

論文

[2095] 鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断終局強度

李 祥浩*1・小谷 俊介*2・青山 博之*3

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針[1]では、接合部のせん断強度を各パラメータの影響を解明せずに、コンクリート圧縮強度の関数として評価している。最近、市之瀬ら[2]などにより、柱梁接合部のせん断強度に及ぼす各パラメータの相互関係について検討し、有意義な結果が得られた。本研究は、鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断終局強度の合理的な設計法を確立するための基礎的な資料を得ることを目的としている。接合部のせん断抵抗機構はParkら[3]が提案したモデル(コンクリート圧縮ストラット機構とトラス機構の共存)をもとに、梁主筋の接合部内付着能力・接合部横補強筋・柱軸力の相互関係について検討した。また、既往の実験データを用いて、接合部内でのコンクリート有効圧縮強度、ストラット機構の角度と幅、トラス機構の負担割合などを考察した上で、接合部せん断終局強度について検討した。

2. 接合部のせん断抵抗機構

2.1 対象 柱梁接合部は、①スラブおよび直交梁なしの平面十字形、②接合部横補強筋と柱中段筋を有する、③接合部内あるいは接合部まわりに特殊な補強がない、④梁の左右対称および柱の上下対称、である。

2.2 せん断抵抗機構モデル 接合部まわりの作用外力を図1と考え(簡単に、梁2段筋及び柱中段筋を除去)、作用外力をストラット機構の合力($D_c = \sqrt{V_{ch}^2 + V_{cv}^2}$)とトラス機構の合力($D_s = \sqrt{V_{sh}^2 + V_{sv}^2}$)で伝達されると仮定する(図2)。

2.3 仮定事項 ①梁1段筋間距離(j_b)、柱外縁筋間距離(j_c)での梁主筋及び柱主筋の付着力と接合部横補強筋及び柱中段筋の引張力から形成されるトラス機構の角度(α)は一定($\alpha = \tan^{-1}(j_b/j_c)$)である。②梁および柱の端部圧縮域(X_b, X_c)からのコンクリート圧縮力(C_{cb}, C_{cc})と部分的な梁及び柱主筋の付着力($\Delta T_b, \Delta T_c$)から形成されるストラット機構の幅は直線(一定)である。③ストラット機構の角度(β)は、梁及び柱端部の入力せん断力からなす角度($\beta_1 = \tan^{-1}(V_{cv}/V_{ch})$)、

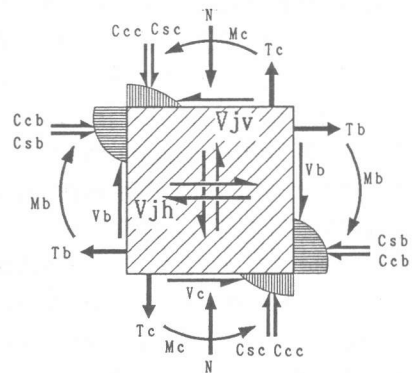
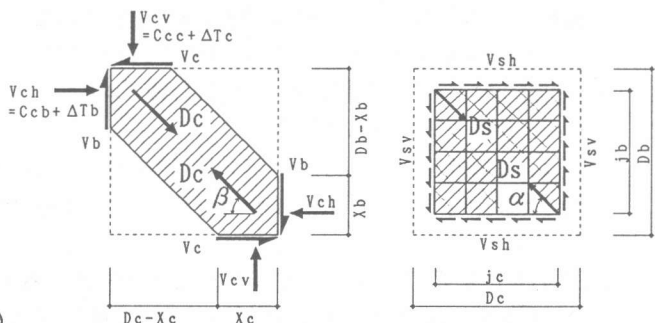


図1 接合部まわりの作用外力



(a) ストラット機構 (b) トラス機構
図2 接合部のせん断抵抗機構

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻、工修(正会員)
*2 東京大学助教授 工学部建築学科、Ph.D.、工博(正会員)
*3 日本大学教授 総合科学研究所、工博(正会員)

部材端部の圧縮域からなす角度($\beta_2 = \tan^{-1}((D_b - X_b)/(D_c - X_c))$)と同一($\beta = \beta_1 = \beta_2$)である。④ $C_{c,b}$, $C_{c,c}$ は、 X_b , X_c 域で一様に分布している。⑤接合部横補強筋は j_b 内で、柱中段筋は j_c 内で一様に分布している。⑥柱中段筋の付着力、コンクリートの引張力は無視する。⑦接合部の有効幅(T_b)は、梁幅と柱幅の平均値とする。⑧接合部横補強筋比(p_w)は、接合部横補強筋量を柱幅(B_c)と j_b (梁2段筋は2段筋間距離)で除したものとする。

2.4 接合部まわり応力の算定 梁及び柱の主筋力は、部材危険断面に作用する曲げモーメント(M_b, M_c)に対して平面保持を仮定した曲げ解析(曲げ終局時の圧縮縁コンクリートの歪は0.3%、コンクリートの応力度-歪度関係は修正 Kent-Parkモデル[4]、鉄筋は Bi-linearモデル)の結果を用いる。①梁及び柱主筋が1段配筋された場合は、 T_b, T_c は解析値をそのまま用いる。 $C_{s,b}, C_{s,c}$ も同様であるが、接合部内での作用付着力($V_{b,b} = T_b + C_{s,b}, V_{c,b} = T_c + C_{s,c}$)が接合部内付着強度($V_{b,max} = \tau_{b,max} \cdot \Sigma \phi_b \cdot D_c, V_{c,max} = \tau_{c,max} \cdot \Sigma \phi_c \cdot D_b$, ϕ :鉄筋の周長)を超える場合には作用付着力が付着強度になるように修正する($C_{s,b} = V_{b,max} - T_b, C_{s,c} = V_{c,max} - T_c$)。

②梁主筋が2段配筋された場合は、梁2段筋の引張力($T_{b,2}$)は解析値をそのまま用いる。圧縮側での2段筋は、梁1段筋より付着力がかなり小さくなる傾向があるために2段筋の付着力を無視し、反対側の鉄筋力($T_{b,2}$)をそのまま作用させる。

③柱中段筋が多段配筋された場合は、上下柱の配筋が対称で、その付着力を無視するために、引張側での断面解析値($T_{c,2}$)をそのまま反対側の鉄筋力($T_{c,2}$)に作用させる。

コンクリートの圧縮力は、算定した主筋力から断面力の釣合より求める($C_{c,b} = T_b - C_{s,b}, C_{c,c} = T_c + N - C_{s,c}$)。

2.5 解析方法 以下に、計算の手順を示す。

- ①梁せん断力(V_b)から柱せん断力(V_c)と M_b, M_c を求める。
- ②曲げ解析から、 M_b, M_c 作用時の $T_b, T_c, C_{s,b}, C_{s,c}$ の算定
- ③圧縮鉄筋力($C_{s,b}, C_{s,c}$)の修正
- ④断面力の釣合から、コンクリート圧縮力($C_{c,b}, C_{c,c}$)の計算
- ⑤外部と内部のモーメントの釣合から、 X_b, X_c の計算(圧縮縁からコンクリート圧縮力作用点までの距離の2倍とする)
- ⑥トラス機構の V_{sh}, V_{sv}, D_s , 応力度(σ_s)の計算

V_{sh} は、接合部横補強筋力($B_c \cdot j_b \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}$)と j_c での梁主筋の付着力($\tau_b \cdot \Sigma \phi_b \cdot j_c$)のうち、同様に V_{sv} は柱中段筋力と柱主筋の付着力のうち、小さい値とする。算定された V_{sh}, V_{sv} は α を満足するように V_{sh} あるいは V_{sv} を修正する。 V_{sh} と V_{sv} が決まれば、 D_s と σ_s は計算できる。

- ⑦ストラット機構の V_{ch}, V_{cv} の計算

$V_{ch} (= C_{c,b} + \Delta T_b - V_c)$ は、 $C_{c,b}, V_c$ とトラス作用力をひいた付着力($\Delta T_b = V_{b,b} - V_{s,b}$)から、 $V_{cv} (= C_{c,c} + \Delta T_c - V_b)$ は $C_{c,c}, V_b$ と $\Delta T_c (= V_{c,b} - V_{s,c})$ から計算する。梁主筋付着力の機構負担割合を図3に示す。

- ⑧ X_c, V_{cv} を修正

V_{ch}, X_b は修正せず、 X_c あるいは V_{cv} を β_1 と β_2 が一致するように修正する。 $\beta_1 < \beta_2$ の場合は、柱の作用付着力($V_{c,b}$)をトラス機構が形成できる付着力($V_{sv} \cdot D_b / j_b$)まで漸増に劣化させ($C_{c,c} + \Delta T_c$ は一定)、 X_c を小さくする。劣化させても $\beta_1 < \beta_2$ の場合は、 $V_{c,b}$ を $V_{sv} \cdot D_b / j_b$ としたまま T_c を漸増させる。 $\beta_1 > \beta_2$ の場合は、 $V_{c,b}$ を固定したまま T_c を降伏するまで漸増させる($X_c, C_{c,c}$:増加)。

- ⑨ストラットの角度(β), 幅(D), D_c , 応力度(σ_s)の計算

β_1 と β_2 が一致すれば、その値が β である。 D は、 X_b と X_c からなす角度($\gamma = \tan^{-1}(X_b/X_c)$)と距離($D' = \sqrt{X_b^2 + X_c^2}$)から決まり($D = D' \cdot \sin(\beta + \gamma)$)、 D_c, σ_s が計算できる。

- ⑩ σ_s, σ_c から有効圧縮応力度を計算する($\nu \sigma_b = \sigma_c + \sigma_s, \sigma_c$ と σ_s の角度の差無視)。

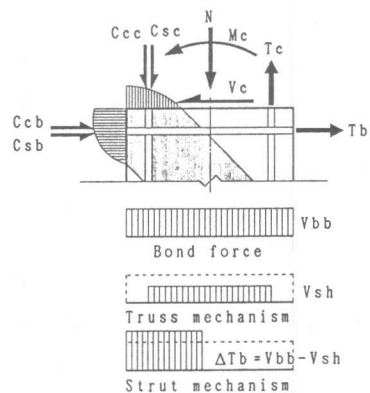


図3 梁主筋付着力の機構負担

3. パラメータ解析

3.1 解析対象 筆者らが行った平面接合部(試験体 I1)である[5]。梁断面は 20x30 cm、柱断面は 30x30 cm、コンクリートの圧縮強度(σ_B)は 1007 kgf/cm²、梁主筋は 8-D16($p_t=3.34\%$ 、 $\sigma_y=8140$ kgf/cm²)、柱主筋は 16-D19($p_s=3.34\%$ 、 $\sigma_y=7610$ kgf/cm²)、柱軸力は 32.4 tonf、接合部横補強筋は 3- ϕ 6(3組、 $p_w\sigma_{wy}=23.4$ kgf/cm²)で、梁降伏前接合部せん断破壊したものである。

3.2 梁主筋付着強度-接合部横補強筋関係 試験体のデータを用いて梁主筋付着強度($\sqrt{\sigma_B}$ で基準化)と $p_w\sigma_{wy}$ を変化させた場合のトラス機構の負担割合、ストラットの角度、有効圧縮強度比(有効圧縮応力度/ σ_B)を図4に示す。水平せん断力(Vjh)は 188.1 tonfである。トラス機構の負担割合は付着強度の増加とともに増大するが、低 $p_w\sigma_{wy}$ ではその割合が小さく、高 $p_w\sigma_{wy}$ では大きくなり、 $p_w\sigma_{wy}$ によって負担割合が異なる。 $p_w\sigma_{wy}=100$ kgf/cm²の場合には、 $4\sqrt{\sigma_B}$ 以後から柱主筋の作用付着力によってトラス作用力が決まり、 $p_w\sigma_{wy}$ を大きくしても増大しない。ストラットの角度は、付着強度や接合部横補強筋の大小に関係なく、ほぼ一定である。有効圧縮強度比(ν)は、トラス機構の負担割合が小さくなると ν が大きくなりせん断圧縮破壊しやすく、逆に、大きくなると ν が小さくなる。従って、負担割合が大きくなるほど、作用圧縮応力度が小さくなり、接合部には有利になる。

3.3 柱軸力比-梁主筋付着強度関係 $p_w\sigma_{wy}(=23.4$ kgf/cm²)を用いて、柱軸力比と梁主筋の付着強度を変化させた場合を図5に示す。Vjhは一定である。トラス機構の負担割合は、付着強度が $2\sqrt{\sigma_B}$ 以上になると $p_w\sigma_{wy}$ によってトラス作用力が決まり、柱軸力比の変化とは関係しない。ストラットの角度は、付着強度に関係なく、柱軸力比の増加とともに大きくなる。それは、柱軸力が大きくなるとストラット幅が大きくなるためである。有効圧縮強度比は、柱軸力が大きくなるとストラットの幅が大きくなり作用圧縮応力度が小さくなるが、柱軸力比 0.3以後からは逆に大きくなる。それは試験体の曲げ解析結果、軸力比 0.3以後から曲率の変化は殆どないまま圧縮縁から中立軸までの距離の変化は軸力比 0.3以下と同等であり、柱からのコンクリート圧縮力が大きく作用するためである。

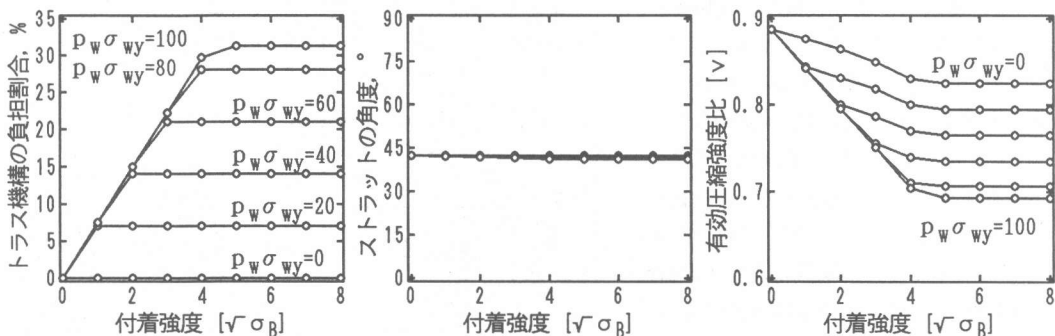


図4 梁主筋付着強度-接合部横補強筋関係

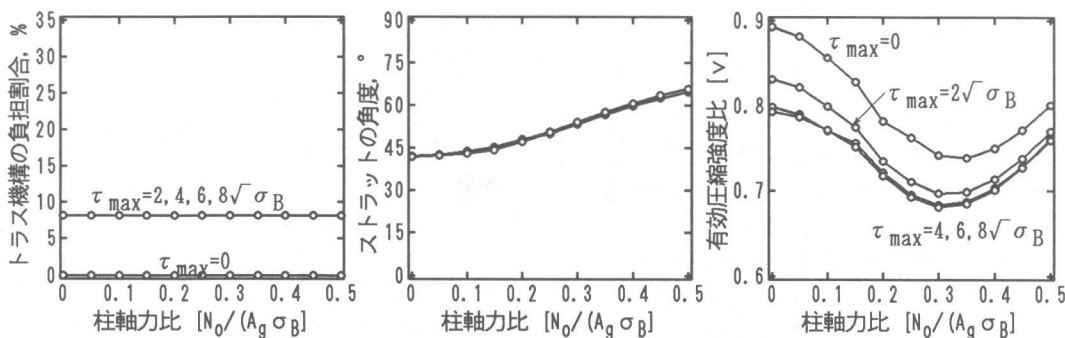


図5 柱軸力比-梁主筋付着強度関係

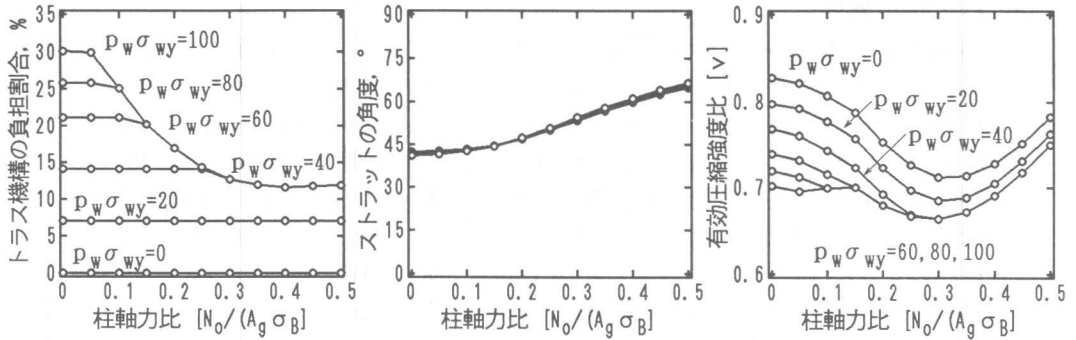


図6 柱軸力比-接合部横補強筋関係

3.4 柱軸力比-接合部横補強筋関係 梁主筋の付着強度を $5\sqrt{\sigma_B}$ とし、柱軸力比と $p_w \sigma_{wy}$ を変化させた場合の結果を図6に示す。低軸力比の範囲(0.05以下)では $p_w \sigma_{wy}$ の増加とともにトラス機構の負担割合が大きくなっているが、その以後からは柱軸力比の増加とともに柱主筋の作用付着力が小さくなるため、高 $p_w \sigma_{wy}$ 場合の負担割合が減少して行く。ストラットの角度は、柱軸力比の増加(ストラット幅の増大)とともに大きくなる。有効圧縮強度比は、柱軸力が大きくなると作用圧縮応力度が小さくなるが、軸力比 0.3以後からは大きくなる。その理由は上述(図5)と同一である。また、低 $p_w \sigma_{wy}$ では柱軸力比の増加によって有効圧縮応力度の減少が顕著になるが、高 $p_w \sigma_{wy}$ ではその影響が少ない。

4. せん断終局強度の検討

4.1 実験データ 既往の実験データ(表1)を用いて、前述した解析方法でせん断終局強度を検討する。接合部入力せん断力の実験値は、梁せん断力(実験値)から曲げモーメントを求め、そのモーメント作用時の断面解析値(圧縮縁から中立軸までの距離)を用いて算出した。

破壊モードは、梁降伏時の曲げ解析値が実験値より高い場合は接合部せん断破壊型(J)、低い場合は梁降伏後の接合部せん断破壊型(BJ)、実験値が梁終局時の解析値より高い場合は収集データから除去した。データは29体(J型:17体、BJ型:12体)である。精算によるせん断力($V_{exp, m}$)と略算(応力中心間距離を梁有効せいの7/8倍とした)によるせん断力($V_{exp, 7/8}$)の関係を図7に示す。

J型は中立軸までの距離と梁有効せいの比の増大とともに $V_{exp, m}$ と $V_{exp, 7/8}$ の比が大きくなるが、J型、BJ型ともにその差は±5%程度である。

表1 引用実験データ

実施機関	試験体名	文献
東京大学	I1	JCI年次1992, pp. 379-384
千葉大学	MKJ-1, MKJ-2	AIJ大会1992, pp. 263-264
千葉大学	OKJ-3, OKJ-5	AIJ大会1991, pp. 577-578
前田建設	JS-36-20, JS-36-18 JS-48-20, JS-48-18 JS-60-18	AIJ大会1991, pp. 579-582
鹿島建設	J-600-50, J-600-70 J-900-70, J-600-70A	AIJ大会1991, pp. 587-588
フジタ工業	HNO 4, HNO 6	JCI年次1990, pp. 633-638
建築研究所	J2	AIJ大会1989, pp. 459-462
京都大学	A1, A2, A3, A4	AIJ大会1989, pp. 439-442
千葉大学	WJ1, WJ4, WJ5, WJ6	JCI年次1988, pp. 497-500
東京大学	B1	AIJ大会1988, pp. 423-424
フジタ工業	NO30	AIJ大会1988, pp. 415-418
千葉大学	CJ1, CJ2	AIJ大会1985, pp. 291-292

JCI年次: コンクリート工学年次講演会講演論文集
AIJ大会: 日本建築学会大会学術講演梗概集

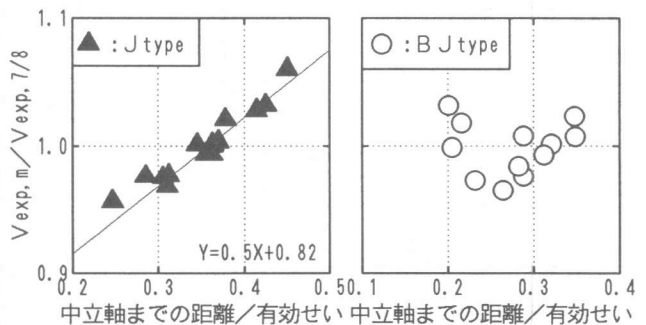


図7 接合部入力せん断力の精算値と略算値の比較

4.2 コンクリートの有効圧縮強度 梁主筋の付着強度を $5\sqrt{\sigma_B}$ (指針[1]の $\mu=10$ に相当) として、前述の方法で求めた有効圧縮強度 (σ_B で基準化) - コンクリート圧縮強度 (σ_B) の関係を図8に示す。実線は、 σ_B の関数としての ν の評価式の中で、Niesen式 ($\nu\sigma_B = (0.7 - \sigma_B/2000) \cdot \sigma_B$) [6], CEB-CODE式 ($\nu\sigma_B = 3.68\sigma_B^{0.667}$)、市之瀬式 ($\nu\sigma_B = 7\sqrt{\sigma_B}$) [7] を表す。解析結果の ν は、梁及び柱圧縮域のコンクリート圧縮力を矩形で、また、ストラットの幅を一定で仮定したために、各評価式よりも高い値 (1.4倍以上) になっている。ここでは、 $\nu\sigma_B$ をCEB-CODE式を用いる。

4.3 ストラットの角度 解析から求めたストラットの角度 - 柱軸力比関係を図9に示す。ばらつきはあるが、柱軸力比 (η_c) の増大とともに角度も大きくなる傾向が見られる。ここでは、パラメータ解析の結果 (図5、図6) を参考にし、角度 (β) を $\beta = 36.5 + 55\eta_c$ (≥ 42) と仮定する。

4.4 梁端部のコンクリート圧縮域 解析から求めた梁端部の圧縮域と梁有効せい (d) の関係を図10に示す。ばらつきは大きい、梁の d と梁せい (D_b) の比が大きくなると、 X_b と d の比が小さくなる傾向が見られる。ここでは、圧縮域 (X_b) を $X_b = (2.515 - 2.6 \cdot d/D_b) \cdot d$ と仮定する。

4.5 せん断終局強度の検討 せん断強度を検討するために、次のように仮定する。①接合部のせん断終局強度 (V_{cal}) はトラス機構の負担せん断力 (V_{sh}) とストラット機構の負担せん断力 (V_{ch}) の和である。② V_{sh} は、前述の 2.5 解析方法の⑥によって計算する。③ V_{ch} は、前述の仮定から求めた $\nu\sigma_B$ 、 β 、 X_b を用いる。ただし、ストラットの幅は一定で仮定したものを補正するために、計算されたストラットの幅の 1.4倍とする ($V_{ch} = (\nu\sigma_B - \sigma_B) \cdot 1.4 \cdot D \cdot T_p \cdot \cos\beta$)。ストラットの幅 (D) は、前述の 2.5 解析方法の⑨によって計算する。

以上の仮定から求めた接合部のせん断終局強度の計算値と実験値の比較を図11に示す。 V_{mu} は曲げ終局時の接合部入力せん断力である。せん断終局強度の計算値が実験値を過小評価するものの (J型; 平均: 1.27, 変動係数: 0.11, B J型; 平均: 1.12, 変動係数: 0.10)、全体的にばらつきが少なく、計算値が実験値の下限を表す。

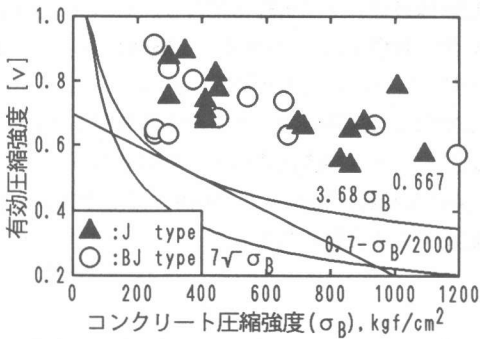


図8 有効圧縮強度-コンクリート圧縮強度関係

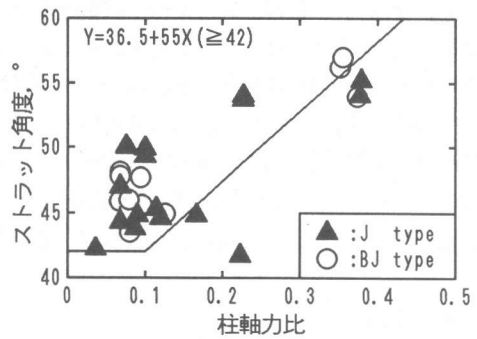


図9 ストラットの角度-柱軸力比関係

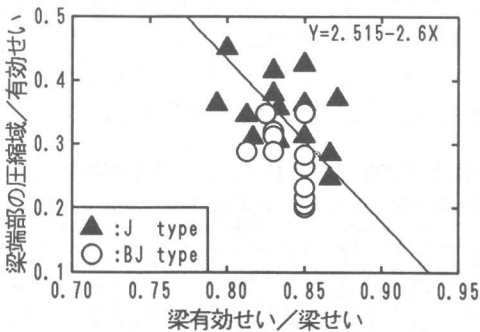


図10 梁端部の圧縮域-梁有効せい関係

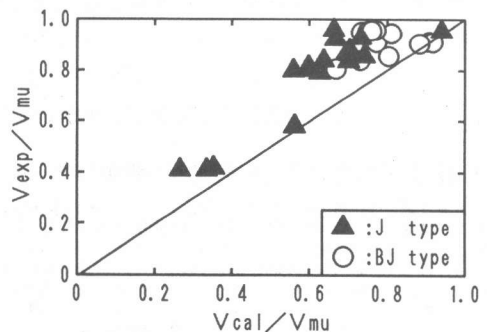


図11 V_{exp}/V_{mu} - V_{cal}/V_{mu} の関係

4.6 せん断終局強度 前述した解析の方法では、①梁の左右及び柱の上下対称、②トラス機構の負担分の計算が複雑、③有効圧縮強度(既提案式)の適用性、④B J型の防止、などの問題がある。そこで、本解析方法をもとに、下界定理を用いて接合部のせん断終局強度を検討する。トラス機構の負担せん断力(V_{sh})は V_{sv} の影響を受けないと仮定すると、 V_{sh} の最大値は式(1)に、圧縮応力度は式(2)になる。 τ_{max} は $5\sqrt{\sigma_B}$ を用いる。ストラット機構の負担力(V_{ch})は式(3)に、 V_{ch} の最大値は $D_c'=D_c$ 、 $\beta=45^\circ$ の時である式(4)。

$$V_{sh} = B_c \cdot j_b \cdot p_w \sigma_{wy} \leq \tau_{max} \cdot \Sigma \phi_b \cdot j_c \quad (1)$$

$$\sigma_s = V_{sh} / (B_c \cdot D' \cdot \cos \alpha) \quad (2)$$

$$D' = \sqrt{j_b^2 + j_c^2} \cdot \cot \alpha \quad (j_b \geq j_c)$$

$$D' = \sqrt{j_b^2 + j_c^2} \cdot \tan \alpha \quad (j_b < j_c)$$

$$V_{ch} = (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D \cdot T_p \cdot \cos \beta \quad (3)$$

$$= 0.5 \cdot (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D_c' \cdot T_p \cdot \sin(2\beta)$$

$$= 0.5 \cdot (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D_c \cdot T_p \quad (4)$$

ここで、 D' : トラスの幅、 D_c' : ストラットの水平方向の幅($D_c' = D / \sin \beta$)。以上の仮定を用いて、実験

値から有効圧縮強度を求め、せん断終局強度を検討する。用いた試験体は、1980年からJCI年次とAIJ大会、文献[8]に報告された接合部試験体のうち、試験体のデータが明確に記入されている115体(前述の2.1対象の④は除く; J型:35体、B J型:61体、B型:19体)である。実験値(J型)から算定された $\nu - \sigma_B$ の関係を図12に示す。有効圧縮強度は、 $\nu \sigma_B = 7.5\sqrt{\sigma_B}$ で評価すると、ほぼ実験値の下限を表す。 $\nu \sigma_B = 7.5\sqrt{\sigma_B}$ を用いて上述な方法で求めた計算値と実験値の関係を図13に示す。 V_{my} は、略算式(応力中心間距離は梁有効せいの7/8倍)で求めた梁降伏時のせん断力である。ばらつきはあるが(J型; 平均:1.29、変動係数:0.16)、ほぼせん断終局強度の下限值は推定できる。また、 V_{cal} / V_{my} を1.4以上にすれば、B J型は防止できると思われる。

6. 結論

- (1)各パラメータの相互関係について、①接合部横補強筋は、トラス機構の負担割合と密接な関係があり、接合部の作用圧縮応力度の減少に大きな役割を果たす。しかし、その効果は梁主筋の付着能力と柱軸力によって異なる。②ストラットの角度は、柱軸力に大きく影響を受ける。
- (2)せん断終局強度について、①有効圧縮強度を $7.5\sqrt{\sigma_B}$ とし、せん断終局強度を V_{sh} と V_{ch} の和とすれば、実験の下限值は推定できる。② V_{cal} / V_{my} を1.4以上にすれば、B J型は防止できる。

【謝辞】本研究は多くの研究者の貴重なデータを引用させて頂きました。ここに厚く感謝致します。

【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]市之瀬敏勝、他:RC内部接合部における軸力・付着・横補強筋の相互作用、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、pp.87-96、1990.5. [3]Paulay, T. et al: Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, Vol. 75, No. 11, pp. 585-293, 1978. 11. [4]Park, R. et al: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal, ASCE, Vol. 108, ST4, pp. 929-950, 1982. [5]李祥浩、他:高強度RC造柱・梁接合部のせん断強度、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2, pp.379-384, 1992.6. [6]Nielsen, M.P. et al: Concrete Plasticity-Beam Shear-Shear in Joints Punching Shear, Tech. Univ. of Denmark, Lyngby, St. Research Lab., 1978. [7]市之瀬敏勝、他:鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10, No.3, pp.657-662, 1988. [8]Meinheit, D.F., and J. O. Jirsa: Shear Strength of R/C Beam-Column Connections, ASCE ST11, November, 1981, pp.2227-2244.

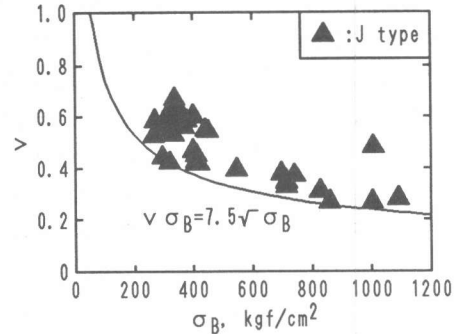


図12 $\nu - \sigma_B$ の関係

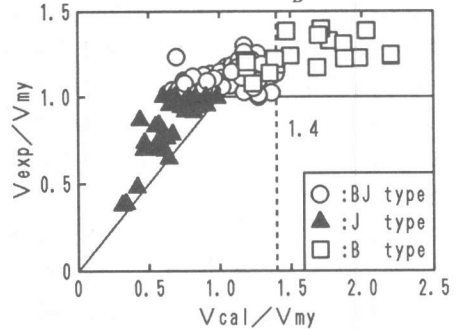


図13 $V_{exp} / V_{my} - V_{cal} / V_{my}$ の関係