に示すように、接合部パネルにおける鉄骨のせん断抵抗比 Q_s/Q_j はC、C1、C3各試験体でそれぞれ2、10、28%であり、コンクリートのせん断抵抗の圧縮強度に対する強度比 τ_c/F_c はそれぞれ0.29、0.35、0.19であった。C3試験体のようにはり鉄骨が貫通していると、鉄骨のせん断抵抗は大きくなり相対的にコンクリートのせん断抵抗を低く抑えることができるので、大きなせん断破壊を避けることができたと考えられる。

4.3.9 まとめ

柱RCはりSの混合構造で両者を接合部パネルで接合するだけでなくさらにはりの端部にもRC区間を設けてはり鉄骨を定着する接合形式では、次の3通りの破壊が生じることが分かった。

- 1) パネルのせん断破壊 (B, C, C1, C2) 試験体
- 2) はり鉄骨とはり主筋の定着破壊 (A1, C1, C2) 試験体
- 3) はり鉄骨の座屈をとまなう曲げ破壊 (A3, C3) 試験体

B, C, C1, C2試験体では接合部パネルコンクリートに作用したせん断力が大きく、B試験体のようにパネルの外にある鉄骨をネジ鉄筋でボルト接合しただけでパネル部が純RCのばあい、およびC, C1, C2試験体のようにガセットプレートで両側の鉄骨を接合した場合にはパネルのせん断力に対して有効に補強することができずせん断破壊した。さらにC1, C2試験体でははり主筋の定着破壊も同時に生じた。

A1試験体では水平ハンチによって接合部コンクリートのボリュームを大きくしたので、パネル部はせん断破壊せず、鉄骨の曲げ降伏およびはり主筋と鉄骨の定着破壊が生じた。

A3, C3試験体では水平ハンチおよび柱サイズの増加によってパネルのボリュームを大きくしたのでパネル部分のせん断強度が増加して破壊は鉄骨ばりの座屈をとまなう曲

げ降伏を呈した。鉄骨が接合部パネル内を貫通していると、パネルのせん断補強としてかなり有効に働くことになり、コンクリートに作用するせん断力はその分さらに小さくなってせん断破壊を免れたものと思われる。

参考文献

- 4.3.1 坂口、他8「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS構法)の耐力及び変形性能(その1)～(その4)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和61年8月、P1427～1434
- 4.3.2 坂口、他5「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS構法)の耐力及び変形性能(その5)～(その6)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、P1321～1324
- 4.3.3 坂口、他9「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS構法)の耐力及び変形性能(その7)～(その9)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年10月、P1321～1326
- 4.3.4 坂口、他10「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構(RCSS構法)の耐力及び変形性能(その10)～(その12)」日本建築学会大会学術講演梗概集、平成元年10月、P1575～1580
- 4.3.5 山内、他3「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成る混合構造柱梁接合部の弾塑性挙動」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、P1325～1326
- 4.3.6 山内、他4「鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁より成るテーバー・フランジ形式の柱-梁接合部に関する実験的研究(その1)(その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年10月、P1315～1318
- 4.3.7 吉野、他2「RC柱とS造梁の複合骨組に関する実験的研究(その1)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、P1315～1316
- 4.3.8 吉野、他2「RC柱・S造梁の複合骨組に関する実験的研究(その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集、平成元年10月、P1571～1572
- 4.3.9 南、他8「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究(その1)、(その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和62年10月、P1331～1334
- 4.3.10 南、他5「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験

的研究(その3)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年10月、P1319～1320

- 4.3.11 南、他4「はりS・柱RCで構成される柱はり接合部の耐力と靱性に関する実験的研究(その4)」日本建築学会大会学術講演梗概集、平成元年10月、P1573～1574
- 4.3.12 石橋、他3「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究(その1)～(その3)」日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和63年10月、P437～442
- 4.3.13 石橋、他3「柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究(その4)～(その6)」日本建築学会大会学術講演梗概集、平成元年10月、P449～454

表4.3.1 各試験体の形状、配筋

	B 試験体	C 試験体	A 1 試験体	C 1 試験体	C 2 試験体	A 3 試験体	C 3 試験体	
柱	480 × 480 14 - D22 (SD35) 2 - D25 (SD35) Δg = 64.32 cm ² P _g = 2.79 % P _l = 1.31 % フープ 2 - D10 Ø90 (SD30) P _w = 0.33 %	480 × 480 14 - D22 (SD35) 2 - D25 (SD35) Δg = 64.32 cm ² P _g = 2.79 % P _l = 1.31 % フープ 2 - D10 Ø90 (SD30) P _w = 0.33 %	540 × 540 12 - D22 (SD35) Δg = 46.44 cm ² P _g = 1.58 % P _l = 0.91 % 2 - D10 Ø75 (SD30) P _w = 0.35 %	500 × 600 12 - D22 (SD35) Δg = 46.44 cm ² P _g = 1.29 % P _l = 0.70 % 2 - D10 Ø75 (SD30) P _w = 0.32 %	360 × 540 4 - D22 (SD35) 4 - D22 (SD35) Δl = 15.48 cm ² P _l = 0.89 % 2 - D10 Ø175 (SD30) P _w = 0.23 % H - 346 × 174 × 6 × 9 スタッドボルト 16φ 1列	360 × 540 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) Δl = 21.22 cm ² P _l = 1.23 % 2 - D10 Ø100 (SD30) P _w = 0.40 %	440 × 600 4 - D19 (SD35) 4 - D19 (SD35) Δl = 11.48 cm ² P _l = 0.48 % 4 - D10 Ø70 (SD30) P _w = 0.93 % H - 400 × 150 × 6 × 14 スタッドボルト 16φ 2列	600 × 600 12 - D22 (SD35) Δg = 46.44 cm ² P _g = 1.29 % P _l = 0.70 % 2 - D10 Ø75 (SD30) P _w = 0.32 %
梁	480 × 540 6 - D19 (SD35) 5 - D19 (SD35) Δl = 17.22 cm ² P _l = 0.72 % スタースラップ 4 - D10 Ø125 (SD30) P _w = 0.48 % 鉄骨 H-346 × 174 × 6 × 9 (SS41) スタッドボルト 16φ 2列	480 × 540 6 - D19 (SD35) 5 - D19 (SD35) Δl = 17.22 cm ² P _l = 0.72 % スタースラップ 4 - D10 Ø125 (SD30) P _w = 0.48 % 鉄骨 H-346 × 174 × 6 × 9 (SS41) スタッドボルト 16φ 2列	360 × 540 4 - D22 (SD35) 4 - D22 (SD35) Δl = 15.48 cm ² P _l = 0.89 % 2 - D10 Ø175 (SD30) P _w = 0.23 % H - 346 × 174 × 6 × 9 スタッドボルト 16φ 1列	360 × 540 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) Δl = 21.22 cm ² P _l = 1.23 % 2 - D10 Ø100 (SD30) P _w = 0.40 %	360 × 540 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) Δl = 21.22 cm ² P _l = 1.23 % 2 - D10 Ø100 (SD30) P _w = 0.40 %	360 × 540 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) 4 - D22 (SD35) 2 - D19 (SD35) Δl = 21.22 cm ² P _l = 1.23 % 2 - D10 Ø100 (SD30) P _w = 0.40 %	440 × 600 4 - D19 (SD35) 4 - D19 (SD35) Δl = 11.48 cm ² P _l = 0.48 % 4 - D10 Ø70 (SD30) P _w = 0.93 % H - 400 × 150 × 6 × 14 スタッドボルト 16φ 2列	440 × 600 4 - D19 (SD35) 4 - D19 (SD35) Δl = 11.48 cm ² P _l = 0.48 % 4 - D10 Ø70 (SD30) P _w = 0.93 % H - 400 × 150 × 6 × 14 スタッドボルト 16φ 2列
接合部	2 - D10 Ø90 4set P _w = 0.33 % ガセット H - 6 620 × 180 (SS41) 11.30.1.1.1 cm	2 - D10 Ø200 2 set P _w = 0.12 % ガセット H - 6 620 × 180 (SS41) 11.30.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm	2 - D10 Ø75 6 set P _w = 0.35 % ガセット H - 6 400 × 300 (SS41) 鋼骨埋め込み部 H.10.1.1.1 cm

表4.3.2 使用材料の力学特性 (1)

	B, C 試験体	A 1, C 1, C 2 試験体	
コンクリート	σ_c (Kgf/cm ²) σ_t (Kgf/cm ²)	244 20.3	200 15.1
柱 D22 (SD35)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	4058 0.207 1794 5575	3759 0.211 1600 5394
梁 D19 (SD35)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	4097 (4150) 0.209 (0.209) 1860 (1869) 5676 (5756)	4222 0.209 1742 5657
スタースラップ フープ D10 (SD30)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	3490 0.187 1752 4854	3960 0.215 1663 5439
キャピタル 補強筋 D13 (SD35)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	3836 0.202 1765 5285	3749 0.182 1778 5222
ウエブ (R-6) (SS41)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	4263 0.178 2100 4924	3904 0.196 1706 4631
フランジ (R-9) (SS41)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	3561 0.153 2095 4654	3215 0.174 1715 4797
ガセット (R-6) (SS41)	σ_y (Kgf/cm ²) ϵ_y (%) E (tf/cm ²) σ_{max} (Kgf/cm ²)	3561 0.153 2095 4654	2634 0.142 1517 3521

σ_c : コンクリート圧縮強度
 σ_t : コンクリート割裂強度
 σ_y : 上位降伏点
 (0.7 σ_y (規格)時の割線剛性)
 ϵ_y : 降伏ひずみ度
 E: ヤング係数
 σ_{max} : 引張強度
 *: () 内は B 試験体ネジ鉄筋を表す。

表4. 3. 2

使用材料の力学特性 (2)

		A 3、C 3 試験体
コンタリート	σ_c (kgf/cm ²)	251
	σ_t (kgf/cm ²)	20
柱 D22 (SD35)	σ_y (kgf/cm ²)	4210
	ϵ_y (%)	0.268
	E (tf/cm ²)	1756
	σ_{max} (kgf/cm ²)	5900
はり D19 (SD35)	σ_y (kgf/cm ²)	3920
	ϵ_y (%)	0.246
	E (tf/cm ²)	1705
	σ_{max} (kgf/cm ²)	5630
スタ-7:7 7-7 キトビ補強筋 D10 (SD30)	σ_y (kgf/cm ²)	3270
	ϵ_y (%)	0.214
	E (tf/cm ²)	1712
	σ_{max} (kgf/cm ²)	4860
フランジ F-14 (SS41)	σ_y (kgf/cm ²)	2770
	ϵ_y (%)	0.141
	E (tf/cm ²)	2000
	σ_{max} (kgf/cm ²)	4680
ウェブ W-6 (SS41)	σ_y (kgf/cm ²)	3380
	ϵ_y (%)	0.143
	E (tf/cm ²)	2140
	σ_{max} (kgf/cm ²)	4850

表4. 3. 3 各試験体の実験結果

諸現象	C 試験体		H 試験体		C 1 試験体		C 2 試験体		A 3 試験体		C 3 試験体	
	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)	荷重 P (tf)	傾角 P (rad)
橋台コンクリート 剥落	22.0(6)	21.2(6)	0.020	0.041	26.0(-8)	0.013	28.9(7)	0.010	28.9(7)	0.010	28.9(7)	0.010
	77.0	72.1	77.0	72.1	72.8	79.4	79.4	79.4	79.4	79.4	79.4	79.4
	0.31	0.29	0.31	0.29	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	20.0(3)	15.0(3)	20.0(3)	15.0(3)	21.0(5)	0.010	30.0(8)	0.040	30.0(8)	0.040	30.0(8)	0.040
中央部ウェブ 剥落	0.018	0.011	0.018	0.011	-30.6(5)	0.020	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
	70.0	54.4	70.0	54.4	58.8	85.7	88.5	88.5	88.5	88.5	88.5	88.5
	0.26	0.22	0.26	0.22	0.29	0.42	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
	20.0(3)	18.0(3)	20.0(3)	18.0(3)	28.5(5)	-25.0(5)	29.3(5)	0.019	29.3(5)	0.019	29.3(5)	0.019
梁上部フランジ 剥落 (比較測)	0.012	0.011	0.012	0.011	0.020	0.011	0.020	0.019	0.020	0.019	0.020	0.019
	70.0	54.4	70.0	54.4	79.8	70.0	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4
	0.28	0.22	0.28	0.22	0.39	0.34	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43
	21.0(3)	20.0(6)	21.0(3)	20.0(6)	26.0(5)	28.0(5)	27.0(5)	0.015	24.5(5)	0.01	23.3(3)	0.01
梁下部フランジ 剥落 (比較測)	0.024	0.024	0.024	0.024	0.014	0.013	0.014	0.015	0.014	0.01	0.01	0.01
	73.5	68.0	73.5	68.0	72.8	78.4	79.7	0.29	50.0	50.0	50.0	50.0
	0.29	0.27	0.29	0.27	0.36	0.39	0.39	0.39	0.32	0.32	0.32	0.32
	22.0(6)	22.0(6)	22.0(6)	22.0(6)	25.4(8)	30.0(5)	31.0(8)	0.037	27.9(6)	0.02	23.3(3)	0.01
梁下部ウェブ 剥落	0.020	0.020	0.020	0.020	0.035	0.017	0.037	0.037	0.02	0.02	0.02	0.02
	77.0	72.1	77.0	72.1	71.1	84.9	84.9	84.9	84.9	84.9	84.9	84.9
	0.31	0.31	0.31	0.31	0.35	0.41	0.45	0.45	0.37	0.37	0.37	0.37
	-33.5(3)	21.2(6)	-33.5(3)	21.2(6)	28.1	-30.2	20.0	0.041	-28.2(-8)	-0.02	-28.2(-8)	-0.02
最大荷重	0.020	0.041	0.020	0.041	0.020	-0.021	0.041	0.041	0.02	0.02	0.02	0.02
	72.1	72.1	72.1	72.1	78.7	84.4	88.5	88.5	69.1	69.1	70.9	70.9
	0.33	0.29	0.33	0.29	0.42	0.42	0.44	0.44	0.37	0.37	0.38	0.38
	0.024	0.024	0.024	0.024	0.014	0.013	0.014	0.015	0.014	0.01	0.01	0.01

() 内は、C 試験体長尺側の値
() 内は、C 試験体短尺側の値

表4.3.4 最大荷重時のコンクリートと鉄骨の負担せん断力

試験体	C	C1	C3
$P_{max}(t)$ (R rad)	22.0 (0.02)	28.5 (0.02)	27.9* (0.03)
$Q_j(t)$	128.1	149.5	172.9
$Q_s(t)$	2.5	15.7	48.5
$Q_s/Q_j(\%)$	2.0	10.5	28.1
$Q_c(t)$	125.6	133.8	124.4
τ_c/F_c (F_c kg/cm ²)	0.29 (244)	0.35 (200)	0.19 (261)

*梁端荷重の平均値

C試験体 $Q_j = (P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2) / jB - P$

C1試験体 $Q_j = (1 - jB/H - j_c/L) \cdot P \cdot H / jB$

C3試験体 $Q_j = (1 - jB/H - j_c/L) \cdot (P_1 + P_2) \cdot L / (2 \cdot jB)$

H: 柱の高さ jB, j_c: 梁、柱の応力 L1, L2: 左右梁支点から
L: 梁のスパン 中心間距離 柱面までの距離

P: 柱水平荷重 P1, P2: 左右梁せん断力



$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$$

G_s : セン断弾性係数

E_s : ウェブのヤング係数

ν : ポアソン比(0.3)

$$Q_s = \tau_{xy} \cdot t_w \cdot h$$

t_w : ウェブの厚さ

h : ウェブ、カセットプレート
の高さ

$$Q_c = Q_j - Q_s$$

$$\tau_c = Q_c / t_p \cdot j_c$$

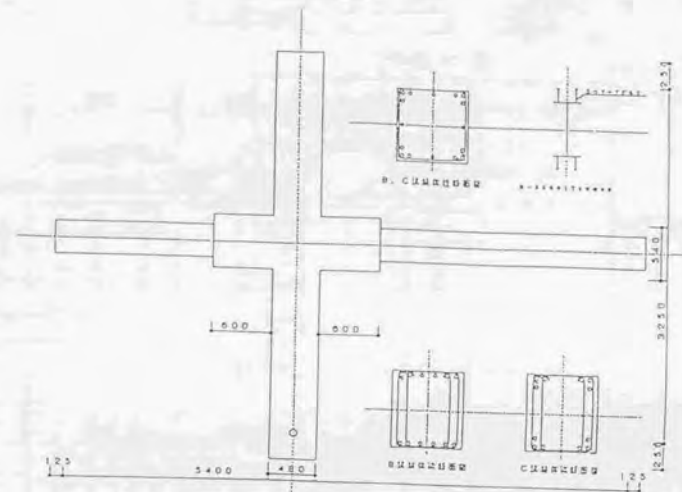


図4.3.1(a) シリーズ1の試験体形状

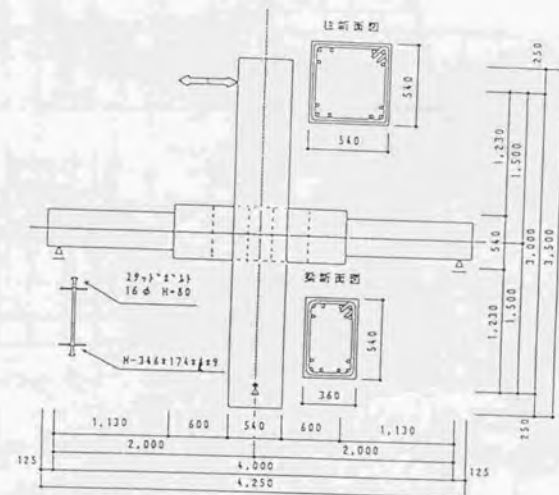


図4.3.1(b) シリーズ2の試験体形状

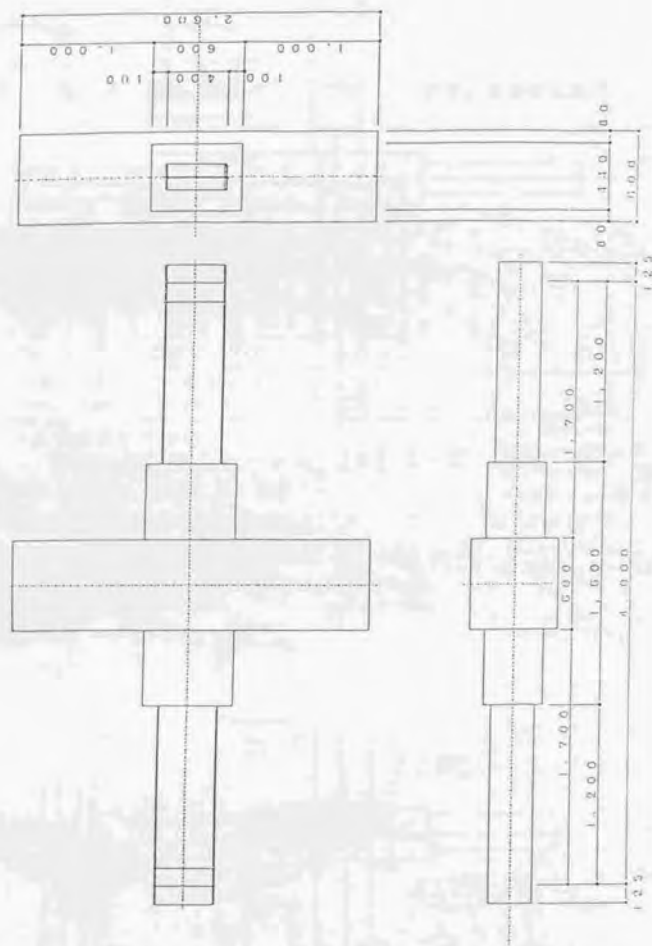


図4.3.1(c) シリーズ3の試験体形状

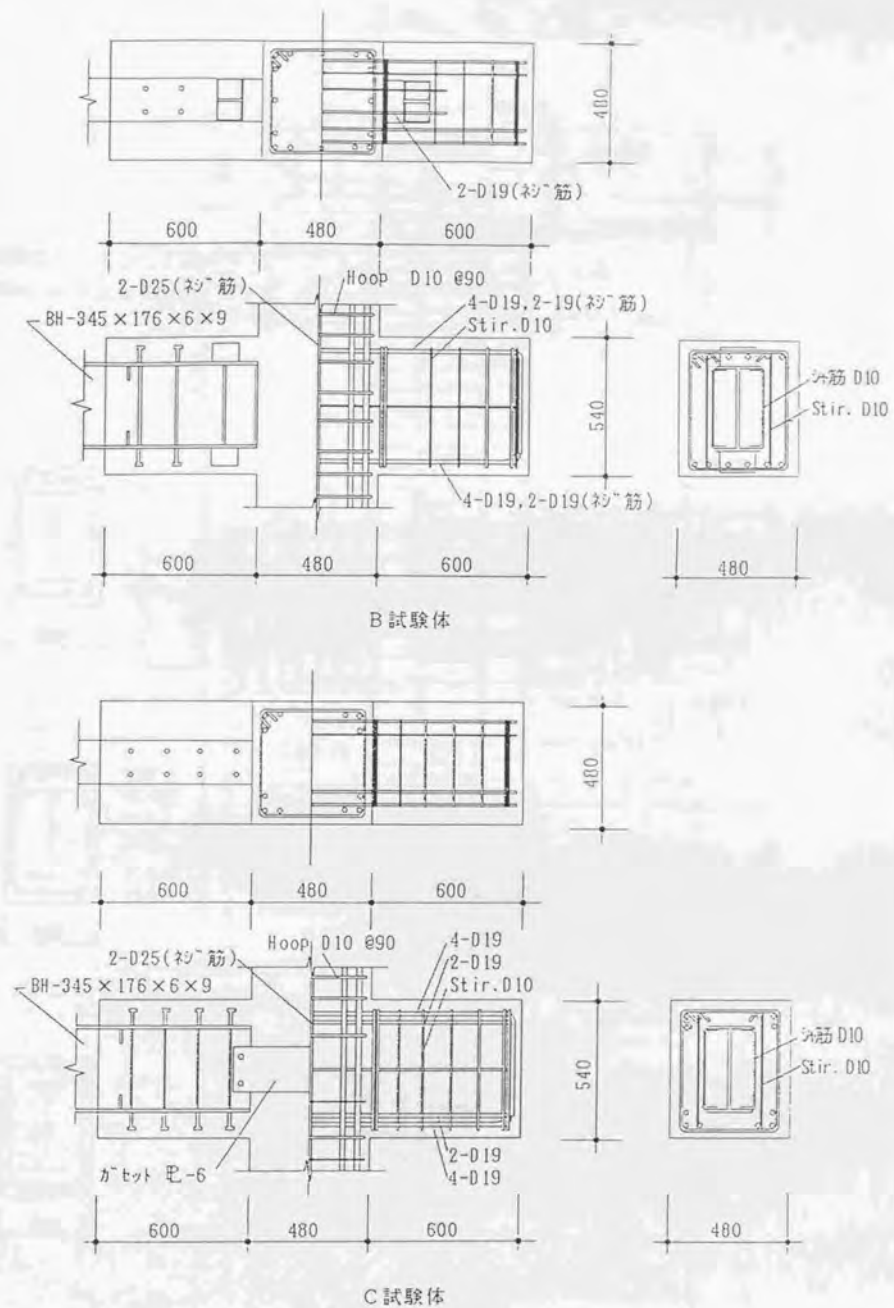


図4.3.2(a) シリーズ1の接合部詳細

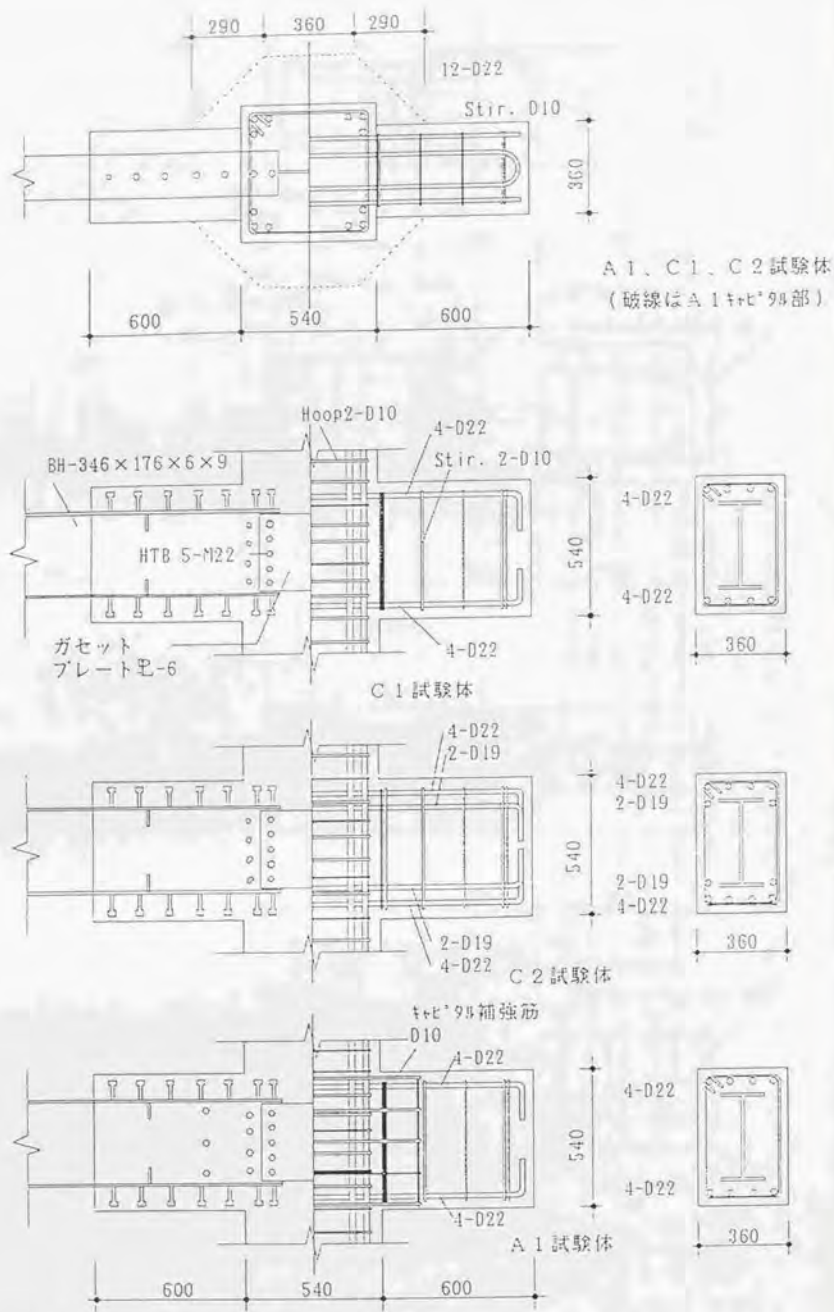


図4.3.2 (b) シリーズ2の接合部詳細

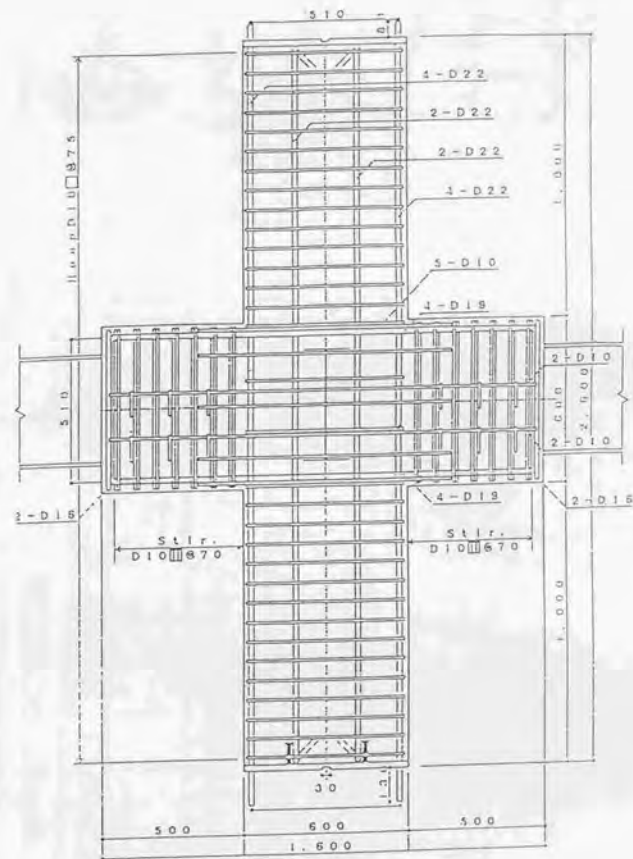


図4.3.2 (c) シリーズ3 A3試験体の配筋

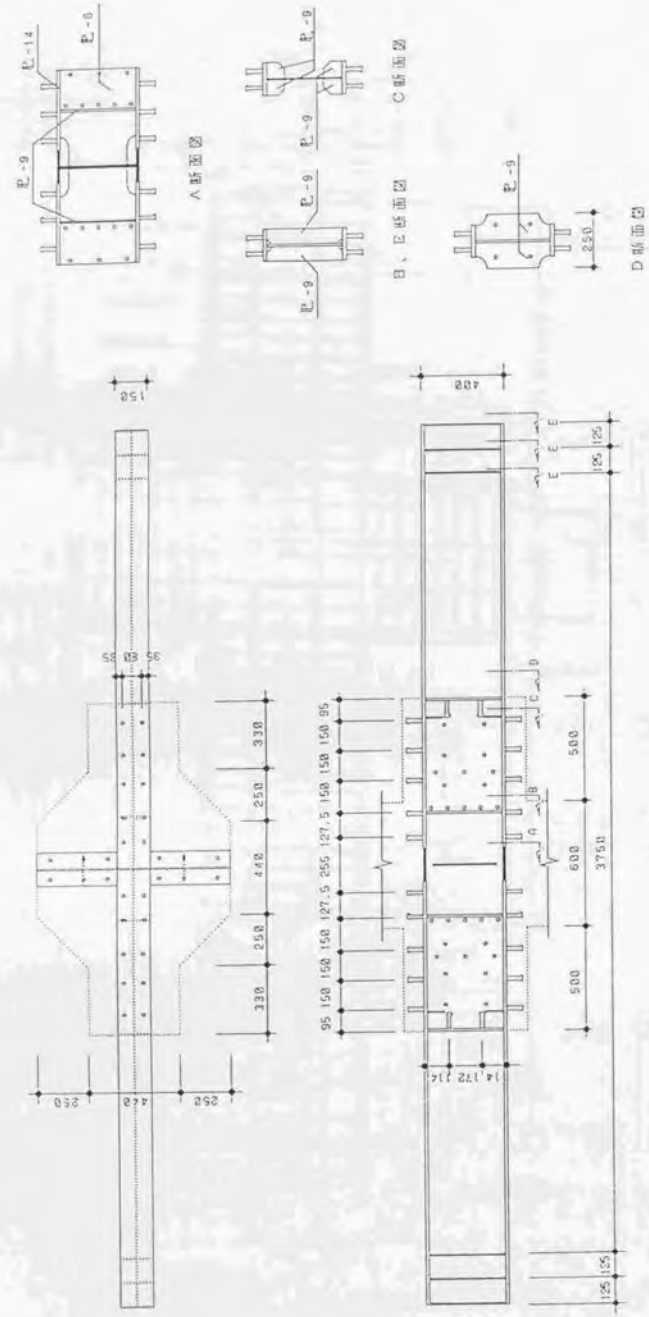


図4.3.2 (d) シリーズ3 A3試験体の鉄骨

鉄骨 BH-408 X 150 X 14 X 6
 スタンダードボルト 16 凸 h=80

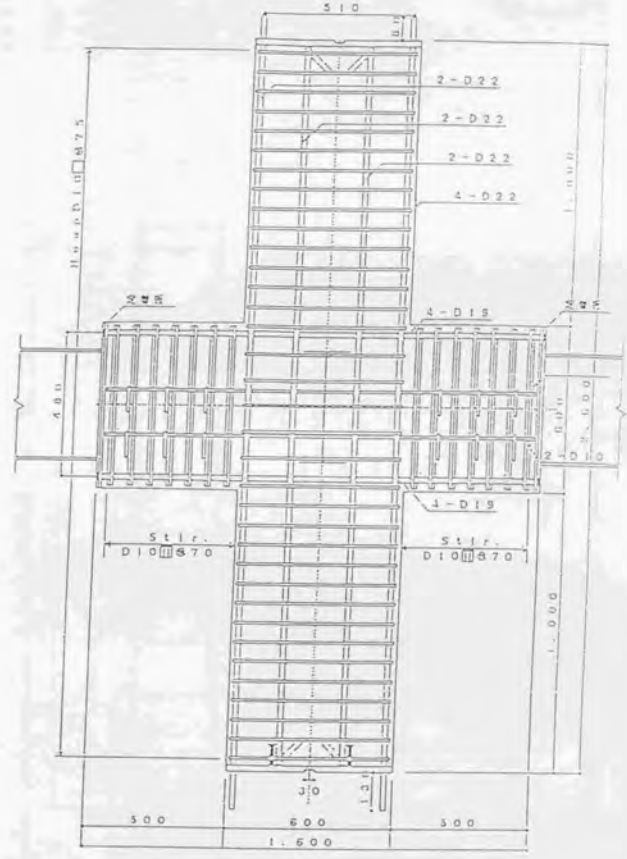
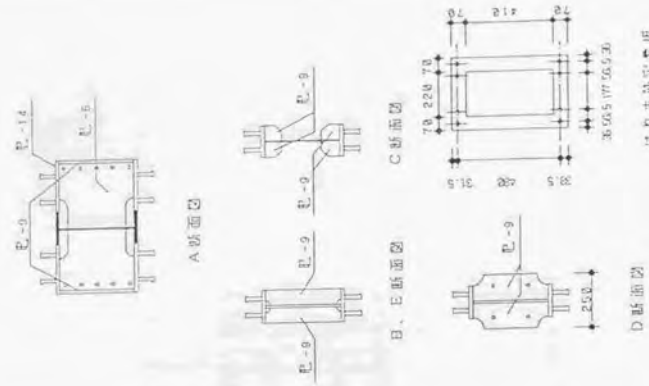


図4.3.2 (e) シリーズ3 C3試験体の配筋



はり主油圧装置
D断面図
はり主油圧装置
C断面図
B、E断面図

材料 011-400 X 150 X 14 X 6
スチットボルト 16 心 A-80

図4.3.2 (f) シリーズ3 C3試験体の鉄骨

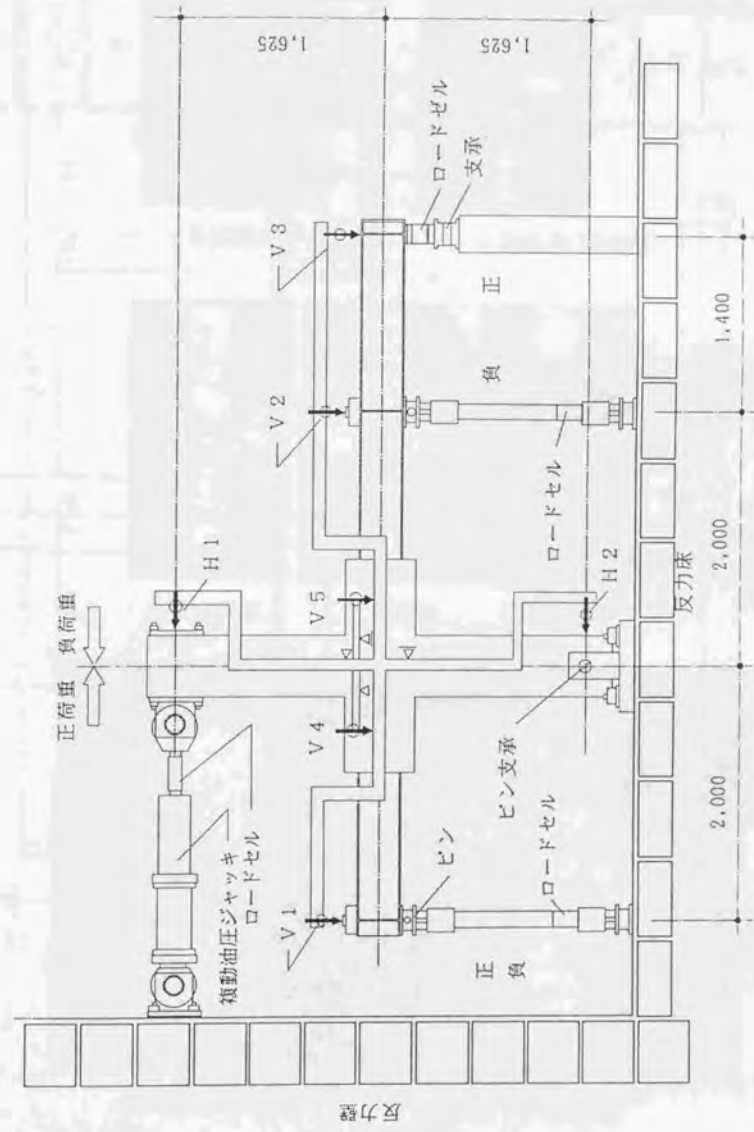
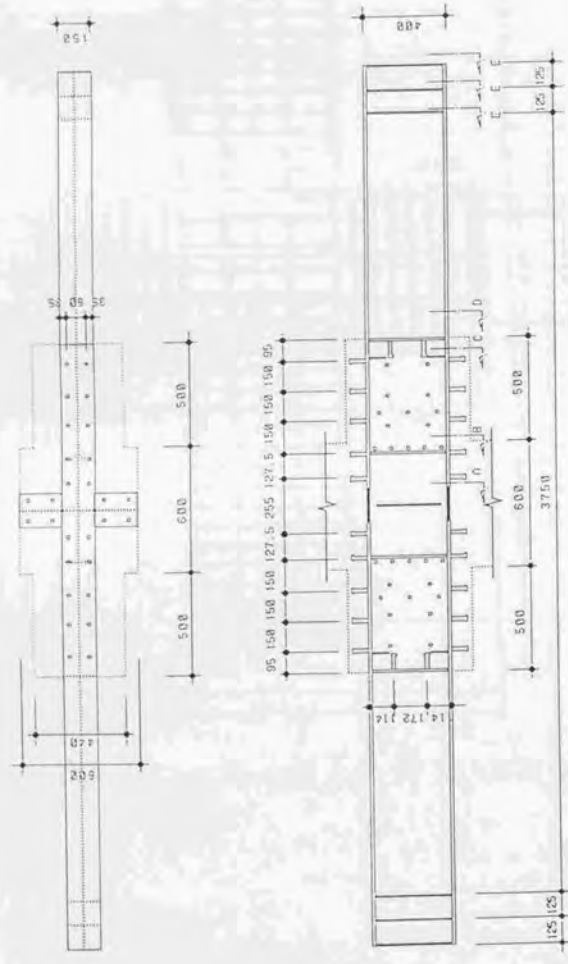


図4.3.3 (a) シリーズ1の実験装置

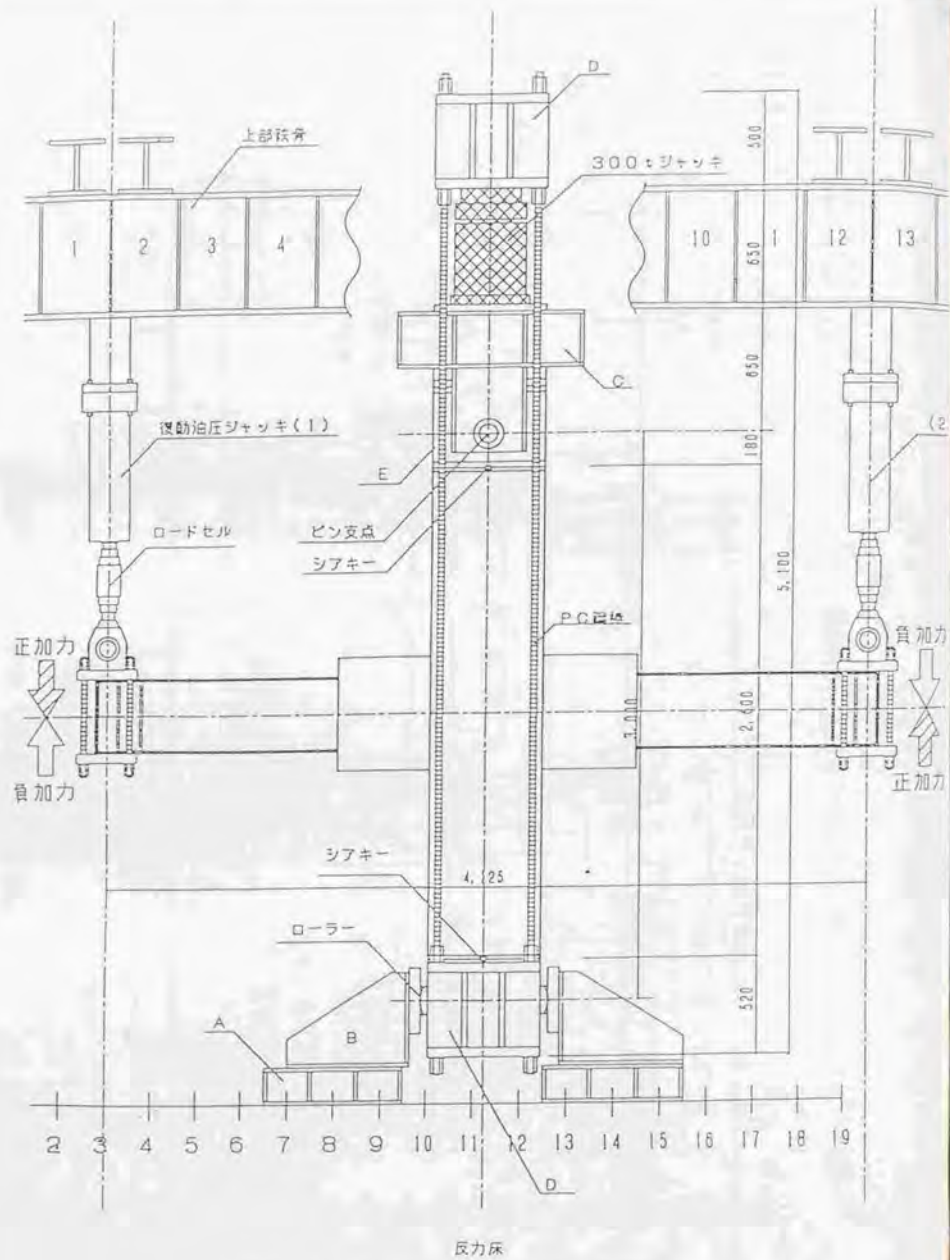


図4.3.3 (b) シリーズ3の実験装置



B試験体



C試験体



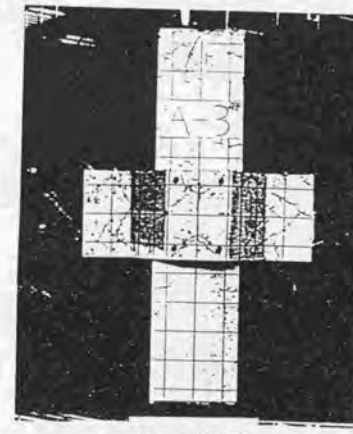
A1試験体



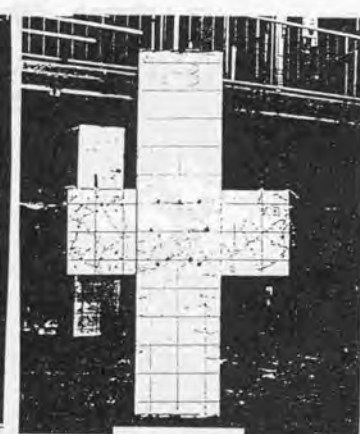
C1試験体



C2試験体



A3試験体



C3試験体

写真4.3.1 実験終了時の破壊状態

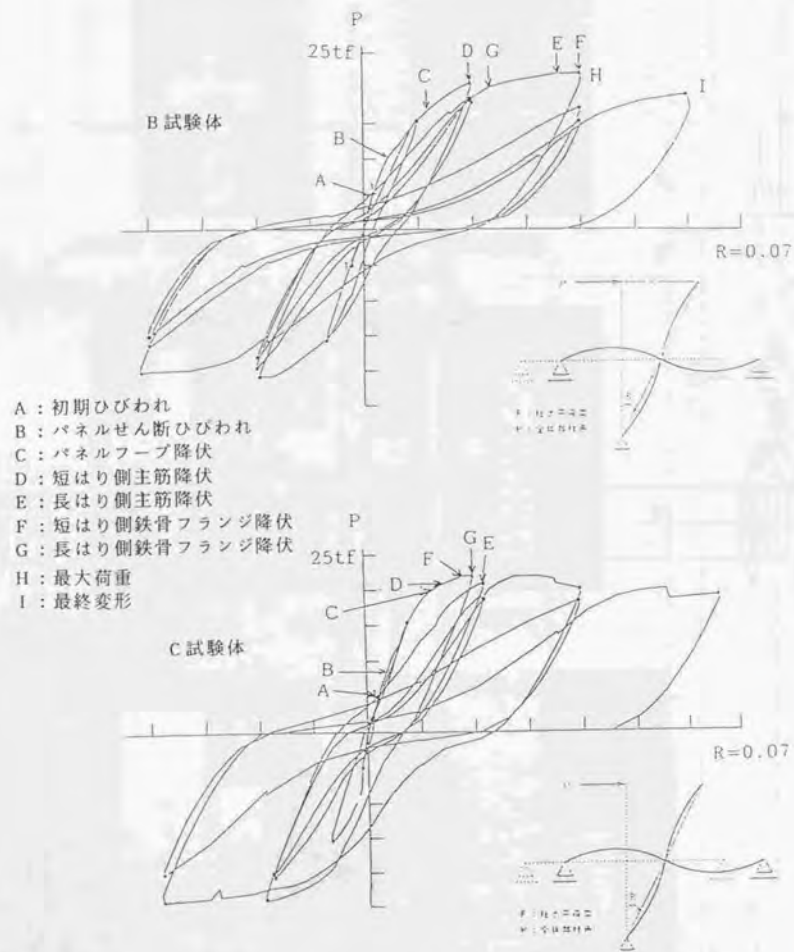


図4.3.4 (a) シリーズ1の柱水平力 (P) - 部材角 (R) 曲線

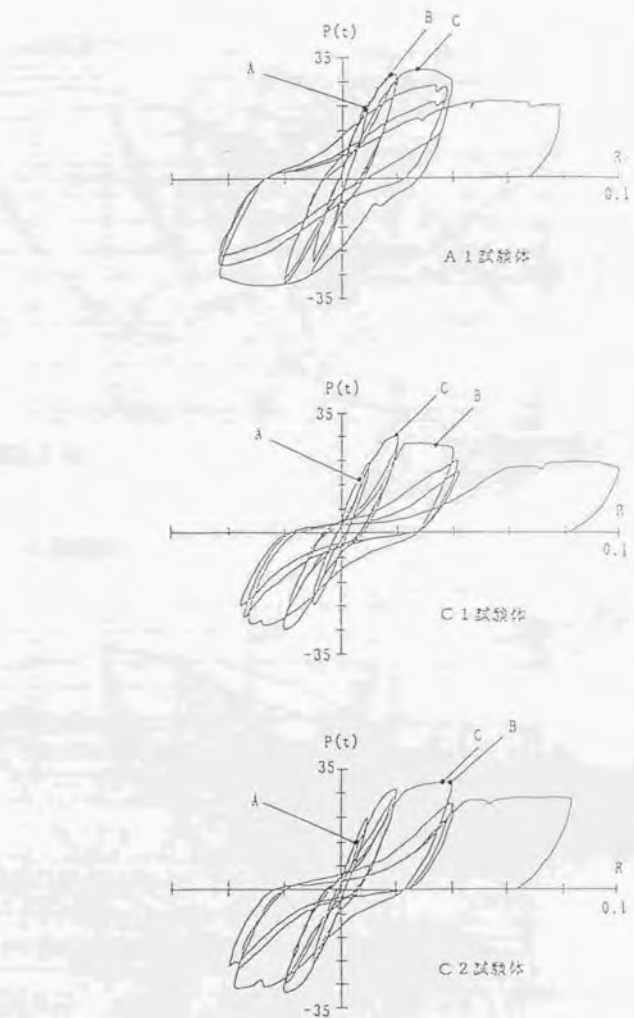
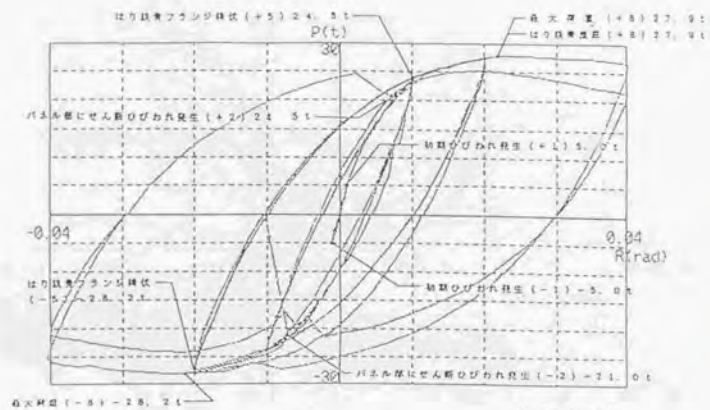
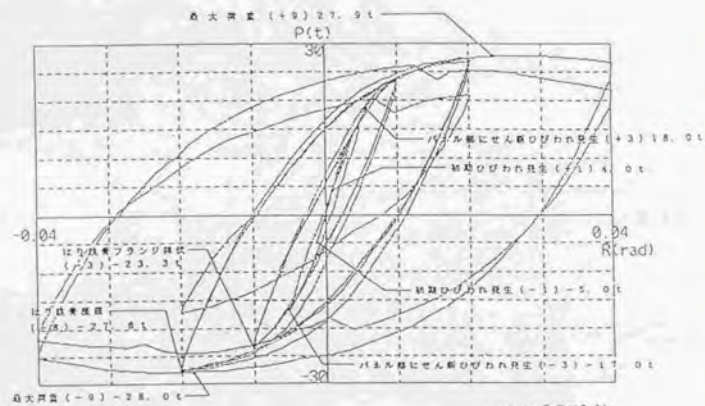


図4.3.4 (b) シリーズ2の柱水平力 (P) - 部材角 (R) 曲線



A3試験体



C3試験体

図4. 3. 4 (c) シリーズ3のはりせん断力 (P) - 部材角 (R) 曲線

B試験体



C試験体

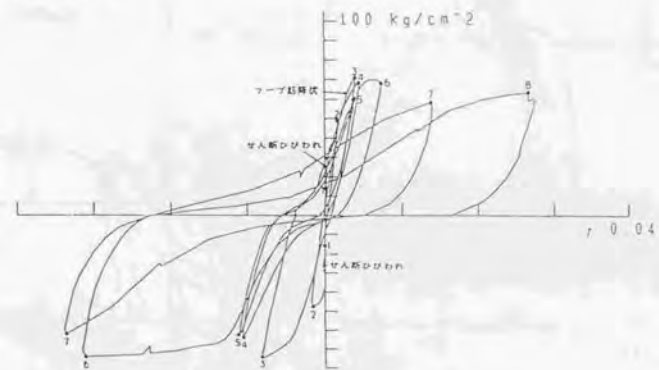


図4. 3. 5 (a) シリーズ1の
パネルせん断力 (τ) - パネル変形角 (γ) 曲線

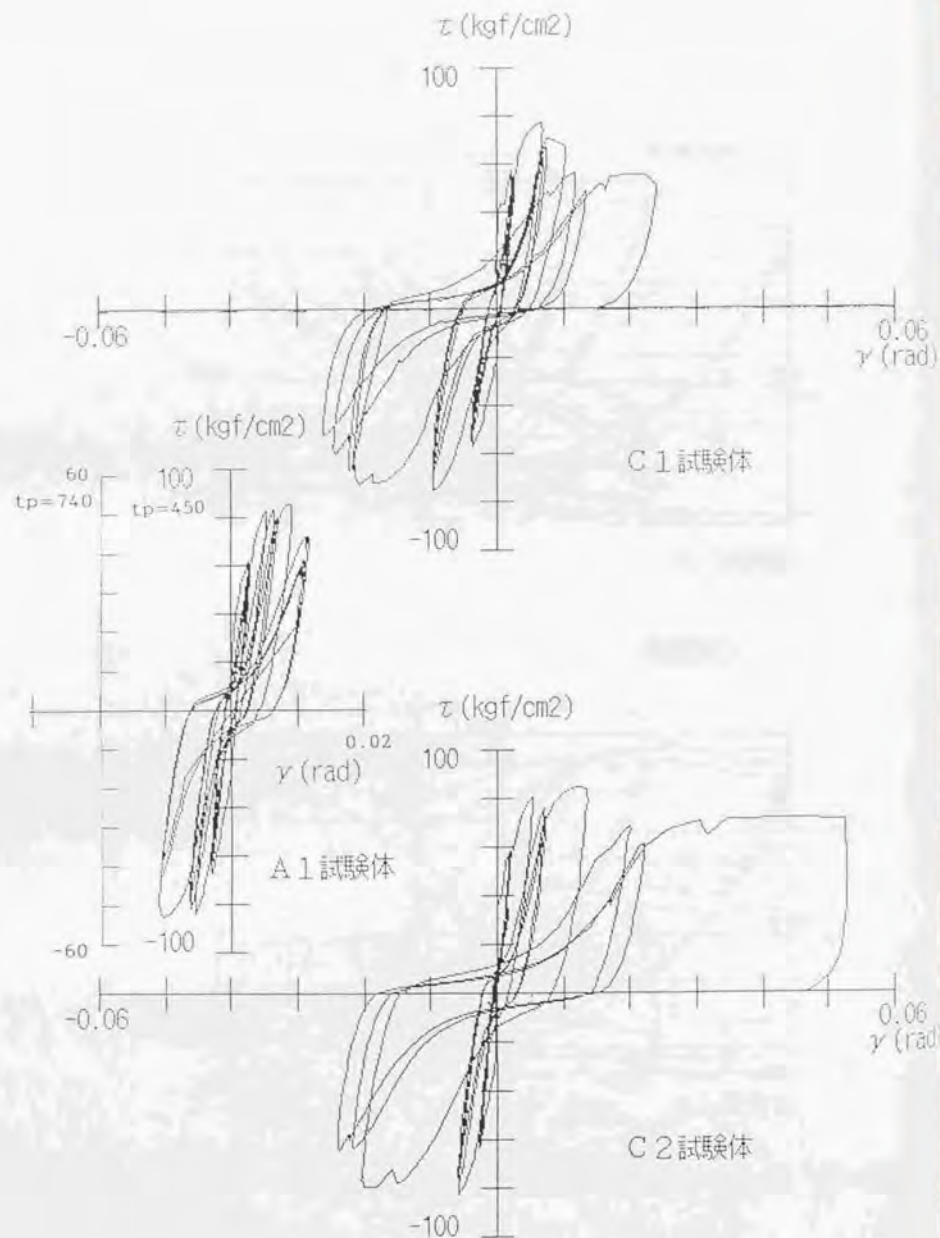


図4. 3. 5 (b) シリーズ2の
パネルせん断力 (τ) - パネル変形角 (γ) 曲線

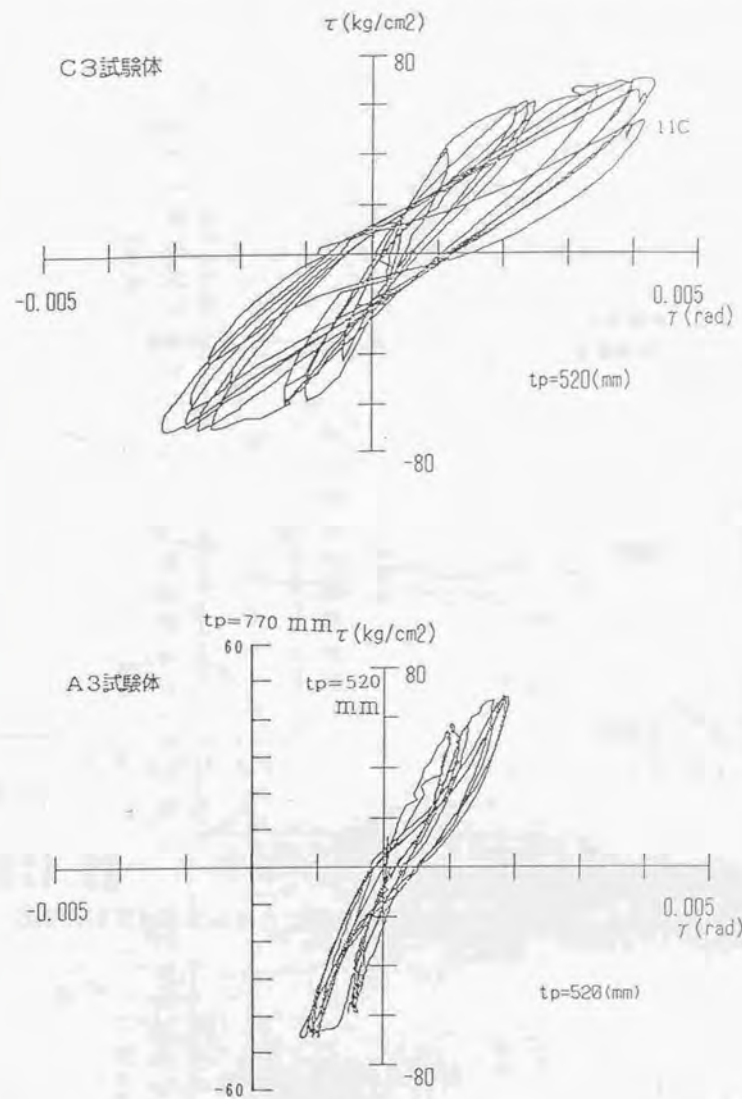


図4. 3. 5 (c) シリーズ3の
パネルせん断力 (τ) - パネル変形角 (γ) 曲線

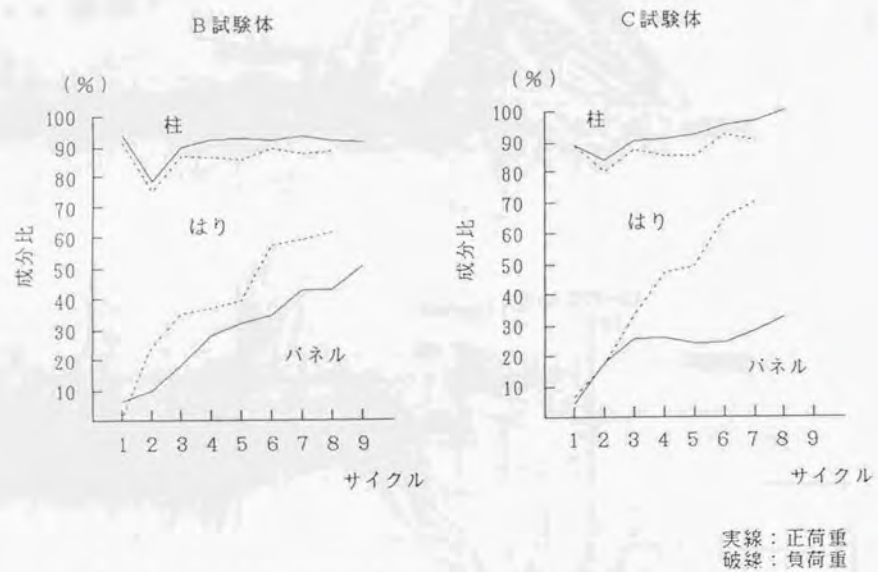


図4. 3. 6 (a) シリーズ1の全体変形に占める各部材変形の割合

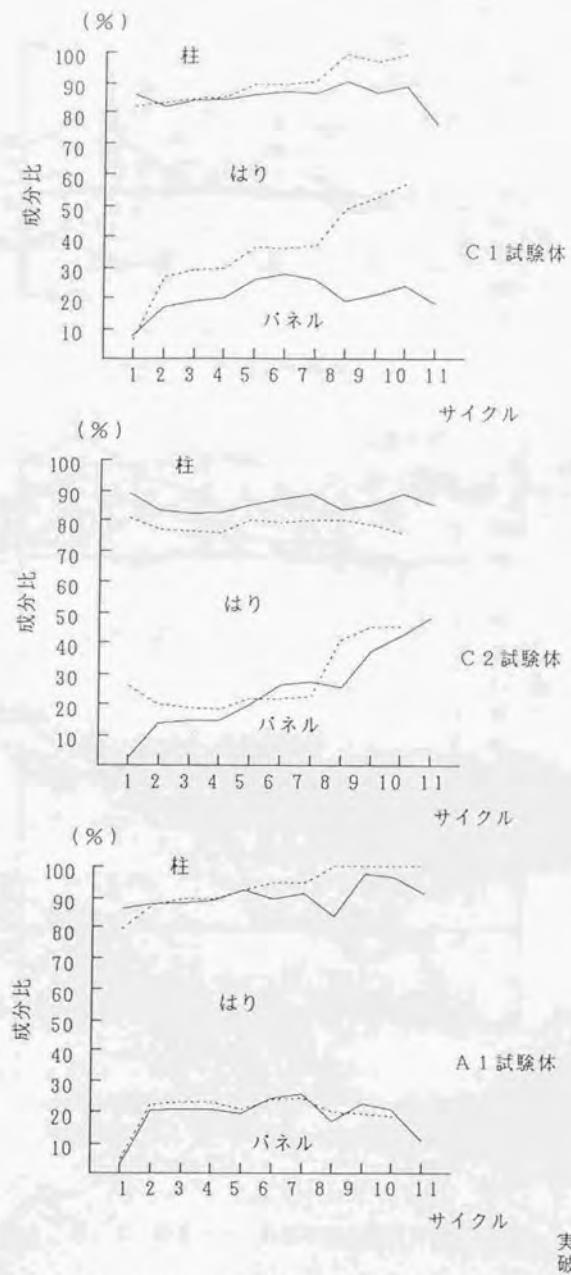
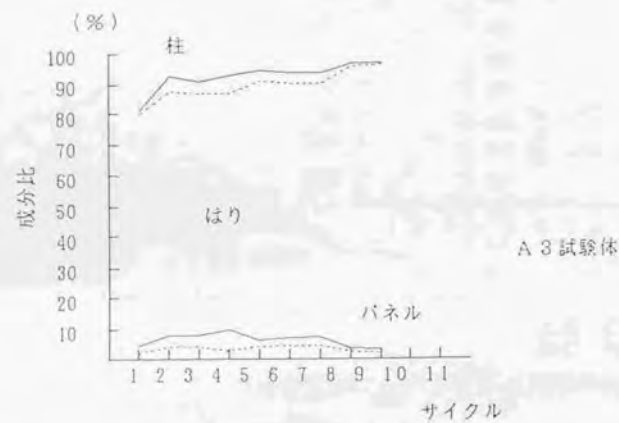
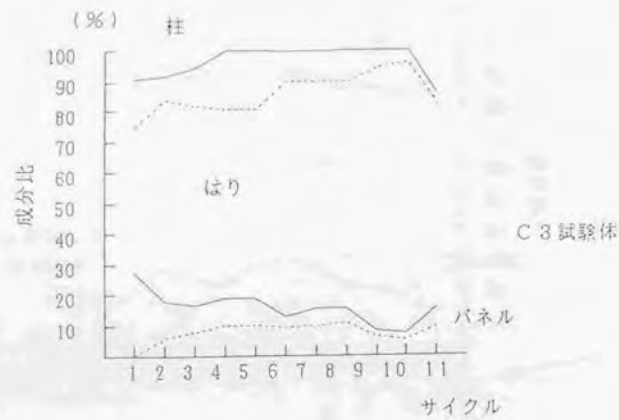
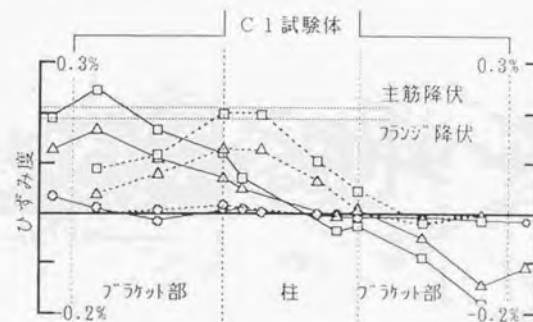
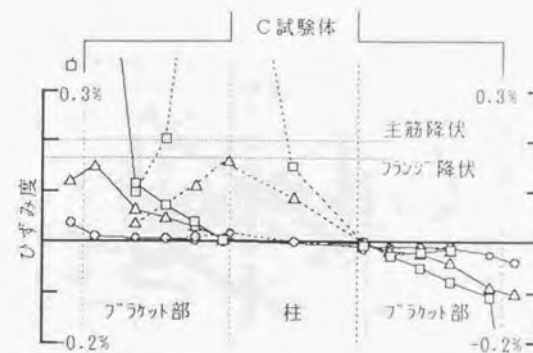


図4. 3. 6 (b) シリーズ2の全体変形に占める各部材変形の割合



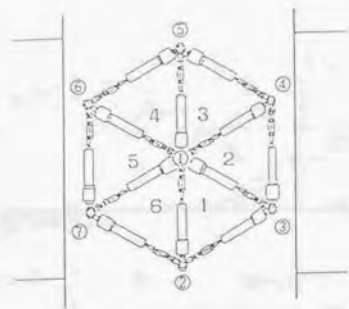
実線：正荷重
破線：負荷重

図4.3.6(c) シリーズ3の全体変形に占める各部材変形の割合

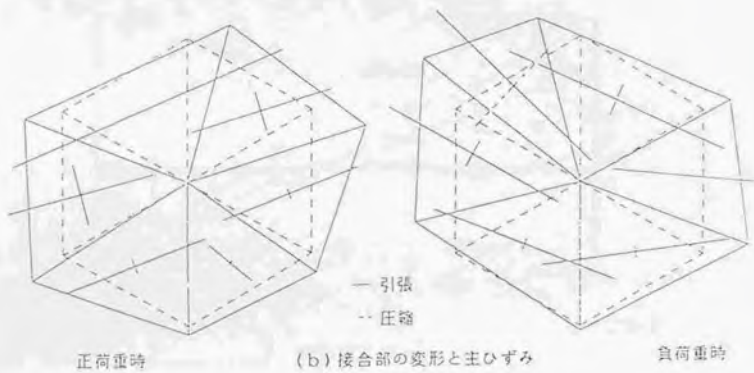


点線 鉄筋 □ — 2/100rad
実線 鉄骨 △ — 1/100rad
○ — 弾性

図4.3.7 鉄骨フランジ及び梁主筋のひずみ度分布



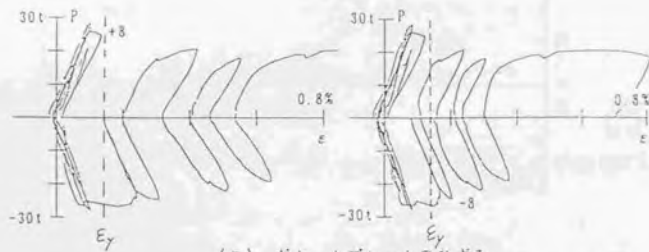
(a) 接合部パネルの変形測定要素



正荷重時

(b) 接合部の変形と主ひずみ

負荷重時

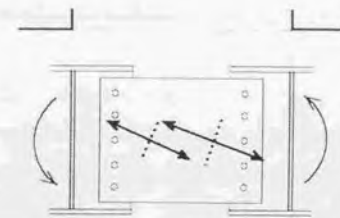


(c) ガセットプレートのひずみ

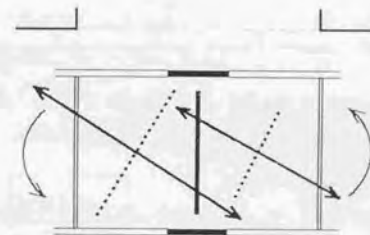
図4. 3. 8 シリーズ2C1試験体の接合部パネルの変形とひずみ



C試験体



C1試験体



C3試験体

←→ 0.1%

図4. 3. 9 接合部内ガセットプレート及びウェブの主ひずみ

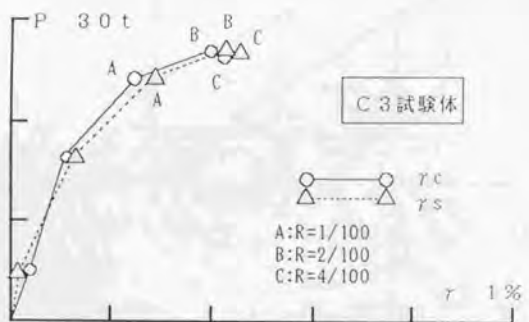
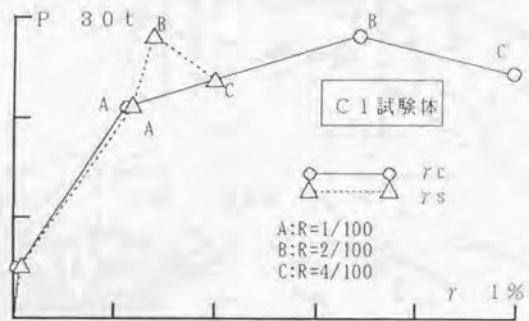
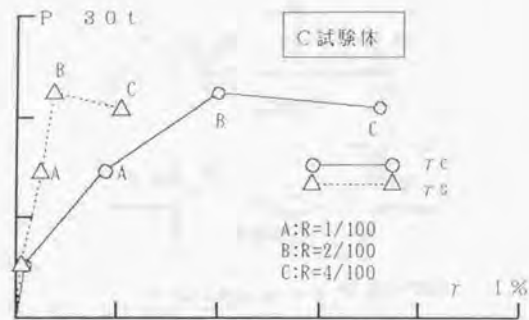


図4.3.10 コンクリートのせん断変形 γ_c と鉄骨のせん断変形 γ_s の比較

4.4 十字はり・柱接合部パネルの実験せん断強度

4.4.1 目的

第2章および本章4.2および4.3節に報告した十字はり・柱接合部実験の試験体は全部で29体あり、パネルのせん断強度に対してさまざまな因子が含まれている。すなわち、はり主筋のパネル内付着強度の因子はパネルのせん断破壊の程度にもよるがはりの曲げ強度に影響し曲げ圧壊して強度が落ちればパネルのせん断強度も低下して現れてくる。スラブや直交壁の因子も見逃せないし、スリーブ継手による鉄筋のすべり止めの因子も重要である。最も注意を払わなければならないのはパネルのせん断補強の因子であり、鉄骨補強の場合のデータを4.2および4.3節に追加したが、これらを含めてこの因子を定量化して実験せん断強度の比較を行う必要がある。

4.2.2でははり主筋降伏を前提とするはりの曲げ強度時のパネルのせん断応力度を試験体の形状やスパンから算定して比較できるようにするため、鉄骨との混合構造の場合も含めた一般的な計算式を提案した。この計算強度と実験強度と比較して接合部の破壊状況を確認する。

4.4.3でパネルの鉄骨を含めたせん断補強材の評価手法を仮説を用いて立案し、実験せん断強度を比較検討する。

最後にこのような強度だけによる接合部の力学的挙動の比較がどの範囲まで有効であるかについて注釈する。

4.4.2 接合部せん断入力度式の提案と実験破壊状況

はり・柱接合部において四方から接合部パネルに伝達する計算上の最大せん断力の大きさははりが曲げ降伏する場合はその強度因子の関数で表せる。はりが鉄筋コンクリート部材のときおよび鉄骨部材のときにも評価でき、各試験体の実験強度と破壊現象とを一律に比較検討可能にするために、接合部部材の自由な形状に適合する作用強度式を作成する。この計算強度を接合部せん断入力度 τ_{pm} と名付ける。

$$\tau_{pm} = (\sum P_i \cdot \sigma_v) \cdot \frac{bd}{\tau_{pjc}} \cdot \left(1 - \frac{j_B}{H(1-K \cdot D_c/L)}\right) \quad \text{式4.4.1}$$

$$K = \begin{cases} \frac{1 - L_0/L}{4 L_1 L_2 / L^2 - L_0/L} & , L_1 \neq L_2 \quad \text{のとき 式 4.4.2} \\ 1 & , L_1 = L_2 = L/2 \quad \text{のとき 式 4.4.3} \end{cases}$$

$$p_t = \begin{cases} \frac{a_t / (bd)}{Z_p \cdot \frac{L - D_c}{bd j_b}} & , \text{鉄筋コンクリートばりのとき} \\ & \text{式 4.4.4} \\ \frac{Z_p \cdot \frac{L - D_c}{2}}{bd j_b \cdot \frac{L - L_0}{2}} & , \text{鉄骨ばりで } L_1 = L_2 = L/2 \text{ のとき} \\ & \text{式 4.4.5} \\ \frac{Z_p \cdot \frac{L_1 - D_c / 2}{L_1 - L_0 / 2}}{bd j_b \cdot \frac{L_1 - L_0 / 2}{L_1 - L_0 / 2}} & , \text{鉄骨ばりで } L_1, L_2 \text{ のとき} \\ & \text{(他方のはり は } L_1 \text{ を } L_2 \text{ に替える)} \\ & \text{式 4.4.6} \end{cases}$$

ここに L, L_1, L_2, L_0, D_c および H は図 4.4.1 に示すはりが鉄骨の試験体の例に示す通りで、その他の記号は以下に説明する。

- σ_y : 鉄筋または鉄骨の降伏点
- $\Sigma p_{t \cdot a} \sigma_y$: 接合部の両側のはりの強度を加算したもの
- b : はり幅
- d : はり有効せい
- t_p : 接合部の有効厚でここでは柱幅とはり幅の平均
- j_b, j_c : はりおよび柱の応力中心間距離でここでは $7/8d$ とする
- a_t : 引張鉄筋断面積
- Z_p : 鉄骨の全塑性断面係数

式 4.4.1 は接合部せん断入力度のはりの鉄筋や鉄骨の強度、接合部パネルに接するはりと柱の断面積比およびスパンや階高や部材せいで定まる接合部部材の形状数の 3 つの要素の積であることを表している。これらをそれぞれ(曲げ)強度因子、(接合)面積因子、および形状因子と呼ぶことにする。

2 章と本章 4.2 および 4.3 節で扱った全試験体について、接合部の破壊現象を左右する基本的な影響因子として、コンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ 、柱軸方向応力度 σ_0 、接合部パネル区間のはり主筋付着長さなわち柱せい D_c 、せん断補強筋比と降伏点の積 $p_w \cdot \sigma_y$

σ_y および上述の曲げ強度因子 $p_{t \cdot a} \sigma_y$ 、面積因子 bd / L_j および形状因子 $1 - j_b / H$ ($1 - K \cdot D_c / L$) をとりあげ、表 4.4.1 に示す。

ここで接合部フープの p_w は次式によって評価し直した。

$$p_w = a_w / (b_c \cdot g) \quad \text{式 4.4.7}$$

- a_w : はり軸筋間のフープおよび鉄骨ウェブの横断面積
- b_c : 柱幅
- g : はり軸筋間距離

また接合部パネル内の鉄骨は、はり軸筋間のウェブまたは鉄板の横断面積を a_w として上式で p_w を評価した。ここで $p_w \cdot \sigma_y$ を今後せん断補強強度と呼ぶことにする。

実験最終段階での破壊状況を上述の接合部せん断入力度 τ_{pm} と比較検討するため、実験の接合部最大せん断応力度 τ_{pu} 、および τ_{pm} または τ_{pu} をそれぞれコンクリート強度 $c\sigma_B$ で規準化したものおよび τ_{pu} と τ_{pm} の比を表 4.4.2 に一覧した。

τ_{pu} は実験の最大荷重に対してそれぞれの試験体について計算式(2 章および 4 章に掲載)に従って算出された値であり、表に示すように最小 37.4 kg/cm^2 から最大 147.3 kg/cm^2 の広い範囲に亘っている。これらのコンクリート強度に対する比は 0.141 から 0.487 で、 0.3 を越えると接合部パネルの破壊が大になる傾向があった。

τ_{pu} / τ_{pm} は元来はりの曲げ強度の実験値と計算値が一致するならば 1 以下となるべきところ、主筋のすべりによる中立軸移動とひずみ硬化による鉄筋強度の再上昇によって 1 よりかなり大きくなる場合が多かった。 τ_{pu} / τ_{pm} で示される曲げ強度上昇率と $c\sigma_B$ で規準化された接合部せん断入力度 $\tau_{pm} / c\sigma_B$ との関係を図 4.4.2 に示す。

$\tau_{pm} / c\sigma_B > 0.3$ の範囲には接合部パネルの圧壊・はくりや分離などの大きな破壊を呈した試験体がプロットされ、 $\tau_{pm} / c\sigma_B < 0.3$ の範囲にはそうでもない破壊の試験体がプロットされている。 $\tau_{pm} / c\sigma_B > 0.3$ で $\tau_{pu} / \tau_{pm} < 1$ の試験体は太径シリーズでは $D51No. 2$ 、継手シリーズでは $PJ-N, BJ-N, PJ-0, BJ-0$ および鉄骨シリーズの B, C 試験体が含まれているが、これらは $\tau_{pu} / \tau_{pm} > 1$ の $D51No. 1, No. 3, No. 4$ および C_1, C_2 試験体と比較してせん断補強強度 $p_w \cdot \sigma_y$ が小さかったことおよび $D51No. 2$ の場合は余りにも接合部せん断入力度が大きかったことによって強度が上昇し得なただけでなくより大きな破壊を招いたと考えられる。

その他の試験体は $\tau_{pm} / c\sigma_B < 0.3$ 、 $\tau_{pu} / \tau_{pm} > 1$ の範囲にあり、その分布は左

上がりの傾向が若干ある。これは接合部せん断入力度が大きくなって接合部の破壊が進行すると、はり主筋のすべりも定着長が小ならば大きくなり、はり端の曲げ圧壊を促進して強度は十分上昇しないという機構の存在を暗示している。

図4.4.3に接合部パネルの実験最大強度 τ_{pu} と計算せん断入力度 τ_{pm} をそれぞれ $c\sigma_B$ で規準化したものの関係を示す。図4.4.2と同様接合部のランクを分類する指標として提案した接合部せん断入力度 τ_{pm} は実験を行う前の破壊推定および設計のチェックに非常に有用である。ここで $\tau_{pm}/c\sigma_B$ を接合部パネルのせん断入力度指標 $\overline{\tau_{pm}}$ と呼ぶことにする。

$$\overline{\tau_{pm}} = \tau_{pm}/c\sigma_B \quad \text{式4.4.8}$$

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計指針・同解説」では接合部せん断強度の実験データから、この指標に対応する係数 κ を決定している。学会では実験強度のパネルせん断応力度を計算する際に柱全せい D_c を有効としており、式4.4.1による応力中心間距離の j_c をこれに入れ換えれば接合部のせん断破壊する分岐点の $\overline{\tau_{pm}}=0.3$ と比較できる。 j_c/D_c は0.742~0.788の間であったので、 $\kappa=0.3$ と規定する学会規定よりもかなり低い評価が得られたことになる。これは接合部せん断破壊の評価規準に差があることと、取り上げた試験体が接合部はり主筋の定着長不足や鉄骨との混合など特殊な条件を有していたことによると思われる。

4.4.3 パネルのせん断強度式と破壊

せん断ひびわれ前のパネルのせん断抵抗はコンクリートの最大主応力が引張強度に到るまで弾性的であるという従来からの考え方があり、工学的にその強度式が提案されている(文献4.4.1)。

$$\tau_{pc} = c\sigma_t \sqrt{1+\sigma_0/c\sigma_t} \quad \text{式4.4.9}$$

$$c\sigma_t = 1.6 \sqrt{c\sigma_B} \quad \text{式4.4.10}$$

ここに σ_0 は柱軸方向応力度で、 $c\sigma_t$ はコンクリートの引張強度として圧縮強度から求める実験式が上のように提案されている。

この計算強度 τ_{pc} と実験でひびわれが発見されたときの荷重から式2.3.25のように接合部の有効厚を全厚にとって求めたパネルのせん断ひびわれ応力度 τ_{pc}^* を表4.4.3に示し、図4.4.4に二者の関係を求めてみると、若干 τ_{pc}^* は τ_{pc} より大なる傾向があるがおおむね $\tau_{pc}^* = \tau_{pc}$ に回帰する。

表4.4.3でSJP、SJB、SJN、A₃の各試験体では τ_{pc} から計算した荷重より実験荷重の方が小さかったにも拘らずヘアクラックが最終段階で少し発生したが、パネルの強度が低下するまでには到らなかったと考え掲載を省略した。他の試験体の場合は低い荷重でせん断ひびわれが発生後荷重は上昇してひびわれ数と幅が増加し、かぶりコンクリートが圧壊はくりを生じるような激しい破壊に到ったものもある。

パネルが激しく破壊した試験体ではパネル内のフープや鉄骨が大ききひずみを受け、降伏の半分くらいの応力になったり降伏したりした。ひびわれ後のパネルに作用するせん断力に抵抗する要素として、従来コンクリートの負担成分とせん断補強筋の負担成分とに分離して両者を累加する強度式が提案されている(文献4.4.2)。これは破壊のメカニズムを明瞭に定義したトラス機構またはアーチ機構などを設定しているものではなく、実験データの統計的処理によって実験式が導き出されたものである。本項においても抵抗機構のモデルを最初から設定するのではなく、以下の累加強度型の実験式に基づいて接合部の破壊状況と比較検討し機構を推察する資料とする。

式4.4.7で定義したせん断補強筋比算定法によって求めたパネル内のフープや鉄骨に対するせん断補強強度 $p_w \cdot w \sigma_y$ を表4.4.3に再録する。パネルのせん断強度 τ_{ps} は式4.4.9のひびわれ強度とこのせん断補強強度の和であるとし両者の有効度を ν および κ とする。

$$\tau_{ps} = \nu \tau_{pc} + \kappa p_w \cdot w \sigma_y \quad \text{式4.4.11}$$

上式は結局パネルのせん断強度 τ_{ps} が柱軸方向応力度 σ_0 およびコンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ およびフープや鉄骨のせん断補強強度 $p_w \cdot w \sigma_y$ の関数となっており、主要な因子が含まれている。従来の実験式にはない柱軸方向応力度の効果を取り入れたことや累加形式であることが良いかどうか検証する必要がある。累加強度型のせん断強度式は日本建築学会の「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」の6.3柱および梁のせん断強度にも採用されており、アーチ機構とトラス機構の同時発生をモデルにした解析から導かれている。本項ではそのような解析を行って強度式の精度を上げるこ

を目的とするのではなく、実験結果の分析に力点を置き採用したデータの範囲内における実験式の抽出を試みた。

従って係数 ν については

$$\nu = 1 \quad \text{式 4.4.12}$$

としておき、実験の破壊モードを逆に類推することにする。

せん断補強度の係数 κ に関して実験結果を検証すると、太径シリーズD51の試験体においてパネル内フープが降伏したり(No. 1, No. 2)降伏の半分のひずみ度で止まったり(No. 3, No. 4)したが、降伏した場合においても高荷重あるいは繰返し荷重によってパネルのせん断破壊が激しくなった後で急に降伏したものであり、それまでの荷重-ひずみ度曲線は最大荷重において降伏の半分のひずみ度になる点を指向していた(図2.3.13(a)~(d)参照)。他の試験体についてもはりの曲げ降伏またはパネルのせん断破壊が始まった荷重およびその後の終局荷重に置いてパネル内のせん断補強材が弾性であったか降伏したかについて、各試験体のひずみ度測定結果に基づき判定した。その結果を表4.4.3に弾性はE降伏はYとして示す。多数の測定点がある場合は局部的には降伏したが全体としては降伏未満のひずみ度にしかなかった場合については弾性E'と判定してある。

パネル内フープや鉄骨がはり主筋の降伏時点で降伏したのは(表4.4.3のYY)、 $\overline{\tau_{pu}} > 0.3$ 以上でパネルのせん断破壊が激しかった試験体(D51No. 2, PJ-N, BJ-N, PJ-0, BJ-0)と、 $\overline{\tau_{pm}} < 0.3$ であるにも拘らずせん断補強度 $p_w \cdot w \cdot \sigma_y$ が小さいスラブ付PCA試験体においてであり、はりの曲げ降伏後最終的に降伏したのは(表4.4.3のEY) $\overline{\tau_{pm}} > 0.3$ でかつ $p_w \cdot w \cdot \sigma_y$ が比較的小さい試験体(D51No. 1, B, C, C1, C2)においてである。他の試験体のせん断補強材は最後まで降伏しなかったが、D51No. 3およびNo. 4の試験体はせん断入力度が非常に大きいのでフープが弾性状態であってもパネルコンクリートの圧壊が激しくなったことは特筆すべきことである。

せん断補強材が弾性である場合も含めて $\kappa = 1.0$ とした式4.4.11による τ_{pu} の計算値およびそれとせん断入力度との比を表4.4.3に示す。 τ_{pu} / τ_{pm} は接合部破壊の安全率と定義できる。

$\kappa = 1.0$ の場合のパネルせん断強度と実験結果を比較する前に、 κ はせん断補強材が降伏したとしても必ずしも100%に評価できないことも考えて $\kappa = 0.5$ の場合のパネルせん断強度を τ_{pu}^* として実験結果との比較を試みた。図4.4.5に τ_{pu}^* / τ_{pm} を横軸、 τ_{pu} / τ_{pm} (表4.4.2)を縦軸として各試験体の点をプロットした。

同図に示すようにプロットした点の分布は τ_{pu}^* / τ_{pm} が1になるまでは τ_{pu} / τ_{pm} が上昇し、1を越えると $\tau_{pu} / \tau_{pm} = 1.3$ の上限値に近似する傾向を示している。2つの傾向を折れ線で回帰すると

$$\tau_{pu} = 0.6 \tau_{pm} + 0.7 \tau_{pu}^* \quad 0 < \tau_{pu}^* < \tau_{pm} \quad \text{式 4.4.13}$$

$$\tau_{pu} = 1.3 \tau_{pm} \quad \tau_{pm} < \tau_{pu}^* \quad \text{式 4.4.14}$$

の形になる。

式4.4.13は $\tau_{pu}^* = 0$ のときに $\tau_{pu} = 0$ にならない回帰式となって矛盾が生じている。実験式として実験耐力や設計耐力を推定するには十分であるが、破壊機構を裏付けるためには根拠が乏しいものである。しかし実験でせん断補強材が降伏したのは τ_{pu}^* / τ_{pm} が0.7以下、 τ_{pu} / τ_{pm} が1.1以下であり、補強量不足による耐力低下の傾向は現れたといえる。

$\nu = 1, \kappa = 1$ の場合すなわち

$$\tau_{pu} = \tau_{pc} + p_w \cdot w \cdot \sigma_y \quad \text{式 4.4.15}$$

を接合部パネルの計算せん断強度として実験値と比較すると図4.4.6のようになる。

図中 $\tau_{pu} = 1.2 \tau_{pu}$ の線はせん断強度の下限値を現しており、 $\tau_{pu} = 1.2 \tau_{pm}$ の線は曲げ破壊する場合の下限値に近い。SRC柱No. 2では $\tau_{pu} = 1.14 \tau_{pm}$ で曲げ破壊した試験体の中で最低の強度を示した。 $\tau_{pu} / \tau_{pm} > 1$ であれば曲げ破壊が生じてパネルは余りせん断破壊しないといえる。

$0.4 < \tau_{pu} / \tau_{pm} < 1.0$ の範囲には τ_{pu} / τ_{pm} が0.8~1.1の範囲で大きくばらついた結果が出ており、パネルのせん断破壊は単に補強量や単純な計算上の応力状態以外に、主筋の滑りが影響するはり部材の曲げ破壊状態や、パネルの立体形状、補強筋の立体的な配置などの要因によって状況が異なるので、パネルのせん断強度を式4.4.15のような累加強度式で正確に評価することは困難であるが、本実験の範囲における破壊

性状を判別することは可能である。この τ_{pu}/τ_{pm} をせん断強度指標 $\overline{\tau_{pu}}$ と名付ける。

$$\overline{\tau_{pu}} = \tau_{pu}/\tau_{pm} \quad \text{式 4.4.16}$$

4.4.4 まとめ

鉄骨との混合構造を含むはり・柱接合部においてははりが降伏したときの接合部パネルの計算せん断応力度を接合部せん断入力度 τ_{pm} と定義し、これとコンクリートの圧縮強度 $c\sigma_B$ との比をせん断入力度指標 $\overline{\tau_{pm}}$ と定義した。また鉄骨ウェブの断面積を含むパネル内せん断補強筋比 p_w と補強材の降伏点 $\omega\sigma_y$ のせきを接合部せん断補強強度と定義した。さらに、パネルのせん断ひびわれ強度を応力度の形で計算で求め $p_w\omega\sigma_y$ と累加したものをパネルのせん断強度 τ_{po} と仮定し、実験の最大せん断応力度 τ_{pu} と比較した。

実験結果を分析することにより次の評価ができる。

- 1) $\overline{\tau_{pm}}$ が0.3以上で $\tau_{pu}/\tau_{pm} < 1$ のものはパネルのせん断破壊が最も激しい。
- 2) $\overline{\tau_{pm}}$ が0.3以上で $\tau_{pu}/\tau_{pm} \geq 1$ のものはパネルのせん断破壊が激しい。
- 3) $\overline{\tau_{pm}}$ が0.3未満であると $\tau_{pu}/\tau_{pm} > 1$ でありパネルのせん断破壊は激しくない。
- 4) τ_{po} の累加強度式で $p_w\omega\sigma_y$ に対する係数を0.5にとっても1にとっても、 $\tau_{pu}/\tau_{pm} > 1$ であればパネルのせん断破壊は激しくない。
- 5) 上記で $\tau_{pu}/\tau_{pm} \leq 1$ であるとせん断補強材が降伏しパネルのせん断破壊が激しい。
- 6) スラブ付PCA試験体のようにパネルに対する拘束がよければ、 $\tau_{pu}/\tau_{pm} \leq 1$ であってもパネルのせん断破壊はそれ程激しくない。
- 7) D51No.3およびD51No.4試験体のように計算上せん断補強筋が降伏したとして $\tau_{pu}/\tau_{pm} < 1$ であるが実験では最大荷重で弾性であっても、パネルのせん断破壊は激しくなることがある。

上記のように接合部パネルのせん断強度に関して鉄骨との混合構造を含めた実験せん断強度そのものの比較および仮定に基づく計算せん断強度との比較によって、パネルのせん断破壊を大まかに予測する方法を見いだした。しかしパネルに対するスラブや直交ばりのような横拘束材による補強効果があり、これを議論の外におくとしてもはりの曲げ圧壊による強度低下が実験せん断強度に含まれていることは上記評価手法の精度に影響していると思われる。4.5節にてこのことについて補正するが、上記せん断強度式の有効性についてはパネルのせん断破壊の程度に言及して判断する必要がある。4.6節で後者について述べる。

参考文献

- 4.4.1 大和田義正「RCプレストレストコンクリート設計計算入門-8.5接合部」
コンクリート工学 Vol.13, No.3, March 1975, pp78~88
- 4.4.2 上村 智彦「鉄筋コンクリート構造物の柱梁接合部の終局せん断強度について」
日本建築学会大会講演梗概集、昭和50年10月 pp1155~1156

$$\tau_{pu} = \tau_c + \tau_p$$

$$\tau_c = \begin{cases} (0.78 - 0.0016c\sigma_B) c\sigma_B & c\sigma_B < 244 \text{ kg/cm}^2 \\ 95.1 & c\sigma_B \geq 244 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_p = 0.5 p_w \omega \sigma_y$$

表4.4.1 はり・柱接合部試験体の主要因子

試験体	σ_{cB} kg/cm ²	σ_0 kg/cm ²	D_c 鉄筋径	$p_w \cdot \sigma_{cB}$ kg/cm ²	$\Sigma p_w \cdot \sigma_{cB}$ kg/cm ²	$\frac{bd}{t \cdot j_c}$	$1 - \frac{j_c}{H(1-KD_c/L)}$
太径シリーズ							
D41 No.1	414	60.0	12.2	54.6	99.1	1.351	0.650
D41 No.2	312	0	12.2	54.6	99.1	1.351	0.650
D51 No.1	247	60.0	12.9	22.1	163.6	0.770	0.856
D51 No.2	264	60.0	12.9	44.5	244.2	0.770	0.856
D51 No.3	313	60.0	12.9	43.0	166.1	0.972	0.856
D51 No.4	320	60.0	12.9	43.0	166.1	0.972	0.856
普通径 P C a	321	0	25.0	8.8	81.7	1.125	0.885
縦手シリーズ							
SLS	191	0	17.2	23.7	61.3	0.857	0.769
LSL	213	0	17.2	23.7	61.3	0.857	0.769
KSK	195	0	17.2	23.7	61.3	0.857	0.769
SSS	189	0	17.2	23.7	61.3	0.857	0.769
LLL	198	0	17.2	23.7	75.7	0.857	0.769
LSS	220	0	17.2	23.7	61.3	0.857	0.769
SJP	236	30.0	22.7	5.7	45.0	0.857	0.769
SJB	245	30.0	22.7	5.7	45.0	0.857	0.769
SJN	272	30.0	22.7	5.7	45.0	0.857	0.769
PJ-N	251	42.0	17.2	5.9	113.5	0.857	0.797
BJ-N	235	42.0	17.2	5.9	113.5	0.857	0.797
PJ-0	251	0	17.2	5.9	113.5	0.857	0.797
BJ-0	235	0	17.2	5.9	113.5	0.857	0.797
柱SRC+P C a							
No.1	295	0	15.9	112.9	108.5	0.865	0.774
No.2	295	0	15.9	112.9	108.5	0.865	0.788
柱RC+はりS							
B正荷重	244	0	25.3	9.1	69.5	1.346	0.854
B負荷重	244	0	25.3	9.1	76.7	1.346	0.850
C正荷重	244	0	25.3	21.9	74.6	1.299	0.859
C負荷重	244	0	25.3	21.9	82.3	1.299	0.855
C1	200	0	24.5	35.3	91.7	0.952	0.834
C2	200	0	24.5	35.3	98.0	0.921	0.839
C3	261	51.3	31.6	35.9	70.0	0.950	0.815
A1	200	0	24.5	35.3	91.7	0.579	0.834
A3	261	51.3	31.6	35.9	66.3	0.659	0.810

$$t_w = \frac{\text{はり幅} + \text{柱幅}}{2}$$

$$j_c = \frac{7}{8} d_c$$

表4.4.2 接合部せん断入力度と破壊等級

試験体	τ_{pm} kg/cm ²	$\frac{\tau_{pm}}{\sigma_{cB}}$	τ_{pu} kg/cm ²	$\frac{\tau_{pu}}{\sigma_{cB}}$	$\frac{\tau_{pu}}{\tau_{pm}}$	破壊等級		
						パネル	はり	すべり
太径シリーズ								
D41 No.1	87.0	0.210	125.0	0.302	1.44	小 PC	大 BU	小
D41 No.2	87.0	0.279	106.0	0.340	1.22	中 PO	中 BY	中
D51 No.1	107.8	0.437	111.5	0.415	1.03	中 PC	中 BU	中
D51 No.2	160.9	0.610	128.6	0.487	0.80	大 PS	中 BR	大
D51 No.3	138.1	0.441	147.3	0.471	1.07	大 PO	小 BY	大
D51 No.4	138.1	0.432	147.3	0.460	1.07	大 PO	小 BY	大
普通径 P C a	81.4	0.254	90.0	0.280	1.11	小 PC	大 BR	大
縦手シリーズ								
SLS	40.4	0.212	50.8	0.266	1.26	小 PC	大 BU	大
LSL	40.4	0.191	53.2	0.250	1.32	小 PC	大 BU	大
KSK	40.4	0.207	53.6	0.275	1.33	小 PC	中 BY	大
SSS	40.4	0.214	47.6	0.252	1.18	小 PC	大 BU	大
LLL	49.9	0.252	61.2	0.309	1.23	小 PC	大 BU	大
LSS	40.4	0.184	52.3	0.238	1.29	小 PC	大 BU	大
SJP	29.7	0.126	37.4	0.158	1.26	小 PC	大 BU	小
SJB	29.7	0.121	41.2	0.168	1.39	小 PC	中 BY	小
SJN	29.7	0.109	38.3	0.141	1.29	小 PC	大 BU	小
PJ-N	77.5	0.309	73.8	0.294	0.95	大 PO	小 BR	大
BJ-N	77.5	0.330	76.0	0.323	0.98	大 PO	小 BR	大
PJ-0	77.5	0.309	71.3	0.283	0.92	大 PO	小 BR	大
BJ-0	77.5	0.330	73.2	0.311	0.94	大 PO	小 BR	大
柱SRC+P C a								
No.1	72.7	0.246	87.3	0.296	1.20	小 PC	大 BU	大
No.2	74.0	0.251	84.0	0.285	1.14	小 PC	大 BU	大
柱RC+はりS								
B正荷重	79.9	0.327	69.1	0.283	0.86	大 PO	小 SY	大
B負荷重	87.7	0.360	63.9	0.262	0.73	大 PO	小 SY	大
C正荷重	83.3	0.341	70.6	0.289	0.85	大 PO	中 SU	大
C負荷重	91.5	0.375	73.0	0.299	0.80	大 PO	中 SU	大
C1	72.8	0.364	77.8	0.389	1.07	大 PO	中 SU	大
C2	75.7	0.379	84.7	0.424	1.12	大 PO	中 SU	大
C3	54.3	0.208	70.5	0.270	1.30	小 PC	大 SU	小
A1	44.3	0.221	52.4	0.262	1.18	小 PC	大 SU	小
A3	35.4	0.136	46.2	0.177	1.31	小 PC	大 SU	小

- PC → パネルせん断ひび割れ
- PO → パネル圧壊はくり
- PS → パネルせん断分離
- BU → はり曲げ圧壊
- BY → はり曲げ降伏
- BR → はり端回転
- SY → 鉄骨はり降伏
- SU → 鉄骨はり座屈

- すべり小 → 0.2mmまで
- すべり中 → 0.2mm~1.0mm
- すべり大 → 1.0mm以上
- (柱RC+はりSの場合は鉄骨のすべり)

表4.4.3 パネルのせん断抵抗要素と破壊状況

試験体	τ_{PC}	τ_{PC}^*	$p_w \cdot w \sigma_y$	τ_{PB}^*	τ_{PB}^*	τ_{PB}	τ_{PB}	弾性 降伏	耐力低下 破壊等級
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		
太径シリーズ									
D41 No.1	54.9	62.0	54.6	82.2	0.94	109.5	1.26	EE	○・III
D41 No.2	32.6	45.5	54.6	59.9	0.68	87.2	1.00	EE	△・IV
D51 No.1	57.6	61.2	22.1	68.7	0.64	79.7	0.74	EY	○・III
D51 No.2	58.9	61.2	44.5	81.2	0.50	103.4	0.64	YY	×・IV
D51 No.3	52.4	51.5	43.0	73.9	0.54	95.4	0.69	EE	△・IV
D51 No.4	52.8	45.8	43.0	74.3	0.54	95.8	0.69	EE	△・IV
普通径 P Ca	29.9	28.4	8.8	34.3	0.42	38.7	0.48	YY	○・I
縦手シリーズ									
SLS	27.6	34.0	23.7	39.5	0.98	51.3	1.27	EE	△・I
LSL	29.2	30.0	23.7	41.1	1.02	52.9	1.31	EE	△・I
KSK	27.9	34.0	23.7	39.8	0.99	51.6	1.28	EE	△・II
SSS	27.5	30.0	23.7	39.4	0.98	51.2	1.27	EE	△・I
LLL	28.1	32.0	23.7	40.0	0.99	51.8	1.04	EE	△・II
LSS	29.7	39.0	23.7	41.6	1.03	53.4	1.32	EE	△・II
SJP	45.8	—	5.7	48.7	1.64	51.5	1.73	EE	△・I
SJB	46.4	—	5.7	49.3	1.66	52.1	1.75	EE	△・I
SJN	48.2	—	5.7	51.1	1.72	53.9	1.81	EE	△・I
PJ-N	51.6	40.7	5.9	54.6	0.70	57.5	0.74	YY	×・III
BJ-N	50.5	35.6	5.9	53.5	0.69	56.4	0.73	YY	×・III
PJ-0	31.7	25.4	5.9	34.7	0.45	37.6	0.49	YY	×・III
BJ-0	30.7	16.5	5.9	33.7	0.43	36.6	0.47	YY	×・III
柱SRC+P Ca									
No.1	34.2	26.9	112.9	90.7	1.25	147.1	2.02	EE	○・II
No.2	34.2	36.9	112.9	90.7	1.23	147.1	1.99	EE	○・II
柱RC+はりS									
B 正荷重	25.0	33.0	9.1	29.6	0.37	34.1	0.43	EY	×・IV
C 正荷重	25.0	26.0	21.9	36.0	0.26	46.9	0.56	EY	×・IV
C1	27.2	44.1	35.3	44.9	0.62	62.5	0.86	EY	△・III
C2	27.2	37.7	35.3	44.9	0.59	62.5	0.83	EY	△・IV
C3	51.5	43.8	35.9	69.5	1.28	87.4	1.61	EE	○・II
A1	28.7	17.2	35.3	46.4	1.05	64.0	1.44	EE	△・III
A3	54.5	—	35.9	72.0	2.05	90.4	2.55	EE	○・I
注	弾性・降伏の欄はパネル内のフープや鉄骨の状態を示す。梁の曲げ降伏またはパネルのせん断破壊が始まった時点で弾性で、変形が進行して終局に到達した時点で降伏ならばEYと記した。Eは局所的な測定点では降伏したことを示す。								

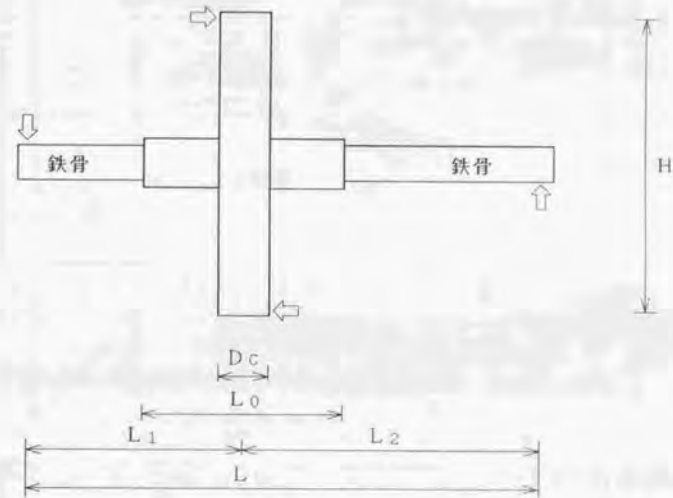


図4.4.1 鉄骨試験体の寸法記号

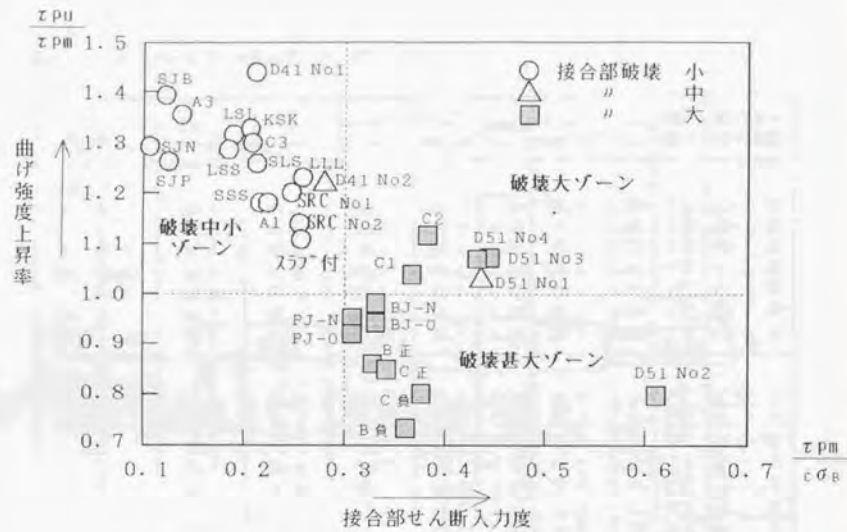


図4.4.2 実験曲げ強度上昇率と接合部せん断入力度の関係

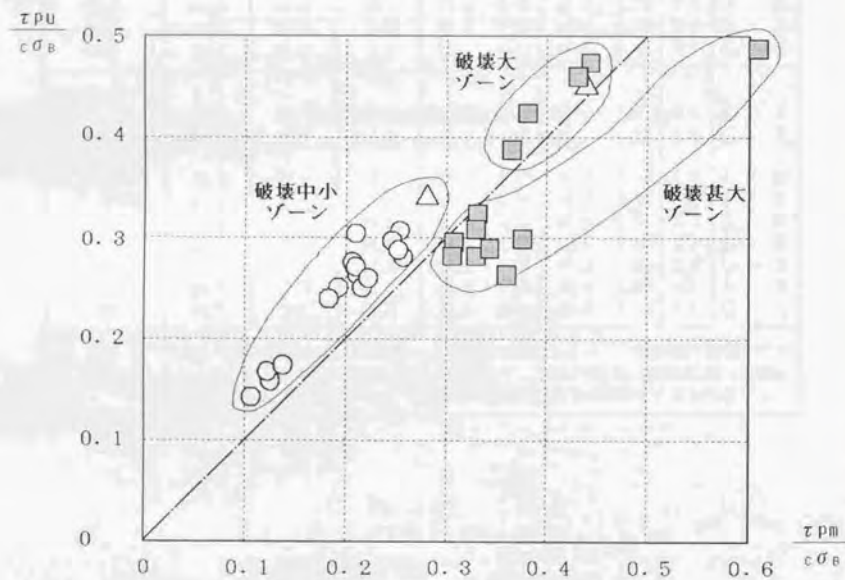


図4.4.3 実験最大強度と接合部せん断入力度の関係

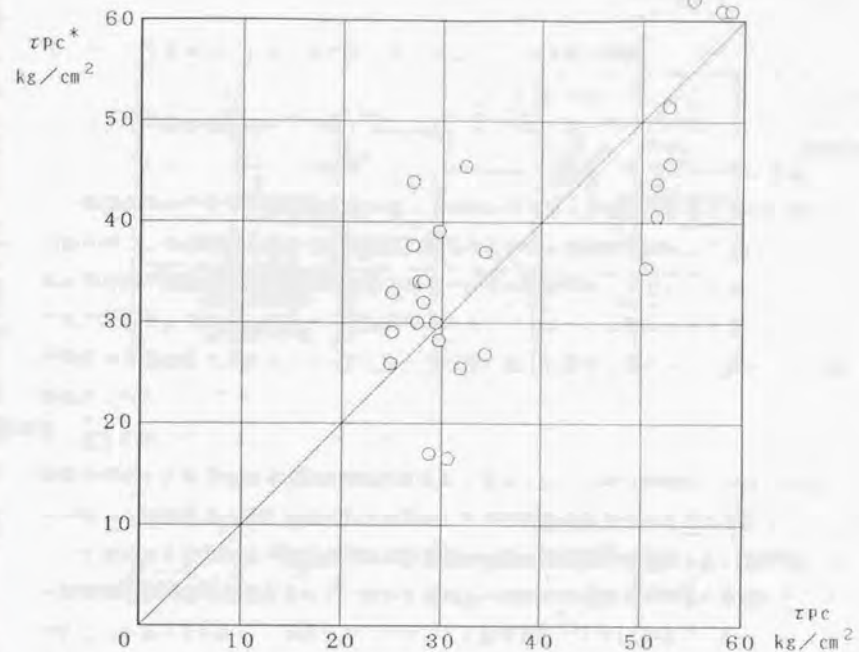


図4.4.4 パネルのせん断ひび割れ強度の実験値 τ_{pc}^* と計算値 τ_{pc} の比較

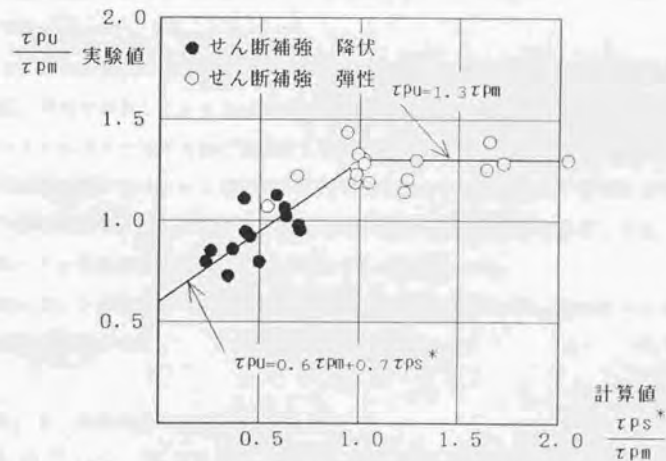


図4.4.5 パネルせん断強度の実験値と計算値 ($\kappa=0.5$)

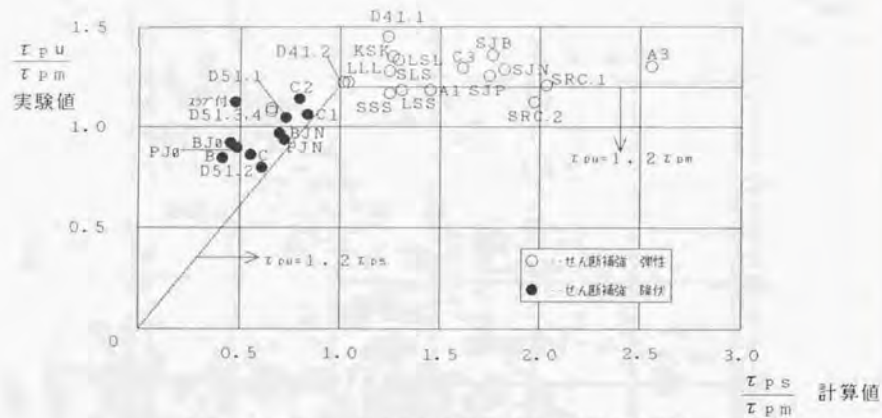


図4.4.6 パネルせん断強度の実験値と計算値 ($K=1.0$)

4.5 十字形はり・柱接合部の付着を考慮したマクロモデル解析

4.5.1 解析の目的

各試験体のパネルの破壊はD51No. 2のようにせん断すべり破壊と見られるものもあるが、これは柱幅よりはり幅が極端に狭くパネル内の補強筋が少ないことによってパネル厚方向で破壊した特殊な例であり、他のパネルの破壊はほとんどコンクリートの圧壊で生じている。パネル内フープの降伏はパネルコンクリートの圧壊までは生じていないと判断される場合(D51シリーズ)も、圧壊前に生じた場合(継手シリーズ3ナット模擬継手)もあった。

はりの曲げ降伏および圧壊、パネルコンクリートの圧壊およびパネル内せん断補強材の降伏がどのような順番で生じるかについては、前節に述べた試験体のせん断入力度とパネルのせん断強度との関係の他にはり主筋のパネル内付着の影響がかなりある。

すなわち十字形はり・柱接合部におけるはり主筋の付着性能悪化により、接合部パネル領域の力学的挙動にだけでなく、接合するはりの曲げ抵抗機構にも相当な影響を与えられたことが述べられた。太径シリーズD41の試験体については実験の主筋のひずみ測定により、はりの接合端断面の曲げ強度は応力中心間距離を有効せいより大きく採らなければ辻褄が合わなかった。圧縮合力中心が断面の外に出ることを是とするためには、圧縮鉄筋合力は引張でかつコンクリート合力は圧縮で中心が鉄筋位置より圧縮側になければならない。

このようなはりの断面の釣合状態を考慮してはりの曲げ強度を評価しなければならないのは、前節で分析したように、せん断入力度に対してパネルのせん断強度が十分あるのでパネルは破壊せずはりの曲げ強度が上昇した場合であると最初に気付く。しかしパネルのせん断強度が低くてせん断破壊が激しい場合には、はり主筋の十分な降伏やはりのコンクリートの圧壊が起こる前にパネルの破壊が激しくなっただけであり、上記のような平面保持に反する釣合状態は依然として存在する可能性がある。

従って、十字形接合部の抵抗機構のマクロな解析モデルには、接合部パネル内の付着を考慮する必要がある。

4.5.2 抵抗機構モデルの提案

前節に述べたようにそれぞれの試験体において荷重の増大とともにパネルのせん断抵

抗機構は変化する。太径異形鉄筋を使用した実験から類推できる機構を大まかに分類してまとめると、図4.5.1に示すように、4段階の現象があったと考えられる。

すなわちせん断ひびわれ発生まではIのようにパネルはコンクリートの弾性体として、はりおよび柱のコンクリートからのせん断力および曲げ圧縮応力とパネル内主筋からの付着力が伝達される。これを弾性ひびわれ抵抗機構と名付ける。

パネルにせん断ひびわれが多数発生するとIIのようにひびわれに平行な圧縮束材が主筋に囲まれて、これらの束材の柱主筋との節点においてフープからの水平拘束力を受け、はり主筋との節点においては柱からの鉛直拘束力を受け、主筋の付着力およびはり、柱部材のせん断力も束材に伝達される。この機構はパネルのひびわれ後からはり主筋降伏までの中間で生じる。これをトラス機構と名付ける。

はり主筋が降伏に近くなると柱からの拘束が柱の引張鉄筋側で弱くなってその分一部の圧縮束材のパネル応力伝達の有効度が減少し、IIIのように狭ったはり部材のストレスブロックに接する束材の有効度が増大して大部分のはりの圧縮合力が伝達される。この機構ははり主筋の降伏までで、主筋からの付着力はパネル区間全長に亘って伝達される。このように一部トラス、一部アーチの複合であるのでトラス・アーチ機構と名付ける。

はり主筋降伏後は降伏ひずみがパネル内まで進展するので、IVのように付着力が伝達される区間が圧縮側に片寄って短くなる。このときはりおよび柱の中立軸は最小となり大きな圧縮力がパネルコンクリートの対角線方向の束材に伝達される。束材の応力がコンクリート圧縮強度に達すると、有効でなくなっていた束材が再び協力して軸力を支えるが、束材方向に流れない水平せん断力も伝達されるのでパネルのせん断変形は増加しフープは降伏する。アーチ機構が主体であるのでアーチ・トラス機構と名付ける。

太径シリーズ以外の試験体の実験においても、IIIまでの機構には到達しており、前節に述べたフープや柱軸方向力を考慮したパネルせん断強度が小さければIVまでの機構に到ったと思われる。

このように各試験体の各部の破壊の順番は、はりについてもパネルについても異なるので、はり主筋の付着を考慮したIIIまたはIVの機構に付いて解析モデルを設定して破

壊モードを詳しく追跡することは意義あることである。

十字形はり・柱接合部の終局時の抵抗機構として、これまでの実験分析の結果に基づいて簡素化したモデルを次に提案し、はりの曲げ破壊およびパネル圧縮束の圧壊およびせん断補強筋の降伏を解析する。

パネルのせん断ひび割れ角度と対角線の角度との大小関係によって、二つのモデルを設定する。すなわちせん断ひび割れ角度 θ_1 は柱軸方向力を考慮した主応力式によって与えられ

$$\theta_1 = \cos^{-1} (1 / \sqrt{2 + \sigma_o / c \sigma_t}) \quad \text{式 4.5.1}$$

σ_o は柱軸方向応力度 (圧縮を正にとる)

$c \sigma_t$ はコンクリートの引張強度 (引張正) で式 6.2.20 による

であり、対角線角度 θ は

$$\theta = \tan^{-1} (D_B / D_C) \quad \text{式 4.5.2}$$

D_B : はり全せい

D_C : 柱全せい

であり、これら2者の大小関係により、図4.5.2 ($\theta_1 \geq \theta$) および図4.5.3 ($\theta_1 < \theta$) に示すようなモデルが設定される。

$\theta_1 \geq \theta$ (図4.5.2) の場合の接合部パネルの圧縮束は、はりの中立軸とパネル左右の辺との交点を通してひび割れ角度に平行な2本の直線によって囲まれた領域に形成され、この圧縮束のコンクリートにはパネル上辺に平行に作用する水平力とパネル左辺に平行に作用する鉛直力が合成されて斜め軸方向力となり、点対称位置の右下からの応力と釣り合うと仮定する。

$\theta_1 < \theta$ (図4.5.3) の場合の接合部パネルの圧縮束は、はりの中立軸とパネル左右の辺との交点を通してひび割れ角度に平行な2本の直線によって囲まれた領域 (図の W_2 の幅の領域) に一部形成され、さらに図に示すように、はりの中立軸の点から対角線

角度に平行に引いた直線とパネルの上下辺と交わる点から、ひび割れ角度方向に引いた直線で区切られる領域 (W_1 の幅) にも形成される。この場合 W_2 だけであると極端に圧縮束の幅が狭まってしまうことがあることを考慮して拡大した領域を設定した。左上から伝達してくる圧縮束応力は水平・鉛直の応力の合力がひび割れ角度方向に合成されるが、 W_2 の幅の領域と上側の W_1 の幅の領域だけに伝達され、下側の W_1 の幅の領域には伝達されない。対称位置の右下から伝達される応力とは偶力を生じるが、これは柱のせん断力による偶力の一部によって打ち消されるものとする。また W_1 の幅の領域に伝達された圧縮束軸力は、その水平成分がパネル内フープ筋に伝達され、鉛直成分は柱主筋付着力の一部と釣り合っていると仮定される。

両図においては主筋および柱主筋の付着力を引張鉄筋側も含めて全区間に分布させれば前項に述べたⅢのトラス・アーチ機構となり、圧縮束区間にだけ分布させればⅣのアーチ・トラス機構となる。解析の第一段階として、この二つの機構Ⅲ、Ⅳおよび上記の二つのモデルのそれぞれについて、はりの中立軸位置を決定しはりの終局曲げモーメントおよびその時のはり、柱のせん断力を求める。

はり断面の合力の釣合式は

$$sT_B + sC_B + cC_B = 0 \quad \text{式 4.5.3}$$

sT_B : はりの引張鉄筋合力 (引張正、圧縮負)

sC_B : はりの圧縮鉄筋合力 (引張正、圧縮負)

cC_B : はりのコンクリート圧縮合力 (引張正、圧縮負)

であり、このうち引張鉄筋合力は

$$sT_B = \beta T_y \quad \text{式 4.5.4}$$

T_y は全引張鉄筋の降伏軸力

β はひずみ硬化による応力上昇率

と表しておく。圧縮鉄筋合力 sC_B は平面保持仮定から求めず、付着による伝達力 $sT_B - sC_B$ を 3.5.4 項で提案した式 3.5.4 の終局付着強度 τ_{bpu} に鉄筋周長と付着長を乗じて等置した次式によって求める。

$$sT_B - sC_B = \begin{cases} \alpha \phi D_c \tau_{bpu} & \text{機構Ⅲ} \\ \alpha \phi y_n' \tau_{bpu} & \text{機構Ⅳ} \end{cases} \quad \text{式 4.5.5}$$

α は τ_{bpu} に対する係数で 1 を基準とする

ϕ は周長合計

y_n' は圧縮束領域内付着長 (次式)

$$y_n' = \begin{cases} D_c - (d_B - x_n) \cot \theta_1 & (\theta_1 \geq \theta, \text{図 4.5.2 参照}) \\ D_c - (D_B - x_n) \cot \theta + d_{cB} \cot \theta_1 & (\theta_1 < \theta, \text{図 4.5.3 参照}) \end{cases} \quad \text{式 4.5.6}$$

d_B : はりの有効せい

d_{cB} : はりの圧縮鉄筋距離

コンクリート圧縮合力 cC_B ははりの終局曲げ強度略算式で一般的に用いられるストレスブロックと等置する。

$$cC_B = -k_1 k_3 b_B x_{nc} \sigma_B \quad \text{式 4.5.7}$$

b_B ははり幅

σ_B はコンクリートの圧縮強度実験値

ここでストレスブロックの形状係数として RC 規準付 20 に紹介されている値を基準にして、 $k_1 = 0.85$ [$c\sigma_B \leq 280 \text{ kg/cm}^2$] または $0.85 - 0.05 (c\sigma_B - 280) / 70$ [$c\sigma_B > 280 \text{ kg/cm}^2$]、 $k_2 = k_1 / 2$ とし、 k_3 は設計では強度低減係数として取り扱われているが実験分析上は強度低減を無視してその値を 1 とした。以上より中立軸は次式によって求められる。

$$x_n = \begin{cases} \frac{2\beta T_y - \alpha \phi D_c \tau_{bpu}}{k_1 k_3 b_{bc} \sigma_B} & \theta_1 \geq \theta, \theta_1 < \theta \text{ 機構Ⅲ} \\ \frac{2\beta T_y - \alpha \phi (D_c - d_{bc} \cot \theta_1) \tau_{bpu}}{k_1 k_3 b_{bc} \sigma_B + \alpha \phi \cot \theta_1 \tau_{bpu}} & \theta_1 \geq \theta \text{ 機構Ⅳ} \\ \frac{2\beta T_y - \alpha \phi (D_c - D_{bc} \cot \theta + d_{cB} \cot \theta_1) \tau_{bpu}}{k_1 k_3 b_{bc} \sigma_B + \alpha \phi \cot \theta \tau_{bpu}} & \theta_1 < \theta \text{ 機構Ⅳ} \end{cases} \quad \text{式 4.5.8}$$

はりの曲げモーメントおよびせん断力は上記の値を下式に代入して求められる。

$$M_{Bu} = s C_B (d_{cB} - k_2 x_n) + s T_B (d_B - k_2 x_n) \quad \text{式 4.5.9}$$

$$Q_B = 2 M_{Bu} / (L - D_c) \quad \text{式 4.5.10}$$

L ははりのスパン

柱のせん断力は、点対称部材の時

$$Q_C = Q_B L / H \quad \text{式 4.5.11}$$

H は柱支点（反曲点）間距離

として求めることができる。 Q_B 、 Q_C は実験ではりが曲げ降伏した場合にその最大荷重と比較できる。

つぎにパネルの圧縮束とフープの応力に関して解析する。

パネル上辺に作用する水平力を Q_p とすると、 Q_p はコンクリートの圧縮合力と柱のせん断力および前記のはり主筋の付着力を符号と向きとを考慮して合計したものであり、

$$Q_p = (-c C_B) + (-Q_C) + (s T_B - s C_B) \quad \text{式 4.5.12}$$

と表すことができる。この水平力の内パネルの圧縮束材に流れるのは、コンクリートの圧縮合力 $(-c C_B)$ 全部と柱のせん断力 $(-Q_C)$ の一部および付着力 $(s T_B - s C_B)$ の内の圧縮束内付着長で伝達される分であると仮定する。柱のせん断力 $(-Q_C)$ ははり主筋の位置に作用するとし、柱全せいの中の圧縮束内付着長 y_n' と残りの比に比例分配して伝達されるとする。ただし $\theta_1 < \theta$ の場合に限り、先に述べた圧縮束内偶力をキャンセルする分だけ y_n' 区間に作用する柱せん断力を増加させる。従って全水平力 Q_p を圧縮束に作用する分 Q_{pa} とその他の分 Q_{pt} とに分けると、 Q_{pa} は y_n' 区間に Q_{pt} は $D_c - y_n'$ 区間に作用することになる。すなわち

$$Q_{pa} + Q_{pt} = Q_p \quad \text{式 4.5.13}$$

であり、 Q_{pa} は機構Ⅲ、Ⅳおよび θ_1 、 θ の大小関係の組み合わせに応じて次式のように求められる。 Q_{pt} は式 6.3.13 によって $Q_p - Q_{pa}$ として求める。

$$Q_{pa} = \begin{cases} (-c C_B) + (-Q_C) y_n' / D_c + (s T_B - s C_B) y_n' / D_c & \text{機構Ⅲ、} \theta_1 \geq \theta \\ (-c C_B) + (-Q_C) (r + (1-r) y_n' / D_c) + (s T_B - s C_B) y_n' / D_c & \text{機構Ⅲ、} \theta_1 < \theta \\ (-c C_B) + (-Q_C) y_n' / D_c + (s T_B - s C_B) & \text{機構Ⅳ、} \theta_1 \geq \theta \\ (-c C_B) + (-Q_C) (r + (1-r) y_n' / D_c) + (s T_B - s C_B) & \text{機構Ⅳ、} \theta_1 < \theta \end{cases}$$

式 4.5.14

ここで r は $\theta_1 < \theta$ の場合に圧縮束に生じる偶力をキャンセルするために必要な柱せん断力の比率であり、2者の偶力を等置して

$$Q_{pa} W_1 \sec \theta_1 = r Q_C g_B \quad \text{式 4.5.15}$$

g_B ははり上下軸筋間距離

と式 4.5.14 中の対応する式を連立させて求めることができる。式 4.5.12 によって整理すると

$$r = \begin{cases} \frac{Q_p - (-Q_C + s T_B - s C_B) (1 - y_n' / D_c)}{(g_B \cos \theta_1 / W_1 + 1 - y_n' / D_c) Q_C} & \text{機構Ⅲ} \\ \frac{Q_p - (-Q_C) (1 - y_n' / D_c)}{(g_B \cos \theta_1 / W_1 + 1 - y_n' / D_c) Q_C} & \text{機構Ⅳ} \end{cases}$$

式 4.5.16

ここに図 4.5.3 における圧縮束の幅 W_1 および W_2 は

$$W_1 = (D_B - x_n) (\cot \theta_1 - \cot \theta) \sin \theta_1 \quad \text{式 4.5.17}$$

$$W_2 = (D_C - (D_B - 2 x_n) \cot \theta_1) \sin \theta_1 \quad \text{式 4.5.18}$$

である。

ひびわれ角度に沿った圧縮束のコンクリートの圧縮軸方向力 N_1 は

$$N_1 = Q_{ps} \sec \theta_1 \quad \text{式 4.5.19}$$

であり、 $\theta_1 \geq \theta$ の図 4.5.2 では圧縮束の全幅 W に作用し、 $\theta_1 < \theta$ の図 4.5.3 では $W = W_1 + W_2$ の幅に作用するものとする。またその厚さすなわちパネルの厚さははり幅 b_B と柱幅 b_C の平均にとった t_p とする。すなわち

$$W = \begin{cases} D_c \sin \theta_1 - (D_B - 2x_n) \cos \theta_1 & \theta_1 \geq \theta \\ D_c \sin \theta_1 - (D_B - x_n) \cot \theta \sin \theta_1 + x_n \cos \theta_1 & \theta_1 < \theta \end{cases} \quad \text{式 4.5.20}$$

$$t_p = (b_B + b_C) / 2 \quad \text{式 4.5.21}$$

従って圧縮束の軸圧縮応力度は

$$\sigma_1 = N_1 / (W t_p) \quad \text{式 4.5.22}$$

で表せる。

パネル内フープの引張応力は $\theta_1 \geq \theta$ の場合機構Ⅳのように Q_{pt} が柱のせん断力の一部であり同一方向の場合には生じないが、機構Ⅲで Q_{pt} が正であれば生じる。 $\theta_1 < \theta$ の場合 Q_{pt} の他に圧縮束に作用する全水平力内の W_1 の幅の分が追加される。本項で提案しているモデルにおけるフープ応力は局所的な発生を示唆するまでに正確とはいえないので、ここではフープの引張応力に結びつく水平力はパネル内フープ全域に有効に伝達されると仮定して解析する。従ってフープの引張応力度を次のように表すことができる。

$$\omega \sigma_t = \begin{cases} Q_{pt} / a_w \geq 0 & \text{機構Ⅲ, } \theta_1 \geq \theta \\ (Q_{pt} + Q_{ps} W_1 / (W_1 + W_2)) / a_w & \text{機構Ⅲ, } \theta_1 < \theta \\ 0 & \text{機構Ⅳ, } \theta_1 \geq \theta \\ (Q_{pt} + Q_{ps} W_1 / (W_1 + W_2)) / a_w \geq 0 & \text{機構Ⅳ, } \theta_1 < \theta \end{cases} \quad \text{式 4.5.23}$$

a_w はフープのせん断補強筋全断面積

4.5.3 解析結果と考察

表 4.5.1-1 および表 4.5.1-2 は前項の解析方法に従ったはり・柱接合部パネルの抵抗機構解析の例で、D41No.1 および No.2 の試験体についての計算結果である。同表は表計算ソフトを用いたパソコンの出力結果であり、試験体の形状を示す欄、材料に関する欄、準備計算の欄および各種応力の算定の欄からなっており、最下欄には付着強度係数 α および引張鉄筋降伏強度上昇率 β が示されている。 (α, β) について Analysis 1 では (1, 1)、Analysis 2 では (1, 1, 1) および Analysis 3 では (1, 1, 1) と変化させ、各試験体について機構ⅢおよびⅣと組み合わせそれぞれ 3 通りずつのモデルについて解析してある。

試験体 No.1 の機構Ⅲ (表 4.5.1-1 の左側参照) では対角線傾斜角度 θ が 50.2° であるのに対してひび割れ角度 θ_1 は 59.3° であるので $\theta_1 > \theta$ であり、この角度の大小関係に基づいて前項の解析式を選択し、はりの各種応力の計算過程を経て接合部パネルの応力が解析されている。Analysis 1 で $\alpha = \beta = 1$ のとき圧縮束の軸方向応力度 σ_1 は 272 kg/cm^2 となり、コンクリートの圧縮強度試験結果の 66% に達している。フープ筋の応力度 $\omega \sigma_t$ は 448 kg/cm^2 で材料試験結果の降伏点の 13% である。

実験の荷重 TEST (この欄だけ単位は t) を計算結果 CAL (この D41 の試験体シリーズでは $\sqrt{Q_B^2 + Q_C^2}$) と比較するとその比は 1.34 となった。Analysis 2 で α を 1.1 に上げると、はりのコンクリートの圧縮合力 cC_B が下がり圧縮束の軸方向応力度 σ_1 は下がるが TEST/CAL は殆ど変わらない。Analysis 3 で β だけ 1.1 に上げると、さらに cC_B 、 σ_1 は上がり TEST/CAL は 1.22 まで下がる。いずれにしてもこの解析方法による TEST/CAL は式 4.4.1 ではりの応力中心間距離 j_B の従来の略算値を使用して求めたせん断入力度に対する実験最大せん断応力度の比 1.44 よりも下回っている。

試験体 No.2 の機構Ⅲ (表 4.5.1-1 の右側参照) では $\theta = 50.2^\circ$ 、 $\theta_1 = 45.0^\circ$ であるので $\theta_1 < \theta$ であり、この角度の大小関係に応じた計算式を用いて接合部パネルの応力が解析されている。Analysis 1 で $\alpha = \beta = 1$ のとき圧縮束の応力は $\sigma_1 = 233 \text{ kg/cm}^2$ でコンクリートの圧縮強度の 75%、フープ筋の応力は $\omega \sigma_t = 599 \text{ kg/cm}^2$ で降伏点の 16% に達し、TEST/CAL は 1.22 となる。Analysis 2 で α を 1.1 に上げると、 cC_B 、 σ_1 、 $\omega \sigma_t$ 、TEST/CAL はそれ程変化せず α を 1.

1に上げることによるパネルの応力状態への影響はNo. 1の場合より小さいといえる。Analysis 3で β だけ1. 1に上げると σ_1 、 $\omega\sigma_1$ はやはりそれほど変化しないがTEST/CALは1. 22まで落ちる。いずれにしてもこの解析方法によるTEST/CALは j_b 略算値による計算荷重に対する実験荷重の比1. 22と同値か若干下回っている。

$\theta_1 > \theta$ の試験体No. 1の機構IV(表4. 5. 1-2の左側参照)では、パネル区間の引張側のはり主筋の付着力伝達を無視したので $\omega\sigma_1 = 0$ とみなされ、その反面圧縮束の応力は機構IIIの場合よりも大きくなるが、TEST/CALは機構IIIの α 、 β の対応する値とほぼ同じである。

$\theta_1 < \theta$ の試験体No. 2の機構IV(表4. 5. 1-2の右側参照)では、圧縮束の一部の応力がフープに伝達されると仮定したので、 α 、 β を変数とする三つの解析方法の範囲で $\omega\sigma_1 = 4.10 \sim 5.40 \text{ kg/cm}^2$ の応力が発生し降伏点の11~14%の値に達することになる。圧縮束の応力は圧縮強度の82~83%の大きな値となり、TEST/CALは機構IIIの場合よりも一律に2%減少する。

以上のD41シリーズの解析結果から、圧縮鉄筋の合力をパネル内終局付着強度を考慮して定めることにより、はりの終局曲げ強度について従来の応力中心間距離の略算値を用いるよりも正確に計算できることが分かった。計算の曲げ強度はいずれも実験値より若干高めであるが、引張鉄筋のひずみ硬化後の降伏強度上昇を考慮するとさらに実験値に近ずけることができた。パネル区間の付着性状は実際には機構IIIから機構IVへ移行すると考えられるが、 $\theta_1 > \theta$ の場合にフープ筋の応力が0になるような機構は実際に起きた現象とはかけ離れている。もちろん繰り返し荷重によるパネルのせん断破壊によってパネルが体積膨張するので、機構IIIからIVへの移行にともなって残留ひずみがフープにも累積すると考えることもでき全くの0となるわけではないが、何がしかのひずみ増分も加えられることは間違いないと考えられる。従って $\theta_1 < \theta$ の場合のように、圧縮束の軸方向力の一部がフープに伝達する機構を機構IVの場合にも考慮する必要がある。第2章の図2. 2. 15に示す試験体No. 1の場合の引張鉄筋の降伏域のパネル内進入は機構IVの存在をある程度実証しているが、圧縮束の幅の限界のはりの中立軸点を通るひびわれ線までと決定するところまでの判断資料とはなっていない。 $\theta_1 > \theta$ の場合においてもはりの中立軸点より引張鉄筋側へその限界を若干拡張しても論理的な矛盾は生じない。ここでの一連の解析では柱中立軸位置の決定を計算の簡略化のために省略したが、この点を

圧縮束幅の限界にとる解析も1案としてよりよい実験事実の把握に結びつく可能性があるが本論文ではそこまでは言及しないことにする。

実験事実としては試験体No. 1の場合圧縮束の圧壊はなく、試験体No. 2の場合パネル中央で若干圧壊した。解析結果では設定した機構 α 、 β が同一条件のもので比較すると、圧縮束の軸方向応力度のコンクリート強度に対する比率は試験体No. 2の方が若干大きく最大値は機構IVで83%である。試験体No. 1の方も機構IVの場合81%に達するが、圧縮束の応力をフープにも伝達させた方がよいという前述の評価を考慮して別の機構を想定した場合には、圧縮束の幅を増加させることになって圧縮束の軸方向応力度および比率はもっと減少する筈である。

他の試験体についてもスラブ付き試験体および鉄骨入り試験体を除く試験体について同じ解析を行って、圧縮束およびフープの応力および実験荷重について評価した。表4. 5. 2に各試験体の解析結果と実験結果との比較を示す。

D41シリーズについては前述のように実験荷重と解析荷重の比が常用の略算式で評価するよりも1に近づく。 τ_{pu} および τ_{pm} はともに応力中心間距離をはりの有効せいの7/8にとったはりの曲げ強度計算式を用いている。 τ_{pu}/τ_{pm} が1よりも非常に大きくなっているのは、本解析結果を考慮すればはりの引張鉄筋合力を実験側(τ_{pu})で過大評価することになると考えて良い。圧縮束の軸方向力とフープの応力については、前述のように、試験体No. 1については機構IIIとIVの間に圧縮束の軸方向力をフープにも伝達する機構が別に考えられるとすれば、軸方向力もフープの応力もそれ程大きくなく、試験体No. 2については機構IVにおける軸方向力によって圧縮束のコンクリートが圧壊したと考えると良い。

D51シリーズについては、特殊なパネルのせん断破壊を招いた試験体No. 2を含めて $\sigma_1/c\sigma_b$ が非常に大きい。従って圧縮束の圧壊は各試験体で生じたと考えてよく、試験体No. 3およびNo. 4の場合は実験的にも圧壊が非常に激しかった。フープ応力に関しては機構IIIの場合に弾性範囲でNo. 1で若干大きいがいずれも降伏はしないことになっている。試験体No. 1およびNo. 2の実験の終局状態で降伏したのは圧縮束の圧壊または特殊なパネルのせん断破壊によって励起されたものと考えられる。試験体No. 3およびNo. 4では圧縮束は実験でも解析でも大きな応力を受けるがフープ応力は実験的に一部の測定点でのみ最終段階で降伏した。機構IIIからIVへの移行は実験的

には各試験体であまり生じなかったものと思われる。

鉄筋に溝切り加工を施して機械式鉄筋継手を模したシリーズ1では、パネルが正方形で柱軸方向力が0であるので全試験体を通じて $\theta_1 = \theta = 4.5^\circ$ である。実験荷重と解析荷重の比は全ての解析ケースで1より大きく、本解析と比較してより略算的な評価となる τ_{pu}/τ_{pm} より若干低めの値である。なお試験体SSSの解析荷重は溝切り加工した鉄筋の断面積を実際よりも過大に評価したため大きくなった形跡があり、溝切りのないLLと比較すればTEST/CALが若干低めに出ている。他のKSKを除く溝切り鉄筋を用いた試験体についても若干その傾向が見える。圧縮束の軸方向応力度のコンクリート強度に対する比は、太径シリーズのようにパネルが圧壊する場合に比べて圧壊しなかったこのシリーズでかなり高く評価され、とくに機構Ⅲと比較するとそれが明確となるので、本解析によるだけではパネルの圧壊の大きさを正確に予想できないことになる。フープの応力は機構Ⅲの解析で大きな値となり実験でも一部降伏することが多いことから、フープ筋量は必要最低値に近かったことを示唆している。機構Ⅳでは圧縮束の軸方向力が機構Ⅲの場合よりも減少することになっている。このことは本解析においてパネル内はり主筋の付着劣化によって圧縮鉄筋合力の増大とともにはりの中立軸距離も増大しさらに圧縮束の幅も増大するので、応力度としては減少する方向に機構が移行すると考えるものであり、実験結果でパネルの圧壊が終局的にも発生しなかったこととよく符合するものである。しかし各試験体の圧縮束の軸方向応力度比は機構Ⅳでも80%以上と大きくなっているため、もしフープ筋が少なくて降伏していればパネルコンクリートの圧壊を招いたと推察される。他の試験体についてもそのフープ筋量はパネルの圧壊を防止するのに必要であったといえる。

上記と同じ機械式鉄筋継手のシリーズ2で実際形状の継手をはり主筋に用いたD22鉄筋のSJシリーズでは、はり主筋量が小さかったのでパネルへのせん断入力量はひびわれ強度以下であったことが4.4.3項に述べられている(表4.4.2の τ_{pm} と表4.4.3の τ_{pe} を比較)。このシリーズに対してはせん断ひびわれ前の機構Ⅰの解析を行うべきであるので、表4.5.2の解析結果は殆ど意味を持たない。しかし実際の架構を考えるときに直交方向の地震水平力でパネルが相当せん断破壊した場合に、ここで考えている方向のパネルのせん断抵抗機構が機構Ⅲに近いものに突然移行しないと限らない。その場合にはフープ筋の降伏が避けられず大きなパネルのせん断変形も生じることになる。このシリーズは上記の継手シリーズ1と異なりフープ筋量が非常に少ない試験体であ

り、現行の配筋施工では可能性の高い配筋量である。なおこのシリーズの解析に適用したはり主筋の終局付着強度には式3.5.4の τ_{pu} を用いることはせず接合部実験最大値の 36.5 kg/cm^2 を用いている。これは終局付着強度が非常に大きく計算され 129 kg/cm^2 であるのに対して主筋D22の降伏点が低いので付着応力度がそこまで上がらないことを考慮したのである。

上記と同じ機械式継手のシリーズ3で連続したはり主筋にネジ鉄筋を用いて数個のナットを装着することによって継手の外形だけを模擬したD29鉄筋のシリーズでは、はり主筋量が非常に多かったのでパネルへのせん断入力量が過大となり、はりの曲げ降伏前にパネルがせん断破壊した。この実験事実を解析ではフープ量不足によるせん断補強筋降伏が先行し次に機構ⅢからⅣへの移行とともに圧縮束の圧壊応力が上昇すると説明できるのが柱軸方向力がある試験体の場合(PJ-NとBJ-N)であり、機構Ⅲの段階でフープは降伏し圧縮束の圧壊も同時に生じたと推測できるのが柱軸方向力のない試験体の場合(PJ-0とBJ-0)である。このシリーズ3の試験体に、もしフープ量だけを数倍に増加させたならば太径シリーズのような圧縮束の圧壊が生じて、はりの曲げ降伏もある程度進行し、実験荷重は解析荷重まで上昇すると予想される。なお同じくパネルのせん断破壊が最も激しかったD51No.2試験体の場合のTEST/CALは機構ⅢでもⅣでも1以上になっているのは、この試験体でははり主筋の降伏を伴うはりの曲げ圧壊も同時に進行したことを示すと考えるべきであり、上記シリーズ3におけるTEST/CALが概して1より小さいのははり主筋の降伏前にパネルのせん断破壊が生じ同時にはりの曲げ圧壊も進行したことを改めて証明していると理解できる。

4.5.4 せん断強度式の有効性

機械式継手シリーズ3の試験体について β を1より小さくして鉄筋応力を下げた解析をすればTEST/CALは1より大きくすることができる。パネルがせん断破壊した他の試験体(D41No.1を除く太径シリーズ)のものと比較すればその値は1~1.22とすることができる。すなわちパネルがせん断破壊すると同時にはり主筋が付着破壊も生じている場合にははりの曲げ圧壊もはり主筋の応力に拘らず生じている。従ってパネルの補強効果を調べる場合に前項図4.4.6のようにはりの曲げ強度で規準化した τ_{pe}/τ_{pm} と τ_{pu}/τ_{pm} を比較するのは誤差が大きい。むしろコンクリート強度の影響だけを考慮して $\tau_{pu}/c\sigma_B$ と $\tau_{pe}/c\sigma_B$ を比較すべきである。この比較を図4.5.4

に示すと、スラブ付の試験体を除いて

$$\tau_{pu} = 1.2 \tau_{ps} \quad \text{式 4.5.24}$$

がパネルのせん断破壊の程度を分ける分岐線になっている。スラブ付の試験体ではパネルに直交する部材の拘束効果が τ_{ps} に評価されていない。 τ_{pu} は $1.2 \tau_{ps}$ 以上であっても $0.28_c \sigma_B$ 以下になればパネルはせん断破壊しないかも知れない。

$$\tau_{pu} = 0.28_c \sigma_B \quad \text{式 4.5.25}$$

すなわち両式の交点である

$$\tau_{ps} = 0.23_c \sigma_B \quad \text{式 4.5.26}$$

以上の計算せん断強度に対してせん断補強筋および適正に評価した補強鉄骨は有効であった。しかしせん断破壊したデータの並ぶ式4.5.24と式4.5.25に示す直線の境界の領域にパネルのせん断破壊が大きくないデータが少ないので上式のせん断強度式の有効性については完全には保障されていない。

4.5.5 まとめ

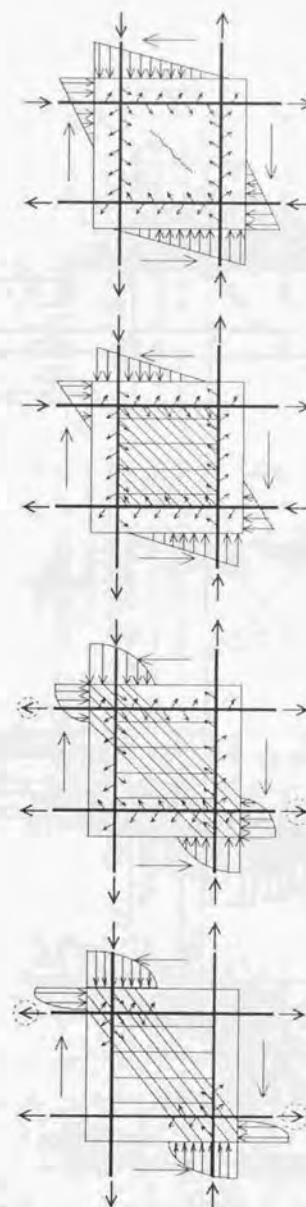
スラブ付でない純RCの十字形はり・柱接合部のパネル内はり主筋の終局付着強度を考慮したマクロなモデルの解析を行い、はり主筋が降伏するときの曲げ強度を求めて前節で定義したせん断入力度 τ_{ps} を補正した。その結果はり主筋が付着破壊して同時にパネルがせん断破壊する接合部では必ずはりの曲げ圧壊が生じて応力中心間距離が減少しひいては曲げ強度自身も低下するので、はりの曲げ強度計算値を基準にしてパネルの実験せん断強度を評価するのは誤差が大きいことが分かった。すなわちパネルのせん断破壊が激しく生じる場合は、はりの曲げ強度に対するパネルのせん断強度の比はせん断破壊の程度を表さない。

従って前項で仮定したパネルのせん断強度式 τ_{ps} の有効性を評価し直す必要性があり、コンクリートの圧縮強度だけを係数としたパネルのせん断強度の実験値と計算値を比較したところ、 τ_{ps} 式を提案する根拠をある程度見いだすことができた。しかしスラブ付で

はない純RC十字形はり・柱接合部だけの性状を見ても τ_{ps} がコンクリート圧縮強度の0.3倍以上のデータが少ないので明瞭な答は得られなかった。

表4.5.1-2 抵抗機構解析例 D41-機構IV [単位 cm・kg]

	NO.1			NO.2		
	ANALYS 4	ANALYS 5	ANALYS 6	ANALYS 4	ANALYS 5	ANALYS 6
shape						
bb	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
DB	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
dB	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0	52.0
dcB	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
gB	44.0	44.0	44.0	44.0	44.0	44.0
bC	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
DC	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
dC	44.0	44.0	44.0	44.0	44.0	44.0
dcC	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
L	266.6	266.6	266.6	266.6	266.6	266.6
L1, L2	108.3	108.3	108.3	108.3	108.3	108.3
H	160.0	160.0	160.0	160.0	160.0	160.0
material						
at	13.40	13.40	13.40	13.40	13.40	13.40
φt	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00
aw	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70	12.70
σ _y	3840	3840	3840	3840	3840	3840
wσ _y	3790	3790	3790	3790	3790	3790
r _{bpu}	78	78	78	57	57	57
cσ _B	414	414	414	312	312	312
σ ₀	60	60	60	0	0	0
k ₁	0.754	0.754	0.754	0.827	0.827	0.827
k ₂	0.377	0.377	0.377	0.414	0.414	0.414
k ₃	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
TEST	60.4	60.4	60.4	51.0	51.0	51.0
prepare						
Ty	51456	51456	51456	51456	51456	51456
pt	0.0129	0.0129	0.0129	0.0129	0.0129	0.0129
pw	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144	0.0144
ptsσ _y	49.5	49.5	49.5	49.5	49.5	49.5
ppwσ _y	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7	54.7
tp	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
cσ _t	32.6	32.6	32.6	28.3	28.3	28.3
r _{pc}	54.9	54.9	54.9	28.3	28.3	28.3
θ	0.8761	0.8761	0.8761	0.8761	0.8761	0.8761
θ°	50.2	50.2	50.2	50.2	50.2	50.2
θ ₁	1.0355	1.0355	1.0355	0.7854	0.7854	0.7854
θ ₁ °	59.3	59.3	59.3	45.0	45.0	45.0
result						
sTB	51456	51456	56602	51456	51456	56602
sCB	24695	22275	28937	37999	36916	42216
cCB	-76151	-73731	-85538	-86621	-85181	-95812
xn	12.193	11.806	13.696	16.783	16.504	18.563
yn'	26.4	26.2	27.3	18.2	17.8	19.4
MBU	2523092	2525635	2732941	2358817	2367865	2522362
QB	23297	23321	25235	21780	21864	23291
QC	38819	38858	42048	36292	36431	38808
r				0.355	0.355	0.351
Qp	64093	64054	71156	63786	63290	71390
Qpa	82422	82580	90260	78693	78414	86796
Qpt	-18329	-18526	-19104	-12073	-11932	-12401
N1	161577	161887	176942	111289	110894	122748
W	24.8	24.4	26.4	21.8	21.4	24.1
W1				5.1	5.1	4.9
W2				16.7	16.3	19.2
σ ₁	325	331	335	256	259	255
σ ₁ /cσ _B	0.786	0.800	0.810	0.820	0.831	0.817
wσ _t	0	0	0	500	540	410
wσ _t /wσ _y	0.000	0.000	0.000	0.132	0.142	0.108
TEST/CAL	1.33	1.33	1.23	1.20	1.20	1.13
α	1.00	1.10	1.00	1.00	1.10	1.00
β	1.00	1.00	1.10	1.00	1.00	1.10



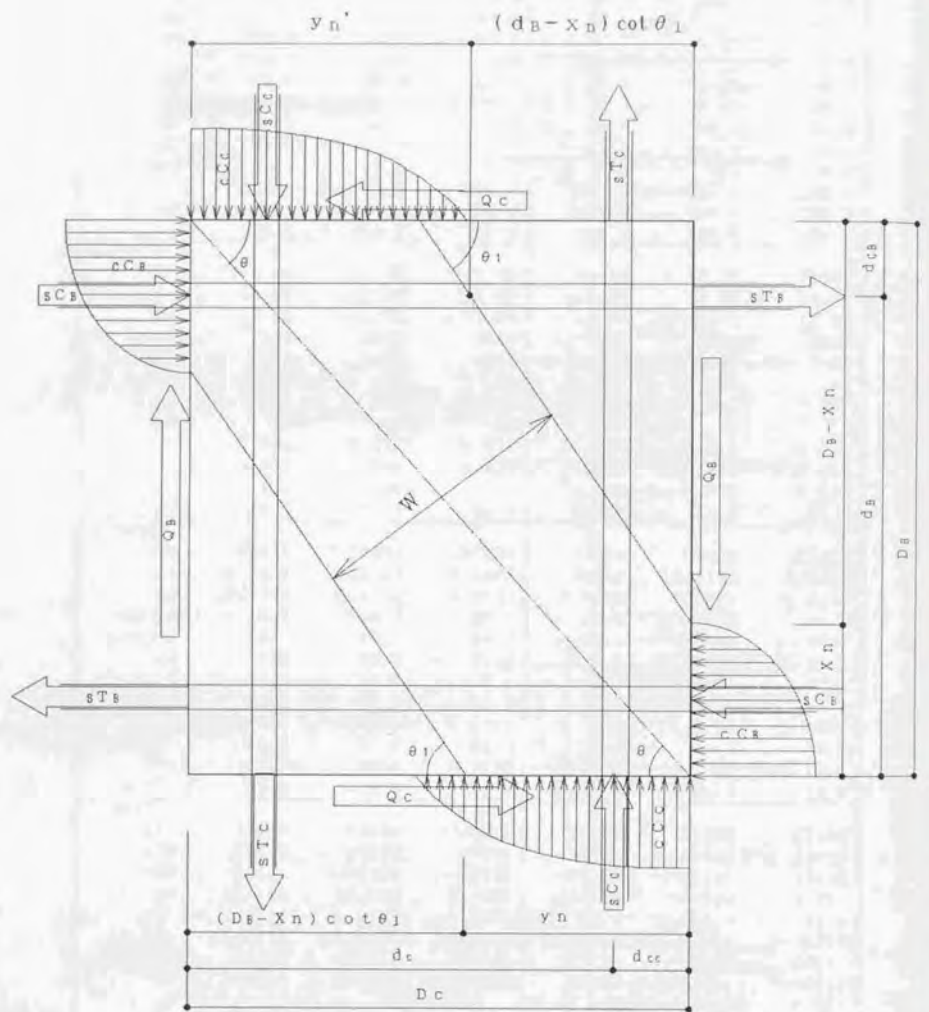
I I 弾性ひびわれ抵抗機構

II II トラス機構

III III トラス・アーチ機構

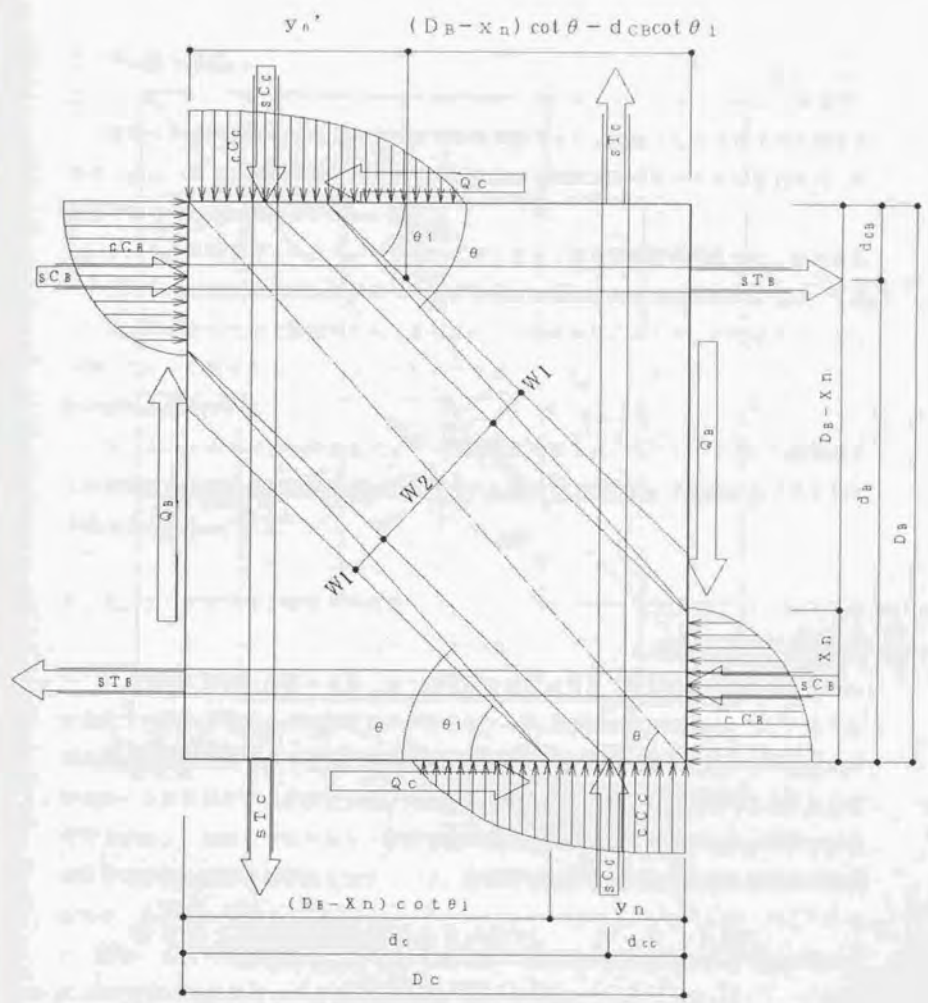
IV IV アーチ・トラス機構

図4.5.1 せん断抵抗機構の変移



θ : 対角線角度 θ_1 : ひび割れ角度

図 4. 5. 2 接合部抵抗機構 III IV ($\theta_1 \geq \theta$)



θ : 対角線角度 θ_1 : ひび割れ角度

図 4. 5. 3 接合部抵抗機構 III IV ($\theta_1 < \theta$)

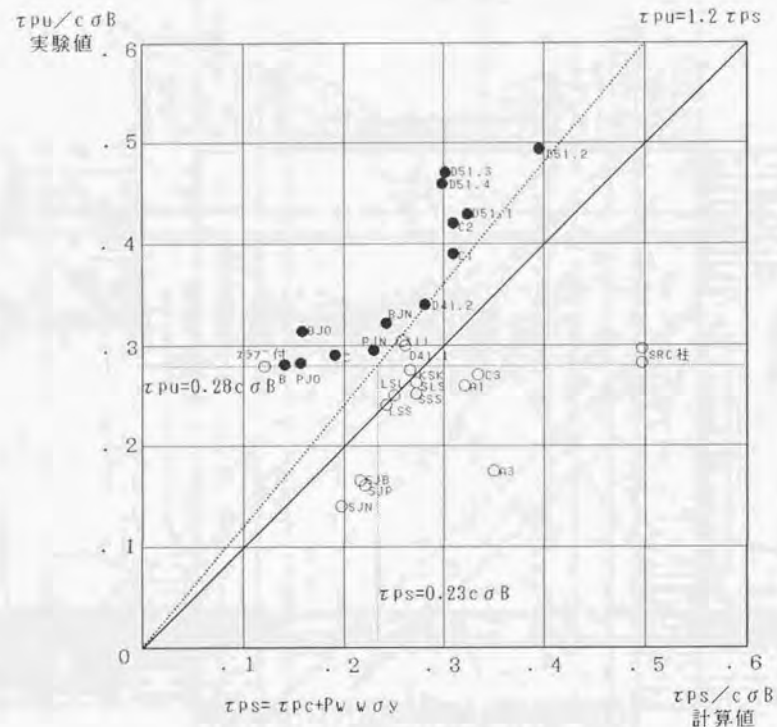


図 4.5.4 パネルせん断強度の実験値と計算値

4.6 十字形はり・柱接合部パネルの実験変形性能

4.6.1 目的

前節でせん断強度式を設定してその有効性を論じたが、強度だけの分析では結論を得なかった。そこで本説ではパネルのせん断変形の実験結果を分析してせん断強度式の有効性を論じることとする。

4.6.2項では、パネルだけの変形成分とはりと柱の曲げ変形成分とを、部材の長さや非対称性を同時に考慮して比較できる変形成分の規準化の提案を行う。

4.6.3項では上記規準化の手法を試験体の測定値に応用して、変形成分からみたパネルのせん断破壊の程度を定義し数量化する。この破壊度と各試験体の破壊と耐力状況の関係を調べる。

4.6.4項ではせん断強度式とせん断破壊度の関係を、コンクリートの圧縮強度または実験せん断強度または解析せん断強度との比をとって説明し、せん断強度式の有効性を論じる。

4.6.2 変形成分の規準化の提案

4.3節に報告した柱RC造、はり鉄骨造接合部の実験では、接合部パネルに作用した最大せん断応力度 τ_{pu} （試験体Bでは 7.2 kg/cm^2 、試験体Cでは 8.2 kg/cm^2 ）の大きさの割には、接合部パネルのせん断破壊が激しく生じた。これは4.3節の分析によりせん断入力指標が0.3以上であったことおよびせん断補強度が不足したことによると考えられる。本節では他のはり・柱接合部の破壊機構を明瞭にするために、接合部近傍の変形実験値を分析する手法を提案し、4.3節の実験値と本論文外の他の実験値を比較した。

図4.6.1に示すように、はり・柱接合部の全体変形 R はパネル R_p 、はり R_b 、柱 R_c の各変形成分に分解される。

$$R = R_b + R_c + R_p \quad \text{式 4.6.1}$$

ここで R_p とパネルせん断変形角 γ_p との関係は

$$R_p = \gamma_p (1-u/l-v/h)$$

式 4.6.2

であるから、 $l = 2u$ 、 $h = 2v$ となるような試験体の場合 $R_p = 0$ である。 $l > 2u$ 、 $h > 2v$ の試験体であってもパネルとはり、柱部材の境界から外側へ $u/2$ および $v/2$ 離れた点 (γ 零点と名付ける) に対しては γ_p の影響は 0 である。 γ 零点における相対部材角は柱およびはり部材だけの曲げ変形成分 γ_m を含むことになる。 γ_m は直接測定されていないので、図 4.6.2 に示すように γ 零点に近似的な γ' 零点の部材角を l_1/l_2 と仮定してはり変形の場合

$$\gamma_B = R_B / (2(1-v/h))$$

式 4.6.3

とし、柱変形の場合も同様に

$$\gamma_C = R_C / (2(1-v/h))$$

式 4.6.4

として、

$$\gamma_m = \gamma_B + \gamma_C$$

式 4.6.5

とおく。

4.3 節の B および C 試験体の $\gamma_m - \gamma_p$ 関係は、図 4.6.3 に示すように、正負で非対称となった。これは正加力と負加力でははりの支点が異なり負加力の方がパネルのせん断応力が大きくなったことにもよるが、正荷重で最初に発生したパネルのせん断破壊の影響を受けて逆の負荷重のパネルのせん断破壊がより激しく生じたことにもよると考えられる。それらに続く正荷重では、はりの曲げ破壊はある程度進行するが、負荷重のパネルせん断破壊の影響を受けてさらに正荷重のパネルせん断破壊は激しくなったと考えられる。B 試験体では正荷重のはりの曲げ破壊は小さいのに対して、C 試験体では図に示すように 6 サイクルおよび最終の 8 サイクルなどで γ_m が急激に増大しておりはりの曲げ降伏が確認できる。

4.3 節の実験結果と比較するために表 4.6.1 に示す 4 体の試験体の $\gamma_m - \gamma_p$ 関係を図 4.6.4 に示し、次のような評価を加えた。

WJ-6 は τ_{pu} が 128.5 kg/cm^2 に達した試験体でせん断入力度指標は 0.439 でありパネルのせん断破壊が激しかった。負荷重で前の正荷重での破壊の影響を受けてパネルのせん断破壊が激しくなった。正荷重でも小変形の間は負荷重の破壊の影響を受けてせん断変形が増加するが、正荷重の大変形になると曲げ変形の方が大きくなった。

WJ-2 は τ_{pu} が 91.2 kg/cm^2 に達した試験体でせん断入力度指標は 0.217 と小さいがやはりパネルせん断破壊が激しかった。しかし WJ-6 に比してパネルせん断変形が小さく、前述のような反転荷重時の破壊に与える影響も小さかった。正荷重の場合 $\gamma_m - \gamma_p$ 関係は線型に収斂した。

PJ-0 は 2.5 節に示した試験体でパネル区間のはり主筋にはネジ式鉄筋継手を模したナットが固定されており付着の条件が悪い試験体で τ_{pu} は 70.9 kg/cm^2 であり前述のようにせん断入力度指標は 0.309 で、パネルが激しくせん断破壊した。正荷重のパネルのせん断破壊が負荷重の破壊に与える影響が大きく、最終段階では負荷重で γ_p が大きくなっても γ_m が逆方向の変形に残留した。正荷重では γ_m ははり主筋の抜け出しによる変形のため大きくなったと思われる。なおパネル内主筋の定着破壊がパネルのせん断破壊を助長したことも考えられる。

KSK は 2.5 節に示した試験体でパネルではり主筋のすべりを少なくするため柱面位置にストッパーをつけた試験体で τ_{pu} は 53.6 kg/cm^2 に達したが、せん断入力度指標は 0.207 と小さいのでパネルのせん断破壊はひびわれ程度ではりの曲げ圧壊も軽微であった。この試験体の場合 γ_m が卓越して大きくなり γ_p は無視できるほど小さい。

以上 4 体の試験体と比較して、4.3 節の B、C 試験体は正負荷重ともパネルのせん断破壊が非常に卓越して生じたことになる。

近似的ではあるがはり、柱部材のスパンの変形の影響を無視して評価できる無次元変形値 γ_m および γ_p を用いて、種々のプロポーシヨンの十字形柱・はり接合部試験体の接合部変形を比較した。B、C 試験体のような正負非対称荷重による実験値が正負で非対称な変形を生じるのは、応力状態のためだけでなくパネルのせん断破壊が反転荷重時の破壊に与える影響も大であったといえる。B、C 試験体の様にはり幅と柱幅が同じでパネル内フープが十分でなく直交ばりもついていない場合には、パネルコンクリートに対する拘束が悪く非常に大きなせん断破壊が生じた。

4.6.3 変形成分からみたパネルのせん断破壊度

第2章および第4章の全試験体の破壊パターンを耐力発揮状況と接合部パネルの変形度からみた破壊等級によって分類することを試みた。

耐力発揮状況は接合部せん断入力度 τ_{pm} (計算値) に対して実験の最大荷重のせん断応力度 τ_{pu} および最大変形時のせん断応力度 τ_{PR} を比較して評価できる。表4.6.2にこれらの強度を $c\sigma_B$ で規準化した値を示し、さらにそれぞれの強度の時のパネルのせん断変形 γ_{pm} 、 γ_{pu} および γ_{PR} も合わせて示す。

同表で、D51No. 2、PJ-N、BJ-N、PJ-0、BJ-0、BおよびC試験体においては τ_{pu} および τ_{PR} が τ_{pm} より小さく、はりが曲げ降伏する前に接合部がせん断破壊して耐力は低下したことを示す。最大変形の時に同時に最大荷重に到ったのは耐力がその変形まで維持されたことになり、最大荷重以降最大変形時に荷重が下がったものは耐力が低下したことになる。D41No. 1、D51No. 1、普通径、柱SRCNo. 1 および No. 2、C₃ および A₃ の試験体ははりが曲げ降伏しながらも最大変形までの加力で荷重は上昇し耐力は大変形まで維持された。D41No. 2、D51No. 2、No. 3 および No. 4、PJ-N、BJ-N、PJ-0、BJ-0、B、C、C₁、C₂、A₁ の試験体は接合部のせん断破壊が激しく生じて $\gamma_{PR} > 9 \times 10^{-3}$ の大きなせん断変形を生じるとともに耐力は低下した。とくにアンダーラインの試験体は接合部せん断入力度までの耐力がなかったことは前述の通りである。SLS、LSL、KSK、SSS、LLL、LSS、SJP、SJB および SJN の継手シリーズの各試験体はパネルのせん断破壊がそれほど大きくなく接合部変形 $\gamma_{PR} < 7 \times 10^{-3}$ と小さいにもかかわらず耐力が低下したのは主筋のすべりによってはりの曲げ圧壊が促進されて起きたものと思われる。

図4.6.5、図4.6.6および図4.6.7の上段に各シリーズ毎の $\tau_p/c\sigma_B - \gamma_p$ 関係の実験値を表4.6.2に示す値について (B、Cは正荷重のみ) プロットした。同図の各試験体のプロットの始点と終点のパネルせん断変形を γ_{p1} および γ_{p2} とし、それぞれに対応する4.6.2項で提案した部材曲げ変形規準化成分を γ_{m1} および γ_{m2} とする。それぞれの値および変形成分比を表4.6.3に示す。

γ_{m1} 、 γ_{m2} の計算式は4.6.2項で示したよりもさらに簡略化した。すなわち式4.6.1~式4.6.5より

$$R - \gamma_p (1 - u/L - v/H) = 2\gamma_m - 2(\gamma_B + \gamma_C Lv / (Hu)) u/L \quad \text{式4.6.6}$$

ここで数値を除いて得られた実験値および全試験体の形状より

$$R_C \ll R_B \quad \text{式4.6.7}$$

$$0.501 < Lv / (Hu) < 0.772 \quad \text{式4.6.8}$$

上2式および式6.2.10、式6.2.11より

$$\gamma_C \ll \gamma_B \quad \text{式4.6.9}$$

上2式より

$$\gamma_B + \gamma_C Lv / (Hu) \quad \gamma_B + \gamma_C = \gamma_m \quad \text{式4.6.10}$$

従って式6.2.13より

$$\gamma_m = (R - \gamma_p (1 - u/L - v/H)) / (2(1 - u/L)) \quad \text{式4.6.11}$$

実験で得られたRおよび γ_p を上式に代入して γ_{m1} 、 γ_{m2} をそれぞれ求めた。

図4.6.5、図4.6.6、図4.6.7の下段に $\gamma_m - \gamma_p$ 関係を示す。終点の $\gamma_{m2} - \gamma_{p2}$ のプロットは、全試験体のパネルの破壊度を3つか4つのグループに分類できる領域のどれかに属している。この破壊等級と表4.6.2に分類した耐力状況とはある程度の相関があり、はりの曲げ降伏前にパネルがせん断破壊して耐力が低下した試験体の破壊等級はⅢまたはⅣである。しかしはりが十分曲げ降伏して耐力が維持された場合でも破壊等級がⅢまで上がることがある(D41No. 1、D51No. 1)。はりが曲げ降伏して耐力が低下した場合には破壊等級がⅠからⅣまで広がっており、前述した主筋のすべりにとまらぬはりの曲げ圧壊によって耐力低下した継手シリーズの場合は破壊等級はⅠまたはⅡであり、太径シリーズおよび柱RCはりSシリーズではりの曲げ降伏後に耐力低下した場合(D41No. 2、D51No. 3、D51No. 4、C₁、C₂、A₁)には接合部破壊が激しく生じてⅢまたはⅣレベルとなった。すなわち接合部の部材の曲げとパネルのせん断の変形成分比が

$$\begin{aligned} 0.5 < \gamma_{p2} / (\gamma_{m2} + \gamma_{p2}) & \quad \text{のとき} \quad \text{破壊等級Ⅳ} \\ 0.2 < \gamma_{p2} / (\gamma_{m2} + \gamma_{p2}) < 0.5 & \quad \text{のとき} \quad \text{破壊等級Ⅲ} \\ 0.1 < \gamma_{p2} / (\gamma_{m2} + \gamma_{p2}) < 0.2 & \quad \text{のとき} \quad \text{破壊等級Ⅱ} \\ \gamma_{p2} / (\gamma_{m2} + \gamma_{p2}) < 0.1 & \quad \text{のとき} \quad \text{破壊等級Ⅰ} \end{aligned}$$

のように領域が分類できⅣの場合が最もパネルの破壊が大きい。この比をパネルのせん断破壊度と名付けるが、その幾何学的に意味するところは、はり柱を剛として支点間距離が無限に長いときの接合部パネル周辺のせん断変形と曲げ変形による架構の総変形に対するせん断変形による成分の比ということになる。

4. 6. 4 せん断強度式とせん断破壊度の関係

前項で定義したせん断破壊度 γ_{p2} ($\gamma_{m2} + \gamma_{p2}$) と 4. 4. 3 項で仮定したせん断強度 τ_{ps} の相関について論じる。すなわち計算されたせん断強度に対してせん断破壊がどのくらい抑止できたかについての評価を与えようとするものである。4. 5. 4 項で述べたように、 τ_{ps} はコンクリートの圧縮強度に対して 0. 23 倍以上あれば有効である可能性があるが、 τ_{ps} のこの範囲の強度までパネルのせん断破壊が激しくないデータが不足して完全に保障されなかった。そこで本項では、先ず最初にコンクリートの圧縮強度に対する τ_{ps} の比が 0. 23 以上のときパネルのせん断破壊度を抑制する効果があるか調べることによって信頼性を高めようとした。

図 4. 6. 8 にコンクリートの圧縮強度に対するパネルのせん断強度比とせん断破壊度の関係を示す。プロットしたデータは純 RC で直交部材のないものだけである。この図の限りではパネルのせん断強度比が高まってもせん断破壊度を抑制する効果は認められない。この原因としてデータが少ないこともあるが、パネルの破壊がストラット圧壊であるのでせん断補強筋が有効に働かないことが大きい。ここで D41No. 1 試験体は外見上はパネルの破壊がストラット圧壊ではなく変形はあまりしなかったように見えるが実状はいわゆるトラス機構を形成してフープは弾性のままであったがかなり変形しており、他のストラット圧壊したナット模擬継手シリーズの試験体の破壊度と同程度と評価される D51No. 1 試験体についても同様のことがいえる。すなわちストラット圧壊型のデータも含めたせん断強度比の効果が認められなかった。

図 4. 6. 9 に実験せん断強度 τ_{ps} に対するパネルのせん断強度比と破壊度の関係を示す。4. 5. 4 項で τ_{ps} が式 4. 5. 24 の $1. 2 \tau_{ps}$ 以上に上昇するとせん断破壊する結果が説明されたが、前述のように D41No. 1 の破壊度は大きくパネルは相当変形したのでこれもせん断破壊とすると、 $1. 1 \tau_{ps}$ 程度がせん断強度の限界であることが分かる。この図においてはデータ空白域が図 4. 5. 4 の $\tau_{ps} < 1. 2 \tau_{ps}$ かつ $\tau_{ps} > 0. 28 \sigma_c$ の範囲にあるのと同様にあって明言できないが、本実験の限りでは $\tau_{ps} < 1.$

$1 \tau_{ps}$ であつたら激しいせん断破壊はしなかったといえる。しかしこの評価は実験でせん断破壊が激しかったものが破壊度が大きくそうでないものが破壊度が小さいという当然のことを表しているに過ぎない。ただせん断強度の限界を 4. 5. 4 項で強度だけを対象にして評価して得たのを変形成分からみた破壊度によって少し修正し得たに過ぎない。

図 4. 6. 10 にはりの曲げ強度に対するパネルのせん断強度比と破壊度の関係を示す。はりの曲げ強度ははり主筋のパネル内終局付着強度によって変化するという 4. 5 節のマクロモデル解析の結果を考慮して、計算値として扱う。すなわちパネルに伝達される計算せん断力を曲げ圧壊で低下したせん断入力度 τ_{pm}' として補正する。 τ_{pm}' は解析の中で当然計算して得られるが、本論文で示した計算結果だけから求めるには

$$\tau_{pm}' = \tau_{ps} \frac{\text{TEST}}{\text{CAL}} \quad \text{式 4. 6. 12}$$

としても同じである。ここでは一例として機構Ⅲの $\alpha = \beta = 1$ の場合の計算結果を使用する。ナット模擬継手シリーズの場合は、はり主筋が実際には降伏していなかったので τ_{pm}' は若干大きく評価したことになる。またこの図にはこれまでのように終局時の破壊度だけでなく計算曲げ強度時 (τ_{ps} 時 $\gamma_{p1} / (\gamma_{m1} + \gamma_{p1})$) の点もプロットされ、両者は方向を示す矢印をつけてつないである。この補正したせん断入力度に対するせん断強度比が 1. 2 以上になるとパネルはせん断破壊せず、はりの曲げ圧壊が進行するとパネルの破壊度が減少する。さらに 1. 5 以上だと破壊度が終局まで破壊等級Ⅰの領域 (0. 1 以下) に止まっている。 $\tau_{ps} / \tau_{pm}' < 1. 2$ の領域にははりの曲げ強度時から終局時まで破壊度が大きく減少する場合 (D41No. 1, LLL) と大きく増大する場合 (D41No. 2, No. 3, No. 4, PJN) とがあり、前者はせん断補強筋が効いてパネルのせん断変形を抑制したと同時にはりの曲げ圧壊による強度低下でせん断入力度も低下したものと思われる。後者はパネルの圧壊が激しくストラット圧壊の破壊機構を形成したので破壊度が進行したと思われる。その他の試験体 (D51No. 1, BJN, BJO, PJO) は、はり主筋の抜け出しとそれに伴うはりの曲げ圧壊とによってはり端部の回転が進行し、パネルの破壊度はあまり進行しなかったと思われる。D51No. 2 試験体は接合部パネルの厚さの中だけでせん断ひびわれが突き抜ける特殊な破壊をしたので破壊度が大きく進行している。結局せん断補強筋の拘束がパネルの破壊度を抑制し得たのは $\tau_{ps} > \tau_{pm}'$ の場合であり $\tau_{ps} \leq \tau_{pm}'$ ではその拘束効果が現れずストラット圧壊の場合はパネルの破壊度は 1 を指向して荷重がもっと増大すれば限りなく大きくなる。

これに対してせん断破壊が激しいけれども付着すべりと曲げ圧壊ではり端部の回転がそれにも増して進行する場合はパネルの破壊度は破壊等級Ⅲの段階に止まっている。

図4.6.11には鉄骨との混合構造の場合の曲げ強度に対するパネルのせん断強度比と破壊度の関係を示す。この場合のはりの曲げ強度に対応するせん断入力度には τ_{ps} を用いている。試験体Aは接合部に水平にハンチがあり τ_{ps} の評価法が他の試験体と異なるので除外した。 $\tau_{ps} \leq \tau_{pm}$ ではせん断破壊度が大きく表れ、 $\tau_{ps} > \tau_{pm}$ ではせん断破壊度が小さく表れた。

4.6.5 まとめ

十字型はり・柱接合部の鉄骨との混合構造を含む試験体の部材寸法や非対称性を考慮したパネルとその他の部材の変形成分代表値を抽出した。二者の比によってパネルのせん断破壊の程度を数量化し、各試験体を分類し、4.5節のせん断強度 τ_{ps} の有効性について詳細な検討が行われた。

その結果パネルのせん断破壊度が0.1以下を等級Ⅰ、0.1以上0.2までを等級Ⅱ、0.2以上0.5までを等級Ⅲ、0.5以上1までを等級Ⅳとして大別した。終局時において等級Ⅰのものはパネルのせん断破壊が殆どなくはりが曲げ降伏して十分な梁橋のじん性を保障する。等級Ⅱのものはパネルにせん断ひび割れが多数発生するがパネルの破壊度が小さいのではりが変形する。このときはり主筋がパネル内で付着破壊していれば、はり端部ではり主筋の抜け出しと曲げ圧壊で大きな回転変形が生じて耐力が低下することがある。等級Ⅲのものはパネルの圧壊が生じるが同上はり端部の回転も大きく耐力低下するので、パネルの破壊度は進行しない。等級Ⅳのものはパネルの圧壊が激しくストラット機構を生じパネルの破壊度は1を指向して限りなく進行する。

せん断強度式について検討した結果はり主筋の付着を考慮したはりの計算曲げ強度を分母とする比によって上記破壊等級に関し次の傾向が認められる。

- 1) この比が1.2以上ならば等級Ⅰ
- 2) この比が1~1.2ならば等級ⅡまたはⅢ
- 3) この比が1以下だと等級ⅢまたはⅣ

鉄骨との混合構造についても上記傾向1)および3)が認められた。

4.5節に返って τ_{ps} の評価をつけ加えれば等級ⅢとⅣの破壊は $\tau_{ps} > 0.28\sigma_B$ かつ $\tau_{ps} > 1.1\tau_{ps}$ の領域に生じる。しかし τ_{ps} 式の因子について正確に評価された訳ではない。

表4.6.1 実験試験体の諸元

諸元	材料強度		形状				配筋			実験概要					
	コンクリート $C \sigma_B$ kg/cm ²	梁主筋 σ_{sy} kg/cm ²	スパン		梁		柱		接合部	軸応力 σ_B kg/cm ²	パネル応力度		最大 部材角 R	破壊最 大箇所	参照 文献
			L×H cm×cm	B×D cm×cm	主筋 (片側)	B×D cm×cm	主筋 (全)	B×D cm×cm			σ_{tu} kg/cm ²	F_c			
試験体 WJ-6	296	3648	270×147	20×30	10-D13	30×30	18-D16	□D10 3段	20	128.5	0.43	0.083	0.083	パネル (1)(2)	
WJ-2	296	4068	270×147	20×30	5-D13	30×30	18-D13	□D10 3段	20	91.2	0.31	0.083	0.083	パネル (1)(2)	
PJ-0	251	3890	315×223	30×50	3-D29	50×50	10-D29	□D10 2段	0	70.9	0.28	0.059	0.059	パネル (3)(4)	
KSX	195	3890	300×200	30×50	2-D29	50×50	8-D29	⊗D10 4段	0	53.5	0.27	0.067	0.067	梁端 (3)(5)	

〔参照文献〕1) 渡辺、野口他「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐力と変形性状」JCI 60.6

2) 渡辺、小林他「鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐力と変形性状に関する実験的研究、その1」本大会 60.10

3) 石橋、武井他「機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験的研究」JCI 60.6

4) 武井、山本他「高いせん断応力下にあるはり・柱接合部に及ぼす継手位置の影響」大会 60.10

5) 石橋、山本他「変断面鉄筋を有するはり・柱接合部の挙動(実験概要)」、(破壊機構)「大会 60.10

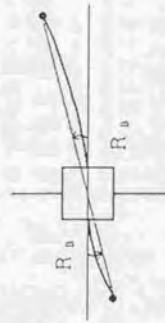
表4.6.2 パネルの強度比とせん断変形

試験体	$\frac{\tau_{pm}}{c\sigma_b}$	γ_{pm} 10^{-3}	$\frac{\tau_{pu}}{c\sigma_b}$	γ_{pu} 10^{-3}	$\frac{\tau_{pr}}{c\sigma_b}$	γ_{pr} 10^{-3}	耐力状況
太径シリーズ							
D41 No.1	0.210	2.7	0.302	8.6	—	—	○維持
D41 No.2	0.279	3.1	0.304	3.8	0.324	16.5	△低下
D51 No.1	0.436	2.7	0.451	12.0	—	—	○維持
D51 No.2	0.609	—	0.487	3.5	0.386	25.0	×降伏前低下
D51 No.3	0.441	9.0	0.471	13.0	0.390	44.0	△低下
D51 No.4	0.432	7.4	0.460	8.4	0.413	45.0	△低下
普通径 P C a	0.254	1.9	0.280	3.4	—	—	○維持
継手シリーズ							
SLS	0.212	1.0	0.266	2.6	0.194	3.0	△低下
LSL	0.190	1.1	0.250	2.6	0.150	3.5	△低下
KSK	0.207	1.1	0.275	2.5	0.195	4.2	△低下
SSS	0.214	1.5	0.252	2.4	0.201	3.2	△低下
LLL	0.252	1.2	0.309	2.7	0.202	7.1	△低下
LSS	0.184	1.1	0.238	2.4	0.159	4.1	△低下
SJP	0.126	0	0.158	0	0.114	3.4	△低下
SJB	0.121	0	0.168	0	0.131	0.6	△低下
SJN	0.109	0	0.141	0	0.070	0.7	△低下
PJ-N	0.309	—	0.294	2.2	0.171	19.3	×降伏前低下
BJ-N	0.380	—	0.323	3.2	0.191	9.1	×降伏前低下
PJ-0	0.309	—	0.283	7.3	0.199	11.8	×降伏前低下
BJ-0	0.380	—	0.311	9.3	0.204	20.0	×降伏前低下
柱SRC+P C a							
No.1	0.246	0.9	0.296	3.1	—	—	○維持
No.2	0.251	0.8	0.285	5.4	—	—	○維持
柱RC+はりS							
B 正荷重	0.327	—	0.283	17.4	0.245	38.2	×降伏前低下
B 負荷重	0.359	—	0.262	7.2	0.252	29.9	×降伏前低下
C 正荷重	0.341	—	0.289	3.9	0.260	26.8	×降伏前低下
C 負荷重	0.375	—	0.299	8.2	0.299	30.9	×降伏前低下
C1	0.364	4.7	0.389	6.7	0.277	23.8	△低下
C2	0.379	4.3	0.424	12.1	0.357	52.4	△低下
C3	0.208	1.7	0.270	4.3	—	—	○維持
A1	0.222	3.7	0.260	8.4	0.222	11.4	△低下
A3	0.136	0.9	0.177	1.9	—	—	○維持

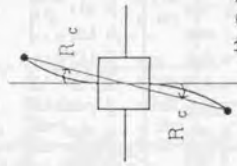
表4.6.3 接合部変形成分と破壊等級

試験体	γ_{m1} 10^{-3}	γ_{p1} 10^{-3}	γ_{m2} 10^{-3}	γ_{p2} 10^{-3}	$\frac{\gamma_{p1}}{\gamma_{m1} + \gamma_{m1}}$	$\frac{\gamma_{p2}}{\gamma_{m2} + \gamma_{p2}}$	破壊等級
太径シリーズ							
D41 No.1	1.5	2.7	14.5	8.6	0.643	0.327	III
D41 No.2	3.1	3.1	7.2	16.5	0.500	0.696	IV
D51 No.1	8.1	2.7	24.0	12.0	0.250	0.333	III
D51 No.2	13.6	3.5	23.1	25.0	0.205	0.520	IV
D51 No.3	5.0	9.0	6.5	44.0	0.643	0.871	IV
D51 No.4	5.1	7.4	3.8	45.0	0.592	0.922	IV
普通径 P C a	13.8	1.9	40.5	3.4	0.121	0.077	I
継手シリーズ							
SLS	3.0	1.0	37.0	3.0	0.250	0.075	I
LSL	2.9	1.1	39.8	3.5	0.275	0.081	I
KSK	2.9	1.1	38.6	4.2	0.275	0.098	II
SSS	4.1	1.5	39.1	3.2	0.268	0.076	I
LLL	4.0	1.2	42.2	7.1	0.231	0.144	II
LSS	2.7	1.1	38.8	4.1	0.289	0.096	II
SJP	1.6	0	38.4	3.4	0.000	0.081	I
SJB	2.0	0	39.8	0.6	0.000	0.015	I
SJN	2.0	0	31.4	0.7	0.000	0.022	I
PJ-N	7.0	2.2	24.8	19.3	0.239	0.438	III
BJ-N	6.6	3.2	28.3	9.1	0.327	0.243	III
PJ-0	13.4	7.3	27.6	11.8	0.353	0.299	III
BJ-0	12.6	9.3	24.7	20.0	0.425	0.447	III
柱SRC+P C a							
No.1	4.2	0.9	20.2	3.1	0.176	0.133	II
No.2	4.4	0.8	28.4	5.4	0.154	0.160	II
柱RC+はりS							
B 正荷重	15.0	17.4	17.3	38.2	0.537	0.688	IV
C 正荷重	9.3	3.9	25.2	26.8	0.295	0.515	IV
C1	6.3	4.7	48.6	23.8	0.427	0.329	III
C2	7.8	4.3	27.2	52.4	0.355	0.658	IV
C3	16.1	1.7	21.7	4.3	0.096	0.165	II
A1	6.1	3.7	40.6	11.4	0.378	0.219	III
A3	15.7	0.9	22.7	1.9	0.054	0.077	I

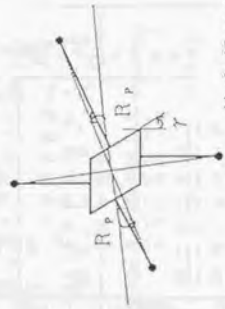
$$\begin{aligned}
 \text{I} : & \frac{\gamma_{p2}}{\gamma_{m2} + \gamma_{p2}} < 0.1 \\
 \text{II} : & 0.1 \leq \frac{\gamma_{p2}}{\gamma_{m2} + \gamma_{p2}} < 0.2 \\
 \text{III} : & 0.2 \leq \frac{\gamma_{p2}}{\gamma_{m2} + \gamma_{p2}} < 0.5 \\
 \text{IV} : & 0.5 \leq \frac{\gamma_{p2}}{\gamma_{m2} + \gamma_{p2}}
 \end{aligned}$$



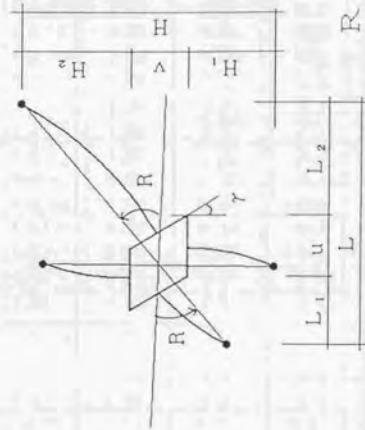
はりの変形



柱の変形



接合部の変形



$$R = R_p + R_B + R_c$$

全体変形

図4.6.1 接合部変形要素の分解と合成

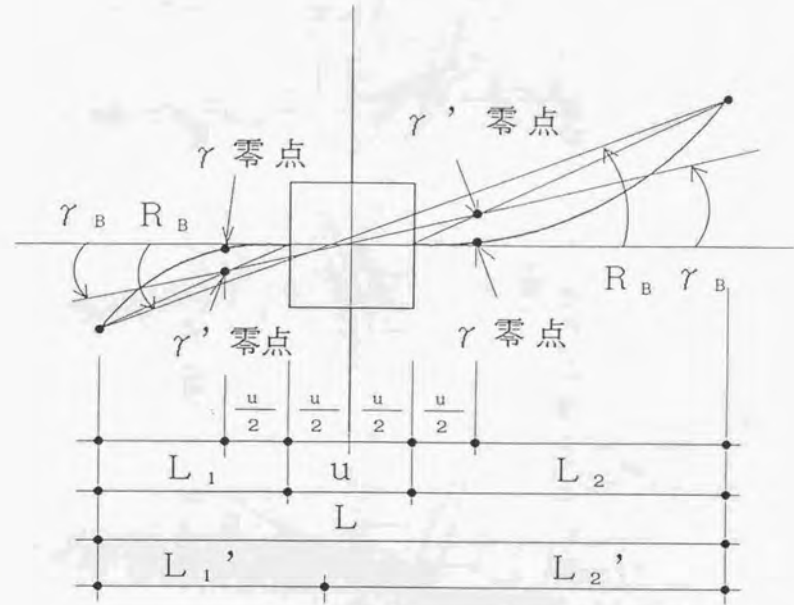


図4.6.2 梁の接合部変形 γ_B



図4.6.3 試験体B, Cの $\gamma_m - \gamma_p$ 関係

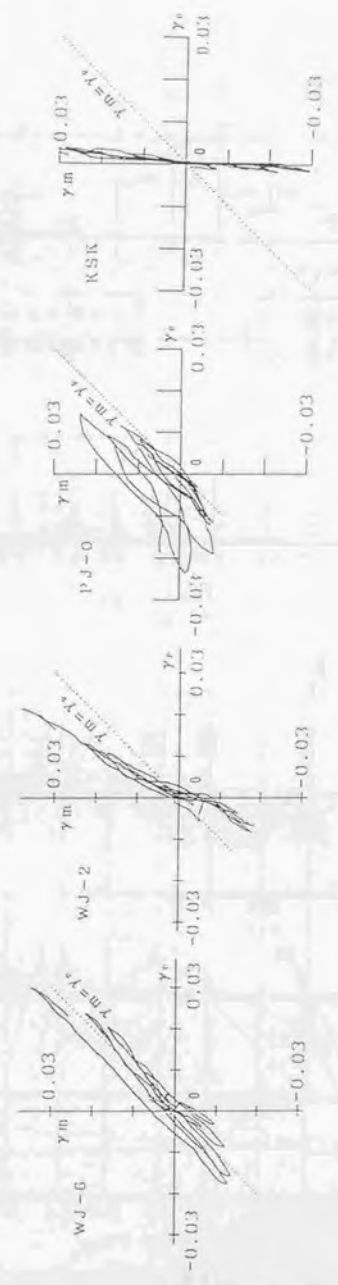


図4.6.4 既往の実験の $\gamma_m - \gamma_p$ 関係

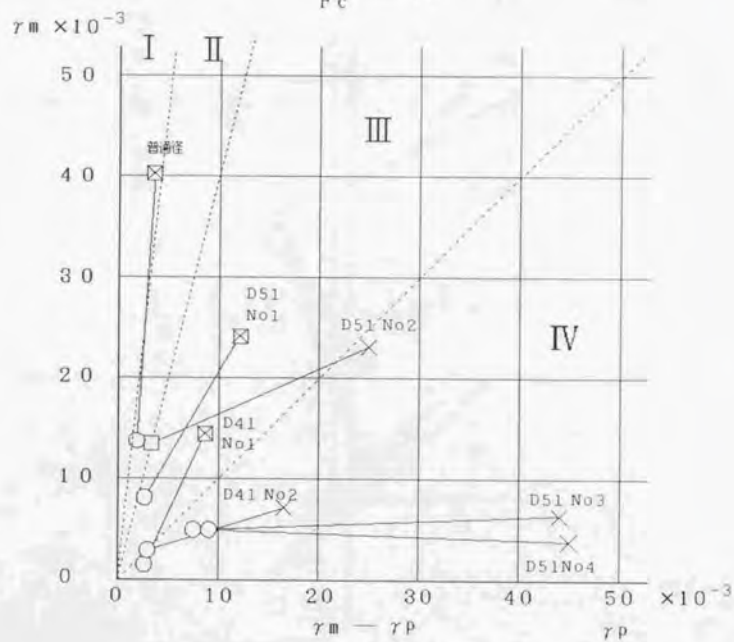
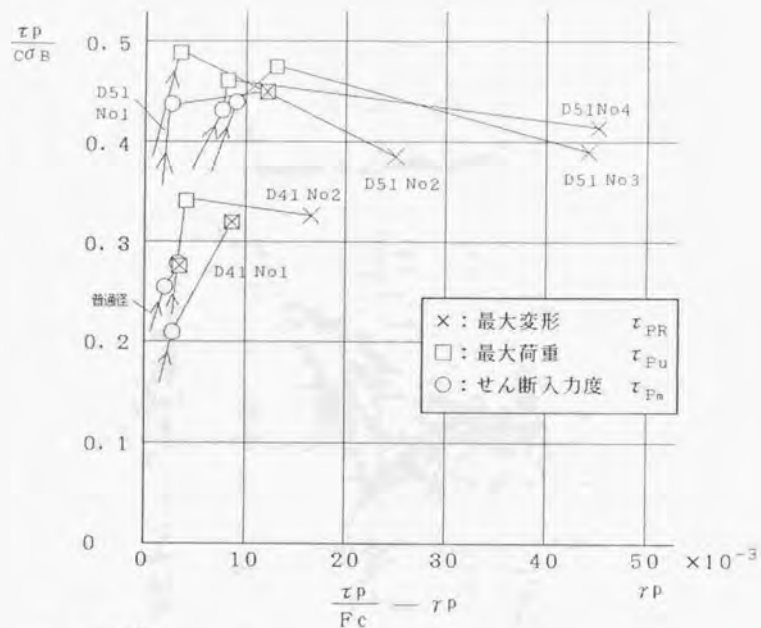


図4.6.5 接合部変形の検討(大径シリーズ)

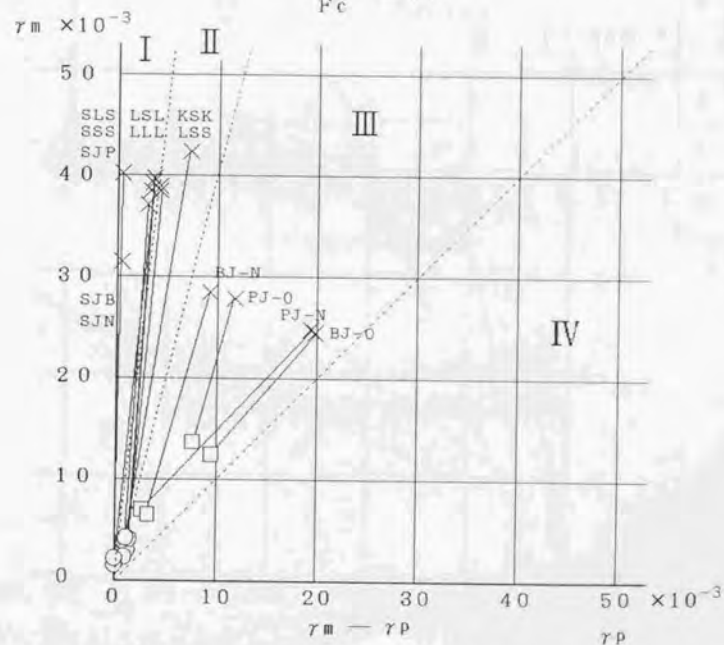
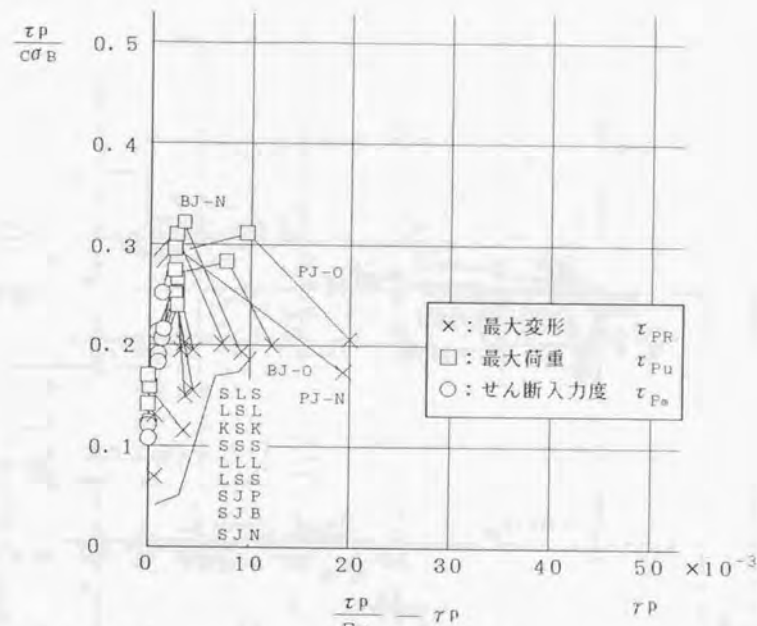


図4.6.6 接合部変形の検討(羅手シリーズ)

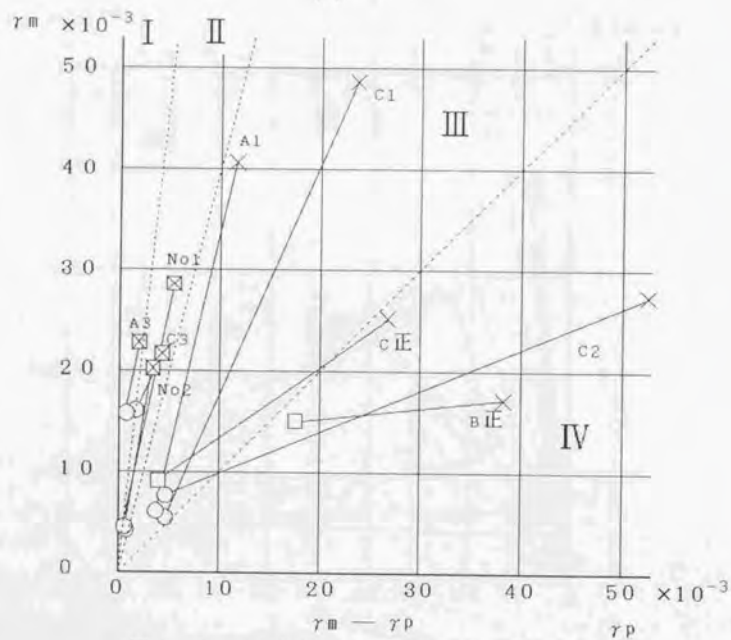
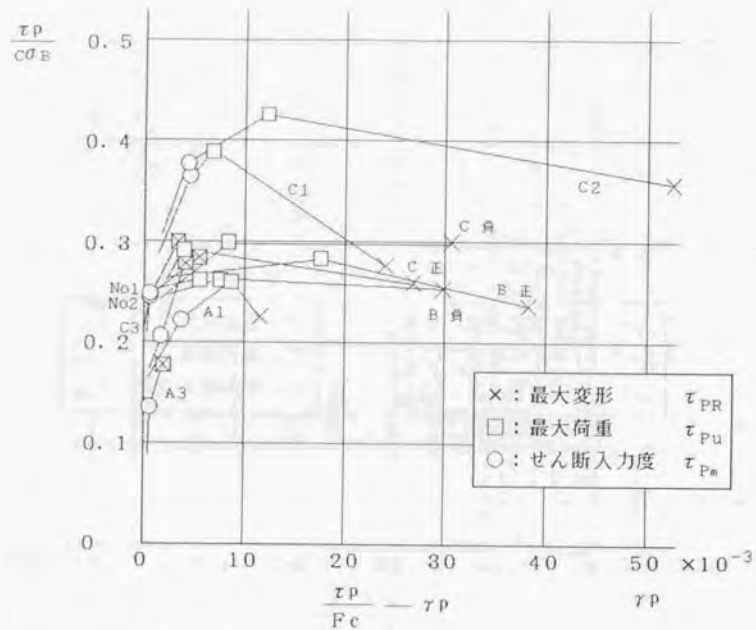


図4.6.7 接合部変形の検討(鉄骨入りシリーズ)

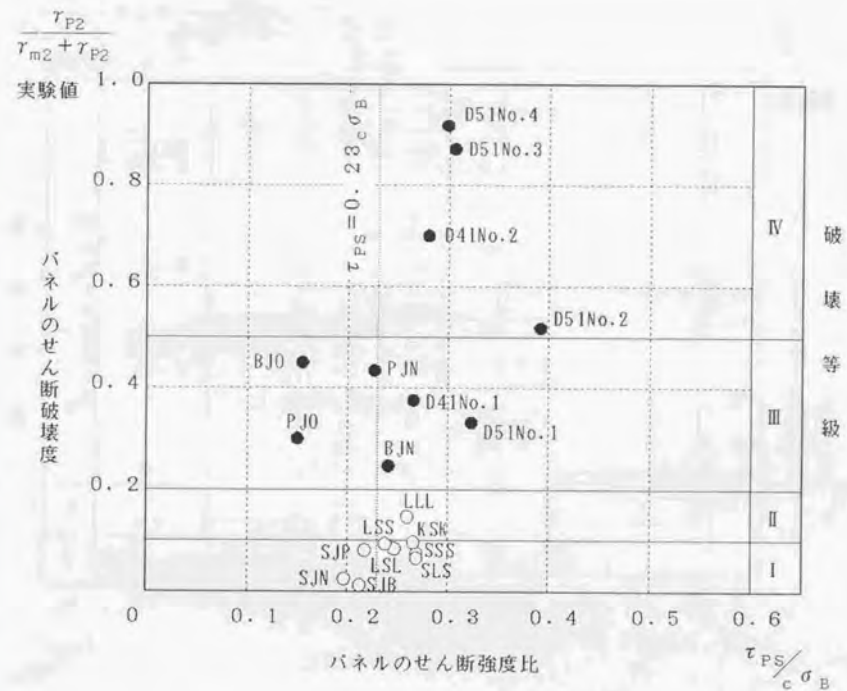


図4.6.8 コンクリートの圧縮強度に対する
パネルのせん断強度比と破壊度

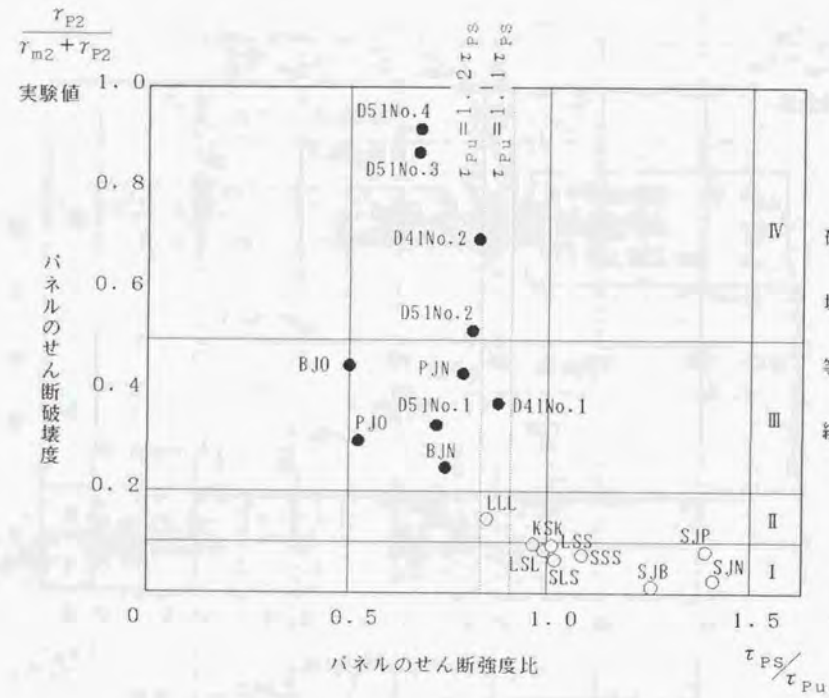


図4.6.9 実験せん断強度に対する
パネルのせん断強度比と破壊度

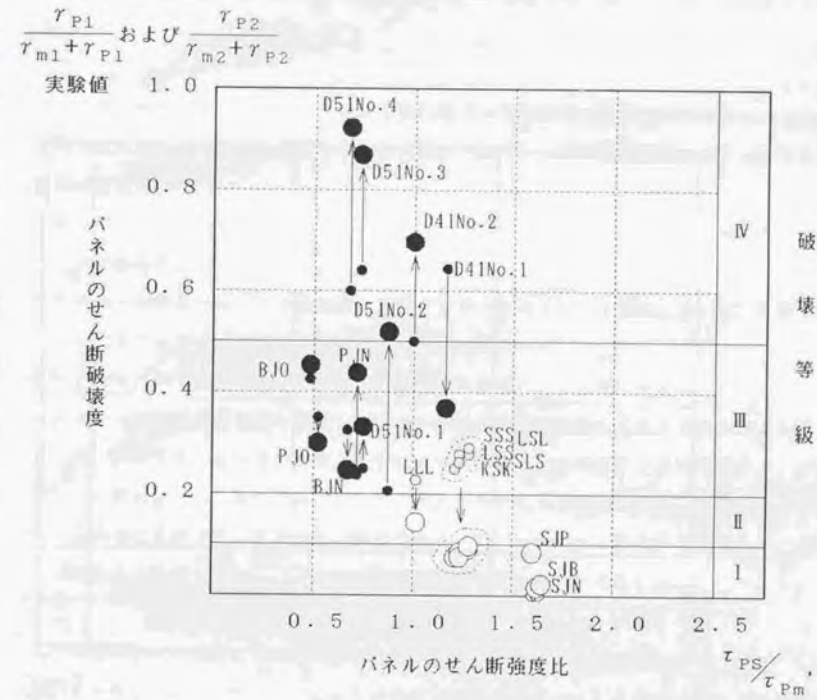


図4.6.10 はりの曲げ強度に対する
パネルのせん断強度比と破壊度

$\frac{\tau_{P2}}{\tau_{m2} + \tau_{P2}}$
実験値

パネルのせん断破壊度

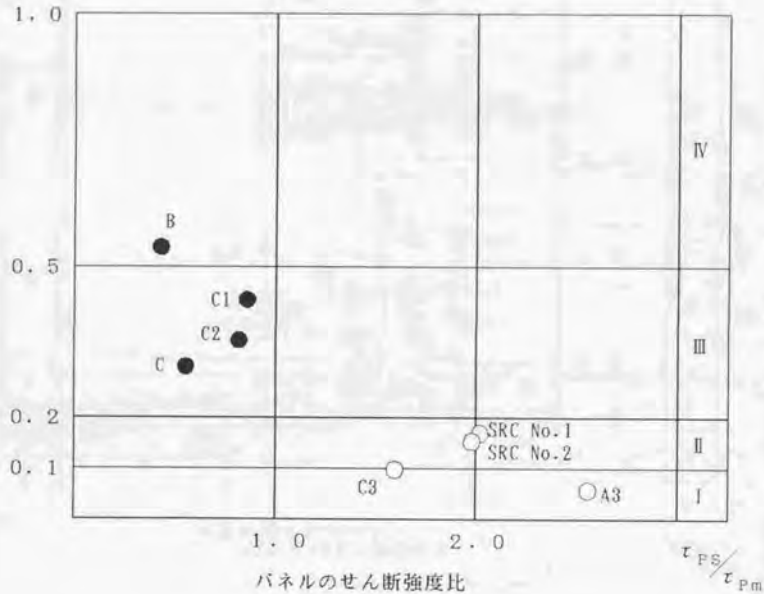


図4.6.11 鉄骨との混合構造のはりの曲げ強度に対するパネルのせん断強度比と破壊度

4.7 本章の結論

十字形はり・柱接合部ではりが曲げ降伏して同時に接合部パネルがせん断破壊する場合には、パネルの変形の主軸は斜め45°とは限らず水平方向に傾く。従ってパネルを補強するには水平フープの他にはり鉄骨をパネルに貫通させた場合に非常に効果的であった。

パネル内の鉄骨ウェブをフープと等価に置いた補強筋比と降伏点の積の和および柱軸方向力を考慮したパネルのひびわれせん断強度を累加したせん断強度式 τ_{ps} について次の評価ができる。

- 1) このような累加強度式は、パネルのストラット圧壊機構における破壊機構を表すことはできない。
- 2) パネルが縦長であったり補強筋比が特に少ないとストラット機構に近い応力状態であってもフープの応力は大きくなる。
- 3) τ_{ps} を高めるだけではパネルのせん断破壊度を抑えることはできない。
- 4) パネル内終局付着強度を考慮したはりの計算曲げ降伏強度から定まるせん断入力度 τ_{pm} に対する τ_{ps} の比を1以上にすればせん断破壊度を抑えることができる。
- 5) フープによるせん断補強筋は何らかの形式でその効果をパネルのせん断強度式に取り入れることができ、ある一定の補強量によってパネルのせん断破壊を抑制できると推測された。この推測は鉄骨補強の場合についてもいえることである。

パネルの変形性能については次のことがいえる。

- 1) ストラット圧壊機構が生じてはりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少しない場合には、パネルのせん断破壊が限りなく続く。
- 2) ストラット圧壊機構が生じてはりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少する場合には、パネルのせん断破壊は停止する。
- 3) パネルがせん断破壊しない場合にも、はりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少することがあり、その場合には継手などによる定着が耐力とじん性の確保に有効となる。

Figure 1: A schematic diagram showing a horizontal line with several vertical lines extending downwards from it, representing a structural or mechanical layout.

Item	Value
1	1.2
2	1.5
3	1.8
4	2.1
5	2.4
6	2.7
7	3.0
8	3.3
9	3.6
10	3.9
11	4.2
12	4.5
13	4.8
14	5.1
15	5.4
16	5.7
17	6.0
18	6.3
19	6.6
20	6.9
21	7.2
22	7.5
23	7.8
24	8.1
25	8.4
26	8.7
27	9.0
28	9.3
29	9.6
30	9.9

Figure 2: A schematic diagram showing a horizontal line with several vertical lines extending downwards from it, representing a structural or mechanical layout.

第5章 結論

The conclusion of the study is that the proposed method is effective in solving the problem. The results show that the method is robust and can handle various input conditions. The analysis indicates that the method is suitable for practical applications. The study has identified several key findings that support the effectiveness of the method. The results are consistent with the theoretical expectations. The method has been shown to be a reliable and efficient solution for the problem at hand. The study has provided valuable insights into the behavior of the system under different conditions. The findings suggest that the method can be used as a standard approach for similar problems. The research has contributed to the understanding of the underlying principles and has provided a practical framework for implementation. The study has also identified areas for further research and improvement. The results are presented in a clear and concise manner, making it easy to understand the findings. The study has been conducted with care and attention to detail, ensuring the accuracy and reliability of the results. The findings are supported by a solid theoretical foundation and have been verified through extensive testing and validation. The study has provided a comprehensive overview of the problem and the proposed solution, offering a clear path forward for future research and development. The results are presented in a way that is accessible to a wide range of readers, ensuring that the findings are widely understood and appreciated. The study has been a valuable contribution to the field and has provided a solid foundation for further research and development. The findings are presented in a clear and concise manner, making it easy to understand the findings. The study has been conducted with care and attention to detail, ensuring the accuracy and reliability of the results. The findings are supported by a solid theoretical foundation and have been verified through extensive testing and validation. The study has provided a comprehensive overview of the problem and the proposed solution, offering a clear path forward for future research and development. The results are presented in a way that is accessible to a wide range of readers, ensuring that the findings are widely understood and appreciated. The study has been a valuable contribution to the field and has provided a solid foundation for further research and development.

第5章 結論

5.1 まとめ

(1) 研究目的に対応する結論

はり主筋のパネル区間通過長さが短いなど付着の条件が悪い場合の鉄筋コンクリートはり・柱接合部の力学的性状を実験を主体として研究した結果次の結論が得られた。

パネル内のはり主筋の付着性状は数々の因子の影響を受けて複雑である。その中で数種類の因子を特定し定量化することにより終局付着強度を実験式として表すことができる。この実験式には接合部パネルの応力状態や破壊状況の影響を考慮した因子を含めることが重要である。またパネル区間は中央のコア区間と外側のかぶりコンクリートの区間に分割され、コア内では大きな終局付着強度を伴う付着破壊が生じ、かぶりの区間でははり端断面の形状により圧縮鉄筋応力の引張変化や引張鉄筋ひずみのコア内進入などの現象がある。はり主筋のパネル区間全長に亘る付着破壊に伴うすべり出しによって、はりの接合端の曲げ強度は低下することがあり、その場合パネルへのせん断力の伝達も減少する。このときのはりの曲げ強度の算定には上記の終局付着強度実験式を用いることは有効である。パネルのせん断強度に対するせん断補強筋の効果は、はり主筋の付着条件が悪い場合の研究によっても明確な抵抗機構に基づいて説明することはできない。しかしその必要最小限の量はパネルに伝達するせん断力の大きさに応じて決定されるべきで一律である必要はない。

(2) 各章の結論

第2章では鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部の実験結果より次の結論が述べられた。

D41を使用した実験では、柱軸方向力の有無がパネルのせん断破壊の程度に影響した。すなわち柱軸方向力のある方はない方よりせん断強度が高く、パネルコンクリートの破壊が外見上小さかった。しかし両者ともはり主筋のパネル内で付着破壊が生じずべりがかなりあった。そのためはりのパネル内圧縮側の鉄筋の応力は引張となり、それに伴い柱軸方向力のある方の試験体では、はりの曲げ圧壊が激しかった。両試験体とも通常のはりの略算式による応力中心間距離で計算した曲げ強度よりもかなり高いはりの曲げ

モーメントまで上昇し、平面保持の仮定に基づき曲げ抵抗機構は大きく崩れたと思われる。

D51を使用した実験では、はり幅が40cmで柱幅の61%と狭くして2-D51をはり主筋として配筋すると接合部パネルはそれほど激しくは破壊せずはりの曲げ破壊が大きくなったが、はり幅をそのままにして3-D51をはり主筋として配筋するとパネルのせん断破壊が柱幅内のはり幅領域に局部的に生じた。はり幅を60cmとして柱幅の91%までに近づけて3-D51をはり主筋として配筋した場合にはパネルコンクリートの圧壊が生じた。パネルの最大せん断応力度はいずれも 100 kg/cm^2 を越える高い値に達した。パネルの圧壊が生じるときには、はりの曲げ破壊の進行が止まりパネル部分の変形だけが大きく進行した。しかし最大荷重まではフープや柱側面の中間軸筋の応力は大きくならず、圧壊が激しくなって変形が進行しても局部的には降伏するが全体的に弾性でせん断補強筋の効果は薄かった。はり主筋は全ての試験体でパネル区間で付着破壊しすべりを伴って、圧縮側の応力が引張に変化する。これによってはりの曲げ圧壊が促進された可能性が高い。

スラブ付一部P C aの実験では、接合部パネルの最大せん断応力度は 85 kg/cm^2 程度と大きくなったにも拘らず、パネルのせん断破壊は激しくならずにはりの通し配筋した上端筋の付着すべりに伴うはり端部の回転が大きくなった。せん断破壊が激しくならなかったのは場所打スラブとP C a壁板がパネルを拘束していたことによると考えられ、はり端部の回転が大きかったにも拘らず曲げ圧壊による耐力低下が少なかったのは曲げ圧壊に対してはスラブと柱内に曲げ下げ定着した下端筋が有効で、スラブ側が引張の時の上端筋の抜け出しの方が端部の回転を大きくしたからと考えられる。

はり主筋に機械式継手を施した実験では、はり主筋量が多ければパネルがせん断破壊し、少なければしなかったが、いずれにしてもはりの曲げ圧壊は生じた。はり主筋の降伏まではパネル内の付着長その他の条件によって付着強度が大きく付着破壊しないが、正負繰り返し荷重によってパネルからの抜け出しが逆荷重で押し戻されることが繰り返されると付着有効長さの減少と付着破壊が生じ易くなる。従ってはり主筋が滑動しないように継手がコンクリートに定着されれば、はり端部の大きな回転や曲げ圧壊が抑制された。とくにパネルの両側のはり端部に継手が施されるとその効果が大きかった。

第3章では鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部のパネル区間の付着性状について、基礎実験および理論解析および測定ひずみ度の分析を行った結果以下の結論を得た。

鉄筋の一方向加力の付着強度基礎実験により、コンクリート材料(普通コンクリート $16.4\sim 52.2\text{ kg/cm}^2$ 、軽量コンクリート 17.5 kg/cm^2)、鉄筋材料(降伏点 3.09 t/cm^2 の普通丸鋼、降伏点 3.88 t/cm^2 の竹状節異形鉄筋、降伏点 3.70 t/cm^2 の

波状節異形鉄筋)、鉄筋に対するコンクリートの打込方向(上ば筋、その他の鉄筋)および加力方向(引き抜き、押し抜き)を因子として定量化し付着強度実験式を導くことができた。

異形鉄筋の引き抜きまたは押し抜きの片振および両者交互の両振繰り返し付着強度基礎実験により、付着破壊した十字形はり・柱接合部実験におけるパネル区間はり主筋の付着疲労は激しかったことが裏付けられた。

パネル区間はり主筋の引張側では、柱鉄筋の外側のかぶりコンクリート部分では横拘束が小さいので鉄筋弾性でも付着破壊が生じ易く、鉄筋降伏によってさらに内側まで破壊する。柱面近傍の鉄筋の降伏は局部的な鉄筋自身の曲げによっても促進されるので、この区間の不連続的な降伏伸びは鉄筋の平均的応力度が降伏点に達する直前から生じ始める可能性がある。一般の鉄筋コンクリート構造のはり断面においても柱面ではこの区間の弾性または降伏の伸び出しが、引張鉄筋の降伏により早期に圧縮鉄筋の引張反転に結びつく可能性が高い。

パネル区間はり主筋の圧縮側では、圧縮鉄筋の引張反転は荷重が増大すると一般的に生じ易い。特にT形ばりの上ば筋では起こり易く、下ば筋が圧縮鉄筋の場合においても上記理由で引張鉄筋の伸び出しが常に伴うので起こり得る。パネル区間全体の付着破壊が生じた後では、引張鉄筋比の大小に拘らずはり端部の回転が大きくなった時点で再び圧縮側に戻る可能性もある。圧縮鉄筋側の柱のかぶりコンクリート区間のはり主筋応力分布は、以上の圧縮鉄筋の引張反転応力の大きさに左右され、必ずしも柱コア内応力分布と直線的に連続するとは限らない。

パネル区間はり主筋の付着応力度は柱コア内で最大となり、付着破壊後の柱コア内のはり主筋応力は乱れ易い。パネルのせん断破壊を伴う場合には特に乱れ易い。

実験測定上柱コア内の終局付着強度は、パネルのせん断破壊が激しい場合はパネル区間両側の応力差を平均化した付着強度に近似してくるので、はり主筋の応力が柱コア内で乱れた場合にはこの値を採用する手法がある。厳密には柱コア内のはり主筋の付着すべりを測定してその挙動によって終局付着強度を判定することが望ましい。

鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部のはり主筋の柱コア内終局付着強度は、基礎付着実験において定量化したコンクリート材料強度および鉄筋の節形状および鉄筋に対するコンクリートの打込方向の因子を考慮した実験式に、接合部実験の場合に追加すべき因子として定量化した柱軸方向応力度に関する因子および横方向拘束と接合部破壊程度を併合したと考える因子によって実験式を示すことができた。しかしこの実験式は考えられる因子を任意に定量化してそのべき数および全因子の積をとって段階的に回帰分析した

けであり、範囲の狭いデータについて説明できずに過ぎない。今後ここまでの分析を参考として、さらに幅広い終局付着強度の実験値を厳密に抽出して、因子の有効性を見極めながら精度の良い実験式を導き出す必要がある。

第4章では接合部パネルの補強について、せん断補強筋の不足を補うためにパネル内に鉄骨を配置した実験を追加して報告し、全試験体についてパネルのせん断強度とせん断変形性能を分析した結果次の結論を得た。

十字形はり・柱接合部でははりが曲げ降伏して同時に接合部パネルがせん断破壊する場合には、パネルの変形の主軸は斜め45°とは限らず水平方向に傾く。従ってパネルを補強するには水平フープの他にはり鉄骨をパネルに貫通させた場合に非常に効果的であった。

パネル内の鉄骨ウェブはフープと等価に置いたせん断補強筋比と降伏点の積と、柱軸方向力を考慮したパネルのひびわれせん断強度とを累加したせん断強度式 τ_{ps} について次の評価ができる。

- 1) このような累加強度式は、パネルのストラット圧壊機構における破壊機構を表すことはできない。
- 2) パネルが縦長であったり補強筋比が特に少ないとストラット機構に近い応力状態であってもフープの応力は大きくなる。
- 3) τ_{ps} を高めるだけではパネルのせん断破壊度を抑えることはできない。
- 4) パネル内終局付着強度を考慮したはりの計算曲げ降伏強度から定まるせん断入力度 τ_{pm} に対する τ_{ps} の比を1以上にすればせん断破壊度を抑えることができる。
- 5) フープによるせん断補強筋は何らかの形式でその効果をパネルのせん断強度式に取り入れることができ、ある一定の補強量によってパネルのせん断破壊を抑制できると推測された。この推測は鉄骨補強の場合についてもいえることである。

パネルの変形性能については次のことがいえる。

- 1) ストラット圧壊機構が生じてはりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少しない場合には、パネルのせん断破壊が限りなく続く。
- 2) ストラット圧壊機構が生じててもはりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少する場合には、パネルのせん断破壊は停止する。
- 3) パネルがせん断破壊しない場合にも、はりの曲げ強度が付着すべりによる曲げ圧壊で減少することがあり、その場合には継手などによる定着が耐力とじん性の確保に有効となる。

5.2 設計への提案

鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部パネルのせん断強度に関しては、せん断補強筋の効果を正確に取り入れることはできないという結論を得たが、付着の条件の悪い特殊な構造のはり・柱接合部に限って言えば本論文で仮説として提案した実験式によって次のように設計することが可能である。

なお下記の文中せん断入力度指標およびせん断強度指標の言葉の定義は4.4.3項を参照されたい。

(1) 太径異形鉄筋を使用する設計

接合部パネルのせん断ひびわれは、はり幅が柱幅より狭くてパネル厚方向の拘束度が低くなる部分にも生じ、パネル内に留まらず柱部材の方向へ立体的に進展する傾向があり、はり幅の外側に配筋した柱主筋とパネルコンクリートとの応力伝達は不十分になることがあると思われる。従って太径異形鉄筋D51をはり降伏型のはり・柱接合部に使用する際には、はり幅は柱幅に十分近づけて接合部パネルへの拘束力を増すようにすることと、少なくとも柱の四隅筋は、はり幅からの応力伝達が可能な領域に配筋することが大切である。はり幅を十分に柱幅に近づけてパネルの拘束をよくすれば、パネルへのせん断応力度をパネルコンクリートが圧壊するまで大きくすることができるが、その後の破壊がパネルに集中し耐力が低下するのではりの主筋量には限界がある。せん断入力度指標は0.3以下に抑えるべきであり、また2以上のじん性率を確保するためにはせん断強度指標が1以上になるように十分な補強が必要である。

(2) はり主筋に機械式鉄筋継手を使用する設計

一般的に十字形はり・柱接合部ではパネル内のはり主筋の定着が悪条件下にあると、塑性変形が繰り返されたとき前回の荷重で生じたはり主筋の抜け出しが逆荷重により押し込まれるため、一層の定着性能の低下が生じる。一方このような条件下ではり主筋に機械式鉄筋継手が接合部に接して施されると、はりの曲げ圧壊に対しては有効で、架構の耐力およびじん性能を向上させることができる。継手位置がパネル内の場合には、パネル内ではり主筋の定着が改善されるためはりの曲げ強度は上昇するが、パネルのせん断破壊も促進される。継手位置に拘らずせん断入力度指標が0.2以上になる場合にはせん断強度指標が1以上になるように十分なせん断補強が必要である。

(3) 鉄骨がパネルを補強すると考えた構造の設計

本論文では柱に鉄骨を貫通させてパネルを補強したと考えるための実験と、はりをS造とし接合部に設けたRCスタブを介して鉄骨ばりの応力を徐々に接合部に伝達することを前提として、鉄骨ばりがパネルを貫通するか別の鉄骨で鉄骨ばりどうしを接合するかしてパネルを補強したと考えるための実験を紹介した。実験結果によれば両者ともパネルゾーンにはコンクリートのストラット機構が形成されたと考えられ、また純RCの接合部と同様にせん断入力度指標とパネル破壊の相関性が高かった。従ってせん断入力度指標は0.3を境にしてパネルのせん断破壊の大小を分離する。設計ではせん断入力度指標が0.2以下ならばせん断強度指標を1以上にすることによって良好な耐力とじん性が得られる。せん断入力度指標が0.25を超える場合にはパネルのせん断変形が大きくなるが、0.3以下の範囲ではせん断強度指標が1以上あれば純RCのはり・柱接合部の場合と異なり急激な耐力低下は生じない。この種の鉄骨補強の構造は構造特性係数を純RCの構造の場合より有利に採れることを示唆している。

5.3 今後の研究課題

(1) はり主筋のパネル内付着性状について

鉄筋コンクリート十字形はり・柱接合部のはり主筋の付着性状については、本論文ではパネル区間長が鉄筋径に対して短くて付着の条件が悪い場合についてのみ論じられた。

実験方法や分析手法については有用な手段がいくつか提案されているので、これらを改良するとともに付着の条件の良い場合についても適用して結果を求める必要がある。

はり主筋のパネル区間付着性状は本論文の試験体の範囲でスラブおよび直交ばりの拘束効果が0に限られていることや鉄筋材料の降伏点の範囲が 4t/cm^2 前後に限られていることがあるので、高強度のコンクリートや鉄筋を使用した範囲外のデータを入手し本論文の実験式を検証する必要がある。

(2) 接合部破壊機構について

本論文で解析に供したマクロモデルでは、簡略化したため完全アーチ機構でのフープの応力を算出できなかった。このモデルをそのまま延長して改良を加えるとすれば圧縮束の適正な幅について検討する必要がある。

スラブのパネルに対する拘束性については、圧縮束幅がパネル対角線より上側の領域に拡大するという仮説およびパネルの上辺では有効厚も増大するという仮説を直交ばりの拘束効果と分離して検討する必要がある。

(3) 機械式鉄筋継手について

パネルの両側にはり主筋の機械式継手がある十字形はり・柱接合部の実験ではきわめて有利な結果が得られたが、せん断入力度指標が0.3付近でせん断補強が十分である実験結果がない。

パネルの片側だけに機械式鉄筋継手がある試験体のデータがない。

(4) 鉄骨補強について

柱RCはりSの混合構造接合部のせん断入力度指標が0.25を超える場合の柱軸方向力を考慮した適正な鉄骨補強量の存在を探る。

鉄骨でパネルを補強した場合のマクロモデルを提案して解析に供する。

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..
... ..
... ..
... ..
... ..

... ..
... ..

< 発表文献 >

筆者が発表または分担執筆した文献の内、本論文と関係のあるものを以下に示す。
本文で引用したものも含んでいる。

A I J = 日本建築学会

J C I = 日本コンクリート工学会議

- 1) A I J : " 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料"
昭和62年9月、pp. 116~124
- 2) A I J : " 地震荷重と建築構造の耐震性"
昭和52年1月、pp. 177~179
- 3) A I J : " 建築耐震設計における保有耐力と変形性能"
昭和56年5月、pp. 173~177
- 4) 石橋、園部、他 : " 太径鉄筋D51を用いたはり・柱接合部の実験的研究"
その1、その2、その3、A I J 関東支部研、昭和50年7月、構造系pp. 141~152
その4、A I J 大会、昭和50年10月、構造系pp. 1147~1148
その5、その6、A I J 関東支部研、昭和51年8月、構造系pp. 217~224
その7、A I J 大会、昭和51年10月、構造系pp. 1461~1462
その8、A I J 大会、昭和52年10月、構造系pp. 1775~1776
- 5) 園部、石橋 : " 太径鉄筋D51を用いた梁・柱接合部の実験的研究"
季刊カラム、No. 69、昭和53年7月、pp. 81~84
- 6) K. Ishibashi, Y. Sonobe : " Behavior of RC Beam-Column Connection with Large Size Deformed Bars under Cyclic Loads"、Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, January 1977, New Delhi, Vol. III, pp. 3251
- 7) 石橋、武井、戸田 : " 機械式鉄筋継手を有する梁・柱接合部の実験的研究"
J C I 第7回コンクリート工学年次講演会論文集、昭和60年6月、pp. 601~604
- 8) 石橋、山本、他 : " 変断面鉄筋を有するはり・柱接合部の挙動(実験概要)、同(破壊機構)"、A I J 大会、昭和60年10月、構造II pp. 579~582
- 9) 石橋、野口、他 : " RC はり・柱接合部のパネル応力伝達機構に関する実験的研究"、A I J 大会、昭和61年8月、構造II pp. 105~106

10) 石橋、他：“柱鉄筋コンクリート造、梁鉄骨造接合部の実験的研究”

その1、その2、その3、A I J大会、昭和63年10月、構造Ⅱ pp.437~442
 その4、その5、その6、A I J大会、平成元年10月、構造Ⅱ pp.449~454
 その7、その8、その9、A I J大会、平成2年10月、構造Ⅱ pp.409~414
 その10、その11、A I J大会、平成3年9月、構造Ⅱ pp.241~244
 その12、その13、その14、A I J大会、平成4年8月、構造Ⅱ pp.279~284

11) 石橋、園部：“繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートの付着性状に関する研究”

(第1報)、A I J大会、昭和43年10月、構造系pp.689~690
 (第1報)、A I J関東支部研、昭和43年7月、構造系pp.251~254
 (第2報)、A I J大会、昭和44年8月、構造系pp.803~804
 (第2報)、A I J関東支部研、昭和44年6月、構造系pp.197~200
 (第3報)、A I J大会、昭和45年9月、構造系pp.643~644
 (第4報)、A I J大会、昭和46年11月、構造系pp.721~722
 (第5報)、A I J大会、昭和47年10月、構造系pp.993~994
 (第6報)、A I J大会、昭和48年10月、構造系pp.1249~1250
 (第6報)、A I J関東支部研、昭和48年7月、構造系pp.61~64
 (第7報)、A I J大会、昭和49年10月、構造系pp.1151~1152

12) 石橋、園部：“ループ状接合筋に関する実験的研究”、

A I J大会、昭和52年10月、構造系pp.1767~1768

13) 石橋、他：“鉄筋の塑性域付着性状について”、

A I J大会、昭和57年10月、構造系pp.1337~1338

14) 石橋、他：“鉄筋の塑性域における付着挙動について”、

A I J大会、昭和58年9月、構造系pp.1885~1886

15) 石橋、黒正、他：“鉄筋コンクリートK型フレームの実験的研究”、

その1、その2、A I J大会、昭和49年10月、構造系pp.1199~1202
 その3、その4、その5、A I J関東支部研、昭和50年7月、構造系pp.129~140
 その6、その7、その8、A I J大会、昭和50年10月、構造系pp.1193~1198
 その9、その10、A I J大会、昭和51年10月、構造系pp.1299~1302
 その11、A I J大会、昭和55年9月、構造系pp.1691~1692

16) K. ISHIBASHI, et al., "Behavior of Reinforced Concrete Frames Subjected to Cyclic Lateral Loads", Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, September 1980, Istanbul, Vol. 6, pp353~356

<謝辞>

本研究における実験は1966年から筆者が在職する千葉工業大学の実験室の施設ばかりではなく、外部の施設も使用して行われた。また公共的な研究組織や企業の開発研究の一環として行われたものも多い。以下に主だった実験の使用施設と関係した団体の名称を記す。

実験略称	使用施設	団体名
D41の実験	建築学科実験室	
D51の実験	東京大学大型構造物試験所	鋼材倶楽部「太径異形鉄筋研究会」 小倉弘一郎委員長
スラブ付一部P C a	三井建設技術研究所	三井ブレコン株式会社
溝切り鉄筋模擬継手	建築学科実験室	建築センター「鉄筋継手研究 委員会」中野清司委員長
実物鉄筋継手	間組技術研究所	同上
ナット模擬継手	飛鳥建設技術研究所	同上
付着基礎実験	建築学科実験室	
スラブ付S R C柱	三井建設技術研究所	三井建設株式会社
はりS柱R C	建築学科実験室	三菱建設株式会社

それぞれの実験使用施設では色々な方々の支援を受け、委員会組織の研究と企業の開発研究からはテーマを与えて頂きました。関係各位に深く感謝いたします。また千葉工業大学の卒業研究として上記実験に携わった多くの卒業生の努力に賛辞を送ります。

本論文を執筆する動機となった元千葉工業大学建築学科教授の大島久次先生や元同学科教授で現在は筑波大学教授の園部泰寿先生の強い説得にも拘らず、長い間実行に移れなかったのは誠に筆者の不明によるところが大きく、ここに深くお詫び申し上げます。また他の親しい方々の好意ある応援にも十分には応えられず、申し訳なく思うことが多い毎日でした。

東京大学教授の青山博之先生には、遅筆であるが故に中途半端な原稿を長い間見て頂きました。また東京大学助教授の小谷俊介先生には最後の方で本論文の方向付けを示唆

して頂きました。さらに千葉工業大学建築学科助手の渡辺一弘先生には本論文の図表の
清書やワープロ入力をかなり手伝って頂きました。その他の身の回りの方々の暖かいご
支援を含めまして、ここに本論文が曲がりなりに完成できたことを重ね重ね感謝いたし
ます。

今後の研究課題に関してはすでに実験などが行われ研究が進んでいるものもあり、本
研究の発展のためにさらに努力する所存です。

筆者は亡父石橋直工学博士（1969年没）の冥福を祈り、幼少より育ててくれた母
政子を敬愛し、実験や研究で不規則な毎日の生活を支えてくれた妻昌子に感謝して筆を置
きます。

