

論文 梁曲げ降伏後に接合部破壊する RC 造内部梁・柱接合部の力学的挙動

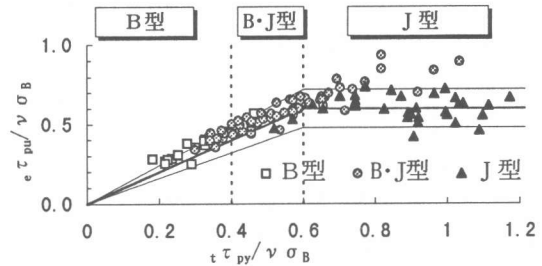
吉野 正弘*1 ・ 武田 信治*2 ・ 上村 智彦*3

要旨：梁曲げ降伏後に接合部破壊する内部梁・柱接合部の接合部終局強度の変動幅が大きくなる要因について、実験的に考察したものである。この破壊形式では、梁曲げ降伏後変形が増大する過程で、接合部ひび割れの影響により、①接合部コンクリート圧縮強度が低下すること、②接合部域柱主筋が引張側にシフトし、柱接合部端コンクリート圧縮応力度が大きくなることにより接合部ストラットが圧潰する。

キーワード：接合部終局強度、曲げ降伏、柱主筋歪、付着、コンクリートの有効圧縮強度

1. 目的

接合部破壊形式には、梁曲げ降伏型 (B型)、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型 (B・J型)、接合部破壊先行型 (J型)があるが、現在、精度の良い破壊モード分類方法は示されていない。更に、図-1の筆者等の調査[1]で示すように、B・J型の接合部終局強度は、 $0.4 < t \tau_{py} / \nu \sigma_B \leq 0.6$ ($t \tau_{py}$:理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度、 $\nu \sigma_B$:コンクリート有効圧縮強度 ($\nu = 0.8 - \sigma_B / 235$))の広範囲に分布する。同じB・J型の破壊モードでも、破壊程度に



- $e \tau_{pu}$: 最大耐力時接合部せん断応力度
- 接合部パネルは、梁及び柱の応力中心間距離で囲まれた部分で、有効幅 (t) は梁幅と柱幅の平均値。

図-1 最大耐力時接合部せん断応力度
—理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度

より変形性能も異なるので、本来、接合部終局強度設計式も、破壊程度との関係で設定すべきである。そこで、本研究では、B・J型の接合部終局強度が広範囲に変動する要因を解明する為に、B・J型の接合部の力学的挙動について実験的に考察することを目的とした。

2. 実験方法

2.1 実験変数

接合部破壊を主たるストラット機構の圧潰と考えると、接合部破壊時には梁及び柱接合部端コンクリート圧縮応力度が大きくなる必要がある。B・J型では、梁曲げ耐力維持下で変形が増大する過程において接合部域梁主筋の降伏域の広がりやを伴う付着劣化を生じ、梁接合部端のコンクリート圧縮応力度は、大きくなると考えられる。しかし、通常、弾性領域と考えられる柱接合部端のコンクリート圧縮応力度がより大きくなる為には、接合部域柱主筋の付着劣化が生じなければならない。本実験では、接合部域の柱主筋付着性状に関連する主たる因子である、①接合部せん断入力量 ($t \tau_{py} / \nu \sigma_B$)、②接合部域梁主筋付着性状を実験変数とした。

*1 芝浦工業大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (正会員)

*2 芝浦工業大学大学院 工学研究科 建設工学専攻 (非会員)

*3 芝浦工業大学助教授 工学部 建築学科 工博 (正会員)

2. 2 試験体

試験体は、B・J型の破壊モードと予想される4体である(表-1参照)。No.1、No.3、No.4は、接合部せん断入力量を、各々 $\tau_{py}/\nu\sigma_B = 0.5$ (実験時:0.50)、0.6(0.54)、0.4(0.41)とし、No.2は、No.1の接合部域梁主筋にパラフィンを塗布し、付着をなくしたものである。コンクリートは普通コンクリートで、材料の性質を表-2に示す。尚、加力方法と測定方法は、文献[2]とほぼ同様であるので省略する。

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

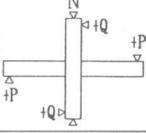
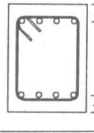
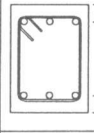
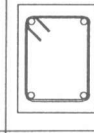
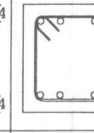
表-3に諸現象発生荷重、図-2に接合部周辺のひび割れ状況を示す。但し、No.3は、No.1とほぼ同様の破壊性状であったので割愛する。梁主筋降伏後の最大変形時に、接合部コンクリートの剥落は、No.1とNo.3で接合部全体に、No.4では接合部中央と柱接合部端コーナーに発生した。一方、No.2では、接合部せん断ひび割れ本数は少なかったが、梁接合部端の広範なコンクリートが圧潰した。又、梁主筋は、梁接合部端圧潰以前に降伏した。

3. 2 層間変位曲線と接合部せん断変形角曲線

図-3の層間変位曲線は、No.1、No.3、No.4では最大耐力時に理論梁曲げ降伏強度となり、その後No.1、No.3は耐力劣化を生じ、No.4は耐力劣化を生じていないことを示している。又、No.2は、接合部域梁主筋の付着がないことによる梁接合部端コンクリートの圧潰による耐力劣化の様相を呈する。

図-4の接合部せん断変形角曲線は、No.1、No.3は耐力劣化に伴い、接合部せん断変形角が急激に大きくなるが、No.4は耐力劣化することなく徐々に大きくなっている。尚、No.2は、微小変形であったので割愛した。

表-1 試験体形状・寸法

形状・加力方法 軸力: N=294[kN]	梁			柱
	No.1・2	No.3	No.4	全試験体共通
断面 				
逆対称正負交番繰返し加力(梁端加力、柱頭・柱脚支持)	寸法 18×25	18×25	18×25	25×25
階高×スパン 140×200	主筋 4-D13 Pt=1.34%	3-D16 Pt=1.58%	2-D16 Pt=1.05%	8-D16 Pg=2.55%
補強筋	D6 @8cm Pw=0.44%			D6 @5cm Pw=0.51%

接合部には、フープ(D6)を@5cmで3組配した。(試験体寸法単位: cm)

表-2 材料の性質

鉄筋	降伏強度 σ_y [MPa]	降伏歪 ϵ_y [%]	ヤング係数 E_s [MPa]
D16	378.6	0.194	1.95×10^5
D13	382.4	0.206	1.85×10^5
D6	419.5	0.246	1.71×10^5
コンクリート	圧縮強度 σ_B [MPa]	圧縮強度時の歪 ϵ_B [%]	ヤング係数 E_c [MPa]
	28.62	0.285	2.25×10^4

表-3 諸現象発生荷重

(P: 梁端荷重 [kN])

	梁		接合部				最大耐力
	曲げ降伏		せん断ひび割れ		せん断終局耐力		
	理論値*1	実験値*2	理論値*3	実験値	理論値*4	実験値	
No.1	41.9	41.7	24.9	24.5	57.0	45.6	45.6
No.2	41.9	31.9	24.9	31.4	57.0	—	37.4
No.3	48.8	46.1	24.9	24.5	57.0	49.0	49.0
No.4	32.5	31.9	24.9	24.5	57.0	—	37.5

尚、接合部有効幅(t_p)は、*3では全柱幅、*4では梁幅と柱幅の平均値を用いた。

*1 $b M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot s \cdot \sigma_y \cdot d_b$, *2 主筋降伏時荷重

*3 $\tau_c = \sqrt{c \cdot \sigma_c^2 + c \cdot \sigma_t \cdot \sigma_0}$ [$c \cdot \sigma_t = 0.564 \sqrt{\sigma_B}$, $\sigma_0 = N / (B_c \cdot D_c)$], *4 $\tau_{ih} = 0.3 \cdot \sigma_B$

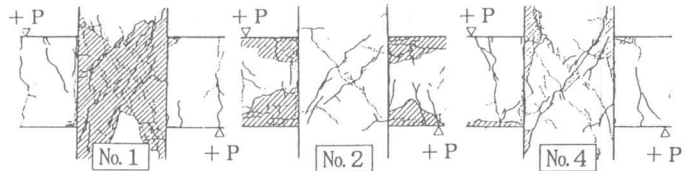


図-2 接合部域ひび割れ状況図

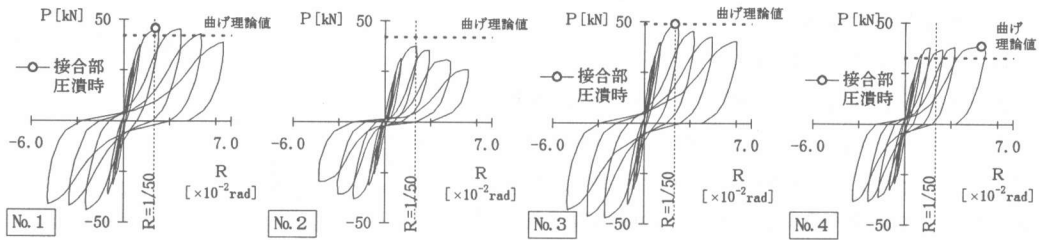


図-3 層間変位曲線

3. 3 梁主筋と柱主筋の歪と接合部域附着性状

(1) 図-5の梁接合部端梁主筋歪曲線で、引張側歪については、No.1、No.3、No.4では最大耐力まで、No.2では梁曲げ圧潰の前のサイクルまで理論曲げ解析値に各々一致する。圧縮側歪については、早い荷重段階より引張側に移行している。

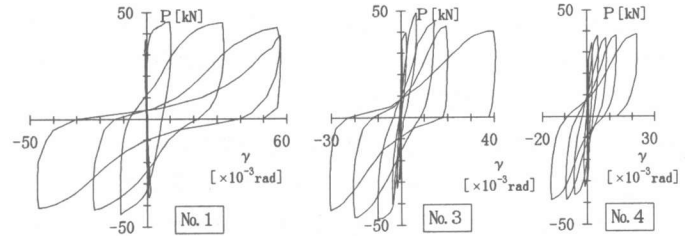


図-4 接合部せん断変形角

(2) 図-6の柱主筋歪曲線は、どの試験体も引張側、圧縮側の歪は、荷重の増大と共に理論曲げ解析値より大きく引張側に移行することを示している。接合部域梁主筋の附着性状が異なるNo.1とNo.2では、附着のないNo.2で引張側でその移行度が小さい。No.1、No.3では最大耐力以降で、又、No.4では梁曲げ耐力維持下で歪が各々増大する。

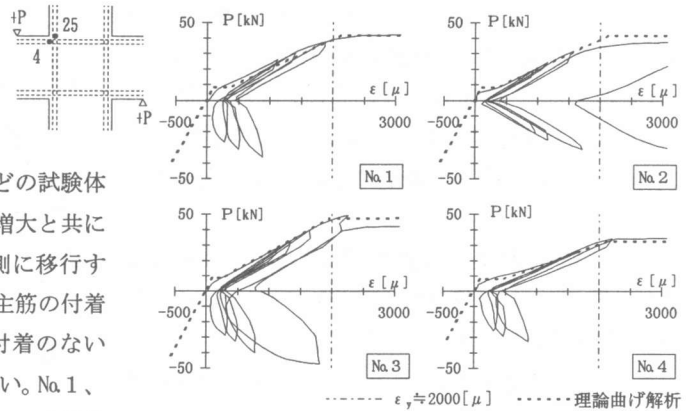


図-5 梁接合部端梁主筋歪曲線 (Gauge4)

包絡線上における荷重(P)と接合部域柱主筋平均附着応力度(τ_{av})の関係を示す図-7において、接合部域柱主筋の歪分布は、引張側ヘシフトするが、No.1、No.3、No.4では、最大耐力近傍まで理論曲げ解析値に沿って増加する。 τ_{av} と柱接合部端引張鉄筋歪み($\epsilon_s \epsilon_t$)の関係を示す図-8において、初期荷重段階では、理論曲げ解析値に、その後、次次の関係にある。又、最大耐力時には次式から離れ、附着性状が悪くなる。

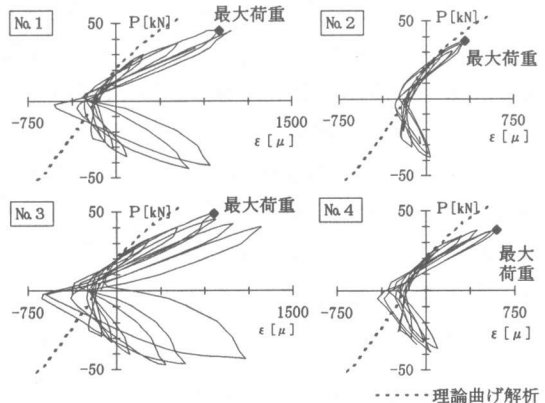


図-6 柱接合部端柱主筋歪曲線 (Gauge25)

$$\tau_b = 2.68 \times 10^3 \times (\epsilon_s \epsilon_t + \epsilon_0) \text{ [MPa]}$$

$$\epsilon_0 = N/E A$$

E : コンクリートヤング係数
 N : 柱軸力, A : 柱の等価断面積

4. 実験結果の検討

4.1 各試験体の破壊形式

図-9に各試験体の接合部中央柱断面における、各サイクル梁端荷重 $P=0$ [kN]、軸力 $N=294$ [kN] 時の柱主筋とコンクリートの軸力負担割合を示す。No.1、No.3では、最大耐力後コンクリートの軸力負担割合が急激に減少していることから、接合部破壊が進行したものと考えられる。No.4では、急激な減少は見られないが、最終サイクル時のコンクリートの軸力負担割合が、No.1、No.3とほぼ同一の値を示していることから、No.4の接合部は徐々に破壊が進行したと思われる。

接合部ストラット方向のコンクリートの圧縮歪の大きさを示す図-10で、最大耐力時にNo.1、No.3が、共にコンクリート圧縮強度時の圧縮歪にほぼ達している。又、No.4では、最大変形時にNo.1、No.3と同様、コンクリート圧縮強度時の圧縮歪に近い値となっている。

以上のことと、前述の「3.1」「3.2」のことから、No.1、No.3はB・J型、No.2は梁曲げ圧潰型、No.4はB型とB・J型の境界の破壊形式を呈したものと判断する。

4.2 接合部域梁主筋平均付着応力度、接合部せん断入力量、梁と柱の接合部端断面コンクリート圧縮合力及び梁接合部端引張歪の相互関係

図-11は、梁接合部端引張主筋歪 ($\epsilon_s \epsilon_t$) と、接合部域梁主筋平均付着応力度 ($c \tau_{av}$) 及び、接合部せん断入力量 ($\tau_c \tau_{py} / \nu \sigma_B$) の関係を、又、図-12は、梁と柱の接合部端断面コンクリート圧縮合力 ($c C_c, C_c$) と梁接合部端引張主筋歪との関係を、No.1、No.3、No.4についてプロットしたものである。

(1) 図-11の接合部域梁主筋平均付着応力度と梁接合部端引張鉄筋歪の関係において、初期荷重段階では理論曲げ解析値に、その後は、次式の関係となる。

$$\tau_b = 2.68 \times 10^3 \times \epsilon_s \epsilon_t \text{ [MPa]}$$

実験式に一致しなくなる時の歪値 $\epsilon_s \epsilon_t$ は、接合部せん断入力量が大きくなるにしたがって、小さくなる傾向がある。

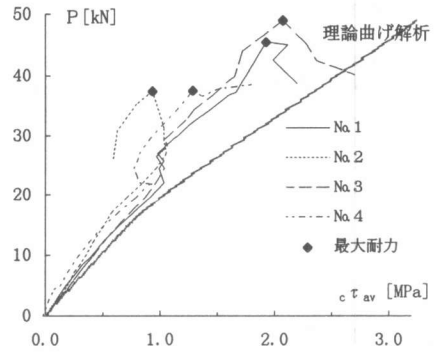


図-7 荷重-接合部域柱主筋

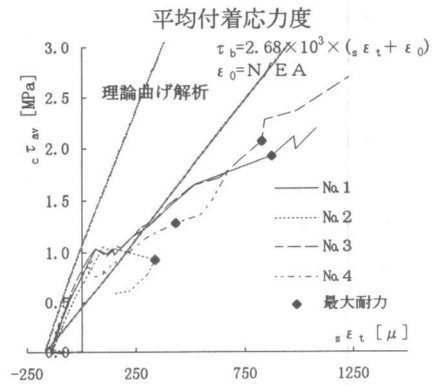


図-8 接合部域柱主筋平均付着応力度
一柱接合部端引張鉄筋歪

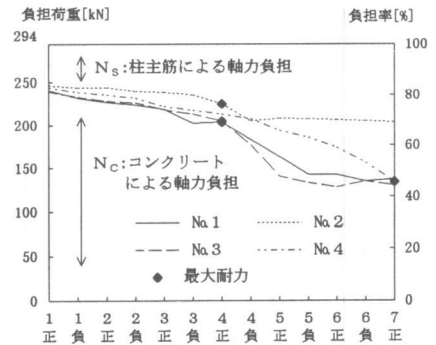


図-9 軸力負担割合

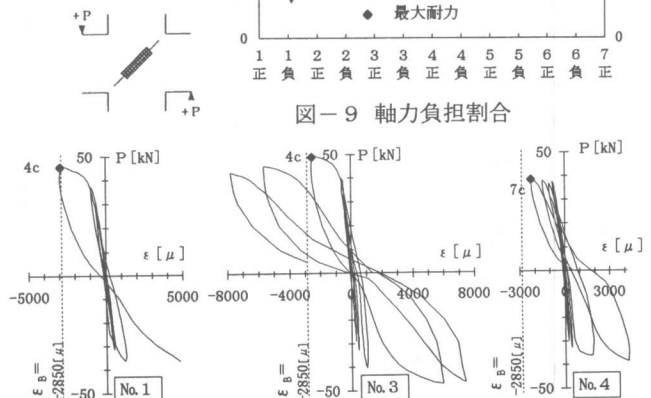


図-10 接合部域ストラット方向のコンクリート圧縮歪

(2) 図-11で接合部コンクリート圧潰時点(図中の□印)の ϵ_t の値は、降伏歪より大きく、接合部せん断入力量が小さい程、大きくなる傾向がある。又、この時点で、いずれの試験体も付着応力度は急激に劣化する。

(3) 図-12の bC_c 、 cC_c のプロット点は、No.1、No.3で最大耐力時、No.4では最大変形時である。 bC_c は、343[kN]以下の値となる。梁曲げ耐力維持下で、接合部域梁主筋の付着がなくなった場合に、コンクリート圧縮合力中心が圧縮鉄筋位置に近づくと考えられ、この343[kN]の値はその時の値である。即ち、コンクリート圧縮応力分布を矩形応力ブロックとすると、梁主筋芯から外縁までの距離(d_c)の2倍の成が圧縮域、 $X_N \approx 2d_c$ となり、コンクリート圧縮合力の限界値は、ほぼ $bC_c \approx (\beta \sigma_B) \cdot X_N \cdot b_b = 343[\text{kN}]$ ($\beta \sigma_B$:コンクリート有効圧縮強度($\beta = 0.85$)、 b_b :梁幅)となる。

(4) 梁主筋量が多く、B・J型を呈したNo.1とNo.3は、最大耐力時に次の様相を呈した。①層間変位が小さい時点で、梁と柱接合部端のコンクリート圧縮合力は大きくなる。② bC_c は、No.1、No.3共に、梁曲げ耐力維持下での限界値

(343[kN])に近い値を示している。このことは、梁接合部端断面の成部分($X_N \approx 2d_c$)が、コンクリート有効圧縮強度に近いことを示している。

(5) 梁主筋量が少なく、B・J型とB型の境界の破壊形式を呈したNo.4は、接合部破壊が顕著となった最大変形時に次の様相を呈した。

① bC_c は、梁主筋が降伏し、接合部域梁主筋が付着無しの状態になったとしても、 $bC_c = 2T_y = 301[\text{kN}]$ (T_y :梁主筋引張降伏強度)で、梁曲げ耐力維持下での限界値 $bC_c \approx 343[\text{kN}]$ に達することはない。従って、梁接合部端での梁曲げ圧潰による耐力劣化は、大変形まで生じにくい。
②梁曲げ耐力維持下、層間変位が増大する過程において、 cC_c は、接合部域柱主筋歪が引張側へシフトすることから、荷重は低いNo.1、No.3に接近した値となる。

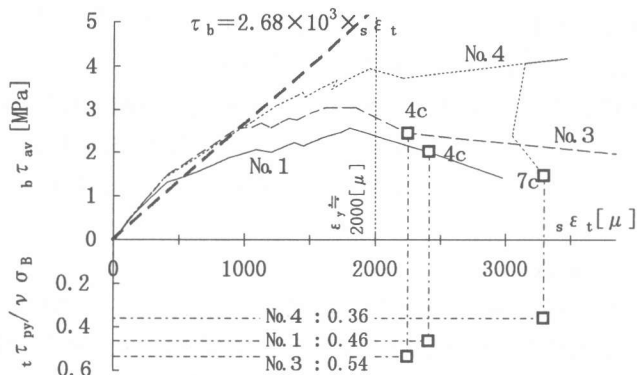


図-11 梁接合部端引張主筋歪, 接合部域梁主筋平均付着応力度, 接合部せん断入力量

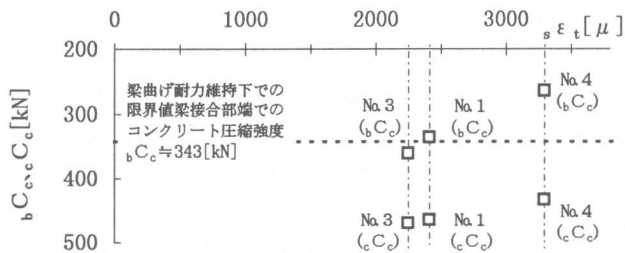


図-12 梁・柱接合部端断面コンクリート圧縮合力
— 梁接合部端引張主筋歪

4.3 ストラット応力度と破壊モードの関連

最大耐力時のストラットの圧縮応力度(σ_s)の算定は、文献[3]に示した方法で行い、算定結果を、同文献で示された既往のJ型、B・J試験体の接合部破壊時の $\sigma_s / \sigma_B - \sigma_B$ 関係図、図-13にプロットした。

(1) 接合部域梁主筋の付着有りのNo.1と付着無しのNo.2との相違

ストラット応力度は、図-13より、既往のB・J型、J型の試験体のコンクリート圧縮強度低減係数の値と比較して、共に有効圧縮強度近傍であると考えられる。しかしながら、No.1は接合部破壊し、

Na.2は接合部破壊していない。その理由として、有効圧縮強度はひび割れ幅に影響される為、ひび割れの多いNa.1では低く、ひび割れの少ないNa.2では高く現れたと推測される。

(2) 接合部せん断入力量の大きいNa.3と小さいNa.4との相違

Na.3のストラット応力度は、有効圧縮強度に達しており、圧潰していることがわかる。Na.4では、梁曲げ降伏後接合部せん断変形の増大に伴いせん断ひび割れ幅が広がり、接合部域梁主筋が付着劣化し、接合部域柱主筋の歪が引張側へシフトする。その結果、柱接合部端コンクリートの

の圧縮応力と圧縮域が大きくなり、ストラット圧縮応力度が増加し、同時に、ひび割れの影響によるコンクリート圧縮強度劣化が生じ、接合部破壊に近い状態となったものと思われる。このことは、ストラット方向のコンクリート圧縮歪からも、接合部破壊状態に近いことが理解できる。

5. 結論

接合部せん断入力量がB・J型の上限と下限にあたる試験体破壊性状に関する実験より、B・J型の接合部終局強度の変動幅が大きくなる要因に関連した次の知見が得られた。

(1) 接合部域梁主筋の付着の有無が、接合部ひび割れと関係し、このひび割れが、接合部コンクリート有効圧縮強度、接合部域柱主筋の歪の大きさに影響を与える。

(2) B・J型では、梁曲げ降伏後最大変形時にいたる過程で、次の性状を示す。①接合部のひび割れが増加、進展することにより接合部コンクリート圧縮強度が低下する。②接合部域柱主筋が引張側にシフトすることにより、柱接合部端コンクリート圧縮応力度が大きくなる。

尚、最大耐力以降で、柱接合部端の引張鉄筋の歪は、Na.1、Na.3、Na.4では増加するが、Na.2では減少する。このことは、最大耐力以降Na.1、Na.3、Na.4で接合部鉛直方向作用せん断力が増大すると共に、柱接合部端では、梁接合部端と同様に、圧縮合力位置が断面中心方向に近づくことを示している。このように接合部破壊と考えているにも拘わらず、接合部せん断入力量は低下していない。このことと、破壊形式との関連について明らかにする必要がある。

参考文献

- [1] 乗物、寺内、上村：RC内部梁・柱接合部の終局強度への諸因子の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造C、pp. 109～110、1995. 8
- [2] 竹崎、永井、上村：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造C、pp. 603～604、1991. 9
- [3] 石久保、上村他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断終局強度に関する研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造C、pp. 233～234、1992. 8

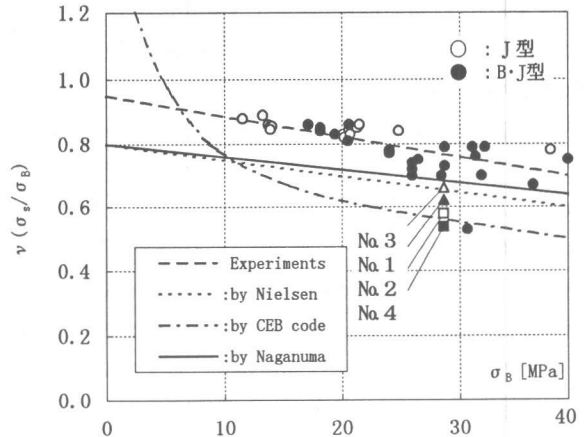


図-13 コンクリート圧縮強度低減係数
-コンクリート強度関係