

主筋付着性状を考慮した鉄筋コンクリート造内柱梁接合部のせん断強度に関する研究

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE INTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS CONSIDERING GOOD OR POOR BOND ALONG BEAM AND COLUMN BARS

森田真司*, 北山和宏**, 岸田慎司***, 西川孝夫****

Shinji MORITA, Kazuhiro KITAYAMA, Shinji KISHIDA and Takao NISHIKAWA

The effect of good or poor bond along beam and column bars within a joint on shear strength in reinforced concrete interior beam-column joints was investigated. Five interior beam-column joint specimens with one-half scale were tested. The bond along beam and column bars within a joint and loading history were chosen as the test parameters. All specimens eventually failed in joint shear. The maximum story shear force of the specimens with good bar bond was larger than that of another specimen. The concrete strains at the beam critical section were measured by strain gauges. The depth of the concrete compressive region at beam critical section exceeded a half of the beam depth. The horizontal joint shear force was calculated considering the shape of concrete compressive stress block at the beam critical section. Joint shear force by this method decreased with the decrease in story shear force for the specimen with poor bond along the beam bars.

Keywords : Reinforced concrete, Beam-column joints, Expansion in joint panel, Beam and column bar bond, Joint shear strength
鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、接合部膨張、主筋付着、接合部せん断強度

1. はじめに

阪神・淡路大震災（1995）では、1981年以降に新耐震設計法によって設計された数十棟の鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物の柱・梁接合部にせん断力による重大な損傷が観察された¹⁾。これに対し震災後には日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準²⁾に柱・梁接合部の設計項目が加わったが、柱・梁接合部の破壊メカニズムに基づいて設計が行われているとは言えない。

現在、柱・梁接合部のせん断抵抗機構に関する研究としては、接合部の破壊を曲げモーメント抵抗機構の劣化によるものとし曲げに対する抵抗機構をモデル化した研究^{3)~5)}や、接合部内の応力伝達機構を有限要素解析によって詳細に検討した研究^{6)~8)}などがあるが、接合部のせん断性状を十分に解明できていない。特に接合部の破壊を曲げ抵抗機構の劣化とした場合、接合部入力せん断力は低下しないとされている⁹⁾が、接合部の破壊状況から曲げ抵抗機構では説明できず、接合部入力せん断力が低下している場合もあると考えられる。このような接合部入力せん断力の推移を検証するためには、接合部せん断性状に大きな影響を及ぼす因子を把握する必要がある。

現在までの研究⁹⁾で接合部内に通し配筋された柱・梁主筋の付着を絶縁した場合には、接合部せん断性状に大きな影響を及ぼすことを明

表1 対象試験体

試験体	PNB-3	M1	M2	M3	M6
f_c (N/mm ²)	21.9	17.1	18.2	18.8	19.4
軸力比	0.33	0.0			
梁 (mm)	$b_b \times D_b$ 250 × 380 配筋	300 × 400 主筋: 上下とも4-D25、筋筋: 4-D10@60			
柱 (mm)	$b_c \times D_c$ 350 × 350 配筋	300 × 350 主筋: 16-D22、帯筋: 4-D10@60			
接合部補強筋	2-D10 3sets	2-D6 2sets			
階高 × スパン	2330 × 2800 (mm)				
定着鋼板	-				
主筋抱合せ	-	梁主筋		柱主筋	
載荷履歴	繰返し			単調	繰返し

f_c : コンクリート圧縮強度、 b_b : 梁幅、 D_b : 梁せい、 b_c : 柱幅、 D_c : 柱せい

らかにした。この結果を踏まえ、接合部内に通し配筋された柱・梁主筋の付着性能を向上させた試験体を作成し正負交番繰返し載荷及び単調載荷する実験¹⁰⁾を行った。本研究では、接合部内の主筋付着性状及び接合部周りの応力状態を詳細に測定した。この実験結果を基に接合部入力せん断力を算出し、接合部内主筋付着性状と接合部せん断強度との相互関係を検討した。

* 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生・修士(工学)

** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 助教授・工博

*** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 助手・博士(工学)

**** 東京都立大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, M.Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
Research Assoc., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.
Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.

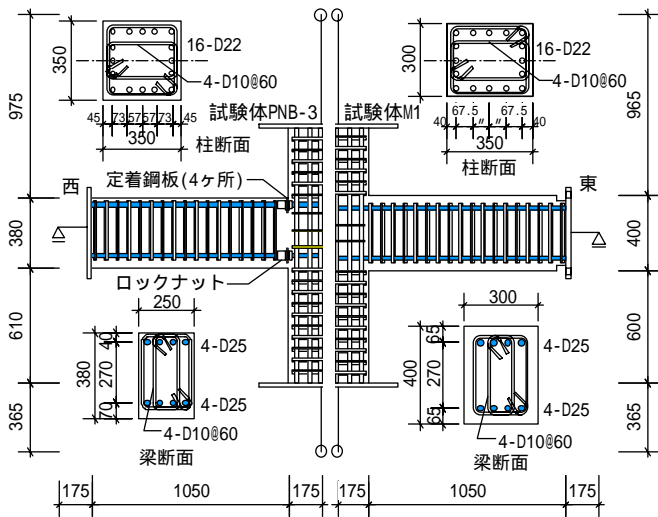


図1 試験体概要

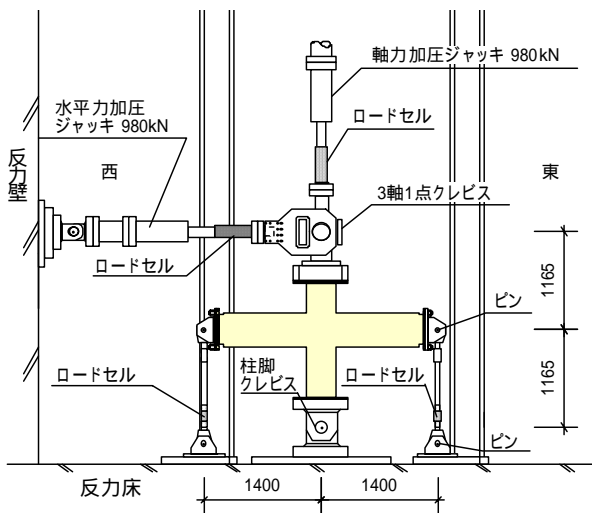
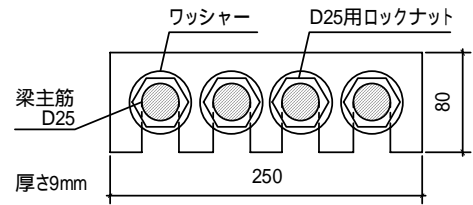


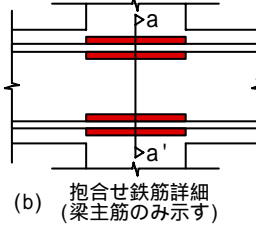
図3 加力装置図

2. 対象試験体

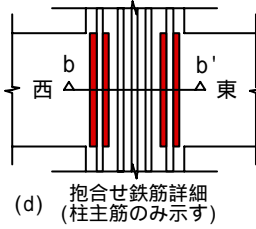
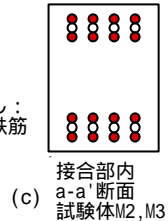
対象とした試験体は主筋の付着性状を変動因子とした平面十字型部分架橋試験体5体である。各試験体の主要な因子を表1に、試験体概要を図1に示す。試験体PNB-3は1999年実施の試験体⁹⁾、試験体M1~M3及びM6(以下、Mシリーズ)は2002年実施の試験体¹⁰⁾である。材料強度はコンクリート圧縮強度が $f_c = 17.1 \sim 21.9 \text{ N/mm}^2$ の範囲にあり、鉄筋の降伏強度はD6:344N/mm²、D10:404N/mm²(PNB-3) 424N/mm²(Mシリーズ)、D22:517N/mm²(PNB-3) 520N/mm²(Mシリーズ)、D25:534N/mm²(PNB-3) 520N/mm²(Mシリーズ)であった。試験体PNB-3では梁危険断面に図2(a)で示した定着鋼板をロックナットで両側から締付けて設置した。同試験体では、接合部内の柱・梁主筋のフシ間の凹部に紙粘土を詰め、ビニールシートを巻きつけてコンクリートとの付着を絶縁した。Mシリーズでは梁幅と柱幅とを同じにした。Mシリーズでは試験体M1を基準試験体とし、試験体M2、M3は接合部内の梁主筋付着性能を向上させるため、通し梁主筋を挟み込み形で柱せいと同等長のD25鉄筋を上下に溶接して抱合せ、表面積を増大させた(図2(b),(c))。試験体M2、M3は同一配筋で、試験体M2は正負交番荷重、試験体M3は単調荷重した。試験体M6は接合部内の柱主筋付着性能を向上させるため、最外縁の通し柱主筋を挟み込み形で梁せいと同等長のD22



(a) 定着鋼板詳細図



(b) 抱合せ鉄筋詳細 (梁主筋のみ示す)



(d) 抱合せ鉄筋詳細 (柱主筋のみ示す)

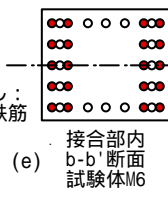


図2 配筋詳細図

鉄筋を両側に溶接して抱合せた(図2(d),(e))。加力装置を図3に示す。試験体PNB-3は柱頭に圧縮一定軸力を加えた後、水平方向に正負交番荷重した。Mシリーズでは軸力を荷重せず柱頭に水平力のみを与えた。試験体PNB-3では接合部内梁主筋の引張り力の反力が定着鋼板を介して接合部コンクリートに伝達されたため、定着鋼板より梁側の圧縮側梁主筋は引張りに転化しなかった。よって梁危険断面コンクリートの圧壊は生じなかった。Mシリーズ試験体では梁危険断面の圧縮側梁主筋が引張りに転化し、梁危険断面コンクリートの圧壊が見られたが、最大層せん断力後の大変形時であった。いずれの試験体も柱・梁主筋の降伏前に接合部がせん断破壊した。各試験体の層せん断力-層間変形角関係の包絡線を図4に示す。各試験体のコンクリート圧縮強度 f_c の差を考慮するため、最大層せん断力 $V_{c,max}$ を $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化した値で比較した。 $V_{c,max}/\sqrt{\sigma_B}$ の値は基準試験体M1と比較して、梁主筋に抱合せをした試験体M2では13%、柱主筋に抱合せをした試験体M6では6.6%、それぞれ大きくなった。主筋の付着を絶縁した試験体PNB-3の値は試験体M1より14%低くなった。単調荷重した試験体

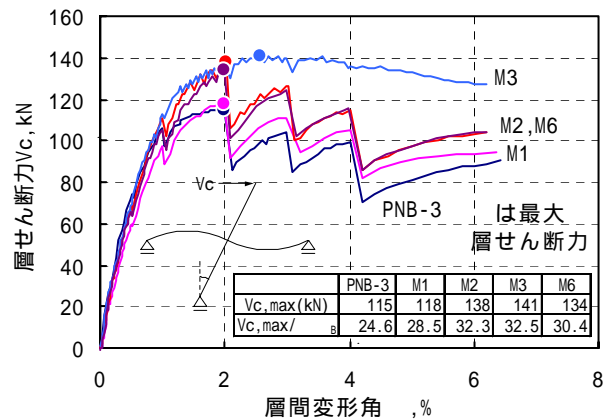


図4 層せん断力-層間変形角関係

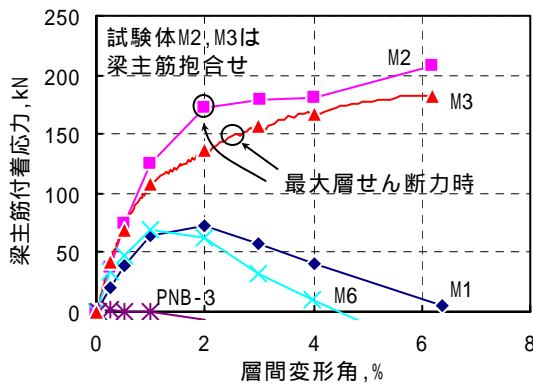


図5 梁主筋付着応力-層間変形角関係

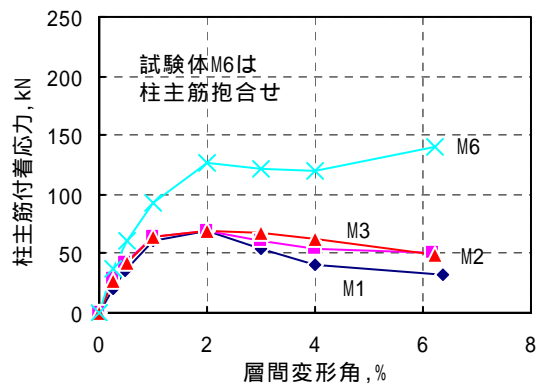


図6 柱主筋付着応力-層間変形角関係

M3は試験体M2と同程度であったが、最大層せん断力後の耐力低下が緩やかであった。

3. 実験結果の考察

3.1 柱・梁主筋の付着性状

接合部内における梁主筋付着応力-層間変形角関係の包絡線を図5に示す。梁主筋付着応力は、梁危険断面における梁鉄筋力の差より計算した(鉄筋力は歪みゲージ出力を応力変換して求めた。ただし、試験体PNB-3では梁危険断面から30mm内側に貼付した歪みゲージ出力を応力変換した値を用いた)。梁主筋の付着を絶縁した試験体PNB-3の付着応力はほぼゼロであった。試験体M1の梁主筋付着応力は、層間変形角 $\approx 2\%$ 以降に低下した。試験体M6では $\approx 1\%$ 以降に低下した。これに対し、梁主筋に抱合せをした試験体M2、M3の梁主筋付着応力は低下せず、押切サイクルまで緩やかに増加する傾向を示した。梁主筋を抱合せすることで、梁主筋付着性状が良好に保たれることが確認できた。試験体M2の最大付着応力度は $3.71\text{N}/\text{mm}^2$ (抱合せ鉄筋は主筋3本で構成されるが、表面積は溶接部を考慮し主筋2本分とした)となり、試験体M1の最大付着応力度 $2.59\text{N}/\text{mm}^2$ より43%大きかった。梁主筋に抱合せをした試験体M2、M3では、最大層せん断力以降も付着応力が低下しなかったことから、層せん断力の低下は梁主筋付着応力の低下に起因するものではない。

接合部内における柱主筋付着応力-層間変形角関係の包絡線を図6に示す。柱主筋付着応力は、最外縁位置に配した柱主筋の上下の柱危険断面における柱鉄筋力の差より計算した。柱主筋に抱合せをしていない試験体M1~M3の柱主筋付着応力は、層間変形角 $\approx 2\%$ 以降に低下した。柱主筋に抱合せをした試験体M6の柱主筋付着応力は他の試験体より60%程度大きくなった。柱主筋に抱合せすることで、柱主筋付着性状が良好に保たれることが確認できた。

3.2 接合部パネル変形状態

試験体M1、M3における各サイクルピーク時の接合部パネル変形状態を図7に示す。ここで接合部パネルとは、接合部内を通し配筋された柱・梁主筋で囲まれる領域を指す。図中の塗りつぶし領域が変形ゼロ時の接合部パネルを表す。図の原点は接合部パネル中央を表し、縦・横軸の値は接合部パネル内に設置された4点のボルト間(図8)の移動量を100倍した値である。但し接合部せん断変形は考慮していない。いずれの試験体においても接合部斜めひび割れ幅の拡幅及びコンクリート圧壊によって水平方向の変形が増大し続けたことから、接合部パネルは水平方向に膨張したことになる。水平方向膨張によって

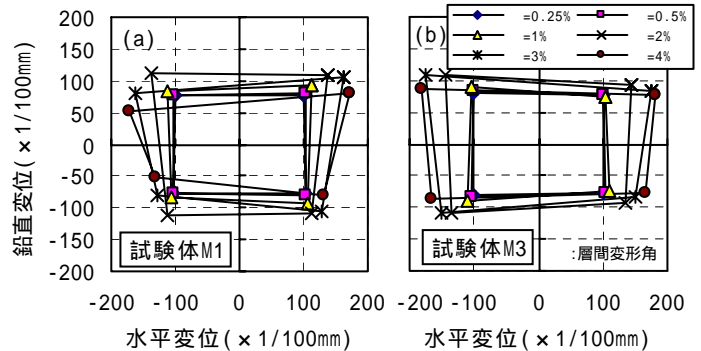


図7 接合部パネルの変形状態

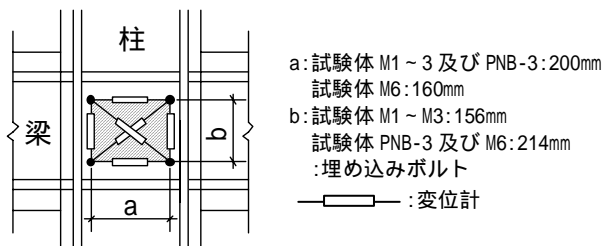


図8 接合部パネル変形の測定領域

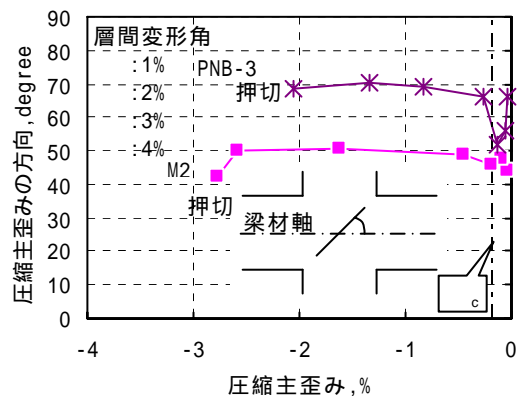


図9 圧縮主歪みの方向

梁危険断面には拘束力が生じていると考えた。接合部上下の水平変位量がほぼ同一であることから、拘束力は梁せい方向に一樣であると考えられる。また、接合部パネル内の梁主筋付着性状が変化しても、接合部の水平方向膨張に明確な差は生じなかった。

試験体M2及びPNB-3の梁材軸に対する圧縮主歪みの方向を図9に示す。図中の一点破線は材料試験によるコンクリート圧縮強度時歪みである。主歪みは接合部パネルに設置した水平方向2個及び鉛直

方向 2 個の変位計の平均歪みと、斜め歪みを用いて求めた。全ての試験体で $\approx 1\%$ 以降、圧縮主歪みが σ_c を大きく越えて推移した。よって接合部パネル中央のコンクリートは圧壊したと判断できる。梁主筋付着が良好だった試験体 M2 では圧縮主歪みの方向が 50 度程度となり、接合部パネル内の主対角方向 (48.8 度) に近くなった。主筋付着を絶縁した試験体 PNB-3 の圧縮主歪みの角度は 70 度程度となり、梁主筋付着良好な試験体 M2 より 40%大きくなった。

3.3 接合部パネル周辺の応力状態

試験体 M1 ~ M3 及び M6 では梁危険断面から 35mm の位置の梁側面に歪みゲージ (検長 60mm) を 70mm 間隔で片側 6 枚貼付しコンクリート表面の歪み分布を測定した (試験体 PNB-3 は未測定)。試験体 M1、M3 及び M6 の測定結果を図 10 に示す。ここに示した図は上端引張りとなる側の梁である。図中の一点破線は材料試験によるコンクリート圧縮強度時歪み ϵ_{c0} である。M シリーズ全試験体で、梁危険断面のほぼ全域が圧縮歪みであった。単調載荷した試験体 M3 では、引張り力を受ける上端側でほぼ歪みがゼロとなり、コンクリート歪み分布形状は三角形となった。圧縮側のコンクリート歪みは層間変形角 θ $\approx 2\%$ でコンクリート圧縮強度時歪み ϵ_{c0} を越えた。また $\theta \approx 2\%$ 以降、コンクリート圧壊領域のせいは広がり、梁危険断面で圧壊が見られた。繰り返し載荷した試験体では、逆方向加力時の圧縮残留歪が蓄積するため、引張り力を受ける上端側でも大きな圧縮歪みが生じた。試験体 M1 の圧縮残留歪みの概念図を図 11 に示す。太線は材料試験によるコンクリート圧縮応力 - 歪み曲線であり、逆方向加力時に梁上端が圧縮力を受けた時のコンクリート側面の歪み測定値を曲線上に併せて示した。図中の一点破線は残留歪みの値である。繰り返し載荷により図の矢印の様な応力 - 歪み関係となったと考えた。圧縮残留歪みが生じた梁上端側のコンクリート応力はほぼゼロとなる。よって、梁危険断面のコンクリート応力分布の形状は三角形 (弾性時) または図 14 に示すような台形 (コンクリート歪みが ϵ_{c0} を超える時) となる。ここで、梁危険断面のコンクリート応力分布の形状が梁せい全域で三角形となる要因を考える。梁モーメント M_b によるコンクリート圧縮力を図 12(a) に、接合部の水平方向膨張に対する拘束力の分布形状を図 12(b) に示す。ここでコンクリートは弾性時を、梁主筋の付着は劣化した状態を想定した。梁危険断面には $\theta = 0.25\%$ から曲げひび割れが生じた。梁には曲げモーメントと同時にせん断力も生じているため骨材の噛合い作用で曲げひび割れを介して拘束力が伝達され得る。曲げひび割れは引張り側の縁に向かって徐々に拡幅する。ひび割れの拡幅に伴い応力伝達量が減少するため、拘束力は図 12(c) の分布形状となる。実際の応力分布の形状は図 12(a) と図 12(c) の足し合わせであると考えれば、梁危険断面におけるコンクリート応力分布の形状は三角形となる。またコンクリート歪みが ϵ_{c0} を越える時、圧壊領域で応力一定とすれば、梁危険断面の応力分布形状は台形となる。同様に梁危険断面に定着鋼板を配し、梁主筋の付着が絶縁された試験体 PNB-3 の応力状態を考える。定着鋼板の効果により定着鋼板より梁側の圧縮側梁主筋が引張りに転化せずに圧縮力を負担したため、梁モーメント M_b によるコンクリート圧縮力は図 12(a) と同様である。また、梁危険断面のコンクリートの圧壊は生じていないためコンクリート歪みは ϵ_{c0} を超えない。接合部膨張に対する拘束力は図 12(c) と同様である。よって試験体 PNB-3 の応力分布の形状は三角形であると考えた。

3.4 梁モーメントの比較

梁せい全域に渡ってコンクリート歪みが圧縮となった測定結果の妥当性を検証するため 2 通りの方法によって梁危険断面位置における曲げモーメントを求めた。

梁危険断面位置の梁鉄筋力及びコンクリート圧縮合力を用いて梁

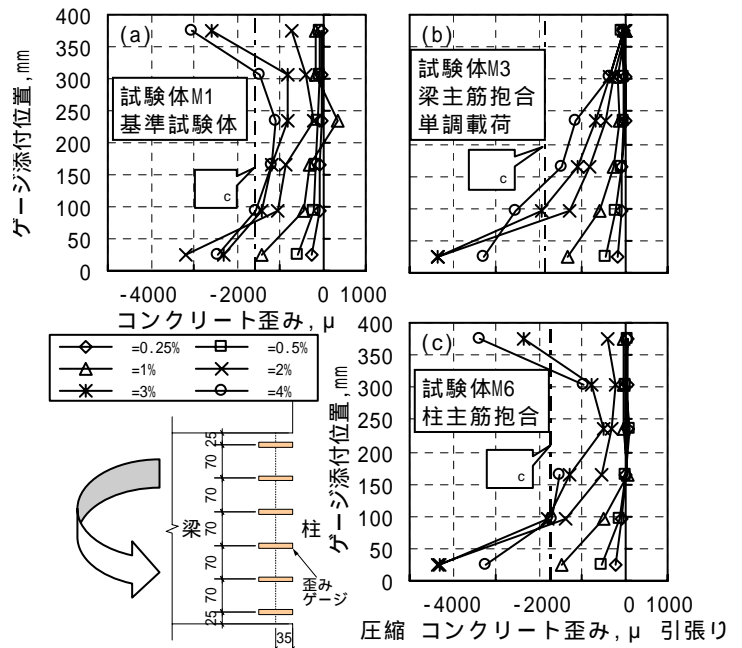


図 10 梁危険断面コンクリート歪み分布

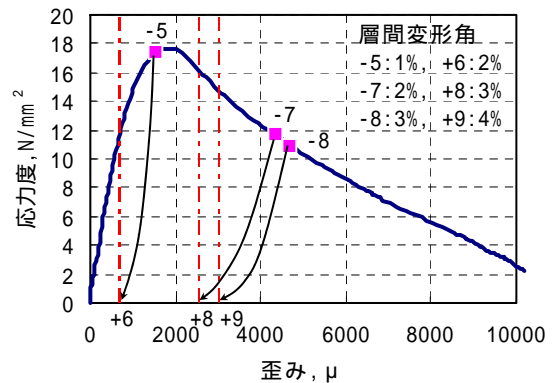


図 11 圧縮残留歪み概念図

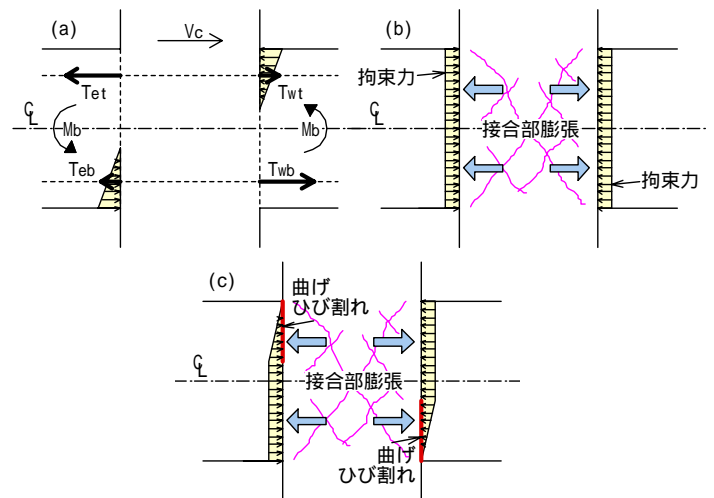


図 12 梁危険断面でのコンクリート圧縮力分布の分離

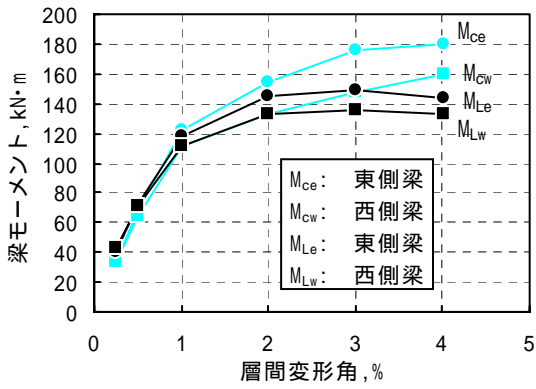


図 13 梁モーメントの比較

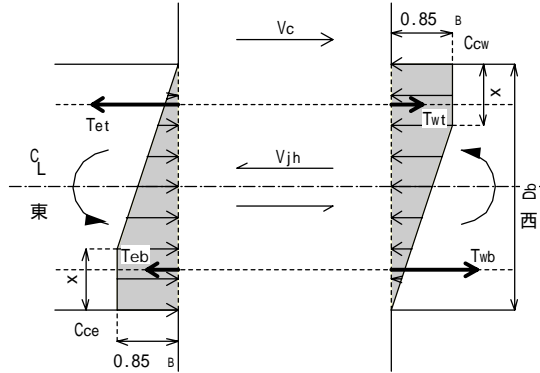


図 14 梁危険断面の応力状態 (試験体 M1 ~ M3 及び M6)

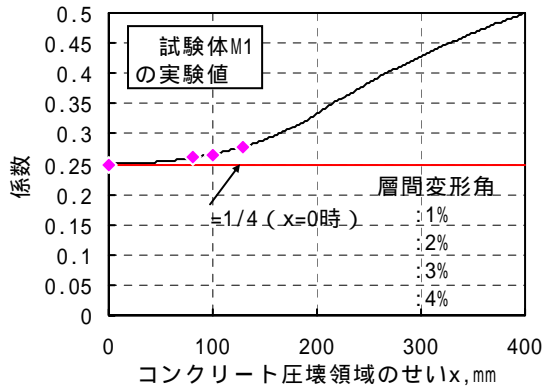


図 15 係数 - コンクリート圧縮領域のせい関係

モーメント M_c を算出した。ここで鉄筋力は危険断面位置に貼付した歪みゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルによって応力変換して求め、コンクリート圧縮合力は上下梁主筋の鉄筋力の約合いから求めた。コンクリート圧縮合力の作用位置は応力分布の形状 (弾性時は三角形、圧縮強度時歪みを超えた場合は図 14 に示す台形) の重心位置とした。

梁先端に取り付けたロード・セルの出力から求めた梁せん断力に梁危険断面までの距離を乗じて梁モーメント M_L を求めた。試験体 M3 の梁モーメント M_c を薄線、 M_L を濃線で図 13 にそれぞれ示す。2 種類の方法による梁モーメントの値は、層間変形角 $\leq 2\%$ までほぼ一致した。

$\leq 2\%$ 以降は梁危険断面のコンクリート歪みが増大し圧縮領域も拡大するため、応力分布形状を台形とした仮定では圧縮合力の作用位置に誤差が生じる。この誤差によっての方法による梁モーメント M_c の値が若干大きくなったと考える。より正確にコンクリート応力分布を評価できれば、の方法による値と一致すると考えられる。以上より、

梁危険断面のコンクリート歪み分布が梁せい全域に渡って圧縮となった測定結果は妥当であると言える。

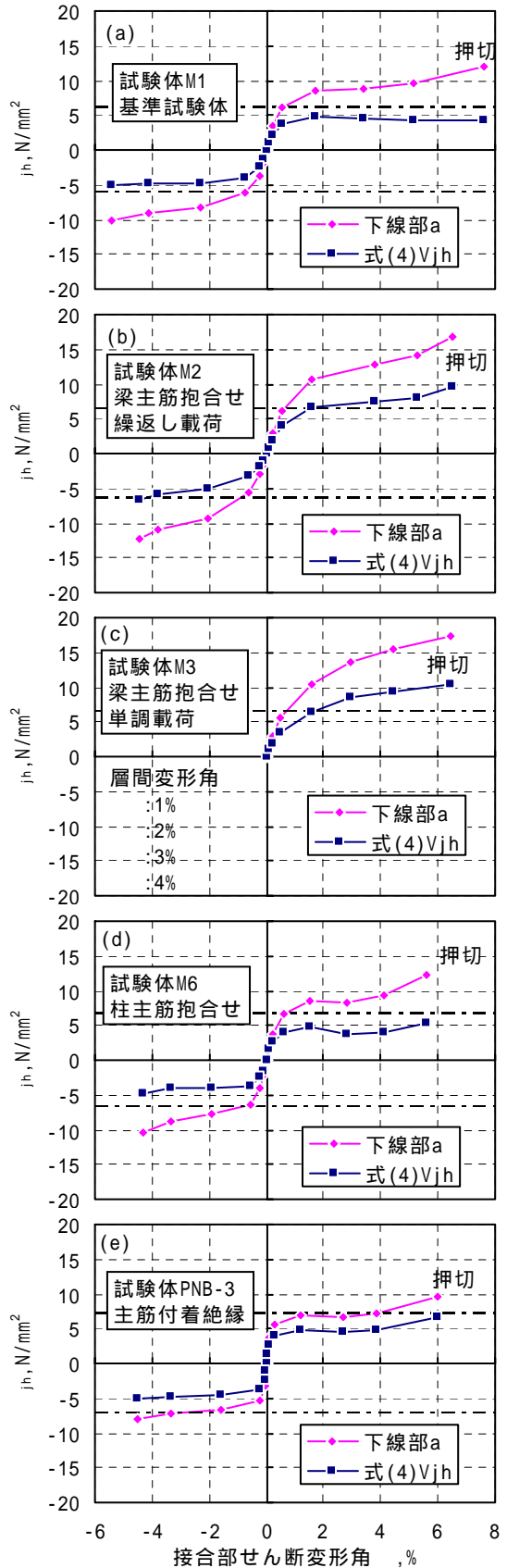


図 16 接合部水平せん断力 - 接合部せん断変形角関係

4. 接合部入力せん断力の算定

4.1 応力状態に基づく算定

梁危険断面の応力状態を図 14 のように仮定した。東西の梁危険断面におけるコンクリート圧縮力分布形状は合同とした。また、梁危険断面のコンクリート歪み測定値は ϵ_c を大きく上回って軟化域にあるため圧縮強度は低下しているが、接合部入力せん断力の算定に及ぼす影響が微小だったため、強度低下が無い応力 - 歪み関係を仮定し分布形状は台形とした。コンクリート圧壊領域の応力度は ACI318 規準⁽¹¹⁾ より平均応力度 $0.85 f_{ck}$ を用いた。ここで、 f_{ck} : コンクリート圧縮強度、 x : コンクリート圧壊領域のせい、 T_{et} : 東上端鉄筋力、 T_{eb} : 東下端鉄筋力、 T_{wt} : 西上端鉄筋力、 T_{wb} : 西下端鉄筋力、 C_{ce} : 東側梁コンクリート圧縮合力、 C_{cw} : 西側梁コンクリート圧縮合力、 D_b : 梁せい、 V_c : 層せん断力である。この応力状態において接合部水平せん断力は、接合部の中心軸で切断した断面で数学的に最大となる。接合部中心軸における接合部水平せん断力 V_{jh} は式(1)となる。

$$V_{jh} = T_{et} + \alpha \cdot C_{cw} - \beta \cdot C_{ce} - T_{wt} - V_c \quad (1)$$

ここで係数 α は西側梁中心軸より上のコンクリート圧縮合力が全圧縮合力 C_{cw} に占める割合、係数 β は東側梁中心軸より上のコンクリート圧縮合力が全圧縮合力 C_{ce} に占める割合である。係数 α 及び β は梁主筋の付着性能が反映される係数である。東西の応力形状の対称性より $\alpha + \beta = 1$ である。梁危険断面における力の釣合いから、

$$C_{cw} = T_{wt} + T_{wb} \quad (2)$$

$$C_{ce} = T_{et} + T_{eb} \quad (3)$$

である。式(2)、(3)を式(1)に代入すると、

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_{et} + \alpha(T_{wt} + T_{wb}) - \beta(T_{et} + T_{eb}) - T_{wt} - V_c \\ &= T_{et} + (1 - \beta) \cdot (T_{wt} + T_{wb}) - \beta(T_{et} + T_{eb}) - T_{wt} - V_c \\ &= \frac{T_{et} + T_{wb} - V_c}{a} - \beta \frac{(T_{wt} + T_{wb} + T_{et} + T_{eb})}{b} \end{aligned} \quad (4)$$

となる。式(4)において下線部 a の項は、図 12(a)の応力状態における接合部水平せん断力である。また下線部 b の項は接合部膨張による影響を表している。次に係数 β について考察する。図 14 のような応力状態を仮定した場合、係数 β は式(5)となる。

$$\beta = \begin{cases} \frac{D_b^2}{4(D_b^2 - x^2)} & \text{for } 0 \leq x < \frac{D_b}{2} \\ \frac{x}{x + D_b} & \text{for } \frac{D_b}{2} \leq x \leq D_b \end{cases} \quad (5)$$

式(5)による係数 β とコンクリート圧壊領域のせい x との関係を図 15 に示す。同図中には試験体 M1 の実験値を合わせて示した。試験体 M1 におけるコンクリート圧縮領域のせい x は図 10(a)に示したコンクリート歪み分布において圧縮強度時歪み $\epsilon_{c,0.85}$ を超える点を線形補完して求めた。梁危険断面のコンクリートが圧壊しなかった試験体 PNB-3 では $x=0$ であるから $\beta=1/4$ である。コンクリート圧壊領域のせい x が拡大するほど係数 β は増加するため、コンクリート圧壊が進むほど接合部水平せん断力は減少する。全試験体の接合部水平せん断応力度 v_{jh} と接合部せん断変形角 θ との関係を図 16 に示す。 v_{jh} は式(4)の V_{jh} を接合部のせん断抵抗断面積⁽¹²⁾で除して求めた。式(4)における下線部 a のみの接合部水平せん断応力度も合わせて示した。コンクリート圧壊領域のせい x は、図 10 に示したコンクリート歪み分布において圧縮強度時歪み $\epsilon_{c,0.85}$ を超える点を線形補完して求めた。各梁鉄筋力

表 2 接合部水平せん断応力度の比較

試験体	M1	M6	PNB-3
$v_{jh,max} (N/mm^2)$	4.77	4.72	4.78
$v_{jh,max} / f_{ck}$	1.15	1.07	1.02

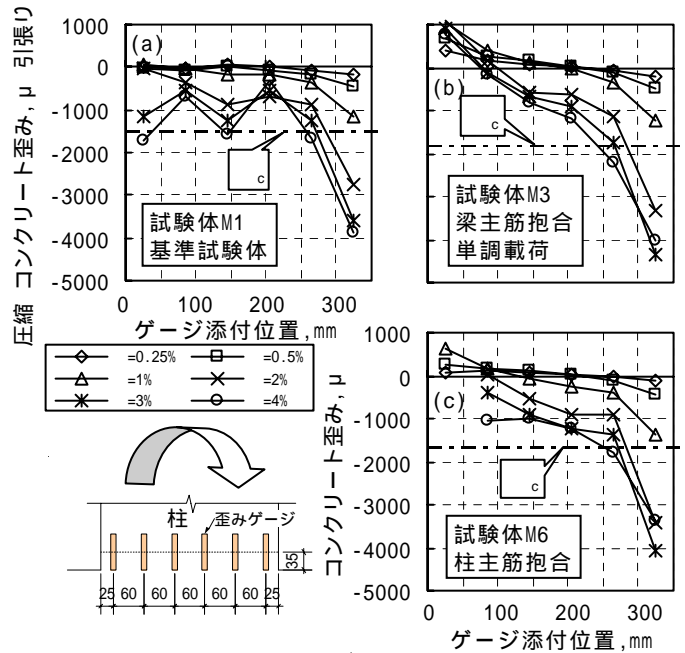


図 17 柱危険断面コンクリート歪み分布

は危険断面位置の梁主筋に貼付した歪みゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルにより応力変換して求めた。図中の一点破線は靱性指針⁽¹²⁾における接合部せん断強度の平均値である。式(4)による接合部水平せん断力は、下線部 a のみによる値よりも最大層せん断力時と比較して 27~45%低く推移した。試験体 M1、M6 及び PNB-3 の式(4)による値は靱性指針による平均値よりも 21~37%低く、層間変形角 $\theta=2\%$ 以降に低下する傾向を示した。主筋の付着性能が低下した試験体 M1 及び M6 の式(4)による最大値は、靱性指針による接合部せん断強度の下限值 (平均値の 0.85 倍) とほぼ等しくなった。主筋の付着を絶縁し定着鋼板を配した試験体 PNB-3 の式(4)による最大値は、靱性指針による平均値の 0.6 倍程度となり下限値よりも更に小さい値となった。試験体 M1、M6 及び PNB-3 の式(4)による接合部水平せん断応力度の最大値を $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化した値を表 2 に示した。式(4)による最大値を $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化して比較した場合、試験体 PNB-3 の値は試験体 M1 より 12%低い値となった。これは最大層せん断力を比較した場合の比率と同程度であった。主筋の付着性能が良好であった試験体 M2 及び M3 の式(4)による最大値は、靱性指針による平均値を越えて緩やかに増加し続ける傾向を示した。以上より、梁主筋付着性状は接合部水平せん断力に大きな影響を及ぼしていた。

4.2 層せん断力と接合部入力せん断力との関係

梁主筋の付着力が低下した試験体 M1、M6 及び梁主筋の付着を絶縁した試験体 PNB-3 の接合部水平せん断力は低下する傾向を示した。梁主筋の付着性能低下が要因となり接合部水平せん断力が低下し、層せん断力の低下に至ったと考えられる。梁主筋の抱合せにより付着性能が良好であった試験体 M2、M3 における接合部水平せん断力は低下しなかった (図 16 参照)。この 2 体の試験体は柱主筋の付着力の低下が

要因となり接合部鉛直せん断力が低下し、層せん断力の低下に至ったと考えられる。そこで試験体 M3 について接合部鉛直せん断力を求めた。柱危険断面から 35mm の位置の柱側面には、梁危険断面と同様にコンクリート表面に歪みゲージを貼付し歪み分布形状を測定した。試験体 M1、M3 及び M6 の測定結果を図 17 に示す。柱には軸力を導入しなかったが、全試験体で $\approx 2\%$ 以降、柱せいほぼ全域に渡って圧縮歪みとなった。柱主筋の鉄筋力は柱危険断面位置に貼付した歪みゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルによって応力変換して求め、コンクリート圧縮合力は力の釣合いから求めた。柱中心軸で接合部を鉛直に分割し、東西それぞれの接合部鉛直せん断力を力の釣合いから求めた。接合部鉛直せん断力の算定方法を図 18 に示す。東西 2 つの接合部鉛直せん断力度の平均値 j_v と接合部せん断変形角 α の関係を図 19 に示す。 j_v は接合部鉛直せん断力を接合部有効幅 \times 梁せいで除して求めた。図中の一点破線は靱性指針¹²⁾による接合部せん断強度の平均値 $j_{u,h}$ を鉛直せん断力に換算した値 $j_{u,v}$ である。実験による最大層せん断力時の接合部水平せん断力 V_{jh} 及び鉛直せん断力 V_{jv} より計算した圧縮ストラット角度 α を用いて、式(6)によって求めた。

$$\tau_{jv} = \tau_{ju,h} \cdot \tan \alpha = \tau_{ju,h} \cdot \frac{V_{jv}}{V_{jh}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

接合部鉛直せん断力の最大値は靱性指針による接合部せん断強度の下限値と同程度だった。接合部鉛直せん断力は最大層せん断力付近からわずかに低下した。梁主筋付着が良好である場合、接合部鉛直せん断力低下が層せん断力低下の要因であった。

5. まとめ

本研究では、接合部がせん断破壊する内柱・梁接合部を対象として、主筋付着良好、付着絶縁及び付着劣化する場合の接合部入力せん断力の算定及びその推移を考察した。得られた結論を以下に示す。

- (1) 接合部内の柱・梁主筋付着が劣化する場合と比較して内柱・梁接合部がせん断破壊するときの最大層せん断力は、梁主筋付着性能の向上により 13%、柱主筋付着性能の向上により 6.6%上昇した。また、柱・梁主筋の付着を絶縁した場合、最大層せん断力は 14%低下した。
- (2) 梁危険断面のコンクリート応力分布形状を考慮して、接合部水平せん断力を求めた。接合部水平せん断力は曲げモーメントによる項から接合部コア・コンクリート膨張による項を差し引く形となった。
- (3) 接合部内の梁主筋あるいは柱主筋に沿った付着力が低下することによって接合部水平せん断力あるいは鉛直せん断力が低下し、層せん断力の低下に至った。
- (4) 接合部内の梁主筋あるいは柱主筋に沿った付着力が低下する場合、接合部せん断強度は靱性指針¹²⁾による接合部せん断強度の平均値または下限値で評価可能であった。

以上の結論を得るにあたり、接合部入力せん断力の算定に影響を与える要因として梁危険断面のコンクリート圧縮力分布の分離を仮定した(図 12 参照)。今後、柱危険断面の応力分布を含めて、これらの要因を定量的に考慮し接合部入力せん断力を評価、検討する必要がある。

謝辞

本研究は日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究 C: 研究代表者 北山和宏、基盤研究 B: 研究代表者 西川孝夫)によって実施した。

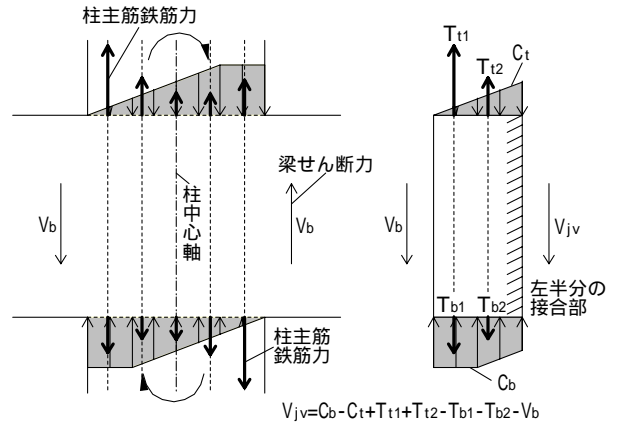


図 18 接合部鉛直せん断力算出方法

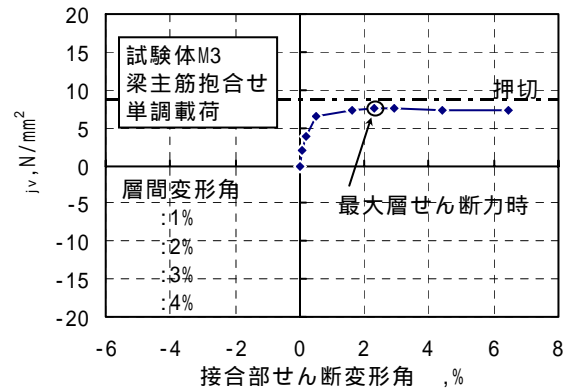


図 19 接合部鉛直せん断力 - 接合部せん断変形角関係

参考文献

- 1) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計 - 特徴的被害の原因と設計への提案 -, 1998 年 8 月
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999 年
- 3) 橋原文雄、塩原等: 接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部せん断耐力と接合部破壊の因果関係、コンクリート工学年次論文集、Vol.19、pp.1005-1010、1997
- 4) 岸川聡史、塩原等: 鉄筋コンクリート造十字型柱梁接合部の接合部破壊とせん断抵抗機構、コンクリート工学年次論文集、Vol.20、pp.523-528、1998
- 5) 塩原等、Safaa Zaid、小谷俊介: 柱・梁接合部における接合部せん断力と接合部内定着力の相互作用、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、pp.355-360、2001
- 6) 砂井貴秀、後藤康明、城攻: RC 造内部柱梁接合部における耐震挙動の非線形 3 次元有限要素解析、コンクリート工学年次論文集、Vol.21、pp.643-648、1999
- 7) 張大長、野口博、柏崎隆志: 新しい柱・梁接合部補強法による柱・梁接合部せん断性能に関する 2 次元 FEM 解析の研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.23、pp.403-408、2001
- 8) 野口博、張大長、柏崎隆志: 新補強法による RC 柱・梁接合部のせん断性能の 3 次元 FEM 解析、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、pp.397-402、2002
- 9) 田島祐之、北山和宏、奥田誠、岸田慎司: RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、pp.697-702、2000
- 10) 森田真司、北山和宏、岸田慎司、平良美智子: 主筋付着性能を向上させた RC 造内柱・梁接合部のせん断性状に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.25、pp.457-462、2003
- 11) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI318-95, 1995
- 12) 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