

論文 3次元 FEM 解析による RC 造柱・梁接合部のせん断強度に関する研究

洪 杰^{*1}・柏崎 隆志^{*2}・野口 博^{*3}

要旨：柱と梁の偏心接合以外に、接合部での梁主筋の付着性状や横補強筋量をパラメータとした接合部せん断破壊型の RC 造平面柱・梁接合部について 3 次元 FEM 解析を行い、接合部コンクリートの圧壊や有効圧縮強度に関する検討以外に、ストラット方向の応力成分に関する定量的分析を行った。検討より、パラメータに関係なく最大耐力時の接合部内部にはほぼ同程度の圧縮力を伝達する領域が存在すること、付着性状は主にストラットせい方向の応力分布に、横補強筋量と偏心接合は主にストラット幅方向の応力分布に影響を及ぼすことなどを示した。またこれらの成果に基づいて偏心接合を含む柱・梁接合部のせん断強度式を提案した。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、偏心、付着、横補強筋、せん断強度、有限要素法解析

1. はじめに

筆者らは、RC 造柱・梁接合部に関する 3 次元 FEM 解析結果より、偏心接合の影響¹⁾や、直交梁・スラブの影響²⁾に関する検討を行い、偏心接合部の偏心側での圧縮応力の偏在伝達や直交梁でのせん断力伝達による耐力増大などを示したが、梁降伏後接合部破壊型を対象としたため、接合部のせん断抵抗機構に関しては不明なままであり、検討も定性的手法に留まっている。

そこで、本研究では、柱と梁の偏心接合を含む接合部せん断破壊型の平面 RC 造柱・梁接合部について、単調載荷時の 3 次元 FEM 解析を行い、偏心接合以外に接合部での付着性状や横補強筋量をパラメータとして取り挙げ、解析結果に関する定性的および定量的検討を行い、その成果に基づいてせん断強度式を提案することにより、解析成果の耐震設計への応用を試みる。

2. 解析対象試験体

藤井ら³⁾の直交梁・スラブの付いていない RC 造平面柱・梁接合部の試験体をもとに、梁幅を変更して偏心率（偏心距離/柱幅）を 0.3 までにした仮想の試験体を対象とする。試験体は、接合部せん断破壊型として、梁端コンクリートの圧壊や付着劣化は生じさせず、接合部コアコンクリートの圧壊によって最大耐力になるように設計する。ここで、偏心距離を 0～25 cm（偏心率 0.0～0.3）、横補強筋比を 0.0～0.84% の間で変化させる以外に、接合部での梁主筋の付着を良好、絶縁とする。表-1 に試験体の概要を示す。

全試験体ともに、梁断面は 300×750 mm、柱断面は 800×700 mm、梁および柱の反曲点距離はそれぞれ 4500 mm、2730 mm とした。表-2 に示す配筋および材料特性は、実験データをもとにし、本研究の目的に合わせて梁および柱主筋の降伏強度は大きく設定した。

3. 解析方法

解析コードは、余、野口ら⁴⁾により開発された 3 次元 FEM 解析プログラムを用いた。

3.1 材料モデル

コンクリートは、アイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素を用い、構成則は等価 1 軸ひずみに基づいた直交異方性モデルを用いた。破壊規準は Willam-Warnke らの 5 パラメータモデルを、圧縮側での上昇域は Saenz 式を、下降域は Kent-Park モデルを用いた。ひび割れ後のコンクリートの引張剛性は岡村・前川の提案モデル⁵⁾、ひび割れ面でのせん断剛性は山田・青柳モデル⁶⁾を用いた。モデルの詳細および関連文献は文献⁴⁾を参照されたい。

鉄筋は、軸方向剛性のみを考慮した 2 節点線材要素と

表-1 解析対象試験体の概要

	概要	記号	偏心距離 (偏心率)	横補強筋 比(%)	付着
標準	付着良好	E00	0 cm (0.0)	0.3	良好
偏心の影響	偏心あり	E05	5 cm (0.06)	0.3	良好
		E10	10 cm (0.13)		
		E15	15 cm (0.19)		
		E20	20 cm (0.25)		
		E25	25 cm (0.31)		
付着の影響	付着絶縁	UNB	-	0.3	絶縁
横補強筋の影響	横補強筋無	hoop0	-	0.0	良好
	-	-	-	0.05～0.4	
	横補強筋多	hoop3	-	0.84	

表-2 配筋および材料特性

試験体	柱(800×700 mm)		梁 (300×750 mm)		横補強筋比(%)
	主筋	帯筋	主筋	肋筋	
鉄筋 (降伏強度)	14-D29 (大きく)	2-D13@100 (365N/mm ²)	8-D25 (大きく)	2-D13@100 (365N/mm ²)	0～0.84 (365N/mm ²)
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ(μ)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	
	33.4	2000	25900	2.21	

*1 JIP テクノサイエンス (株) 東京テクノセンタ解析技術部 (前千葉大学大学院自然科学研究科) 工博 (正会員)

*2 千葉大学大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 助教 工修 (正会員)

*3 千葉大学大学院工学研究科 建築・都市科学専攻 教授 工博 (正会員)

し、応力ひずみ関係はバイリニアモデルを用いた。

鉄筋とコンクリート間の付着性状は、要素の節点間にボンドリンク要素を導入して表現した。

3.2 要素分割および境界条件

要素分割及び境界条件を図-1 に示す。梁両端部の梁断面中央付近の1節点上で逆対称せん断力を構面内で載荷し、柱頭および柱脚は柱断面中央の1節点上で水平拘束およびピン支持とした。柱軸力は $0.1\sigma_B$ と一定にした。

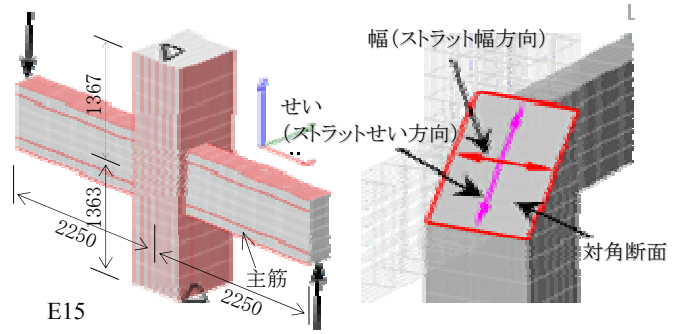


図-1 要素分割および境界条件 図-2 対角断面

4. 解析結果

4.1 層せん断力-層間変形角関係

図-3 に付着を良好、絶縁とした場合の層せん断力 Q_c - 層間変形角 R 関係を示す。その他の試験体は付着良好な E00 とほぼ同形状の Q_c - R 曲線となっているため、図-4 には最大層せん断力 Q_{cu} ($p_{jw}=0.84\%$ の hoop3 より基準化) と接合部の横補強筋比 p_{jw} との関係を、図-5 には Q_{cu} (偏心無より基準化) と偏心率との関係を示す。解析と実験結果の比較は文献²⁾で検討され、繰返し載荷時の荷重-変形関係や破壊モードが概ねよく対応すると示されている。

図-3 では、付着良好な UNB の Q_{cu} は靱性指針⁷⁾の接合部せん断強度の約 1.1 倍となっている。付着絶縁は付着良好に対して 17%の耐力低下となっている。また、最大耐力以前の Q_c - R 曲線に二つの折れ曲り点(図中の折れ点 1, 2)が生じているが、折れ点 1 は接合部側梁端で曲げひび割れが生じるとき、折れ点 2 は接合部パネルのほぼ全域にひび割れが生じ始まるときを示す。

図-4 では、 $P_{jw}=0.4\%$ までは P_{jw} の増加に伴い Q_{cu} が増大するが、その以後は緩やかでほぼ頭打ちとなっている。 $P_{jw}=0\%$ は 17%の耐力低下となっている。

図-5 では、偏心率に比例して Q_{cu} が低下し、偏心率 0.31 では 32%の耐力低下となっている。

4.2 接合部コンクリートの圧壊状況

図-8 に接合部対角断面(図-2 参照)でのコンクリートの圧縮主ひずみ ϵ_3 の分布を示す。ここで、要素の ϵ_3 がコンクリートの圧縮強度時ひずみ 2000μ を超えた場合に圧壊したと仮定すると、いずれも断面中央で圧壊されていることがわかる。横補強筋量の多少に関係なく

E00, hoop0, hoop3 はほぼ同面積の圧壊領域となっているように見られる。それに比べて付着絶縁の UNB と偏心の E15 は圧壊面積が半分程度として小さく現れている。

図-6 には接合部中央(E15 は梁側面位置と梁心、図-8 参照)を通るパネル上での ϵ_3 の分布を示す。いずれも接合部対角方向上で圧壊領域を形成している。横補強筋量に関係なく E00, hoop0, hoop3 は中央部が膨らんだ紡錘状で、ほぼ同様な形状となっている。付着絶縁は圧壊領域のストラットせい方向の長さが小さいことから、狭い範囲で圧壊されている。偏心の E15 は、梁側面位置で著しく圧壊されている。これは、試験体の梁幅が柱幅より比較的小さいため、梁側面に平行するようひび割れが生じ、またその拡幅が著しく現れ有効圧縮強度が著しく低下(図-7 参照)したためと考えられる。

4.3 接合部コンクリートの有効圧縮強度 σ_{Fc}

図-7 に接合部内部パネルでの圧壊開始時におけるコンクリート有効圧縮強度 σ_{Fc} (3 軸拘束効果およびひび割れによる圧縮強度低減を考慮して得られた強度)を示す。いずれもパネル中央で σ_{Fc} が $0.6F_c$ (F_c は 1 軸圧縮強度)程度で、試験体に関係なくほぼ一定のひび割れによる強度低下となっている。トラス領域(ストラット以外の領域)では偏心無しの接合部は $0.9F_c$ 以上となっている。

横補強筋量に関係なく E00, hoop0, hoop3 はほぼ同程度の σ_{Fc} となっている。偏心の E15 は梁側面位置で σ_{Fc} が最も小さく現れ、これは 4.2 節で述べた同部位で圧壊が著しくなることに対応している。

4.4 接合部コンクリートのストラット方向応力 σ_a

本研究では、接合部コンクリートの圧縮主応力 σ_3 べ

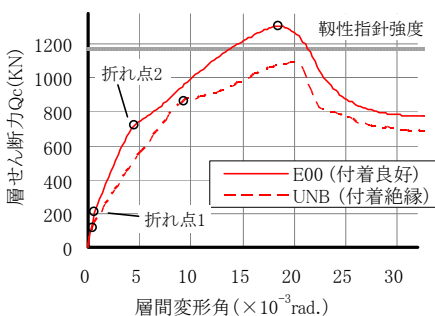


図-3 Q_c - R 関係(E00 と UNB)

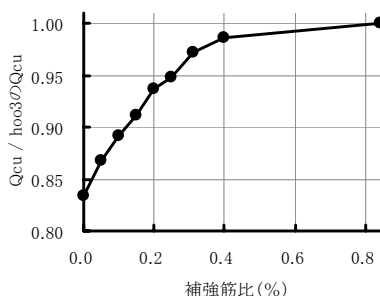


図-4 p_{jw} と Q_{cu} の関係(偏心無)

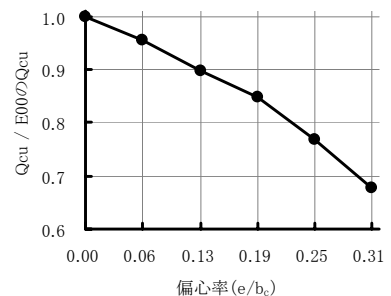


図-5 偏心率と Q_{cu} の関係($p_{jw}=0.3\%$)

クトルの方向がパネル全域で必ずしもストラット方向と一致しないことを考慮して⁸⁾、ストラット方向の応力成分を算出して、ストラット方向（圧縮）応力 σ_a と定義する。ストラット方向は接合部中央コンクリートの σ_3 ベクトル方向と仮定した。

(1) 変形の増大に伴う σ_a の変化

図-10 に、標準試験体 E00 の

R=1/400～最大耐力後（R=1/46）までの対角断面における σ_a の分布を示し、次のことが考察される。① ほぼ弾性変形時と思われるR=1/400時には、ストラットせい方向では中央ほど応力度が高くなり、幅方向ではほぼ一様な分布となっている。② R=1/100 時までに変形が増大する段階で、断面の中央ほど応力度の増加が卓越され、ストラットせい方向、幅方向ともに中央ほど応力度が高くなり、圧縮ストラットによる応力伝達量が増えている。③ 最大耐力時には、コンクリートの圧壊により断面中央で応力度が低下し、トラス機構による応力伝達の負担が増えている。④ 最大耐力後には、断面中央から圧壊領域がその周辺に急に広がり、ストラット機構による応力伝達能力が著しく低下すると同時に、トラス機構による抵抗が大きく現れ、対角断面の全域にわたる応力伝達となっている。

以上で述べた変形の増大に伴う σ_a の変化は、その他の偏心無しの接合部でもほぼ同様な傾向となっている。

(2) 最大耐力時の σ_a の分布

最大耐力時の σ_a の対角断面での分布を図-9 に示す。

偏心無しの接合部はいずれも断面の中央付近で応力度が高くなり、断面の真中では圧壊により応力度が低下している。付着良好なE00と、横補強筋多のhoop3は断面のほぼ全域で応力を伝達しているが、付着絶縁のUNBは対角断面のせい方向の両端で応力を伝達しない領域が存在し、横補強筋無のhoop0は対角断面の幅方向の両端で応力を伝達しない領域が存在している。

偏心のE15は、偏心側での応力度が偏心のない接合部より高くなり、梁側面位置では圧壊により応力度の低下が生じている。また、非偏心側では断面全幅の約3割を占める領域で応力を伝達していない。従って偏心接合部の偏心側では、応力が偏心側へ偏って伝達され、さらに振りモーメントによる振り応力が累加されることにより圧壊が早まり、また、有効に応力を伝達する断面積が減少することにより耐力低下が生じると考えられる。

(3) 最大耐力時の σ_a の合力の分布

対角断面上で、 σ_a を断面積で積分して合力を求めて、

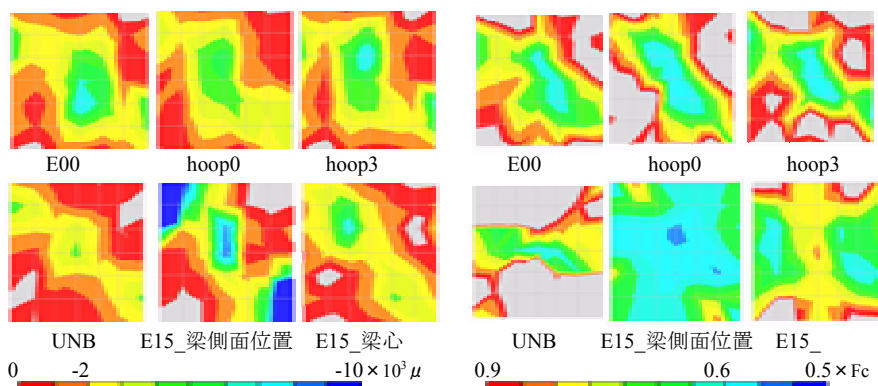


図-6 接合部パネルでの ε_3 の分布

図-7 接合部パネルでの有効圧縮強度

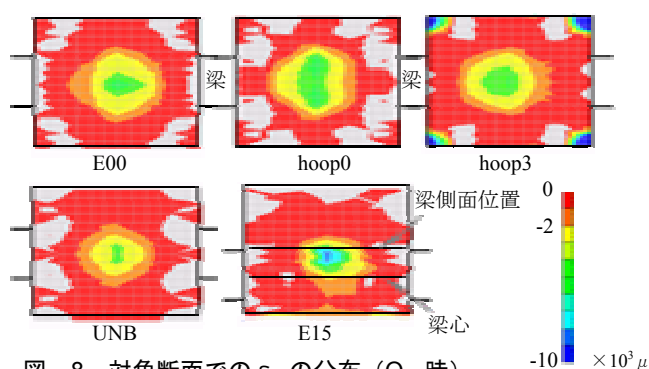


図-8 対角断面での ε_3 の分布 (Q_{cu} 時)

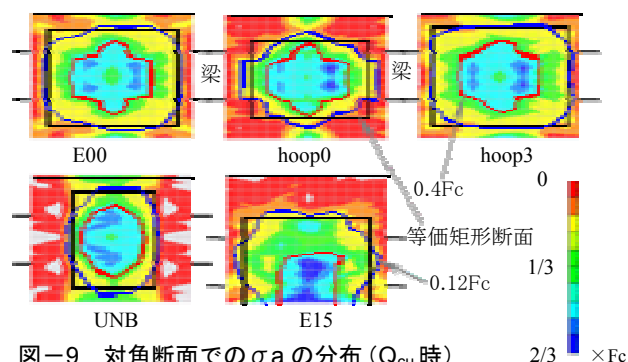


図-9 対角断面での σ_a の分布 (Q_{cu} 時)

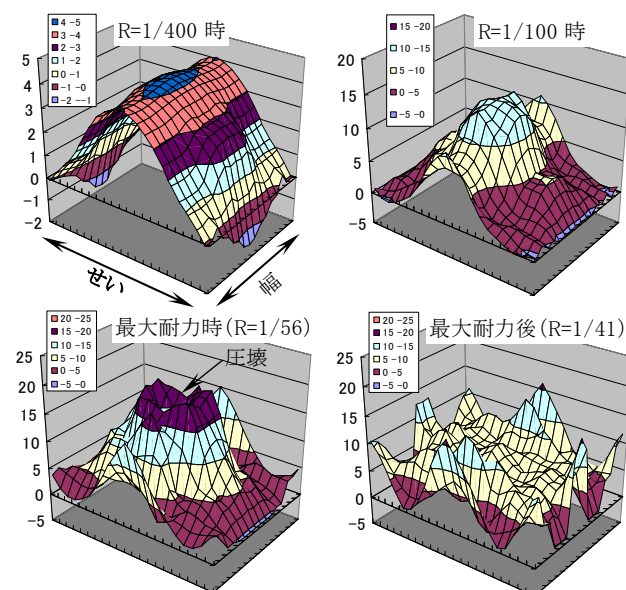


図-10 対角断面での σ_a の分布 (E00, 縦軸単位: N/mm^2)

付着影響の E00 と UNB はせい方向分布を図-11 に、横補強筋影響の hoop0 と hoop3 は幅方向分布を図-12 に、偏心影響の E00 と E15 は幅方向分布を図-13 に示す。

図-11 では、付着良好な E00 は、断面の中央ほど圧縮力（合力）の伝達量が多く、両側へ行くほど伝達量が減少するものの、トラス機構により有効に応力を伝達していると考えられる。付着絶縁の UNB は主に中央からせいの約 60%を占める領域で圧縮力を伝達しているが、それ以外の領域、即ちトラス域ではほとんど伝達しない。

図-12 では、幅方向ではいずれも断面の中央ほど圧縮力の伝達量が多く、また横補強筋量に関係なく中央付近ではほぼ同程度の圧縮力伝達となっている。また、幅方向の両側へいくほど hoop0 と hoop3 の圧縮力の差が大きくなることから、横補強筋の圧縮力伝達量への増大効果は主に横補強筋に近い領域にある接合部協力幅（梁側面と柱側面との間の柱部分）で現れ、また接合部内部ほどその効果が薄くなることが考えられる。

図-13 では、偏心 E15 では偏心側ほど圧縮力伝達の負担が大きく、非偏心側では圧縮力の伝達が小さく現れていることが見られる。

5. ストラット方向応力 σ_a の分布特徴に関する検討

5.1 応力度により区画された領域内での σ_a の検討

ここでは、図-9 の対角断面における最大耐力時の σ_a の分布に対して、 $0.12F_c \sim 0.4F_c$ ($1/5_u F_c \sim 2/3_u F_c$) 間の応力を基準応力とし、基準応力を超える領域について、領域断面積、領域内 σ_a の合力に関する検討を行う。図-14 に各基準応力領域の面積を、図-15 に各基準応力領域内 σ_a の合力を示す。棒グラフは層せん断耐力を示す。

図-14、図-15 では、基準応力 $0.12F_c$ では領域面積

および領域内で伝達される圧縮力ともに試験体による違いが現れているが、これは層せん断耐力とほぼ同様な傾向となっている。基準応力が大きくなるほど、領域面積および領域内での伝達圧縮力ともに試験体による違いが小さく現れる傾向となっている。

基準応力 $0.4F_c$ では、いずれも領域面積が全対角断面積の 2 割弱としてほぼ一定となり、領域内伝達圧縮力は E00 の全断面合力の 4 割弱としてほぼ一定の値となっている。また、いずれも領域内での σ_a 分布はほぼ一様で、平均応力度は $0.5F_c$ 程度となっている。

このように、接合部内部には試験体のパラメータに関係なく一定の大きさの断面積を持ち、その断面内での圧縮力の伝達量がほぼ一定となる領域が存在すると考え、この領域を本研究では固有強度領域と定義する。

5.2 基準応力 $0.12F_c$ 領域での σ_a の検討

基準応力 $0.12F_c$ 領域の面積および領域内での伝達圧縮力ともに層せん断耐力とよい相関関係を示していることから、ここでは領域を同面積の等価矩形断面に置き換えて検討する。各接合部の等価矩形断面を図-9 に示し、断面のせい（ストラットせい方向の長さ）および幅（ストラット幅方向の長さ）を図-16、図-17 に示す。

図-16 に示す等価矩形断面のせいは、付着良好な接合部では $0.74 \sim 0.84$ となっているのに対して、付着絶縁の UNB は 0.5 として著しく小さい。

図-17 に示す等価矩形断面の幅は、 $P_{jw}=0.3\%$ 以上で、偏心のない場合は $0.75 \sim 0.79$ となっているのに対して、偏心接合部では偏心ほど幅が小さくなる傾向となり、 $P_{jw}=0\%$ の hoop0 は 0.6 として著しく小さい。

これらの考察から、付着性状は主にストラットせいに影響を及ぼし、付着劣化が進むほどストラットせいが減

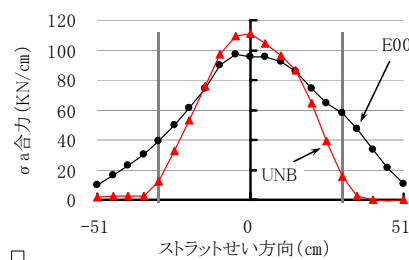


図-11 せい方向の σ_a 合力分布 (E00, UNB)

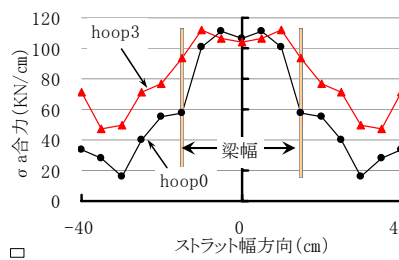


図-12 幅方向の σ_a 合力分布 (hoop0, hoop3)

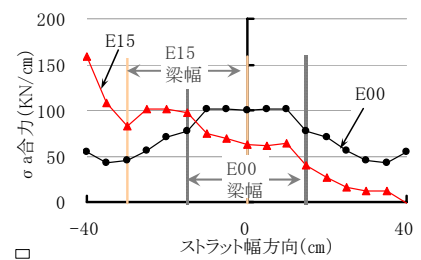


図-13 幅方向の σ_a 合力分布 (E00, E15)

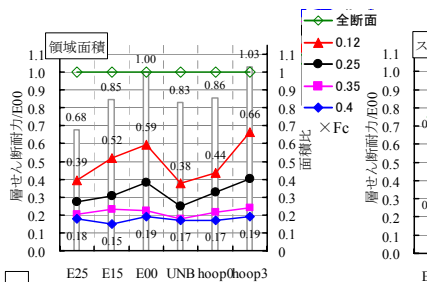


図-14 領域面積

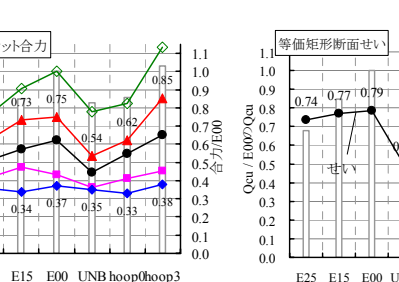


図-15 領域内 σ_a 合力

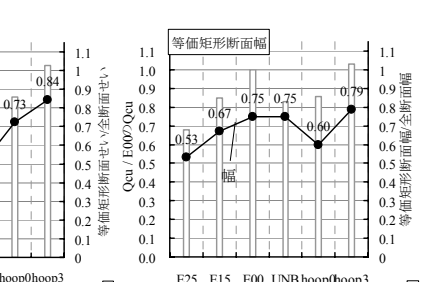


図-16 等価矩形断面せい

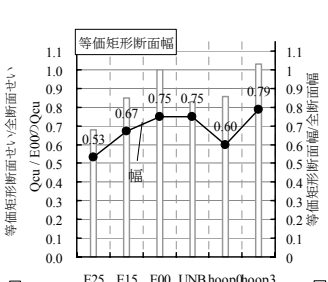


図-17 等価矩形断面幅

少すると考えられる。また、横補強筋量および偏心距離は主にストラット幅に影響を及ぼし、横補強筋が少ないほど、偏心距離が大きいほど幅が減少すると考えられる。

6. 柱・梁接合部のせん断強度式の提案

以上の検討成果に基づき、RC 造柱・梁接合部のせん断強度式 V_{ju} を誘導する。 V_{ju} は次式により表される。

$$V_{ju} = F_j \times S_j \times \beta_{jt} \quad (1)$$

ここで、 F_j はせん断強度の基準せん断応力度、 S_j は有効断面積、 β_{jt} は振り応力による耐力低下率を示す。

6.1 接合部有効断面積 S_j

接合部有効断面積 S_j は次式より表される。

$$S_j = b_j \times D_j \quad (2)$$

ここで、 b_j は接合部の有効幅、 D_j は有効せいを示す。

(1) 接合部有効せい D_j

D_j は付着劣化の程度を表す指標の関数として仮定し、付着良好な E00 の等価矩形断面せい $0.8D$ (D は柱せい) を上限とし、付着絶縁 UNB の E00 に対する耐力低下率 17% を下限として、その間を線形補間して次式より表す。

$$D_j = 0.66D + 0.14D \cdot S \quad (3)$$

ここで、 S は付着劣化の程度を表す指標として 0.0～1.0 の間に設定する。

(2) 接合部有効幅 b_j

b_j は次式により表される (図-18, 図-19 参照)。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (4)$$

ここで、 $\tan \beta \leq 2b_{si}/D_s$ の場合、式(5)による。

$$b_{ai} = \tan \beta \cdot D_s / 4 \quad (5)$$

$\tan \beta > 2b_{si}/D_s$ の場合、式(6)による。

$$b_{ai} = (1 - b_{si}/D_s \cdot \cot \beta) \cdot b_{si} \quad (6)$$

梁側面から応力が有効に伝達される範囲の角度 β は、

$$\beta = 0.15\pi + 18.5\pi \cdot p_{jw} \quad (7)$$

ここで、 b_b 、 D_s : 梁幅、対角断面せい

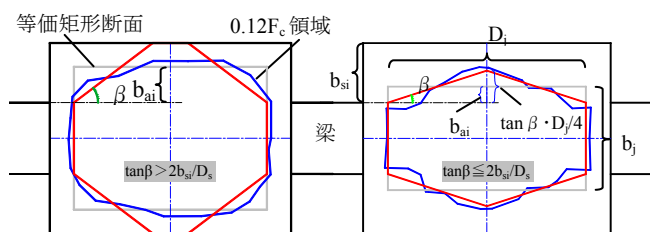


図-18 E00 ($p_{jw}=0.3\%$)

図-19 hoop0 ($p_{jw}=0.0\%$)

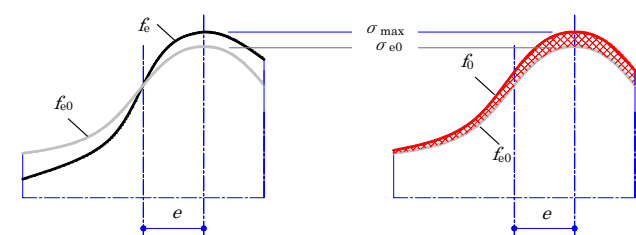


図-20 接合部せん断強度時の応力 σ_a の分布 (イメージ図)

b_{si} : 協力幅、梁側面からこれに平行する柱側面までの長さ

b_{ai} : 梁側面から応力が有効に伝達される角度 β の範囲を、同面積の矩形断面として置き換えた場合の梁側面からの長さ

p_{jw} : 接合部の横補強筋比、 p_{jw} が 0.003 以上の場合は 0.003 とする。

角度 β に関する式(7)は、 $p_{jw}=0.3\%$ の E00 と $p_{jw}=0\%$ の hoop0 のせん断耐力を上限と下限として求めた⁸⁾。

6.2 振り応力による耐力低下率 β_{jt}

偏心接合部の耐力低下の原因について、① 振りモーメントにより生じる振り応力が、せん断力により生じるせん断応力に累加することによるもの、② 応力が偏心側に偏って伝達することによって、有効に応力を伝達する断面積が減少することによるものとして仮定する。②の影響は b_j の提案式(4)～(6)で既に考慮されている。ここで、①による耐力低下を振り応力による耐力低下率 β_{jt} と定義する。 β_{jt} は図-20 で示す曲線 f_e と f_{e0} の面積比⁸⁾として、次式により表される。

$$\beta_{jt} = \frac{\int f_e}{\int f_{e0}} = \frac{\int f_{e0}}{\int f_{e0}} \quad (8)$$

ここで、 f_e : 振りモーメントを受ける偏心接合部のせん断耐力時の応力 σ_a の分布曲線

f_{e0} : f_e から振りモーメントによるせん断応力成分を取り除いた場合の応力 σ_a の分布曲線

f_0 : 振りモーメントが作用しないと仮定した場合の偏心接合部せん断耐力時の応力 σ_a の分布曲線

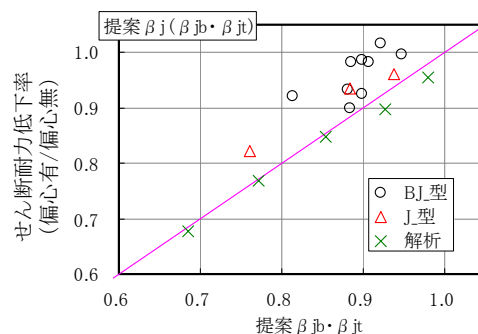


図-21 提案の β_{jt} と実験値・解析値との比較

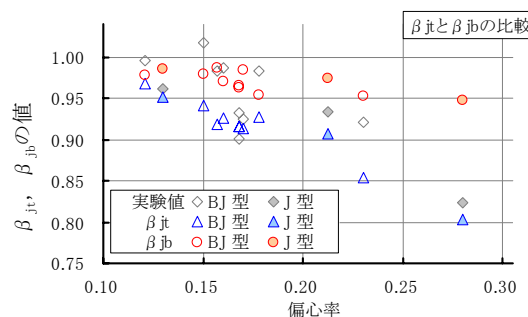


図-22 提案の β_{jb} と β_{jt}

式(8)の $\int f_{e0}$, $\int f_0$ の計算が困難であるため、次式により近似的に求める。

$$\beta_{jt} = \frac{\int f_{e0}}{\int f_0} \div \frac{\sigma_{e0}}{\sigma_{\max}} \quad (9)$$

$$\sigma_{e0} = \sigma_{\max} - \tau_{jt} \quad (10)$$

ここで、 $\sigma_{\max}$ ：せん断耐力時の最大応力度、固有強度領域での σ_a の平均応力度を用いる。5.1節より $0.5F_c$ と仮定する。

τ_{jt} ：振りモーメントにより生じる固有強度領域での平均応力度

固有強度領域での振りモーメントにより生じる平均応力度 τ_{jt} は、まず固有強度領域の大きさを把握した上、領域内振り応力の平均値より求められる。固有強度領域の大きさは梁幅と柱幅の大きさにより決められると考えている。また、矩形断面における振り応力は同面積の楕円形に置き換え、振りモーメントより近似的に求めることができる。偏心接合により生じる振りモーメントは接合部せん断力と偏心距離の積⁹⁾として求められる。

6.3 偏心接合部の耐力低下率 β_j の検討

偏心接合部の耐力低下率 β_j を、式(4)～(6)に示す有効幅 b_j （偏心接合部の偏心のない場合を想定した接合部に対するせん断耐力の比）の減少による低下率 β_{jb} と、振り応力による低下率 β_{jt} の積として次式により表される。

$$\beta_j = \beta_{jt} \cdot \beta_{jb} \quad (11)$$

ここで、既発表論文より収集した偏心のみをパラメータとして行われた22体の実験試験体に、本研究での解析対象試験体6体を対象にして β_j を求め、実験値および解析値との比較を図-21に示す（試験体は文献⁸⁾を参照）。図-21より、計算値は解析値とよく対応し、またすべての実験値に対して小さい値となっていることから、提案した β_j より偏心接合による耐力低下を安全側として評価できると考えられる。

図-22には、実験試験体を対象にして求めた β_{jt} と β_{jb} の値を示す。偏心率0～0.3の範囲では、 β_{jb} による耐力低下は β_{jt} より大きく現れている。

6.4 接合部せん断強度の基準せん断応力度 F_j

既発表論文の中から収集した偏心のないRC造平面柱・梁接合部の実験データ（試験体は文献⁸⁾を参照）およびE00について圧縮強度をパラメータとして得られたFEM解析データに対して、提案 b_j に基づき F_j と σ_B の関係を求めて図-23に示す。実験データでは σ_B が高強度になるほど F_j のばらつきが大きく現れる。解析データに基づき F_j の推定式を回帰分析より求めて式(12)に表す。普通強度コンクリートの構成則に基づいた解析結果であるため、式(12)の適用範囲を 60N/mm^2 以下とする。

$$F_j = 1.69 \times \sigma_B^{0.538} \quad (12)$$

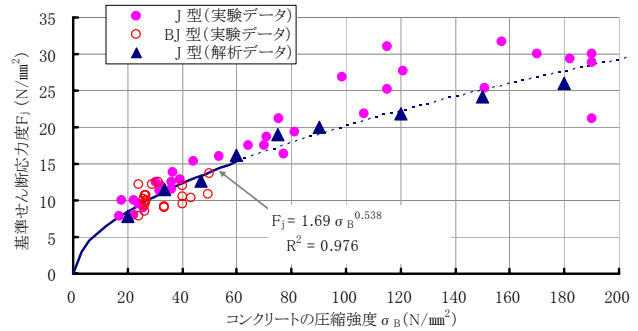


図-23 十字型接合部の F_j — σ_B 関係

7. まとめ

接合部せん断破壊型のRC造平面柱・梁接合部について3次元FEM解析を行い、せん断耐力時の接合部コンクリートの圧壊や有効圧縮強度に関する検討以外に、ストラット方向の応力成分に関する定量的分析を行い、最大耐力時の応力分布に及ぼす接合部梁主筋付着性状の影響や横補強筋量の影響について検討を行い、その成果に基づいて接合部せん断強度推定式の提案を行った。

ただし、高強度材料を用いた場合の接合部せん断強度や接合部せん断強度に及ぼす付着劣化程度の影響、梁幅と柱幅の大きさが固有強度領域に及ぼす影響等は不明なままで、今後の研究課題として挙げられる。

参考文献

- 1) 洪杰, 柏崎隆志, 野口博: 繰返し載荷時のRC造偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する3次元FEM解析, JCI年次論文集, Vol.28, pp.319-324, 2006
- 2) 洪杰, 柏崎隆志, 野口博: 繰返し載荷時の直交部材付きRC偏心柱・梁接合部の耐震性能に関する解析的研究, JCI年次論文集, Vol.30, pp.331-336, 2008
- 3) 石田健吾, 藤井栄, ほか: 鉄筋コンクリート十字型柱・梁接合部の実大実験, JCI年次論文集, Vol.23, No.2, pp.343-348, 2001
- 4) 余勇: 繰返し載荷時のRC部材の3次元有限要素解析プログラムの開発および応用, 千葉大学学位論文, 2005.9
- 5) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, Vol.360/V-3, pp.1-10, 1985.8
- 6) 山田一字, 青柳征夫: ひび割れ面におけるせん断伝達, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, JCI, pp.19-28, 1983.9
- 7) 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
- 8) 洪杰: 3次元FEM解析によるRC造柱梁接合部のせん断強度に関する研究, 千葉大学学位論文
- 9) 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—, 1998.10