

論文 RC 造柱梁接合部の力学的性状に及ぼす配筋の影響に関する実験的研究

佐藤 学^{*1}・工藤 祐也^{*2}・近藤 龍哉^{*3}・広沢 雅也^{*4}

要旨：柱梁接合部内帯筋の有無や接合部コアコンクリートの膨張拘束を期待した試験体の実験に基づき、配筋の違いが接合部の力学的挙動に及ぼす影響を考察した。結果、接合部内帯筋が接合部せん断変形やひび割れ幅抑制に与える影響は大きい、梁や柱主筋の歪に対しては配筋の違いによる影響は見られない。膨張拘束を期待した試験体では十分な抑制効果を得られず、柱主筋を包含しないスパイラル筋は、膨張拘束効果を期待できない結果となった。

キーワード：柱梁接合部，接合内帯筋，異なる配筋，拘束効果，主筋応力

1. はじめに

近年の精力的な研究により柱梁接合部(以下、接合部と略記)に関する実験資料が蓄積され、研究成果としてせん断強度に関する検討法やその必要性が終局強度型耐震設計指針¹⁾や靱性保証型耐震設計指針²⁾で示されており、1999年にはRC規準に盛り込まれた。

しかし、文献2)では、最小せん断補強筋量を0.3%以上とし最大耐力後における接合部コアコンクリートの拘束効果の重要性を考慮しているものの、せん断強度の上昇に影響が小さいことから接合部内帯筋の影響は直接的に評価され

ていない。本研究は、配筋の異なるRC造柱梁接合部の加力実験に基づき、配筋の違いが接合部の変形能力や主筋の歪など接合部の力学的挙動に及ぼす影響を考察する。

2. 実験概要

試験体は、接合部内帯筋の有無(01-RN:無, 01-E00:有(3本: $p_{jw}=0.29\%$)), 接合部内帯筋の代わりに接合部コアコンクリートの膨張拘束を期待して配筋を行ったもの(01-RS:スパイラル筋, 01-RA:柱主筋と柱帯筋を設計値の2倍程度³⁾)の計4体である。図-1~3に試験体形

表-1 試験体概要および実験結果

試験体	接合部内帯筋有無	計算値			実験値(接合部せん断力)		
		梁曲げ降伏時せん断力 V_j^* [kN]	接合部せん断強度 V_{ju}^* [kN]	せん断余裕度 V_{ju}/V_j	ひび割れ強度 [kN]	最大強度 [kN]	破壊モード
01-RN	無	1070.0	935.1	0.87	449.5	834.4	接合部せん断破壊
01-RS ^{*1}			958.7	0.90	421.3	788.0	
01-RA ^{*2}					497.7	927.3	
01-E00 ^{*3}	有	1050.8	970.4	0.92	434.8	1021.9	

*1: 接合部内にスパイラル筋を配筋, *2: 柱主筋と帯筋を設計値の2倍配筋, *3: 接合部内に帯筋を配筋

*4: $V_{ju} = \dots \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$ (靱性保証型耐震設計指針式), $V_j = 2M_u/j - Q_c$ ($M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \dots \cdot d$: AIJ 曲げ終局強度略算式)

*1 小田急建設(株) 技術本部技術開発部 修士(工学)(正会員)

*2 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻(正会員)

*3 工学院大学講師 建築学科 工修(正会員)

*4 工学院大学教授 建築学科 工博(正会員)

状と配筋詳細，表 - 1 に試験体概要および実験結果を示す。加力計画は，柱軸力を 1176kN(0.25_B)に一定保持し，水平加力として荷重制御(柱せん断力 68kN)で 1 サイクル，その後，層間変形角 1/200，1/100，2/100 で各 3 サイクル，4/100 で 1 サイクルの正負交番繰り返し载荷を行った。荷重-変形包絡線を図 - 4 に示す。01-RN,RS,RA は R=1/100 で最大強度となり，その後，急激な強度低下を生じる。01-E00 は R=2/100 で最大強度となるが，R=4/100 まで強度低下も緩やかであり，塑性変形能力を保持していると考える。破壊モードは，接合部のひび割れ発生が顕著であること，二段目の梁主筋が未降伏であること

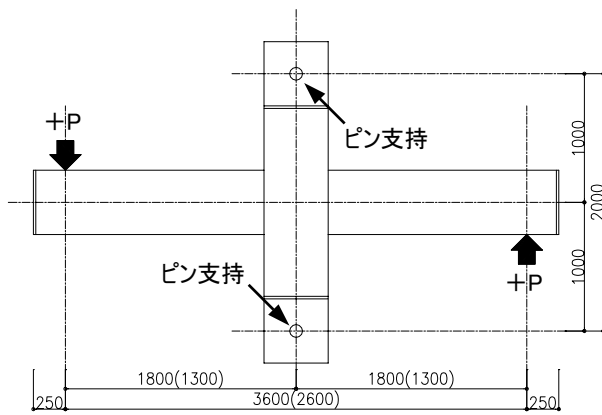


図 - 1 試験体形状 (() は E00)

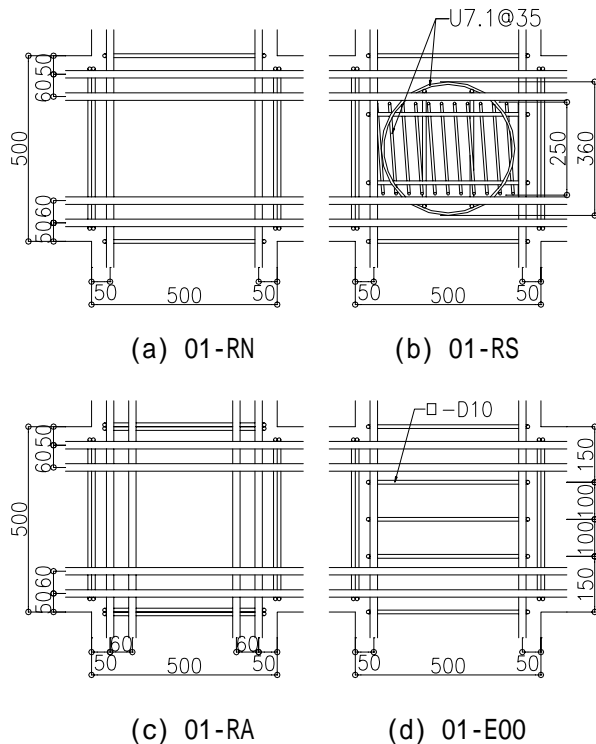


図 - 2 接合部配筋詳細

からすべての試験体で接合部せん断破壊と判断した。また，01-RN,RS では接合部内の柱隅角部主筋に R=2/100 で局部座屈が生じた。

表 - 2 鉄筋の材料特性

鋼種(呼び径)	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び率 [%]
SD295A(D10)	358.0	474.6	20.1
SD345A(D19)	384.0	553.4	16.7
ウルボン (U7.1)	1412.0	1460.0	11.0

	柱断面	梁断面 (全共通)
RN		 主筋：12-D19 S.T.：4-D10@100 コンクリート強度： 22.1N/mm ² (RN) 22.9N/mm ² (RS,RA) 23.3N/mm ² (E00) 柱主筋： 8-D19 (RN,RS) 20-D19 (RA) 10-D19 (E00) Hoop： 2-D10@100 (RA 以外) 4-D10,D13@100 (RA)
RS		
RA		
E00		

図 - 3 柱・梁断面図

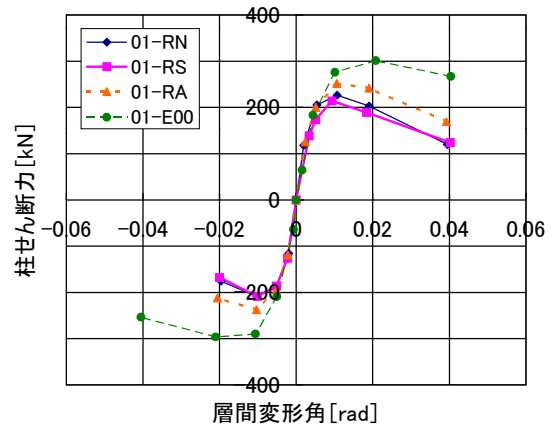


図 - 4 荷重-変形包絡線

3. 接合部変形能力の考察

3.1 せん断応力度-せん断変形角包絡線

せん断応力度-せん断変形角 () 包絡線を図 - 6 に示す。せん断変形角 は式 (1) によりベクトルの交角として求めた。また、接合部せん断力 V_j は式 (2) により求めた。

$$\gamma = \theta - \frac{\pi}{2} \quad (1)$$

$$\cos \theta = \frac{(\vec{ab} \cdot \vec{\alpha\beta})}{|\vec{ab}| |\vec{\alpha\beta}|}$$

$$\vec{ab} = \begin{cases} (X_A + X_C)/2 - (X_B + X_D)/2 \\ (Y_A + Y_C)/2 - (Y_B + Y_D)/2 \end{cases}$$

$$\vec{\alpha\beta} = \begin{cases} (X_A + X_B)/2 - (X_C + X_D)/2 \\ (Y_A + Y_B)/2 - (Y_C + Y_D)/2 \end{cases}$$

$$V_j = \left\{ \frac{H \cdot (L - D_c)}{L \cdot j} - 1 \right\} \cdot Q_c \quad (2)$$

ここで、 X_{A-D} 並びに Y_{A-D} は、図 - 5 の柱心と梁心の交点を原点とした接合部の変形後の水平、上下方向の座標を示す。な

お、 $h=W=340\text{mm}$ である。

また、 は接合部せん断力

を文献 2) にある接合部有効断面積で除した値とした。

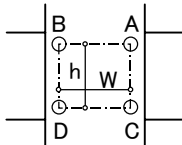


図 - 5 変位計位置

01-RS は、早い段階から急激にせん断変形が増大し、最大で $=2.8/100$ であるが、これは接合部内帯筋が無いため生じた柱隅角部主筋の局部座屈や特定方向の損傷が影響してせん断変形が残留し片側に移行したものと考えられる。この傾向は 01-RN でも見られるが、その程度は小さく最大で $=1/100$ 程度である。一方、01-RA,E00 では最大強度付近までは大きな差異はないが、最大強度以降に 01-RA で急激にせん断変形が進行することから、接合部内帯筋がせん断変形抑制、つまり接合部剛性の保持に貢献していると考えられる。また、01-RS を除く試験体に着目すると、最大強度を迎える時のせん断変形は小さな値 ($=2\sim3/1000$) にとどまり、それ以後せん断変形が進行することから、接合部の剛性確保のために、接合部内にせん断補強筋を配して、接合部の挙動を弾性域にとどめる

ことが望ましいと思われる。

3.2 接合部せん断変形と層間変形の関係

図 - 7 は接合部せん断変形 () の層間変形 () に対する割合を示したものである。01-RS は $R=1/200$,01-RN,RA は $R=1/100$ を超えるとせん断変形の割合は増加しはじめ、最終的には 01-RN で 25% ,01-RS で 38% ,01-RA で 35% である。これに対し 01-E00 は $R=4/100$ まで大きな

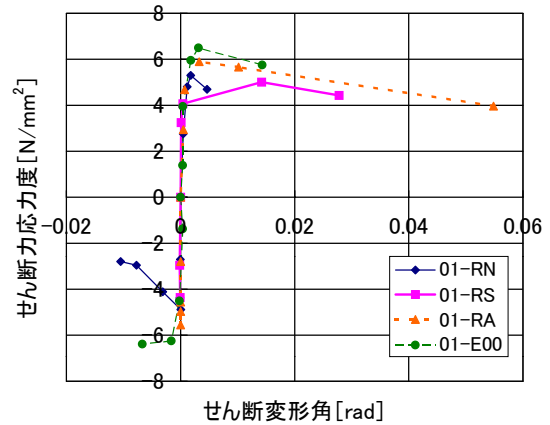


図 - 6 包絡線

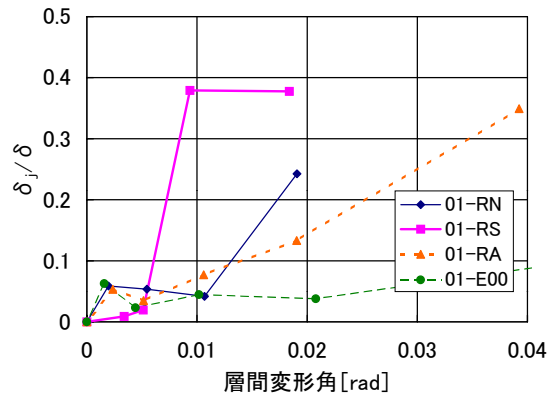


図 - 7 せん断変形割合

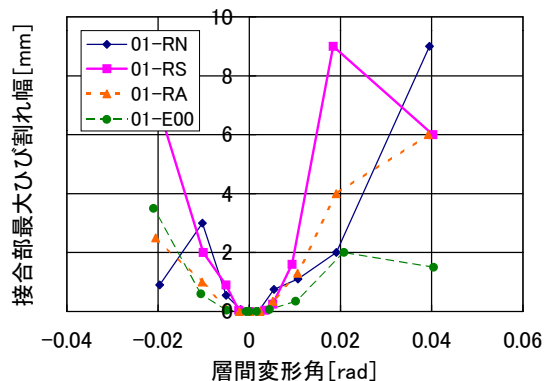


図 - 8 最大せん断ひび割れ幅と層間変形角

変化はなく最大でも 10%以下である。これらのことから、接合部内帯筋が層間変形に対するせん断変形の割合を抑えていることがわかる。

3.3 接合部最大ひび割れ幅

図 - 8 に最大せん断ひび割れ幅と層間変形角の関係を示す。最大せん断ひび割れ幅は、随時計測した値のうち各加力ステージでの最大値とした。接合部内帯筋の有無により同一層間変形角に対し、最大せん断ひび割れ幅が大きく異なっている。その差異は $R=1/100$ の時 01-RN が 1.1mm, 01-E00 が 0.35mm で 3 倍, $R=4/100$ の時 01-RN が 9.0mm, 01-E00 が 1.5mm で 6 倍である。01-RS と 01-RA についても層間変形の小さい範囲ではそれ程大きなひび割れ幅は生じていないものの、大変形下では 01-E00 に比べ 4 倍程度のひび割れ幅となり、接合部内帯筋のせん断ひび割れ抑制効果が覗える。

4. 梁と柱主筋の挙動の考察

4.1 梁と柱主筋の挙動

図 - 9 に歪ゲージ貼付け位置を、梁と柱主筋歪の推移を危険断面位置（梁： bG_1 ，柱： cG_1 ）

と接合部内中心位置（梁： bG_2 ，柱： cG_2 ）について図 - 10, 図 - 11 に示す。梁主筋では各試験体とも接合部内中心位置で加力方向によらず梁主筋歪は常に引張側に推移しているが、降伏歪までは達しておらず未降伏の状態である。また、危険断面位置では、 $R=1/200$ を超えると圧縮歪が引張歪に徐々に移行しているが、これは接合部コアコンクリートの破壊の進展による曲げ抵抗機構の変化と考えられる。しかし 01-E00 では、 $R=1/100$ 以降に再び圧縮側に転向する。これは接合部内帯筋が接合部コアコンクリートの膨張を十分拘束できているためと考えられる。柱主筋についても梁主筋とほぼ同様の傾向であるが、01-RN,RS では $R=1/100$ 以降、歪が急激に圧縮側に進展する。これは柱隅角部主筋の局部座屈が

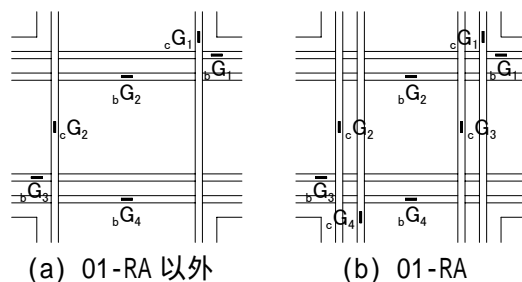


図 - 9 歪ゲージ貼付け位置

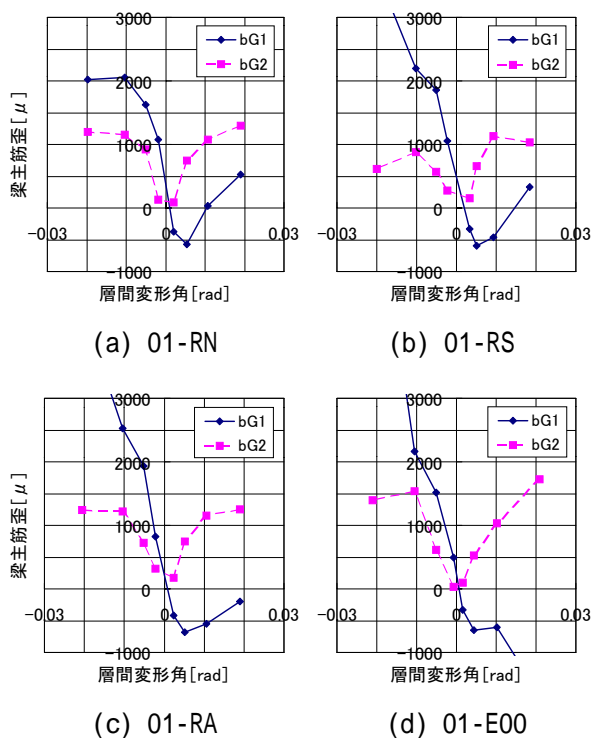


図 - 10 梁主筋歪の推移

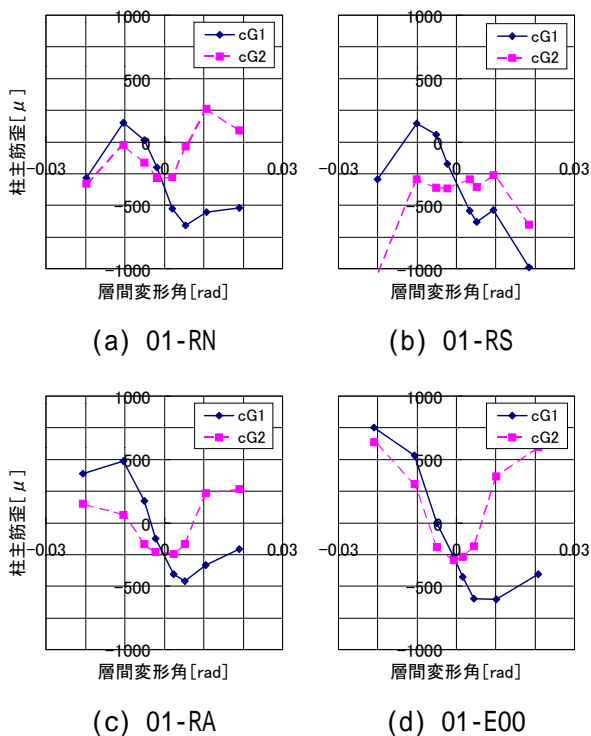


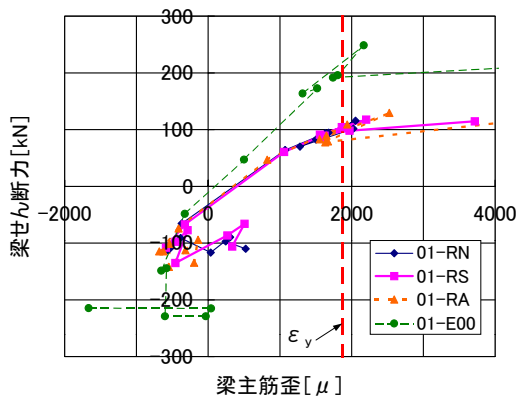
図 - 11 柱主筋歪の推移

生じたためであると思われる。

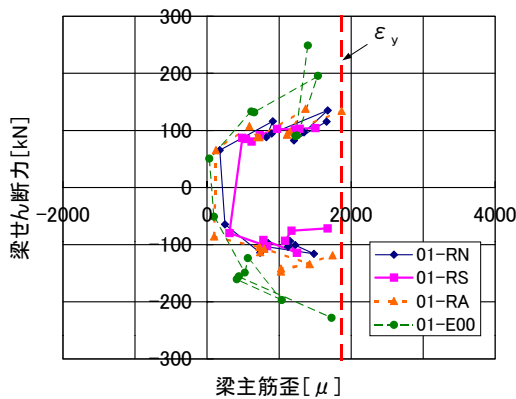
4.2 配筋パターンの影響

(1) 梁主筋歪への影響

図 - 12 に梁せん断力と危険断面位置 ($_bG_1$) および接合部中央位置 ($_bG_2$) の梁主筋歪の関係を示す。「4.1」で述べたように危険断面位置で圧縮歪が荷重の増大につれて引張側に移行する傾向が全てで述べたように危険断面位置では、圧縮歪が荷の試験体について見られる。01-RN,RS,RA についてはほぼ同じ推移をたどり、荷重で見ると梁せん断力で概ね 140kN が頭打ちとなるが、これは各試験体の最大強度に相当する。それ以降、強度低下の様相が覗え、圧縮歪が引張側に移行し、引張側鉄筋には引張歪が急激に進行する。これに対し、01-E00 は、引張側での歪の進行がやや緩やかではあるものの、他の 3 体と傾向は同じであり、梁せん断力の差はほぼ試験体の最大強度差である。接合部中央位



(a) 危険断面位置



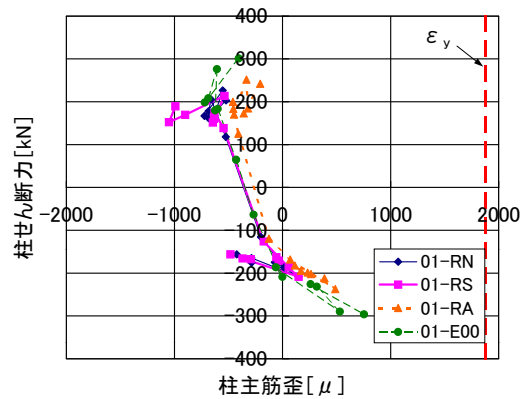
(b) 接合部中央位置

図 - 12 梁せん断力と梁主筋歪の関係

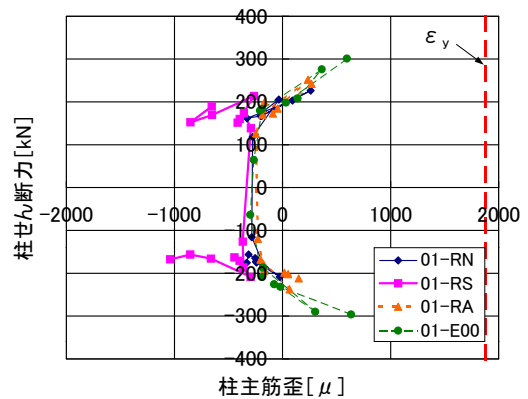
置では常に引張応力を受けている状態であるが、危険断面位置と同様、歪の差異は小さい挙動を示す。これらから考察する限り接合部内帯筋の有無や配筋の違いにより梁主筋の歪、つまり接合部への梁主筋からの入力量に与える影響は小さい。

(2) 柱主筋歪への影響

図 - 13 に柱せん断力と危険断面位置 ($_cG_1$) および接合部中央位置 ($_cG_2$) の柱主筋歪の関係を示す。危険断面位置、接合部中央位置ともに荷重増加に伴いほぼ同じ推移をたどり、01-RA,E00 では最大強度以降までその傾向は変わらない。01-RN,RS では最大強度付近から急激に圧縮歪が進行するが、これは柱隅角部主筋の局部座屈の影響と考えられる。つまり、大きく捕らえると配筋の違いによる柱主筋歪に与える影響は認められない。



(a) 危険断面位置



(b) 接合部中央位置

図 - 13 層せん断力と柱主筋歪の関係

5. 接合部コアコンクリートの挙動の考察

5.1 接合部コアコンクリートの挙動

01-RN と 01-RS の 2 体については接合部中央にモールドゲージを 3 方向 (NS: 加力方向, EW: 直交方向, UD: 上下方向) 設置し, スパイラル筋による接合部コアコンクリート (以下, 接合部コアと略記) の拘束効果を比較した。図 - 14 (白抜き点線が 01-RS) にモールドゲージにより測定した接合部コア歪の挙動, 図 - 15 に 2 成分 (NS, UD) の歪より接合部対角線方向の歪を推定した結果を示す。両試験体とも最大強度を迎える付近まで歪は緩やかな進展であるが, 最大強度後, 01-RN では, コンクリート圧縮強度時の圧縮歪を超え急激に歪が大きくなる。最大強度時において UD ではスパイラル筋の有無による歪の差異は大差ないが, NS, EW では 01-RN で概ね 3 倍程度の歪が生じている。

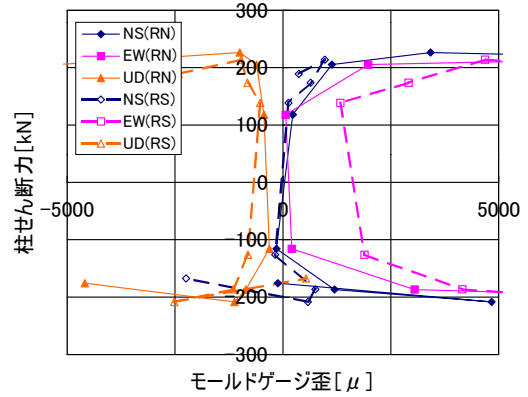


図 - 14 接合部コア歪の挙動

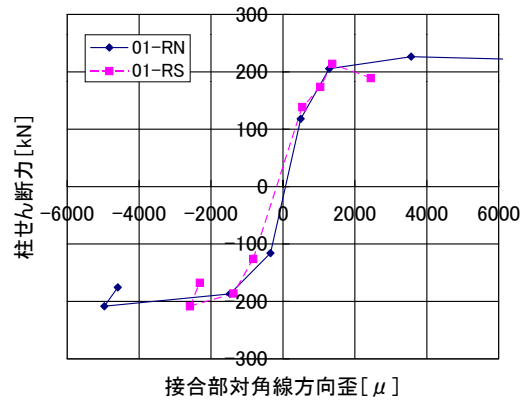


図 - 15 接合部対角線方向の歪

5.2 接合部コアの最大ひび割れ幅の推定

接合部コアの歪から最大ひび割れ幅の推定をした結果を図 - 16 に示す。算定は「5.1」で求めた接合部対角線方向の歪にモールドゲージの標点距離 (60mm) の積とした。最大強度時と比較すると 01-RN が 0.22mm, 01-RS が 0.082mm で約 2.5 倍である。

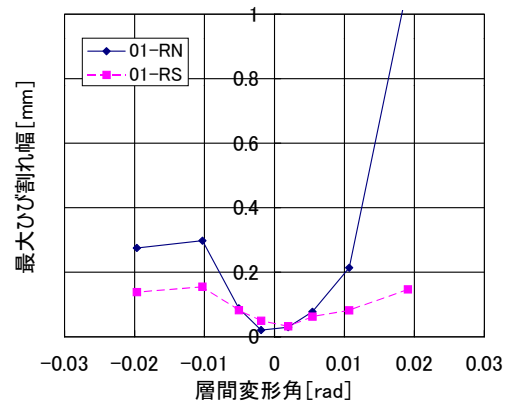


図 - 16 接合部コアの最大ひび割れ幅の推定値

6. おわりに

考察の結果, 以下のことが判った。

- (1) 接合部内帯筋は, 最大強度後の接合部せん断変形の抑制に大きく寄与しており, 他の試験体とは明らかに異なる挙動を示す。また, 同一層間変形時の接合部最大ひび割れ幅の抑制にも大きく関与している。
- (2) 接合部内の配筋の違いが梁および柱主筋の歪に与える影響は小さい。
- (3) 5 節の結果から 01-RS は, 01-RN に比べ, 接合部内部のひび割れ幅抑制や膨張に対する拘束効果が認められるが, 柱主筋を含まないスパイラル筋は, 接合部全体の膨張拘束を期待できない。

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) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3) 近藤, 佐藤, 広沢: RC 造柱梁十型接合部の立体トラスモデルによる解析と接合部補強方法の提案 (その 1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.227-230, 2001.9