

論文

[2094] RC造内部柱-梁接合部の変形特性に関する実験的研究

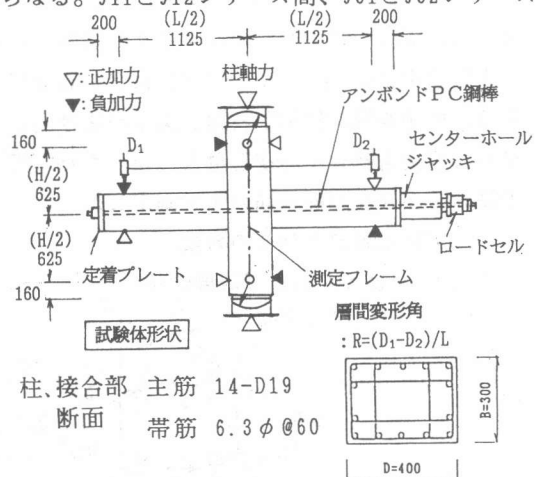
角 彰*1・益尾 潔*2・久徳 敏治*3・六車 熙*4

1. はじめに

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部は梁降伏後も耐力低下せず必要な架構の変形特性を維持する必要があるが、その際、接合部のせん断力レベルおよび梁主筋の付着力レベルが重要な因子となる[1]。一方、文献[2]によれば梁にプレストレスを与え軸力を作用し接合部を拘束することで、その強度変形特性が改善されることが示されている。本研究は梁降伏先行型十字骨組みにおいて内部柱梁接合部のせん断力レベル、通し梁主筋の付着力レベル、梁の軸力レベルを変化させ架構の変形特性に与える影響を実験的に検討したものである。

2. 試験体

図-1に試験体を示す。試験体はすべて梁曲げ降伏先行型とし梁せん断耐力、柱の曲げせん断耐力は十分な余裕を与える。試験体は梁主筋の付着応力レベルの影響をみるためD19を使用したJ11, J12シリーズとD25を使用したJ31, J32シリーズからなる。J11とJ12シリーズ間、J31とJ32シリーズ間ではそれぞれ接合部のせん断力レベルを変化させている。J12A, J12B, J12Cは梁軸力レベル($N_b/\sigma_B BD$)を0, 0.05, 0.11と、J31A, J31Bでは0, 0.08と、J32A, J32Bでは0, 0.13と変化させている。またJ11Bでは軸力レベルを0.14と可能な限り大きくし、J11Cは軸力は0として接合部のせん断力を $0.1\sigma_B$ と最も小さくした。梁の軸力は断面の中央に配置した 32ϕ のPC鋼棒を緊張して与えた。なお実験中梁軸力は一定値に保持した。接合部のせん断補強筋は、図-1に示す柱の帯筋と同じ形状で直行2方向共4本掛けとし、



試験体名		J11A	J11B	J11C	J12A	J12B	J12C	J31A	J31B	J32A	J32B
配筋	断面 B×D=260×350										
	引張鉄筋	6-D19	5-D19	4-D19	8-D19	7-D19	6-D19	4-D25	3-D25	5-D25	4-D25
	せん断補強筋 [pw(%)]	4-5 φ#50 [0.615]								4-5 φ#30 [1.026]	
筋	接合部せん断補強筋 6.3φ [pw(%)]	φ85.5 2本 [0.494]	φ88.7 3本 [0.476]		φ85.5 2本 [0.494]			φ84.7 3本 [0.499]	φ84.5 2本 [0.655]	φ83.5 4本 [0.655]	
	コンクリート強度 σ_B (kgf/cm ²)	587			577		587		563		
柱軸力比 $[N_c/\sigma_B BD]$		[0.243]			[0.247]		[0.243]		[0.246]		
はり軸力 N_b (tf) $[N_b/\sigma_B BD]$		0 [0]	75.0 [0.140]	0 [0]	0 [0]	26.0 [0.050]	60.0 [0.112]	0 [0]	38.5 [0.075]	0 [0]	65.0 [0.127]

図-1 試験体形状配筋一覧

*1(株)竹中工務店設計部構造課課長、工修(正会員)*2(財)日本建築総合試験所構造物試験室室長

、工博(正会員) *3(株)竹中工務店取締役技師長、工博 *4京大大学教授 防災研究所、工博(正会員)

各試験体とも同ピッチで配筋した(Pw=0.5%)。但しせん断力レベルの大きいJ32A, J32BはPw=0.66%とした。柱の断面は全ての試験体で同じとし柱軸力レベル(Nc/σ_BBD)は0.25とした。柱梁、接合部ともせん断補強筋は9.1tf/cm²の高強度鉄筋とした。表-1に材料特性を、表-2に各試験体強度計算値を示す。

表-1 材料特性

呼径	D25	D19	5φ, 6.3φ
鉄筋			
降伏強度(kgf/cm ²)	3,700	3,780	9,110
引張強度(kgf/cm ²)	5,900	5,940	10,040
伸び%	25.4	22.3	13.1
コンクリート			
圧縮強度(kgf/cm ²)	563	577	587
弾性係数(×10 ⁴ kgf/cm ²)	2.95	3.07	3.20
圧縮強度時歪%	0.288	0.285	0.278

3. 実験方法

載荷は柱に一定軸力を加え、柱両端部をローラ支持した状態で、梁両端部に変形制御により逆対称荷重を載荷した。載荷履歴は層間変形角R=(5、10、20、30、40、50)×10⁻³rad.の正負繰返しを2回ずつ行った。梁に導入した軸力はPC鋼棒の一端を定着プレートを介して梁端面に定着し他端をセンターホールジャッキにより載荷した。実験中軸力を一定にするよう調整した。

変位測定は図-1、2に示す方法により層間変形角、柱軸変形、柱梁部材角、梁主筋抜け出し量および接合部せん断変形量とした。また柱梁主筋およびせん断補強筋の歪を測定した。

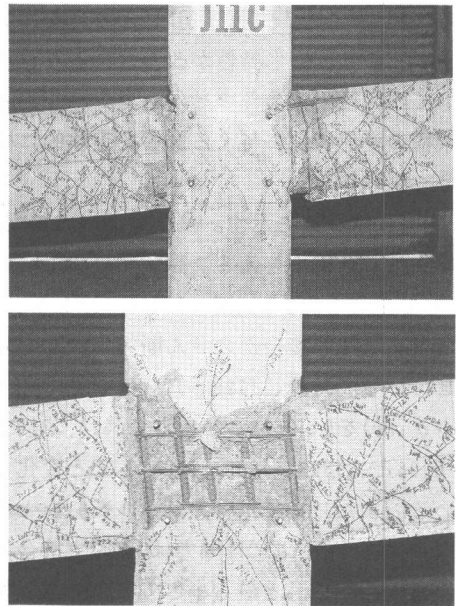


写真-1 最終破壊状況(上 J11C, 下 J31A)

4. 実験結果およびその考察

4. 1 ひびわれおよび破壊性状

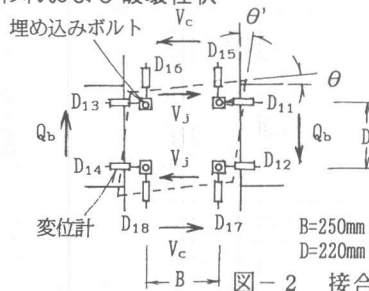


図-2 接合部変形測定法

表-2 試験体強度計算値と実験値

試験体名	計算値				実験値						
	Vjb	Vju	τ _j /σ _B	τ _f /√σ _B	Q _{bmax}	V _{jc}	V _{jmax}	τ _{jmax} /σ _B	Ru×10 ⁻³	heq	破壊モード
J11A	93.6	146.1	0.142	3.71	24.0	69.3	109.9	0.167	40	0.163	BJ
J11B	133.8	146.1	0.204	3.71	29.7	99.0	147.1	0.224	30	0.149	BJ
J11C	61.5	146.1	0.094	3.71	19.1	58.5	83.4	0.127	50	0.204	B
J12A	127.6	144.8	0.197	3.74	28.5	87.7	141.8	0.219	30	0.147	BJ
J12B	130.5	144.8	0.202	3.74	28.8	87.8	145.9	0.225	30	0.145	BJ
J12C	139.6	146.1	0.212	3.71	29.9	92.0	151.8	0.231	30	0.146	BJ
J31A	107.7	142.9	0.171	4.87	26.2	75.5	120.0	0.196	40	0.134	BJ
J31B	108.6	142.9	0.172	4.87	24.9	72.6	115.1	0.183	40	0.151	BJ
J32A	135.6	142.9	0.215	4.87	29.1	79.6	136.5	0.216	30	0.140	BJ
J32B	155.4	142.9	0.246	4.87	31.5	96.1	148.5	0.235	30	0.139	BJ

Vjb:ACI法梁曲げ耐力時接合部せん断力(C-T-Vc)tf Vju:接合部せん断耐力文献(4)tf τ_j:Vju/A_j A_j:文献(2)の有効断面積
 τ_f:附着指標文献(3) Q_{bmax}:梁最大せん断力tf V_{jc}:接合部せん断ひび割れ時せん断力tf V_{jmax}:接合部最大せん断力tf τ_{jmax}:V_{jmax}/A_j
 σ_B:コンクリート圧縮強度 Ru:限界変形角rad. heq:等価粘性減衰定数 B:梁曲げ破壊 BJ:梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊

各試験体共、梁材端部の曲げひびわれおよびせん断ひびわれ発生後、J11Cを除く試験体は接合部のせん断ひびわれが発生した後、梁主筋の引張降伏が生じた。降伏時の層間変形角は梁軸力の大きい試験体の方がやや大きい傾向があった。引っ張り鉄筋量が最も少ないJ11Cは接合部せん断ひびわれに先行して、梁主筋降伏が生じた。J11Bを除く試験体は梁主筋降伏後、梁材端部のコンクリートが圧壊した。梁軸力の最も大きかったJ11Bは梁主筋降伏に先行してコンクリートが圧壊した。J11Cは $R=40 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ にて最大荷重に達し、 $R=50 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ 時に著しい耐力低下が生じた。この変形時にも接合部せん断ひびわれ幅は0.5mmとあまり進展せず、破壊モードは梁の曲げ破壊と言える。その他の試験体は接合部かぶりコンクリートの圧壊および剥落が生じた後最大荷重に達した。

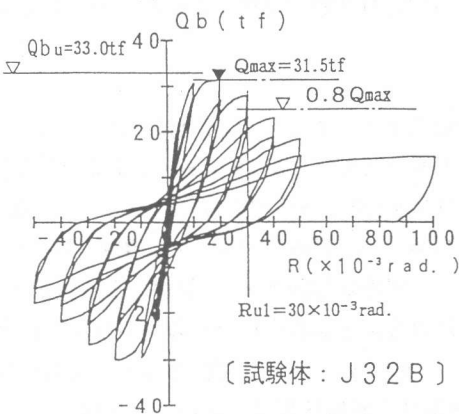
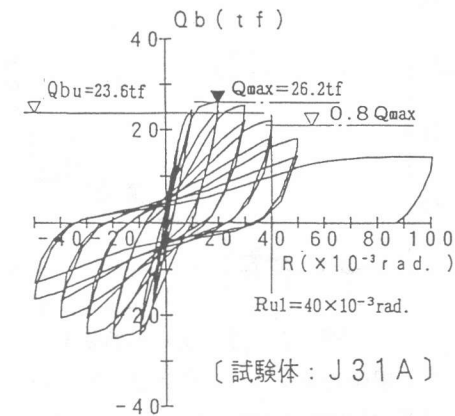
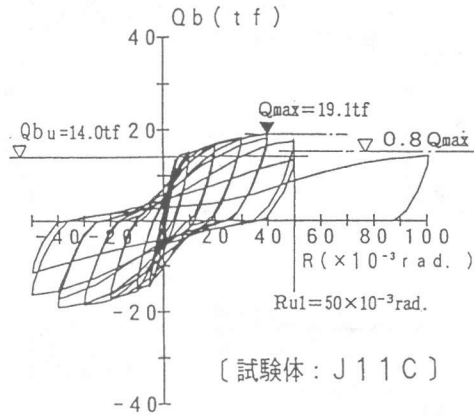


図-3 梁せん断力(Qb)-層間変形角(R)関係

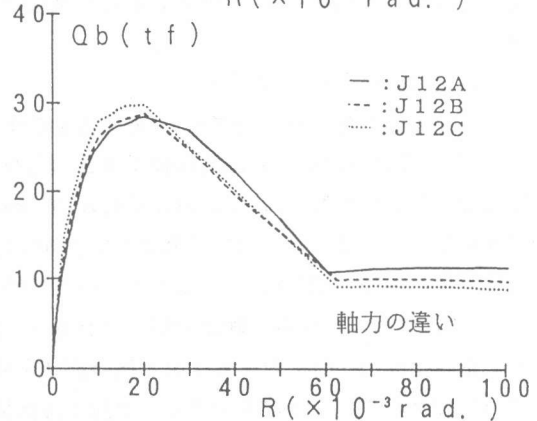
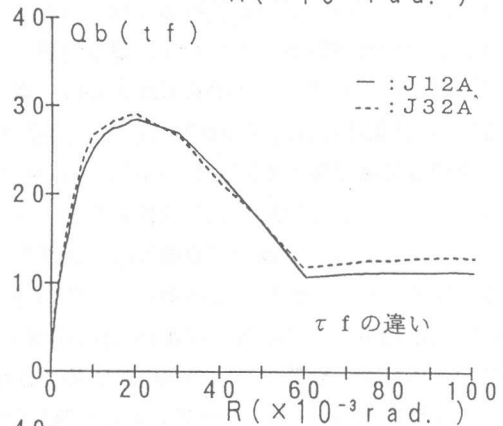
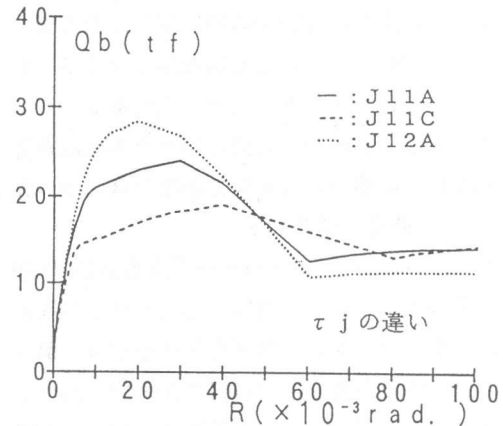


図-4 Qb-R関係包絡線

J11Aの最大荷重時層間変形角は $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であったがJ11A, J11C以外はいずれも $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。J11C以外は最大荷重後の繰り返し載荷に伴い接合部せん断ひびわれの開口幅が増加するとともに接合部せん断補強筋が降伏し耐力低下を起し限界変形に達した。その後の繰り返しにおいて接合部内の柱主筋の局部座屈およびコアコンクリートの圧壊が生じた。これらの破壊モードは梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊と言える。梁軸力を導入した試験体は梁のひびわれ状況が変化したこと、および接合部コアコンクリートの圧壊域が中央部に集中する傾向が見られたが、破壊モードの相違は明確ではなかった。

4. 2 荷重-変形性状

図-3に梁せん断力(Q_b)-層間変形角(R)関係の代表例を示す。限界層間変形角 R_u は最大荷重の80%を維持した最大層間変形角とする。最大荷重発生時層間変形角はJ11Cで $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、J11Aで $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 、その他は $20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ であった。いずれの試験体もスリップ型の荷重-変形関係を示した。図-4に梁せん断力(Q_b)-層間変形角(R)関係の包絡線の比較を示す。同径の主筋を使って接合部せん断力レベル(τ_j)の異なる軸力のないJ11C, J11A, J12Aを比較すると、 τ_j が大きくなるにつれて最大荷重後の耐力低下が大きくなるとともに限界変形が小さくなる。 τ_j がほぼ同じ場合、付着応力レベル(τ_f)の荷重-変形関係に与える影響は今回の場合、明瞭ではなかった。梁軸力レベルを変化させ、かつ梁主筋を変える事で τ_j レベルをほぼ等しくした試験体J12A, J12B, J12C間ではほぼ同様な荷重-変形関係が得られた。

4. 3 接合部のせん断変形

図-5に接合部のせん断変形 γ_p の推移を示す。測定法は図-2に示す。接合部せん断力レベル τ_j が異なるJ11A, J11C, J12Aを比較すると、 τ_j/σ_B が大きいものほど γ_p も大きく、J12Aは層間変形角(R)が $30 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降、J11Aは $40 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降に γ_p が急激に増大している。一方、梁の曲げ破壊モードであったJ11Cは最後まで γ_p の増加はなかった。付着応力レベル、梁軸力レベルを変化させた試験体間では γ_p はほとんど同じ推移を示し、限界変形 R_u は γ_p の急増により決定すると言える。図-6には各試験体の限界変形時の接合部対角方向圧縮歪度(ϵ_{dc})の材料試験時最大圧縮荷重時歪度(ϵ_{co})に対する比率と接合部せん断力レベル(τ_j/σ_B)との関係を示す。梁曲げ破壊型のJ11Cは非常に小さな値であるが梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型は一体(J11A)を除いて $\epsilon_{dc}/\epsilon_{co}$ は3~5倍の値となっている。最もせん断力レベルの小さいJ11Aは7倍の値となった。

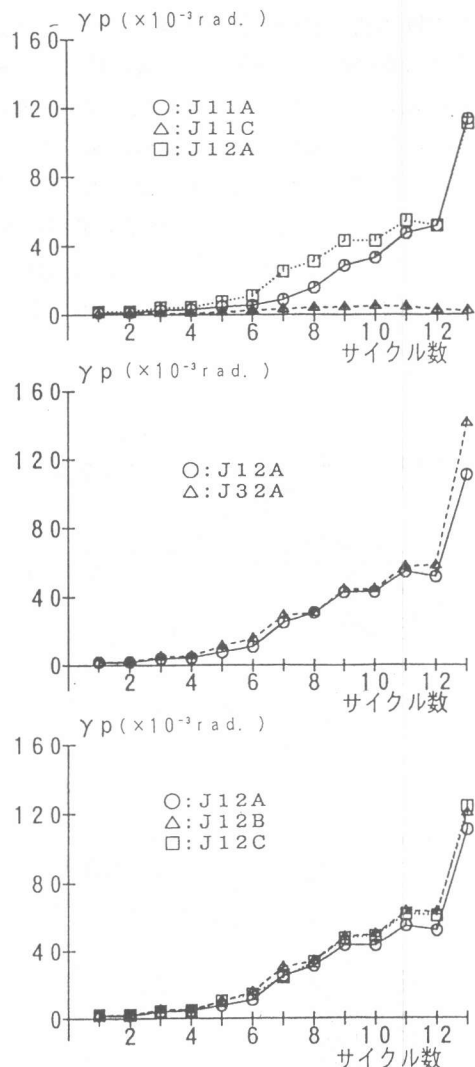


図-5 接合部せん断変形

5. 検討

接合部せん断力計算値 V_j は ACI 規準による終局曲げ耐力の計算値より求める引張鉄筋合力 T と圧縮鉄筋およびコンクリート圧縮合力 C および柱のせん断力 V_c より $V_j = C + T - V_c$ として求める。 τ_j は文献 [1] に示す柱有効幅と柱デプスから V_j / BD として求める。また実験値 V_{jmax} は上記曲げ耐力計算時の応力中心間距離 j を用いて以下により求める。

$$V_{jmax} = Q_{bmax} \{ (225 - 40) / j - 225 / 125 \}$$

層間変形角が 20×10^{-3} rad. 時の 2 サイクル目のループ面積から等価粘性減衰定数 heq を求める。図-7 (a) には接合部せん断力レベル τ_j / σ_B と等価粘性減衰定数 heq の関係を、図-7 (b) に文献 [3] に示される付着指標 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ と heq の関係を、図-7 (c) には梁軸力レベル $N_b / \sigma_B \cdot BD$ と heq の関係を示す。(b) には文献 [3] に示される $heq - \tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ 関係の回帰式を併示した。

これから等価粘性減衰定数 heq は接合部せん断力レベル、付着力レベルにより影響を受け、梁軸力レベルには影響を受けない事が分かる。 heq と τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ との回帰式を (1) 式に示す。図-7 (a), (b) には (1) 式を表す。

$$heq = 0.25 - 0.008 (\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 0.355 (\tau_j / \sigma_B) \quad (1)$$

図-8 (a), (b), (c) に限界層間変形角 R_u と各変数 τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ 、 $N_b / \sigma_B \cdot BD$ との関係を示す。これによると特に、 τ_j / σ_B と限界変形角 R_u との相関性は高いことがわかる。(1) 式同様、 τ_j / σ_B 、 $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ を変数とした限界変形角 R_u の回帰式 (2) を以下の様に求めた。

$$R_u = 50.6 + 3.8 (\tau_f / \sqrt{\sigma_B}) - 169.0 (\tau_j / \sigma_B) \times 10^{-3} \text{ (rad.)} \quad (2)$$

図-8 (a), (b) には (2) 式を表す。(1)、(2) 式の相関係数はそれぞれ 0.869、0.978 であった。

図-9 に (2) 式による計算値と実験値の関係を示す。

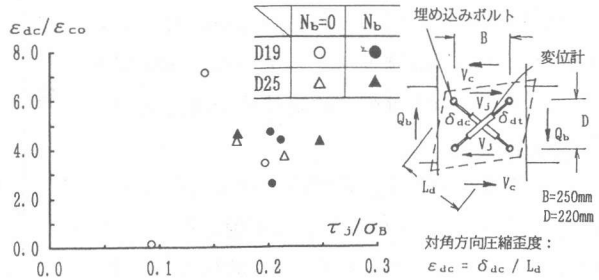
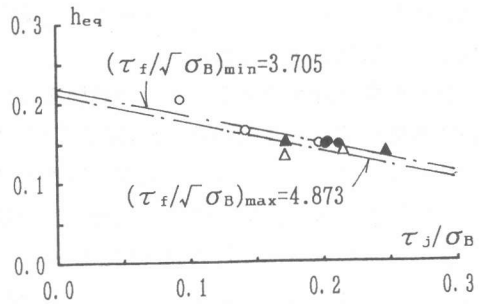
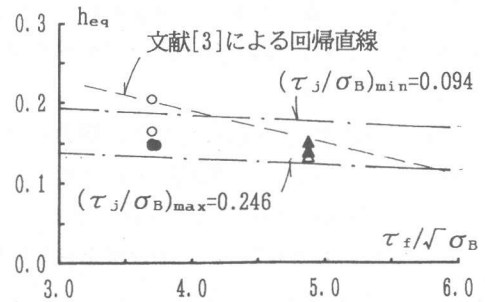


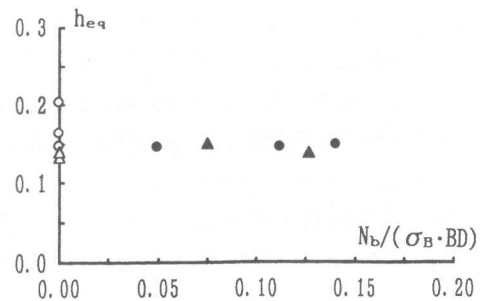
図-6 $\epsilon_{dc} / \epsilon_{co}$ と τ_j / σ_B 関係



(a) heq と τ_j / σ_B 関係



(b) heq と $\tau_f / \sqrt{\sigma_B}$ 関係



(c) heq と $N_b / \sigma_B \cdot BD$ 関係

図-7 heq の検討結果

6. まとめ

(1) 接合部せん断力 τ_j/σ_B が 0.13 と最も小さい J11C のみ破壊モードは梁の曲げ破壊型であったが、その他は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型であった。

(2) 荷重-層間変形角関係では接合部せん断力レベル τ_j/σ_B が大きいほど耐力低下が激しく、かつスリップ型の Qb-Ru 曲線となった。

(3) 梁主筋を減少させ、梁軸力を与えることで梁曲げ耐力、接合部せん断力を同程度とした試験体 J12A、J12B、J12C はいずれも、ほぼ同じ荷重-変形関係を示した。

(4) 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊をした試験体の接合部せん断変形角 γ_p は架構の変形角が Ru を超えるステップになると急激に増大した。

(5) 梁曲げ降伏後接合部せん断破壊型では限界変形角時の接合部対角方向圧縮歪度 ε_{dc} はシリンダー試験最大圧縮荷重時歪 ε_{co} の 3~5 倍の値を示した

(6) 等価粘性減衰定数 heq は付着力レベル $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ およびせん断力レベル τ_j/σ_B により影響を受け、本実験の範囲では (1) の回帰式で表せる。

(7) 限界変形角 Ru は接合部せん断力レベルに最も影響を受け、本実験範囲では $\tau_f/\sqrt{\sigma_B}$ および τ_j/σ_B により (2) の回帰式で表せる。

(8) 梁軸力レベル $N_b/\sigma_B \cdot BD$ は本実験範囲では heq 、Ru に影響は与えなかった。

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 pp.151~169 1990

2) 西山峰広・渡辺史夫・六車 熙：プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究、日本建築学会論文報告集 No.429、pp.31~39、1991.11

3) 北山和宏・青山博之：鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学ソポジウム講演集 pp.1687~1692、1986

4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造運営委員会靱性設計小委員会報告書(付着定着WG報告書) pp.9 1992

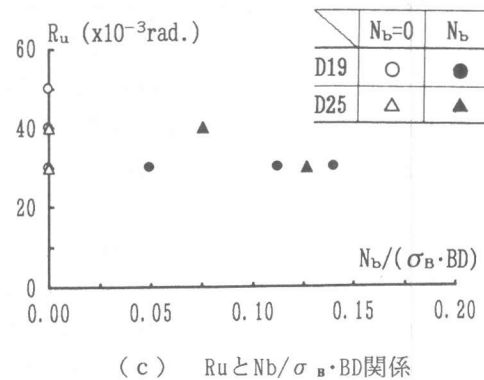
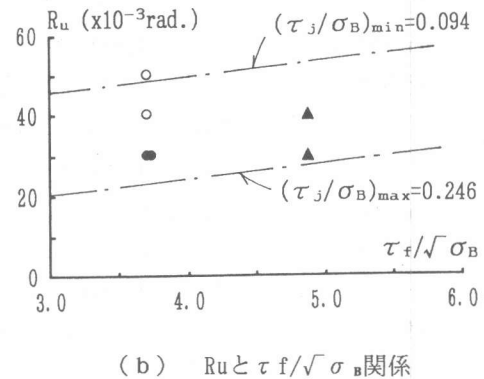
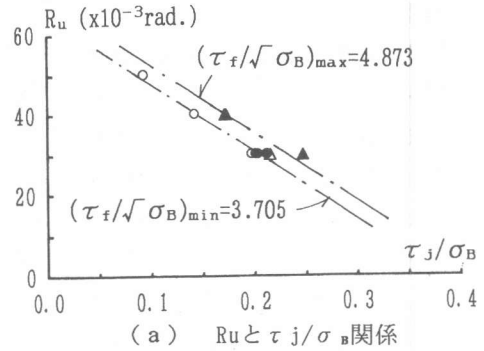


図-8 Ruの検討結果

