

論文 鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の力学的挙動

武田 信治^{*1}・吉野 正弘^{*2}・柄尾 誠^{*1}・上村 智彦^{*3}

要旨：梁曲げ降伏型、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型の接合部における横補強筋の役割について実験的、統計的に考察したものである。最大耐力以前において、補強筋はトラス機構として挙動するが、接合部耐力や剛性の上昇には明確な影響が現れない。最大耐力以降は、主筋の付着劣化に伴い接合部コンクリートの拘束が主な働きとなるが、補強筋が最大耐力以降の耐力劣化（塑性率）に与える影響は非常に少ない。

キーワード：必要補強筋量、梁曲げ降伏、塑性率、拘束効果、付着

1. 目的

接合部の補強筋量に関して、韌性保証型耐震設計指針¹⁾では、最小横補強筋比を一律に0.3%以上としている。しかしその規定に理論的根拠はなく、また設計では梁の曲げ降伏先行を目標にしていることからも、接合部補強筋の必要量は、梁曲げ降伏後に接合部破壊する型（B・J型）及び梁曲げ降伏型（B型）の補強筋の役割を明確にした上で、決定すべきである。そこで本研究は、B・J型とB型の接合部補強筋の挙動を実験的に考察し、更に既往の実験資料を収集し、定量的に補強筋の影響を検討するものである。

2. 実験的検討

2. 1 実験概要

試験体は、実物の約1/2の平面十字形梁・柱接合部5体（No.1～No.3, No.5, No.6）で、形状・寸法を表1に示す。実験変数は接合部せん断入力量と接合部補強筋量である。接合部破壊形式には、B型、B・J型、接合部破壊先行型（J型）があるが、筆者等の調査²⁾をもとに、No.1～No.3の3体は、B・J型の上限値（ $\tau_p/\nu\sigma_B=0.6$ 、 τ_p :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（ $\nu=0.8-\sigma_B/235$ ）、接合部パネル:梁及び柱の応力中心間距離で囲まれた部分で有効幅は梁幅

と柱幅の平均値）になるように、No.5とNo.6の2体はB・J型の下限値（ $\tau_p/\nu\sigma_B=0.4$ ）になるように設計した。補強筋量（ $P_w = \sum A_{jw}/(B_c \cdot j)$ 、 B_c :柱幅、 j :上下の梁主筋の重心間距離、 $\sum A_{jw}$:この区間の補強筋断面積の総和）及び材料の性質を表2に示す。なお加力方法と測定方法は、筆者等が過去に行なった実験³⁾とほぼ同様であるので省略する。

表1 試験体形状・寸法 単位: cm

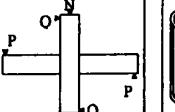
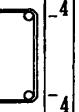
形状・加力方法	梁		柱
	No.1～3	No.5, 6	
軸力:N=294[kN]			全試験体共通
			
正負交番繰返し梁端加力 階高×スパン H×L: 140×200	3-D16 $P_w=1.58\%$ $B_c \times D_b$ 18×25	2-D16 $P_w=1.05\%$ $B_c \times D_b$ 18×25	8-D16 $P_w=2.55\%$ $B_c \times D_c$ 25×25

表2 接合部補強筋量及び使用材料の性質

	No.1	No.2, No.5	No.3, No.6
補強筋 (フープ筋)	1-D6 $P_w=0.15\%$	2-D6 $P_w=0.30\%$	4-D6 $P_w=0.60\%$
鉄筋	降伏強度 σ_y [MPa]	降伏歪 ϵ_y [%]	ヤング係数 E_s [MPa]
D16	402.8	0.204	1.90×10^5
D 6	438.5	0.231	1.82×10^5
コンクリート	圧縮強度 σ_c [MPa]	圧縮強度時の歪 ϵ_c [%]	ヤング係数 E_c [MPa]
	29.7	0.286	2.32×10^4

*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 五洋建設（株）工修（正会員）

*3 芝浦工業大学助教授 工学部 建築学科 工博（正会員）

2. 2 破壊性状と破壊形式

ここでは破壊性状を示し、各試験体の破壊形式について述べる。

1) 接合部破壊状況

図1に最大変形時の接合部域破壊状況、表3に諸現象発生荷重を示す。せん断入力量の等しいNo.1～No.3では、最大耐力前に梁主筋は降伏し、最大耐力以後から接合部コンクリートは剥落はじめ、最大変形時には接合部全域と柱接合部端コーナー部分にまで及んだ。No.5とNo.6では梁主筋は降伏したが、接合部のひび割れ発生状況や剥落状況に大きな差は生じず、最大変形時に若干の剥落がみられた程度であった。

2) 層間変形角曲線

図2に層間変形角(R)曲線の包絡線を示す。せん断入力量の等しいNo.1～No.3とNo.5, No.6のそれぞれにおいて、最大耐力は曲げ理論値を上回り、最終変形まで包絡線に大きな差は見られなかった。主筋降伏時の層間変形角はせん断入力量の大きいNo.1～No.3で、1/100を超えている。

3) 接合部せん断変形角曲線

図3に接合部せん断変形角曲線を示す。No.2は、変形角がNo.1とNo.3の中間の大きさを示したので割愛する。No.1～No.3では、せん断ひび割れから最大耐力まで同じ推移を示し、最大耐力以後、補強筋量が多い程変形角が小さくなる傾向がみられる。No.5, No.6での変形は微少である。

4) 接合部変形割合

図4は層間変形(δ_R)に占める接合部変形(δ_j)の割合を示したものである。No.5とNo.6は大変形まで接合部の変形が小さいのに対し、No.1～No.3では徐々に接合部変形が増加している。

5) 接合部対角線方向歪

接合部対角線方向変位より求めた対角線方向歪の例としてNo.1, No.6の場合について図5に示す。No.5とNo.6では圧縮歪がコンクリート圧縮強度時の歪(0.29%)を下回り、No.1～No.3では最大耐力以後大きく超える。

以上のことから、No.1～No.3はB・J型、No.5とNo.6はB型と判断する。

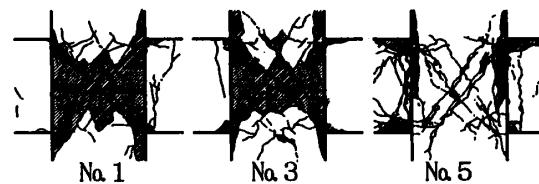


図1 接合部破壊状況

表3 諸現象発生荷重

単位:kN

	理論値	No.1	No.2	No.3	理論値	No.5	No.6
梁 P_y^*	49.9	51.0	48.1	48.1	33.3	29.4	31.9
接合部 P_c^*	32.8	27.0	24.5	24.5	32.8	27.0	28.9
柱 P_u^*	57.7	53.0	51.0	51.1	57.7	—	—
最大耐力		53.0	51.0	51.1		37.9	37.5

接合部有効幅(t_e)は、*2では D_c 、*3及び実験値では B_c と D_c の平均値を用いた。

*1, P_y :主筋降伏 $M_y=0.9 \sigma_y \cdot \alpha_y \cdot d$

*2, P_c :せん断ひび割れ $\tau_c = \sqrt{(\alpha_c^2 + \alpha_c \cdot \sigma_0)} \cdot f_c = 0.49 \sqrt{\sigma_0} \cdot \alpha_c \cdot N / (B_c \cdot D_c)$

*3, P_u :せん断終局耐力 $\tau_u = 0.81 \times \sigma_u^{0.712}$

実験値: $\tau = (1-u-v) / (uvHt_p) P, j_c = uL, j_b = vH, j_b = 7/8d, d = 21\text{cm}$

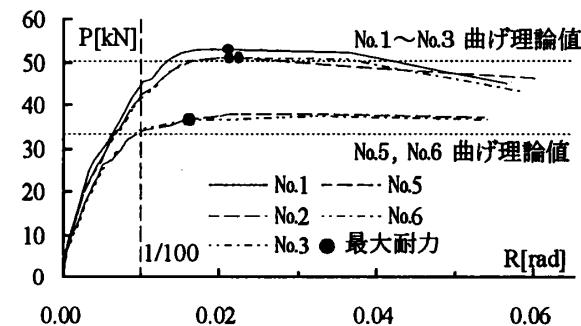


図2 荷重(梁端荷重)－層間変形角

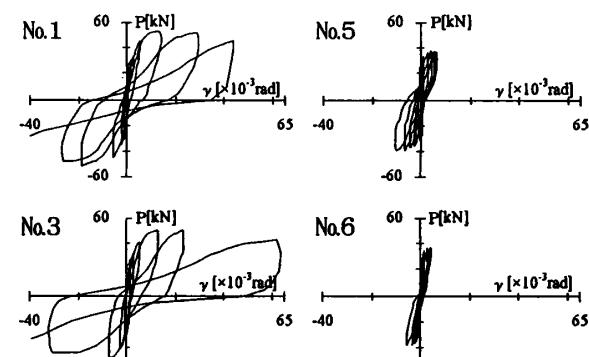


図3 荷重－接合部せん断変形角

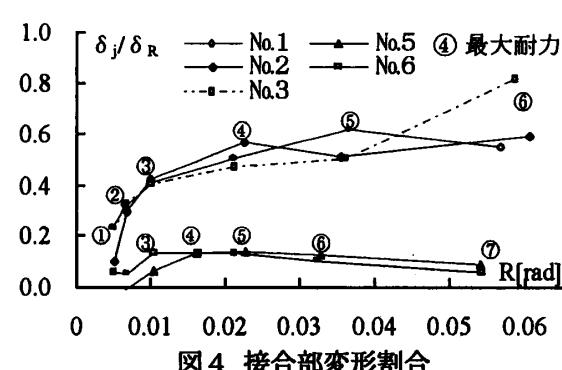


図4 接合部変形割合

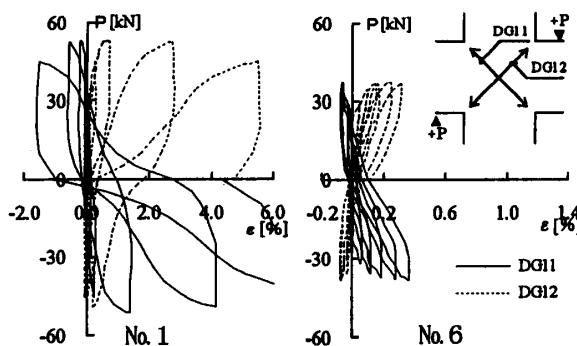


図 5 荷重-接合部対角線方向歪

2. 3 補強筋量による影響

1) 層間変形、接合部変形への影響

図 2 の層間変形角曲線より No. 1 ~ No. 3 と No. 5, No. 6 において、最大耐力や最大耐力後の耐力低下に補強筋量との相関関係は見られない。図 3 の接合部せん断変形角曲線からは、B型と B·J型で、最大耐力以降僅かながら補強筋量が大きいと変形角が小さくなる傾向がみられる。また全試験体において補強筋量によるせん断変形の第二剛性に差は見られない。

2) 接合部補強筋歪の特徴

図 6 に No. 1, 3, 5, 6 の補強筋歪（成面）曲線を示す。成面歪の大きさは、B·J 型の No. 1 ~ No. 3 で最大荷重時に補強筋量の多い No. 3 で降伏歪以下となるが、No. 1 と No. 2 では降伏している。3 体とも最大荷重以降は接合部破壊が進行し、歪は降伏歪を超えるくなる。B 型の No. 5 と No. 6 では、成面と幅面の歪は補強筋量が多いほど小さく、最大変形時まで補強筋は降伏しない。

図 7 は補強筋の成面と幅面の応力差の関係を示したものである。応力は、Ramberg-Osgood モデルから求めている。いずれの試験体も最大耐力以降応力差が減少しており、補強筋の役割が接合部コンクリートの拘束となることを示している。

3) 接合部中央断面の水平方向補強筋力

T.Paulay は、図 8 に示す水平・鉛直方向の接合部中央位置での力の釣合いから接合部の応力伝達機構を提案した。水平方向力は、梁主筋力 (T_b) と接合部補強筋力 (W_h) の和 (ΣT) で表される為、適切な接合部補強筋により主筋の応力を低減でき

るとしている。この場合、接合部補強筋は斜め圧縮場の維持の役割をする。この考えに従い、接合部中央位置での水平方向の鉄筋力を計算した結果を図 9 に示す。

B·J 型の No. 1 ~ No. 3, B 型の No. 5 と No. 6 において、Paulay の提案モデルのように補強筋量が増加しても、梁主筋負担力が低減されることではなく、補強筋量が多いほど補強筋力が増加している。また、B·J 型の 3 体で最大耐力時に補強筋は No. 1 と No. 2 で降伏し、No. 3 では降伏していないが、このことは耐力差となって現れていない。従って最大耐力時に、補強筋量が多いほど補強筋の負担力が大きくなることから、少なくとも拘束性に寄与していると思われる。

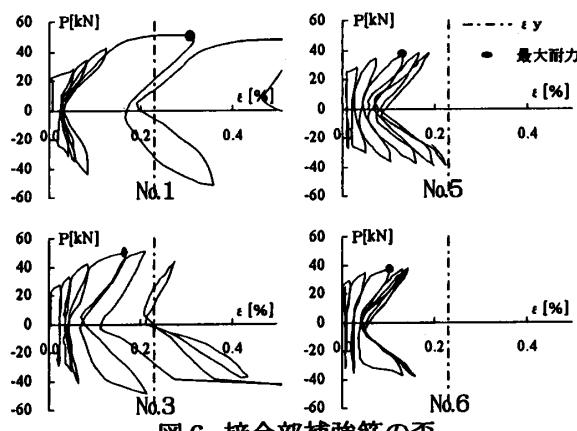


図 6 接合部補強筋の歪

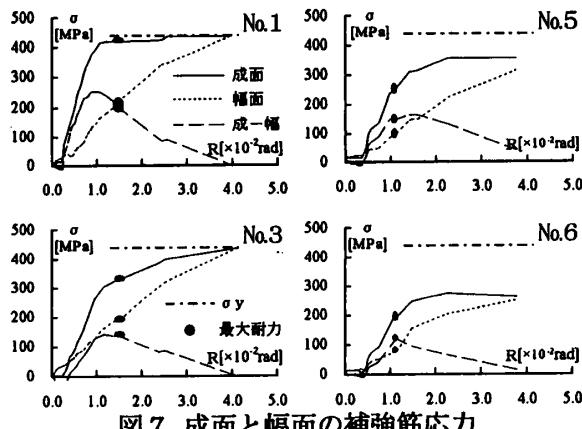


図 7 成面と幅面の補強筋応力

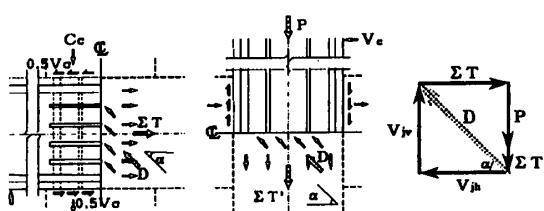


図 8 T. Paulay の提案モデル

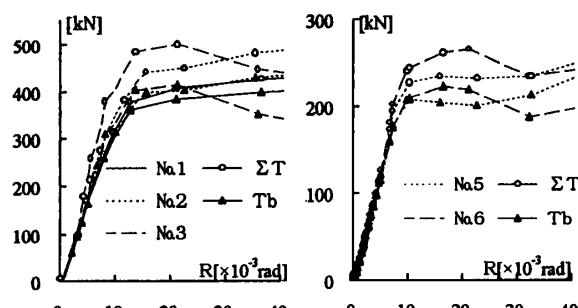


図 9 接合部中央断面に作用する鉄筋力

4) 接合部域梁主筋付着性状への影響

図 10 の荷重と接合部域梁主筋平均付着応力度 ($\bar{\tau}_{av}$) の関係から、最大荷重近傍までの付着応力度は B・J 型, B 型共に、若干ではあるが、補強筋量が多いほど大きくなる傾向にある。特に No.5 と No.6 の間において顕著である。また最大付着応力度は、せん断入力量の小さい No.5, No.6 の方が大きくなり、せん断入力量による付着性状への影響が現れている。このことは、接合部せん断入力量が接合部内の付着強度を決定する一つの因子であることを予想させる。

5) 接合部域柱主筋付着性状への影響

図 11 に荷重と接合部域柱主筋平均付着応力度 ($\bar{\tau}_{av}$) の関係を示す。付着応力度は初期荷重段階では曲げ解析値と一致する。B 型, B・J 型のいずれの場合も補強筋量の多いほど付着応力度は大きく、相違は梁主筋の場合より明確に現れている。

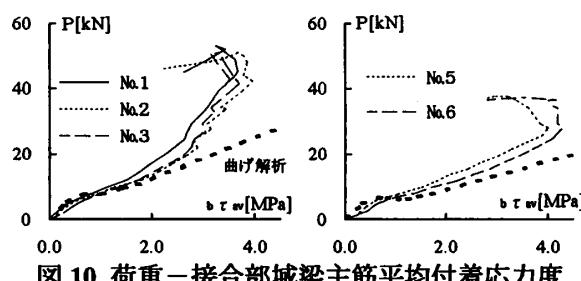


図 10 荷重-接合部域梁主筋平均付着応力度

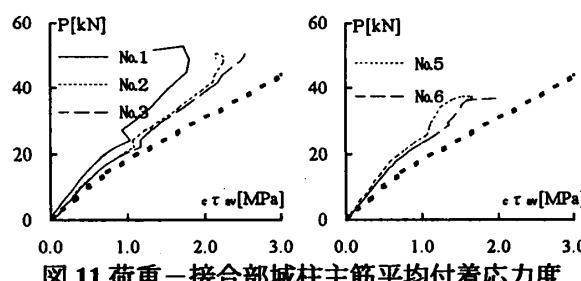


図 11 荷重-接合部域柱主筋平均付着応力度

3. 既往の実験資料からみた梁曲げ降伏後の変形性状に与える接合部補強筋量の影響

3. 1 検討方法

前述のことから、補強筋は梁主筋付着力との関連で形成されるトラス機構から、梁曲げ降伏後の付着劣化により、変形が増大する過程で拘束効果へとその役割が変化すると考えられる。

ここでは、既往の実験資料の統計分析より梁曲げ降伏後の層間変形性状と接合部補強筋量との関係を求めて、補強筋量の影響を検討する。

補強筋の影響を梁曲げ降伏後の塑性率 (μ) で評価する場合、梁曲げ降伏時変形角 (R_y) と限界変形角 (R_u) が必要となるが、本実験結果より、 R_y に対応する荷重は最大耐力 (P_{max}) より低くなること、 R_u に関し、B・J 型の耐力は急激に劣化せず、1割程度の耐力劣化が見られることを考慮し、 P_{max} から 90% 低下した時の変形角をそれぞれ R_y 、 R_u と定義する（図 12 参照）。

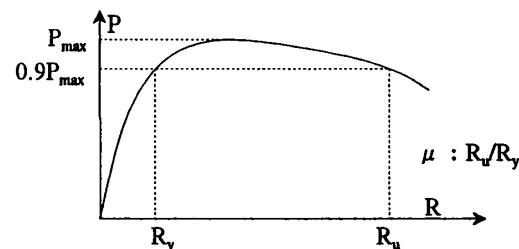


図 12 降伏及び限界変形角の定義

なお、一般に梁曲げ降伏後の層間変形は、柱変形、梁変形、接合部破壊性状に関係する変形（接合部変形、抜け出し）から構成される。その中で、接合部破壊性状に関係する変形因子としては、接合部せん断応力度、接合部補強筋量、接合部域付着性状が考えられる。

3. 2 対象試験体と破壊モード分類

対象試験体は、既往の実験資料^{3)~36)}に示される通し配筋された十字形試験体で、特殊形状（スラブ付きなど）、接合部に特殊な加工を施したもの、特殊加力（変動軸力など）、高強度材料を使用したものやプレキャストのものは除くこととした。

試験体の破壊モードの判断は、報告者により異なることが考えられるので、統一するために前述

の破壊モード分類法²⁾に従う(図13参照)。なお、加力装置の限界から決まった限界変形角の場合については、それぞれB型、B・J型と表現する。以下、B型5体、B'型25体、B・J型19体、B・J'型13体、計62体の試験体について検討する。

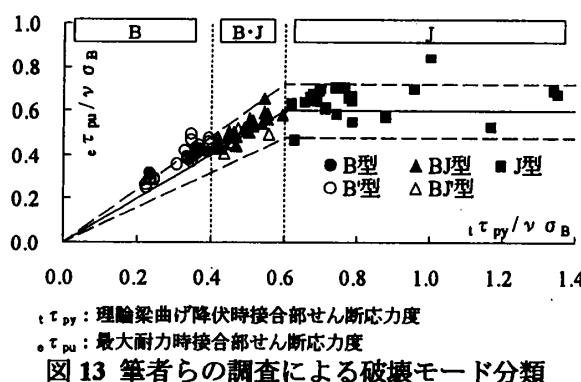


図13 筆者らの調査による破壊モード分類

3. 3 検討結果

1)せん断入力量と降伏変形角及び限界変形角

図14と図15にせん断入力量と降伏変形角(R_y)及び限界変形角(R_u)の関係を示す。せん断入力量が大きくなると降伏変形角が大きくなるが、限界変形角とせん断入力量の関係(●と▲)に、明らかな傾向は見られない。

2)せん断入力量と付着指標

図16に(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)($_{\tau_{pu}}/\tau_{py}$)と付着指標($\tau_b/\sqrt{\sigma_B}$, $\tau_b=\sigma_y \cdot d_b/2D_c$, d_b , σ_y :梁主筋径と降伏応力度, D_c :柱せい)の関係を示す。図中の破線は終局強度型設計指針⁴⁾の地震応答解析に基づく限界付着指標値である。図は、付着が悪くなると最大耐力が若干低めになることを示している。

3)塑性率と補強筋量

図17にせん断入力量と補強筋量(P_w), 図18に塑性率(μ)と補強筋量の関係を示す。図17のB・J型の試験体($0.4 \leq \tau_{pu}/\tau_{py} \leq 0.6$)に関し、最小2乗法による近似直線は若干右上がりとなるが、補強筋量の違いによる塑性率の影響は大変微妙である。せん断入力量と塑性率の関係(図19)からは、B・J型でせん断入力量が小さくなると塑性率が大きくなることがわかる。

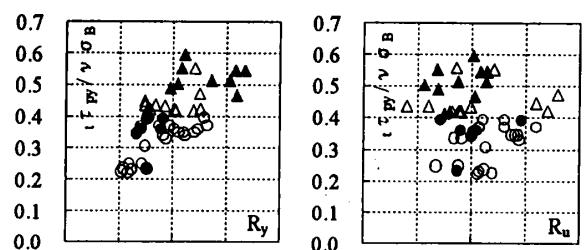


図14 降伏変形角

図15 限界変形角

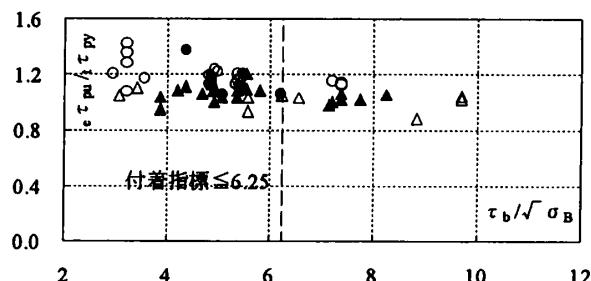


図16 最大耐力時接合部せん断応力度／理論梁曲げ降伏時接合部せん断応力度－付着指標

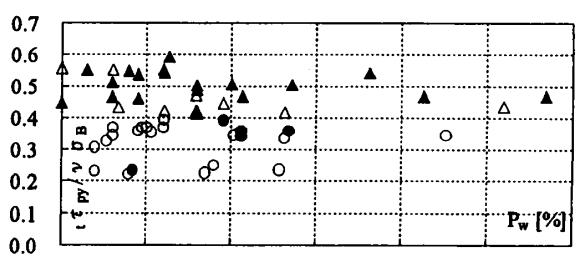


図17 せん断入力量－接合部補強筋量

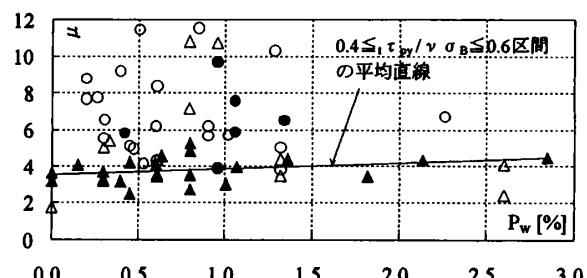


図18 塑性率－接合部補強筋量

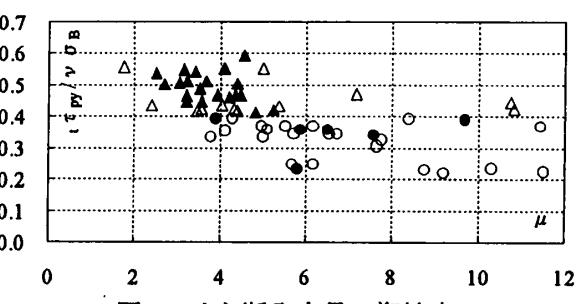


図19 せん断入力量－塑性率

以上のように、梁降伏が先行するB・J型の場合、塑性率は補強筋量にはあまり影響されず、接合部せん断入力量に影響されることがわかる。これは、B・J型で同程度の限界変形を示すにも拘わらず、降伏変形は接合部せん断入力量が大きくなると大きくなることと対応している。

4. まとめ

B型、B・J型に関する本実験結果及び既往の実験資料の統計解析より、以下の知見が得られた。

(1)接合部せん断入力量が等しければ、層間変形角曲線の包絡線に接合部補強筋量による影響は現れない。また接合部せん断入力量が等しいNo.1～No.3とNo.5, No.6のそれぞれの接合部変形は、最大耐力以降（梁曲げ降伏以降）最大変形に至る過程で補強筋量が多いと小さくなる傾向が見られる。

(2)接合部域梁及び柱の平均付着応力度は、接合部せん断入力量が同じであれば、補強筋量が多いと大きくなる傾向がある。また最大平均付着応力度は、接合部せん断入力量が大きくなると小さくなる。

(3)B型、B・J型いずれの場合も、補強筋量が多い程その歪は小さくなる。また梁曲げ降伏荷重以降、接合部域主筋の付着劣化に伴い接合部成面と幅面での応力差が小さくなり、補強筋は拘束効果が主たる役割となる。

(4)既往の実験資料の統計解析から、降伏機構時の層間変形(R_y)は、接合部せん断入力量に影響される。一方、限界変形(R_u)は、B型、B・J型とともに $R_u > 1/30$ で大きい層間変形まで耐力劣化しないことを示している。但しB・J型に関し、接合部せん断入力量が同じであれば、補強筋量による塑性率への影響は、大変小さいことが認められる。

参考文献

- 1)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針（案）・同解説、pp.268-270, 1997.7
 - 2)乗物 丈巳ほか：R C 内部梁・柱接合部の終局強度への諸因子の影響、日本建築学会学術講演梗概集、pp.109-110, 1995.8
 - 3)竹崎 真一ほか：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、日本建築学会学術講演梗概集、pp.603-604, 1991.9
 - 4)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、pp.166-168, 1990.11
- 試験体データ（題名略）
- 5)黒正ほか：AIJ, pp.1439-1442, 1974.10 6)別所ほか：AIJ, pp.1443-1444, 1974.10 7)石橋ほか：AIJ, pp.141-144, 1975.10 8)上村ほか：AIJ 関東, pp.217-220, 1975 9)AIJ 関東, pp.225-228, 1976 10)大和田：AIJ, pp.1455-1456, 1976.10 11)中村：AIJ, pp.1781-1782, 1977.10 12)多田ほか：AIJ 関東, pp.233-236, 1977 13)上村ほか：AIJ, pp.1673-1674, 1978.9 14)小沢ほか：AIJ, pp.1809-1812, 1983.9 15)大和田：AIJ 関東, pp.197-200, 1984 16)小林ほか：JCI, pp.653-656, 1984 17)野口ほか：AIJ, pp.291-292, 1985.10 18)青山ほか：AIJ, pp.293-294, 1985.10 19)大塚ほか：AIJ, pp.89-90, 1986.8 20)別所ほか：AIJ, pp.91-92, 1986.8 21)吉崎ほか：AIJ, pp.189-190, 1986.8 22)城ほか：JCI, pp.629-632, 1986 23)城ほか：AIJ, pp.621-626, 1987.10 24)上村ほか：AIJ, pp.419-420, 1988.10 25)野口ほか：AIJ, pp.427-430, 1988.10 26)青山ほか：AIJ, pp.369-370, 1990.10 27)上村ほか：AIJ, pp.603-604, 1991.9 28)青山ほか：AIJ, pp.609-610, 1991.9 29)桑田ほか：AIJ, pp.635-636, 1991.9 30)山田ほか：AIJ, pp.149-152, 1992.8 31)野口ほか：AIJ, pp.513-514, 1992.8 32)松本ほか：AIJ, pp.497-498, 1994.9 33)上村ほか：AIJ, pp.657-658, 1996.9 34)寺岡：フジタ技術研究所報, pp.83-165, 1997.1 35)上村ほか：AIJ, pp.411-412, 1997.9 36)細矢ほか：AIJ, pp.415-416, 1997.9

(AIJ：日本建築学会学術講演梗概集、AIJ 関東：日本建築学会関東支部研究報告集、JCI：コンクリート工学年次論文報告集)