

論文

[2003] 高強度材料を用いた RC 内柱・梁接合部の耐震性能に関する研究

竹崎 真一*1 野口 博*2

1. はじめに

近年の鉄筋コンクリート造建築物の高層化、スパンの拡大および部材断面の縮小などの要求に対応するためには、高強度鉄筋、太径鉄筋、高強度コンクリートの使用が不可欠である。このような建物の柱・梁接合部では、大地震時にはコンクリート応力レベルや梁主筋の付着応力が増大し、接合部のせん断破壊や梁主筋の付着劣化等の問題が生じてくることから、接合部の耐震性能の確保が重要となってくる。このような背景から本研究では、高強度材料を使用した RC 内柱・梁接合部の実験とともに FEM 解析によりせん断と付着の性状を検討し、接合部の耐震設計法の開発に役立てることを目的とした。

2. 実験概要

2. 1 実験計画

鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針[1]の接合部設計では接合部せん断応力をコンクリート強度 σ_B の 0.3 倍以下に抑えることを規定している。しかしながら、高強度領域での接合部破壊型のせん断強度は、 $6\sqrt{\sigma_B}$ 程度であり、 $0.3\sigma_B$ では接合部せん断強度を過大評価してしまう。そこで、高強度領域まで適用できるせん断終局強度の検討を目的とした 8 試験体の荷重実験を行った。

また、柏崎らによる梁主筋付着性能実験[2]にならい、藤井らが基礎実験により提案した付着設計指標 τ_u/τ_r [3]が図-1に示す付着劣化ゾーンに入り、梁主筋の付着劣化が顕著となるような試験体 1 体の荷重実験を行った。

2. 2 試験体と材料特性

試験体は、実大の約 1/3 スケールの平面十字型 9 体で、直交梁はなしとした。試験体寸法は階高 147cm、スパン 270cm、柱・梁部材の断面は、各々 30cm × 30cm、20cm × 30cm である。高強度横補強筋には、新しく開発され、フックなしで突き合わせ溶接された角形フープを使用した。試験体の配筋図を図-2、試験体諸元を表-1、材料特性を表-2に示す。

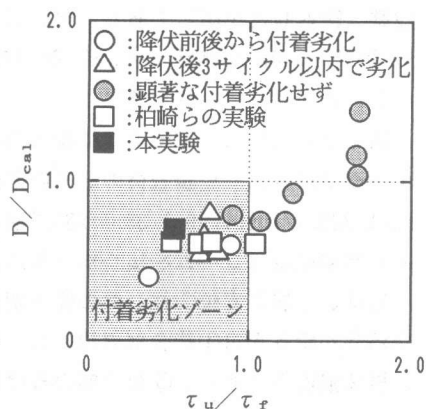


図-1 付着設計指標

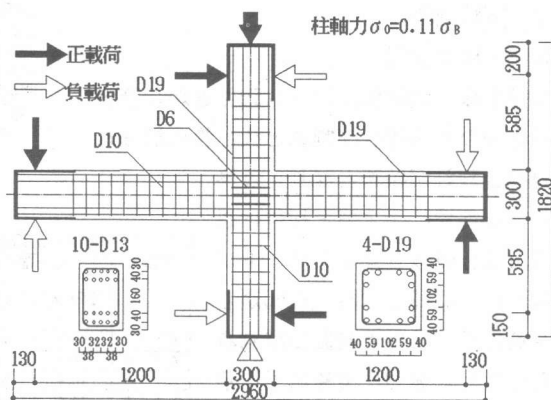


図-2 試験体配筋図 (AT-4)

* 1 千葉大学大学院 工学研究科建築工学専攻 (正会員)
 * 2 千葉大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体名	AT-1	AT-2	AT-3	AT-4・8	AT-5	AT-6	AT-7	AT-9	
梁	上・下主筋	5-D13	6-D13	8-D13	10-D13		8-D13	10-D13	2-D19
	スターラップ	□2-D10 @150 P _w =0.47%		□2-D10@100 P _w =0.71%	□2-D10 @80 P _w =0.89%	□2-D10@100 P _w =0.71%	□2-D10 @80 P _w =0.89%	□2-D10@150 P _w =0.47%	
柱	主筋	12-D13	8-D13	12-D16	12-D19	12-D16	12-D19	12-D10	
	フープ	□2-D10 @150 P _w =0.32%		□2-D10@100 P _w =0.47%	□2-D10 @80 P _w =0.59%	□2-D10@100 P _w =0.47%	□2-D10 @80 P _w =0.59%	□2-D10@150 P _w =0.32%	
接合部	フープ	□4-D6×3#7 @50 P _w =0.54%			□2-D6×2#7 @60 P _w =0.18	□4-D6×3#7 @50 P _w =0.54%			
	横補強法	外周部のみ				外周+中子筋	外周部のみ		
コンクリートF _c	360			600					
梁曲げ降伏時接合部せん断応力度τ _{pv} (kgf/cm ²)	75.81 =0.21F _c =4.0√F _c	90.97 =0.15F _c =3.7√F _c	121.30 =0.20F _c =5.0√F _c	151.62 =0.25F _c =6.2√F _c	121.30 =0.20F _c =5.0√F _c	151.62 =0.25F _c =6.2√F _c	151.62 =0.25F _c =6.2√F _c	67.9 =0.11F _c =2.8√F _c	
梁主筋付着指標μ	11.2			8.6				14.0	
載荷方法	繰り返し						単調	繰り返し	

主な実験変数は、接合部せん断入力レベル (τ_{pv}/√F_c=3.7~6.2)、接合部横補強筋量 (P_w=0.18, 0.54%)、接合部横補強方法 (中子筋の有無)、コンクリート強度 (F_c=360, 600Kg/cm²)、載荷履歴 (繰返しと単調) である。なお、コンクリート打設は平打とし、コンクリートの実強度σ_Bは、AT-1でF_c=360が490Kg/cm²、AT-2~7でF_c=600が805Kg/cm²とかなり高めとなった。

2. 3 加力方法と測定項目

加力は、柱頭に一定軸力 (柱軸応力度σ_o=0.11σ_B) を与えた後、南、北梁端に100tfアクチュエータで行った。単調載荷のAT-7以外は逆対称繰返し載荷とし、繰返しの載荷履歴は層間部材角Rs=1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25で2回、最後に1/20の正加力を1回行った。各変位の測定は十字型と一字型測定フレームを接合部パネル3点で支持し、要所に変位計を設置し測定した。主な測定項目は、①層間変位②柱、梁の曲げ変形③接合部せん断変形④接合部周辺の柱、梁主筋と横補強筋のひずみ、⑤梁主筋の抜け出し、等である。

3. 実験結果

3. 1 破壊状況

AT-9を除く試験体はRs=1/50付近から接合部パネルのせん断ひび割れと柱主筋に沿った割裂ひび割れが顕著となり、最終サイクルまでに接合部と柱付け根の隅角部分の被りコンクリートが剥落した。AT-9は、Rs=1/100から梁主筋に沿った付着割裂ひび割れが発生した。表-3に実験結果を示す。AT-1~7はRs=1/50~1/33程度で梁曲げ降伏が生じ、同一サイクルまたは次の変位段階で最大耐力に達した。接合部せん断変形角γ_pはRs=1/33付近から増大し、接

表-2 材料特性 * : 0.2% off set

コンクリート F _c	圧縮強度 (kgf/cm ²)	強度時歪 (μ)	1/4 F _c 割線剛性 (×10 ⁴ kg/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
360	490	2190	3.31	34.8
600	805	2830	3.86	41.4
600 ¹⁾	658	2329	3.88	48.1
鉄筋	降伏応力度 (kgf/cm ²)	降伏時歪 (μ)	最大応力度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)
D6 (SD80)	* 8042	6160	9410	1.87
D10 (SD50)	5822	3088	7134	1.89
D10 (SD80)	8060	6434	9960	1.80
D13 (SD50)	5560	3550	6910	1.85
D16 (SD50)	6310	2900	7290	1.96
D19 (SD50)	5550	4080	6340	1.68

1) AT-8, AT-9試験体

表-3 実験結果一覧

試験体	接合部せん断ひび割れ発生時			最大耐力時			破壊モード
	接合部せん断応力度 (kgf/cm ²)			接合部せん断応力度 (kgf/cm ²)			
	計算値 2)	実験値 1)	実験値 計算値 3)	計算値 3)	実験値 1)	実験値 計算値	
AT-1	56.8	44.4	0.78	132.8	87.4=3.9√σ _B	0.66	B・J
AT-2	78.4	78.6	1.00	170.3	110.8=3.9√σ _B	0.65	B・J
AT-3	78.4	64.0	0.82	170.3	140.5=5.0√σ _B	0.83	B・J
AT-4	78.4	66.9	0.85	170.3	166.7=5.9√σ _B	0.98	B・J
AT-5	78.4	60.0	0.77	170.3	158.5=5.6√σ _B	0.93	B・J
AT-6	78.4	61.4	0.78	170.3	141.7=5.0√σ _B	0.83	B・J
AT-7	78.4	60.0	0.77	170.3	171.2=6.0√σ _B	1.01	B・J
AT-8	68.2	68.3	1.00	153.9	156.0=6.1√σ _B	1.01	J
AT-9	69.2	66.0	0.95	153.9	75.1=2.9√σ _B	0.49	B

1) τ_v=2Q_v/(D_c*(b_c+b_s))、2) τ_v=F_t√(1+σ_v/F_t)、F_t=1.6√σ_B
 3) τ_v=6√σ_v、Q_v:接合部せん断力 D_c:柱せい σ_v:コンクリート圧縮強度
 σ_v:軸方向応力度 b_c:柱幅 b_s:梁幅

合部変形成分も30%程度となっているので、AT-1~7を梁曲げ降伏後の接合部破壊型(B・J型)と判断する。接合部せん断応力度 $\tau_{p,y}$ は実強度 σ_B で $3.2\sqrt{\sigma_B} \sim 5.9\sqrt{\sigma_B}$ と大きくばらついた。AT-8は $R_s=1/33$ で最大耐力に達し、耐力前に梁曲げ降伏が確認されなかったため接合部破壊型(J型)と判断する。AT-9は最終サイクルまで γ_p も接合部変形成分も小さかったため、梁曲げ破壊型(B型)と判断する。

3. 2 履歴特性

図-3に層せん断力-層間変位関係を示す。

ループ形状は、梁主筋付着劣化型のAT-9が極端な逆S字化を示したほかは、各試験体とも良好な履歴特性を示した。接合部横補強筋比 $P_w=0.18\%$ のAT-5に比

べ $P_w=0.54\%$ のAT-4は最大耐力が若干高くなり、その後の耐力低下率も低くなっている。接合部横補強筋を外周部のみとしたAT-3に比べ、外周部+中子筋のAT-6は最大耐力はほぼ同じであるが、その後 $R_s=1/20$ までほとんど耐力低下せずに変形が進んでいる。

図-4には層間変位に占める各部材変形成分の推移を示す。AT-9を除く各試験体は $R_s=1/50$ 付近から接合部せん断変形成分が増加しはじめ、最終サイクルには30%程度となり、接合部変形が顕著であった。一方、AT-9は最終サイクルにおいても接合部変形は5%程度であり、梁曲げ変形が卓越した。

3. 3 接合部横補強筋のひずみ

図-5にAT-4($P_w=0.54\%$)と、AT-5($P_w=0.18\%$)の接合部中央の横補強筋のひずみ状況を示す。加力方向①、③と直交方向②、④のひずみを相互に比較すると、両方向とも

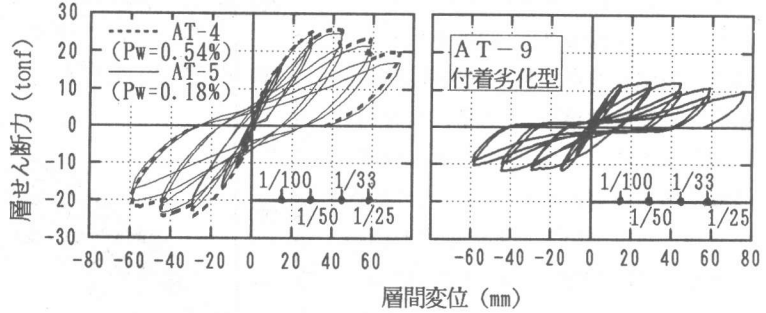


図-3 層せん断力-層間変位関係

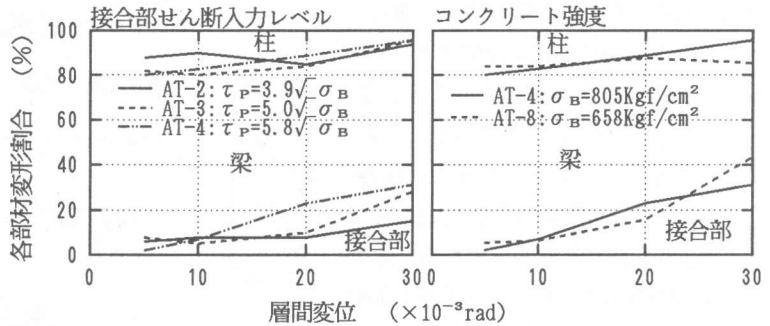


図-4 層間変位に占める各部材変形成分の推移

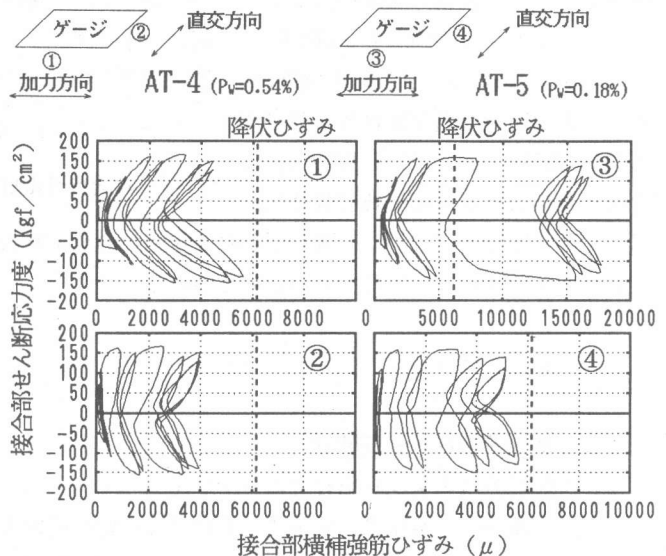


図-5 接合部横補強筋のひずみ

最大耐力時 ($R_s=1/33$) 付近からAT-5のひずみの増加が顕著で、特に加力方向では $R_s=+1/33$ で降伏ひずみに達し、最終サイクルまでには 18000μ に達した。一方、AT-4では降伏ひずみを越えることなく、最大耐力以降の接合部横補強筋の効果が明確に現れている。

3. 4 接合部せん断強度

図-6に接合部せん断応力度 τ_{ju} -コンクリート圧縮強度 σ_B 関係を示す。図中黒塗り記号は本実験、網掛け記号は柏崎らの実験結果[4]である。接合部せん断強度式 $\tau_{ju}=0.3\sigma_B$ では高強度領域で過大評価となり、 $5\sqrt{\sigma_B}$ では過小評価となっている。本実験において、単調荷重でB・J型のAT-7とJ型のAT-8の接合部せん断強度が $\tau_{ju}=6\sqrt{\sigma_B}$ の曲線上に位置し、また、B・J型であるが梁曲げ降伏後すぐに最大耐力に達したAT-4、5試験体が、それぞれ $5.9\sqrt{\sigma_B}$ と $5.6\sqrt{\sigma_B}$ の曲線のやや下方に位置している。AT-4、5の破壊モードがB・J型だったことも考慮すると、高強度領域での接合部せん断強度としては、 $6\sqrt{\sigma_B}$ が妥当であると思われる。しかし、普通強度コンクリート領域においては多少過大評価となっている。そこで、コンクリート圧縮強度に有効強度を用い図-7に接合部せん断応力度 τ_{ju} -コンクリート有効強度 $\nu\sigma_B$ 関係を示す。 $\nu\sigma_B$ にはコンクリート強度が増大すると圧縮有効強度係数が減少するCEBの提案式(式(1))を用いた。この図より接合部せん断破壊試験体は、ほぼ $0.55 \times 3.68 \sigma_B^{0.667}$ に位置しており、接合部のせん断強度 τ_{ju} はコンクリート強度 σ_B に対して $0.55 \times 3.68 \sigma_B^{0.667}$ 程度であると考えられる。

$$\nu\sigma_B = 3.68 \sigma_B^{0.667} \quad \text{----- (1)}$$

4. 二次元非線形FEM解析

4. 1 解析方法および材料特性のモデル化

図-8に試験体の要素分割図を示す。本解析は点対称問題として、接合部の対角線上の節点に力学的境界条件を与え全体の1/2のみ解析を行った。荷重は第一荷重として柱頭に軸力を与え、その状態を保持したまま梁端部に変位制御で行った。コンクリート圧縮強度低減係数には高強度コン

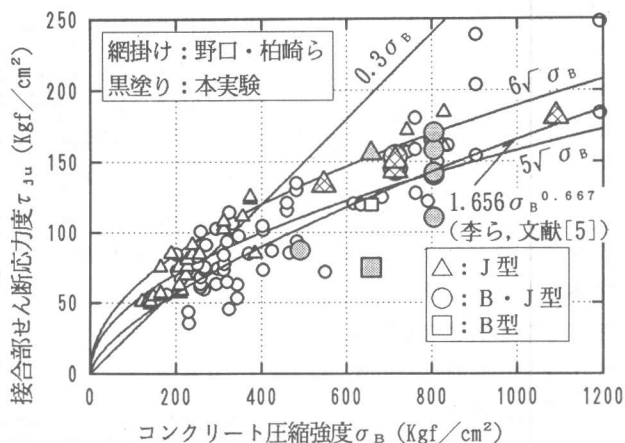


図-6 接合部せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係

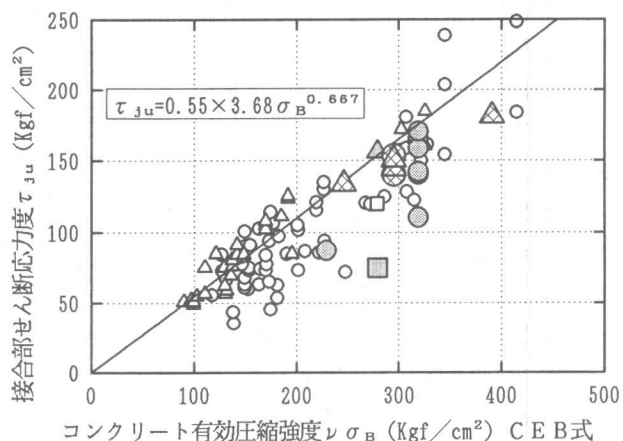


図-7 接合部せん断応力度-コンクリート有効圧縮強度関係

クリートにも適用できる飯塚式[6]を用いた。以下に材料のモデルを示す。コンクリート：6節点および8節点平面応力要素を用いた。2軸応力下の構成則には、Darwin、Pecknoldによる等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを用い、破壊条件にはKufer等の実験に基づいて決定した。圧縮応力-ひずみ関係には、Fafitis-Shahのモデルで高強度コンクリートの弾性剛性の直線化を表現し、拘束コンクリートのひずみ軟化域はKent-Parkのモデルを用い、靱性の向上を考慮した(図-9)。

鉄筋：主筋は線材要素、せん断補強筋はRC積層要素とし、応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化を考慮して、bi-linear型のモデルとした。鉄筋とコンクリートの付着：付着モデルは、鉄筋軸に平行および垂直方向のバネから構成され、平行方向のバネの力は付着力、垂直方向のバネはダボ作用に対応する。鉄筋軸方向のバネ特性として付着-すべり関係を用いた。この付着-すべり関係は実験結果をもとに決定した。引張部分では、最大応力度到達もしくは鉄筋の降伏以降、それまでバネが持っていた付着応力を半減させ、その後の剛性を0とした。圧縮部分ではbi-linear型を仮定した。一方、垂直方向のバネはほぼ無限大の剛性とし、ダボの影響は考慮しなかった。コンクリートのひび割れ：ひびわれの開口が顕著となる危険断面の要素間に直交する2方向のバネからなる離散ひびわれモデルを用いた。その他の部分は分布型ひびわれモデルとした。

4. 2解析結果と実験結果の比較

図-10にAT-5 ($P_w=0.18\%$) の実験と解析の最大耐力時 ($R_s=1/33$) のひびわれ状況および主応力図を示す。接合部破壊が顕著であったAT-5は、解析においても最大耐力時には接合部内コンクリートの圧壊が生じ、横補強筋の降伏も確認された。

図-11に層せん断力-層間変位関係の解析値と実験値の比較を示す。解析値の初期剛性および梁主筋降伏による剛性低下は実験値と良い対応を示しているが、繰返し载荷の実験とは異なり、解析では単調载荷のため、耐力低下することなく変形が進み、最大耐力とその時の層間部材角の値が若干大きくなっている。

4. 3パラメータ解析

実験結果と解析結果の比較を行うことによって、解析モデルの妥当性を検討した。そこで、そ

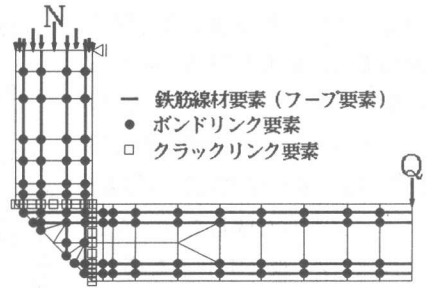


図-8 要素分割図

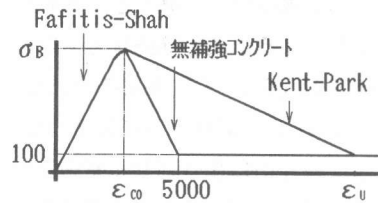


図-9 コンクリートのモデル化

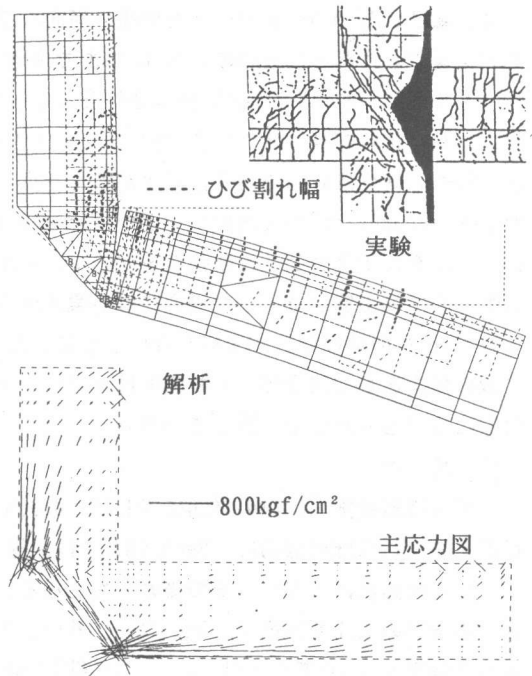


図-10 ひびわれ状況及び主応力図(AT-5)

のモデル化に基づき、接合部横補強筋比($P_w=0, 0.01, 0.09, 0.18, 0.36, 0.54, 0.9, 1.2, 2.4\%$)とコンクリート強度($\sigma_B=210, 360, 510, 650, 800, 1000, 1200\text{kgf/cm}^2$)をパラメータとした解析を行った。

図-12は、接合部せん断応力度-接合部横補強筋比関係である。図中の○△はAT-4を標準試験体とし、▲は P_w を2.4%としてもJ型となるように梁主筋降伏応力度を 6500kgf/cm^2 としたものである。

○△は $P_w=0.36\%$ までJ型破壊となり、直線的に接合部せん断強度

が上昇したが、それ以降破壊モードがB・J型へと移行したため、接合部せん断強度の上昇はほとんど見られなかった。一方、▲は、 $P_w=0.36\%$ までは△と同様の傾向を示したが、その後緩やかになったものの、 $P_w=0.9\%$ まで接合部せん断強度の上昇が見られ、 $P_w=0.9\%$ 以降は頭打ちとなった。

図-13は、接合部せん断応力度-コンクリート強度関係である。標準試験体はAT-4である。梁主筋量を一定としているため $\sigma_B=800\text{kgf/cm}^2$ から破壊モードがJ型からB・J型へと移行した。そこで接合部せん断強度を明確にとらえるため、最大耐力前に梁主筋が降伏した場合には、梁主筋降伏強度を上昇させ、梁の曲げ降伏が先行しないようにした。J型の傾向として接合部せん断強度は $\sigma_B^{0.667}$ の曲線にほぼ沿った形で上昇している。

5. まとめ

1. 接合部横補強筋比 P_w の増加に対し、 $P_w=0.36\%$ 付近までは、ほぼ直線的に、 $P_w=0.9\%$ までは曲線状にせん断強度は上昇し、その後頭打ちとなる。
2. 接合部のせん断強度 τ_{ju} は、コンクリート圧縮有効強度 $\nu\sigma_B$ の考えを用い、 $\nu\sigma_B$ をCEBの提案式による $3.68\sigma_B^{0.667}$ とすると、 $\tau_{ju}=0.55 \times \nu\sigma_B$ 程度である。

【謝辞】 本研究の解析対象試験体の実験は(社)建築研究振興協会に設けられた高強度鉄筋SPR785の開発に関する研究委員会(委員長 園部泰壽 筑波大教授)の研究活動の一環として行われ、鉄筋は東京鉄鋼株式会社から戴き、試験体は内山アドバンスに製作して戴いた。本研究は、文部省科研費補助金(総合研究(A):課題番号 0430249, 研究代表者野口博)による分担研究である。また、阿部雅人氏(千葉大学卒論生、現 五洋建設)には、実験に際し御協力頂きました。ここに深く感謝致します。

【参考文献】 [1]日本建築学会: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、1990 [2]柏崎隆志、野口 博ほか:超高強度コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、14-2, pp. 397~400, 1992 [3]村上秀夫、藤井 栄ほか:高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部におけるはり通し筋の付着性状、コンクリート工学年次論文集、13-2, pp. 483~488, 1991 [4]柏崎隆志、野口博ほか:超高強度コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、13-2, pp. 475~478, 1991 [5]李祥浩、北山和弘ほか:高強度RC造内柱・梁接合部のせん断強度、コンクリート工学年次論文集、14-2, pp. 379~384, 1992 [6]飯塚崇文:「普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリートの構成則と有限要素解析に関する研究」、千葉大学学位論文、1992年

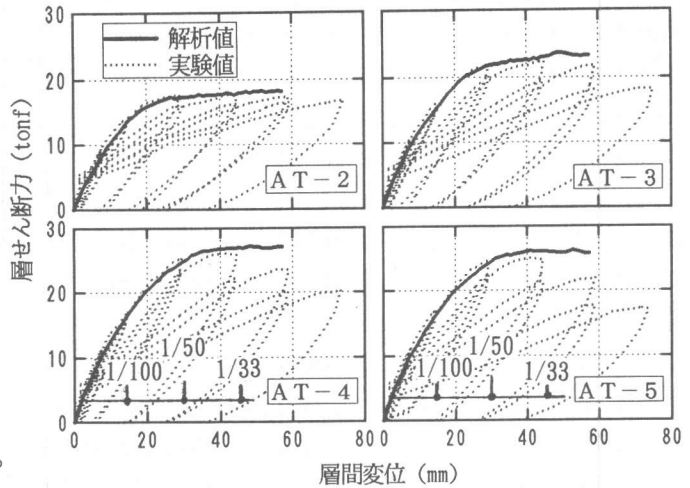


図-11 層せん断力-層間変形関係

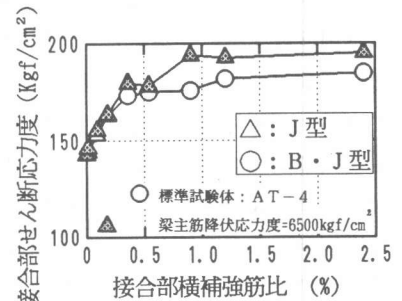


図-12 接合部せん断応力度-接合部横補強筋比関係

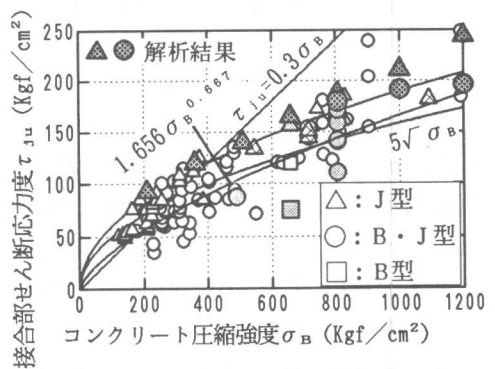


図-13 接合部せん断応力度-コンクリート圧縮強度関係