

論文 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

洪 杰^{*1}・柏崎 隆志^{*2}・野口 博^{*3}

要旨：柱心と梁心が偏心接合した RC 造柱・梁接合部について正負交番繰返し載荷時の 3 次元 FEM 解析を行った。結果として捩り変形は主に偏心接合部の内部に生じ、これによって接合部の偏心側に大きなせん断変形が生じ、せん断応力が大きくなったと考えられる。偏心接合部については圧縮（最小）主応力、せん断応力共に梁の付いた部分に集中的に生じ、その応力に対する抵抗面積が無偏心の場合より小さくなった。また、偏心および無偏心の両者の接合部コアコンクリートの内部から圧縮破壊現象が見られた。

キーワード：鉄筋コンクリート、柱・梁接合部、偏心、3次元有限要素解析、繰返し載荷

1. はじめに

兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリート (RC) 造中高層建物の柱・梁接合部（以下、接合部）に被害が多く見られ、その原因の一つとして柱と梁の偏心接合の影響が挙げられた。偏心接合の影響に関する既往の実験研究では、梁と柱の偏心接合により生じる捩り応力がせん断応力に累加されることにより、偏心のない場合より接合部の耐力が低下するとの見解が示された¹⁾。

本研究では、3次元有限要素 (FEM) 解析により、繰返し載荷時における偏心柱・梁接合部の耐震性能に及ぼす捩りの影響について検討することを目的とした。3次元 FEM 解析では、多軸応力状態でのコンクリートの力学挙動の表現が可能であり、様々な形をした立体的な構造物における複雑な応力の伝達を把握することができる。本研究では偏心の有無を変数とした実験試験体を対象として 3次元解析のモデル化を行い、梁と柱の偏心接合により生じる捩り変形やせん断変形について検討し、最大耐力時の圧縮主応力の分布や伝達、せん断応力の分布について検討し、さらにコンクリートの破壊状況について検討を行った。

2. 解析対象試験体

本解析では、近藤ら^{1),2)}が実験を行った十字形柱・梁接合部試験体を解析対象試験体とした。試験体は柱幅 400 mm, 梁幅 230 mm に対し、梁を柱の側面に揃えて柱心と梁心の偏心距離を 85 mm とした E85 と偏心なしの E00 の 2 体とした。2 体共に階高が 2000 mm で梁スパンが 2600 mm の中高層 RC 造建物の外周構面 1 階中柱を想定して、接合部せん断破壊型として設計された。柱および梁断面は両試験体共に 400 mm × 500 mm, 230 mm × 500 mm である。試験体諸元を表 1 に、コンクリートと鉄筋の材料特性を表 2, 表 3 に、梁および柱の断面詳細を図 1 に示す。

表 1 試験体諸元

		E00	E085
柱	$b_c \times D_c$ [mm]	400 × 500	
	有効せい d_c [mm]	450	
	$n-\phi$ (cP_t [%])	5-D19(0.72)	
	帯筋 $n-\phi$ -@(cP_w [%])	2-D10@100(0.36)	
梁	$b_b \times D_b$ [mm]	230 × 500	
	有効せい d_b [mm]	420	
	$n-\phi$ (bP_t [%])	6-D19(1.78)	
	あばら筋 $n-\phi$ -@(cP_w [%])	2-D10@100(1.24)	
形状	階高 H[mm]	2000	
	スパン L[mm]	2600	
	軸方向応力度 σ_c [N/mm ²]	6.01	5.65
柱心と梁心の偏心距離 e[mm]		0	85
偏心率 e_1		0	0.213

*1 千葉大学大学院 自然科学研究科 博士後期課程 工修 (正会員)

*2 千葉大学 工学部デザイン工学科 (建築系) 助手 工修 (正会員)

*3 千葉大学 工学部デザイン工学科 (建築系) 教授 工博 (正会員)

表 2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度	ヤング係数
	(N/mm ²)	
E00	24.0	16600
E85	23.0	16900

表 3 鉄筋の材料特性

鋼種	呼び径	降伏点強度	引張強度	伸び率
		(N/mm ²)		(%)
SD295A	D10	358	475	20.1
SD345A	D19	384	553	16.7

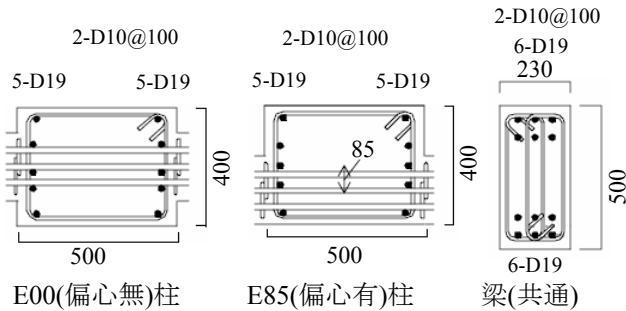


図 1 柱および梁の断面詳細

3. 解析方法

解析は汎用プログラム DIANA ver.9.1³⁾を用いて行った。以下に解析モデルの概要を示す。

3.1 材料モデル

(1) コンクリート

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、構成則には直交異方性垂弾性モデルを用いた。等価 1 軸応力-ひずみ関係を図 2 に示す。圧縮域は Thorenfeldt により提案された曲線⁴⁾を用いた。破壊基準は 4 パラメータ Hsieh-Ting-Chen 破壊曲面⁵⁾を用いた。ひび割れは固定ひび割れモデルを用い、引張強度に達し、ひび割れた後の引張軟化はひび割れ幅による破壊エネルギーに基づいた Hordijk のモデル⁶⁾を用いた。ひび割れによる圧縮強度の低減は Vecchio and Collins のモデル⁷⁾を用い、ひび割れ面

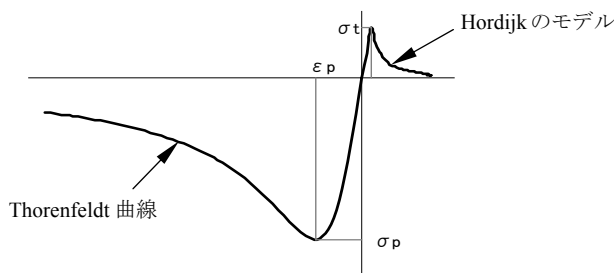


図 2 コンクリートの応力-ひずみ関係

でのせん断剛性はせん断剛性低下率 $\beta=0.1$ により求めた。圧縮強度、ヤング係数は実験結果に従った。

(2) 鉄筋

鉄筋には軸方向剛性のみを考慮した線材要素を用いた。応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで、ヤング係数、降伏強度には引張試験結果に従った。降伏以後の剛性は初期剛性の 1/100 と仮定した。

(3) 付着

鉄筋とコンクリート間は完全付着と仮定した。

3.2 要素分割および境界条件

要素分割、配筋および境界条件を図 3 に示す。本解析では実験と同じ補強筋比となるように、左右コンクリート要素の中心距離を補強筋間隔として、補強筋の断面積を求めた。加力は実験と同じく、荷重制御で柱軸応力 $\sigma_c=5.88\text{N/mm}^2$ を加えた後、層間変形角 1/200, 1/100, 1/50 でそれぞれ 3 回、1/25 で 1 回の正負交番繰り返し載荷を変位制御で行った。実験では両梁端および柱頭・柱脚を曲げおよび振りに対してピン支持としたため、解析でも同様の境界条件を与えるように、柱上下端は一節点上をピン支持、両梁端も一節点載荷とした。梁端および柱端のコンクリート要素には破壊が生じないようにヤング係数を大きくし、変形は弾性範囲内とした。

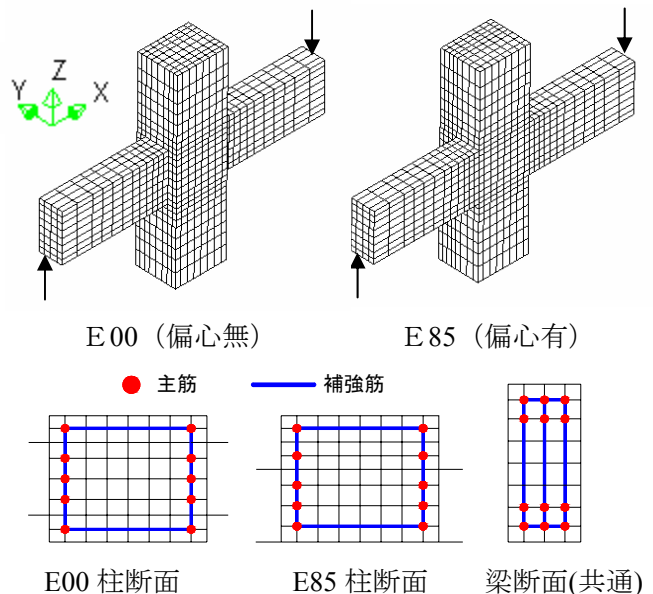


図 3 試験体の要素分割および境界条件

4. 解析結果

4.1 層せん断力－層間変形角関係

E00 と E85 の層せん断力－層間変形角の履歴曲線の包絡線をそれぞれ図 4、図 5 に示す。図 6、図 7 には実験および解析同士の繰り返し载荷第 1 サイクル時における包絡線の比較を示す。層せん断力は E00 のせん断耐力により無次元化した。E00 および E85 共に正側で繰り返し载荷第 1 サイクル時の解析結果の包絡線は実験結果と良好な対応を示す。初期剛性は、コンクリートと鉄筋間を完全付着と仮定したため、実験より若干高い値となった。繰り返し载荷第 2 サイクルおよび第 3 サイクル時において、実験では繰り返し载荷により耐力が低下し、さらに層間変形角の増大に従ってその現象が顕著となるが、解析では繰り返し载荷による耐力低下が生じるものの、その程度が小さい。これは、解析では分布ひび割れモデルを用いたため、繰り返し荷重を受けるコンクリートにひび割れが局所的に生じ、急に進展しながら伴う耐力低下を正確に表現することが困難であるためと思われる。図 7 の解析結果は、図 6 に示す実験結果と同じく、梁の偏心接合による耐力低下を示している。両試験体共に層間変形角 1/50 で最大耐力に達している。E00 の耐力を基準とした E85 の最大耐力は、実験では 0.93、解析では 0.91 となり、約 1 割の偏心接合による耐力低下を示した。これは次節から述べるように、偏心接合部の捩り変形によるせん断応力の増加や圧縮に対する抵抗面積が小さくなるなどの原因が考えられる。

4.2 圧縮（最小）主応力分布

最大耐力時（層間変形角 1/50）の接合部内部の梁中心位置における縦方向（図 8 の Y 面）での圧縮主応力の分布とベクトルを図 9、図 10 に、水平方向（図 8 の Z 面）における応力度の分布を図 11 に示す。図 10 では、接合部パネル内では偏心による圧縮主応力の伝達方向の変化が見られず、E00、E85 共に左上から右下の方向へ、接合部パネル面と平行を保ちながら圧縮主応力が伝達され、対角線方向の圧縮ストラットが形成

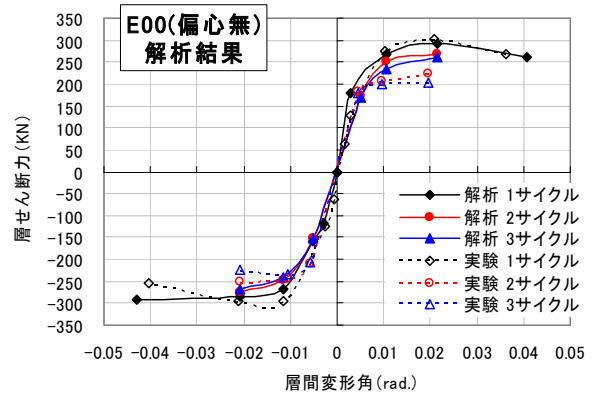


図 4 E00 の層せん断力－層間変形角関係

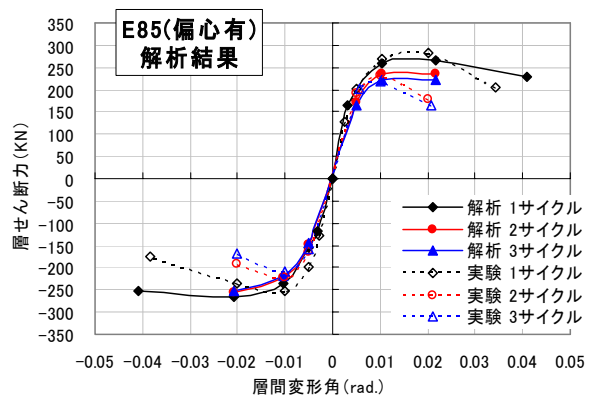


図 5 E85 の層せん断力－層間変形角関係

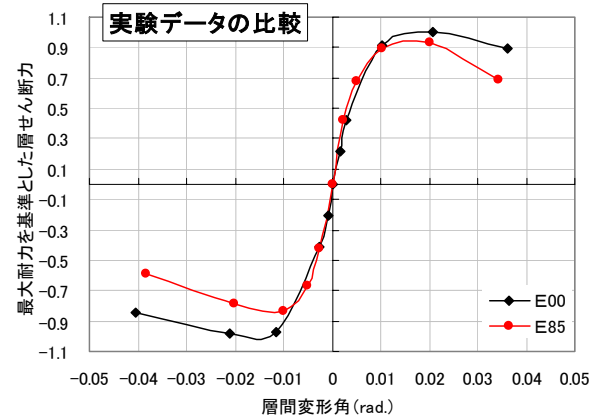


図 6 層せん断力－層間変形角関係（実験）

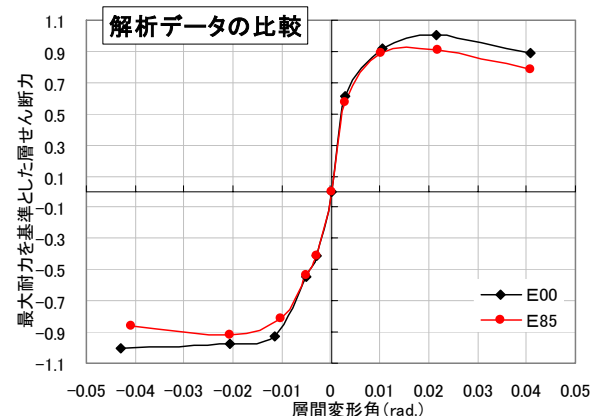


図 7 層せん断力－層間変形角関係（解析）

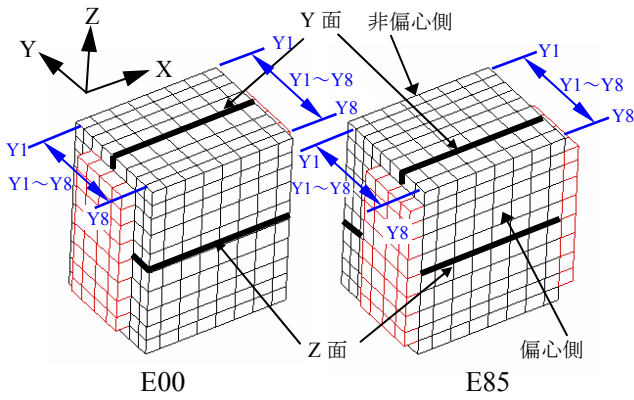


図8 接合部切断面

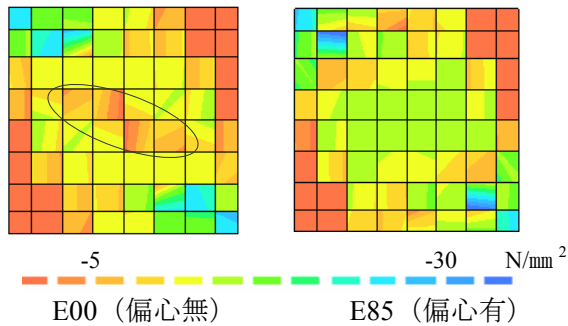


図9 縦方向(Y面)の圧縮主応力の分布(1/50)

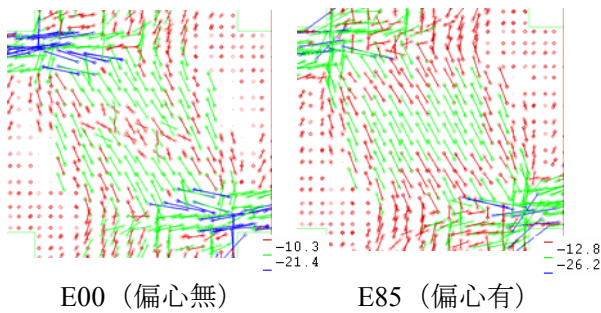


図10 圧縮主応力(Y面)のベクトル(1/50)

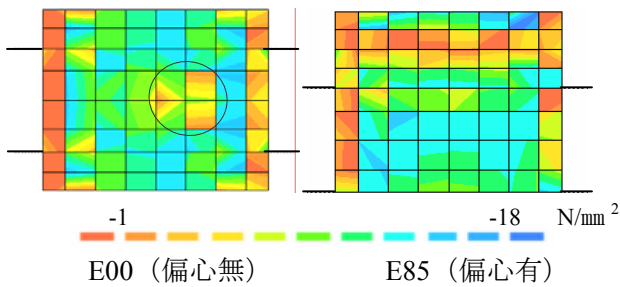


図11 水平方向(Z面)の圧縮主応力分布(1/50)

されている。図9, 図10では、左上部あるいは右下部の圧縮主応力は小さい幅内に高応力度で分布し、接合部の中心に移りながら圧縮主応力に抵抗する有効幅が次第に大きくなっている。また図10で示す左上, 右下の圧縮域では、柱から幅の広い範囲にわたって圧縮主応力が接合部内部に伝達されるのに対して、梁は圧縮域の幅

が狭く、それに従って梁危険断面の応力中心間距離も大きくなっている。E00の接合部内コアコンクリートでは、圧縮ストラットの中央(図9, 図11の○で囲んだ部分)に応力の小さい領域が現れるが、これは図18の破壊状況からも分かるようにコンクリート要素が圧壊したためである。

水平方向においては、図11に示すようにE00では柱幅のほぼ全域にわたって圧縮応力に抵抗するのに対して、偏心有のE85では梁が付いている部分に集中し、梁心部位で大きくなるが、梁心を境に両側へ広がるに従って小さくなる傾向を示し、非偏心側では小さい応力状態となっている。すなわち、偏心接合の場合、柱・梁接合部内における圧縮主応力の伝達は主には梁幅の範囲で、圧縮に対する抵抗面積が偏心無の場合よりは小さくなっている。これはE85の耐力がE00より低下する原因の一つと思われる。

4.3 偏心接合部の振り変形

E00では振り変形が見られないのに対してE85では振り変形が生じた。図12にはE85の接合部断面における最大耐力時の変形を、図13に

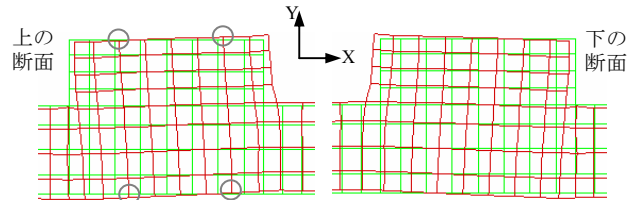


図12 E85接合部断面の振り変形(10倍)

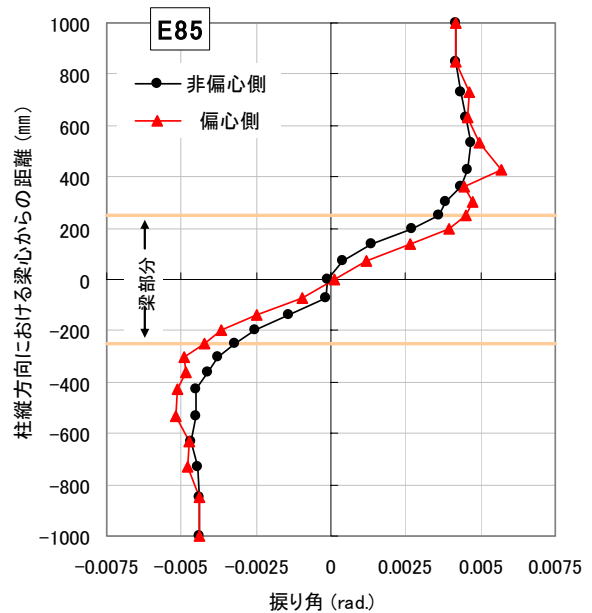


図13 柱縦方向における振り角(1/50)

は柱の縦方向における振り角の変化を示す。図 12 では、せん断変形による X 方向変位と同時に振りによって Y 方向への変位が生じることがわかる。そこで、○部分の節点の Y 方向における変位により偏心側および非偏心側の柱面における振り角を計算して図 13 に示した。接合部パネルでは振り角の変化がほぼ線形的に増加し、接合部以外の柱部分では振り角の増加が見られない。これは、振り変形はほとんど接合部内部で生じ、接合部以外の柱面では振りによる変形がほとんど生じていないことを示す。接合部の偏心側の振り角は非偏心側より大きくなっている。偏心接合部の振りモーメントは主に梁せいの範囲内にはさまれた接合部内に集中的に生じることを示し、それにより生じる振り応力が接合部のせん断応力に付加され、偏心接合部の耐力低下の原因の一つになると考えられる。

4.4 せん断変形角分布

最大耐力時の接合部の幅方向におけるせん断変形角の分布を図 14 に示す。E00 は梁が付いている部分の変形が梁の付いていない部分の変形とわずかな差があるのに対して、E85 は非偏心側のせん断変形角が大きく、ほぼ一定の勾配で非偏心側に向かって小さくなっている。偏心側のせん断変形は非偏心側より 2 倍以上となり、偏心側からせん断破壊が先行することが考えられる。偏心側から非偏心側にわたって生じるせん断変形の変化は、振り変形の影響によるものと考え、偏心面および非偏心面の振り率の平均値

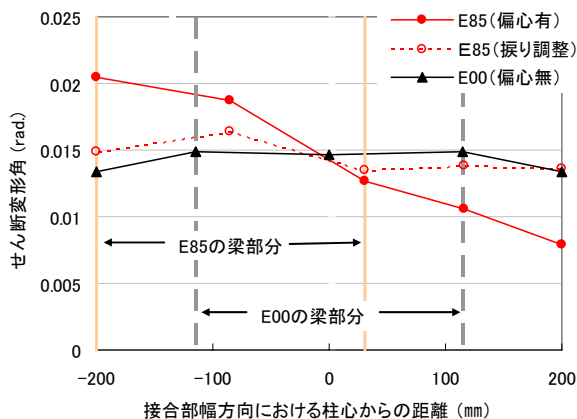


図 14 接合部幅方向のせん断変形角分布 (1/50)

を用いてせん断変形角を補正して図 14 の破線で示した。補正後のせん断変形角は E00 との差が小さくなり、せん断変形は、振り変形の影響によるという考えの妥当性を示している。

4.5 せん断応力分布

図 15 と図 16 に最大耐力時の接合部内部の梁中心位置における水平 (Z 面) 及び縦方向 (Y 面) のせん断応力 (X 方向成分) の分布を示す。E00 と E85 のせん断応力度は、図 9 と図 11 に示す圧縮主応力度の分布形状と同様な傾向を示している。E00 試験体は圧縮主応力分布の場合と同様にコンクリートの圧壊により、せん断応力の小さい領域 (○で囲まれた部分) が現れる。また、せん断応力は、縦方向、水平方向共に接合部の中心位置から広い範囲にわたって高応力度と

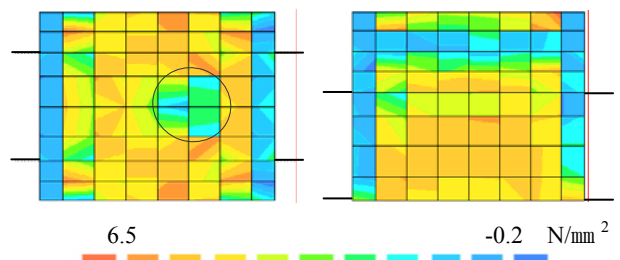


図 15 水平方向 (Z 面) のせん断応力 τ_{zx} 分布 (1/50)

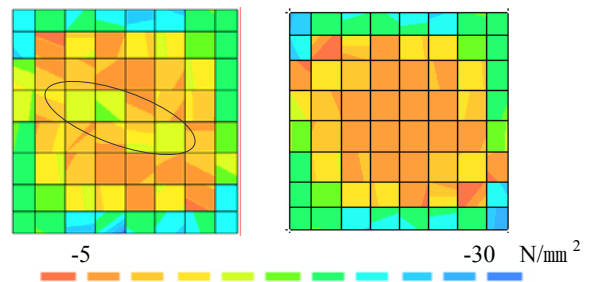


図 16 縦方向 (Y 面) のせん断応力 τ_{yx} 分布 (1/50)

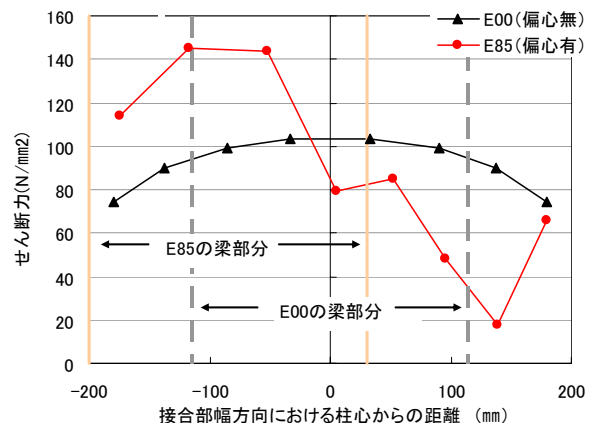


図 17 接合部幅方向 (Z 面) のせん断力分布 (1/50)

なっている。図 15 で示すように柱せいの方向において、E00、E85 共に両接合部端部の要素のせん断応力が急にゼロに近い値となっている。柱幅方向においては、E00 は圧壊要素以外は全域にわたってせん断応力がほぼ均等に対称に分布した。E85 は圧縮主応力の場合と同じく、梁の付いた部分に集中的に分布し、柱心位置での幅方向では最大値が 5.6N/mm^2 で、梁が付いていない非偏心側の外側要素より 2.0N/mm^2 高くなっている。

図 15 に示す水平方向のせん断応力を各行要素ごとに積分して求め、図 17 にその各行における負担せん断力の分布を示す。両試験体共に梁のついている部分で負担するせん断力の割合が大きくなっている。E00 は左右対称となるに対して E85 は偏心側にせん断力が集中している。

4.6 接合部の破壊性状

最大耐力時 (1/50) と最大変形時 (1/25) において、圧縮応力を負担できないと思われる圧壊コンクリートの領域を図 18 に水色で示す。E00 では破壊が梁心を境に対称であるため Y1~Y4 を示す。E00 は最大耐力時に接合部中心部位に圧壊が生じ、変形の増加に伴って外側へ破壊域が広がり、最大変形時にはほぼ全域にわたり圧壊した。E85 では偏心側のコンクリートから圧壊が始まり、最大変形時には偏心側の梁が付いている部分のコンクリートがほぼ全域にわたって圧壊するが、非偏心側へ移るにしたがって圧壊域の面積が小さくなっている。実験では最大変形時に接合部の対角方向に集中的に剥落が生じた。

5. まとめ

偏心接合の柱・梁接合部について 3 次元 FEM 解析を行い、次の結果を得た。

- (1) 振り変形は主に偏心接合部の内部に生じ、これによって偏心側に大きなせん断変形が生じ、せん断応力が大きくなったと考えられる。
- (2) 偏心接合部は圧縮主応力、せん断応力共に梁の付いた部分に集中的に生じ、その応力に対する抵抗面積が無偏心の場合より小さくなる。
- (3) 偏心有り及び偏心無しの場合の接合部コア

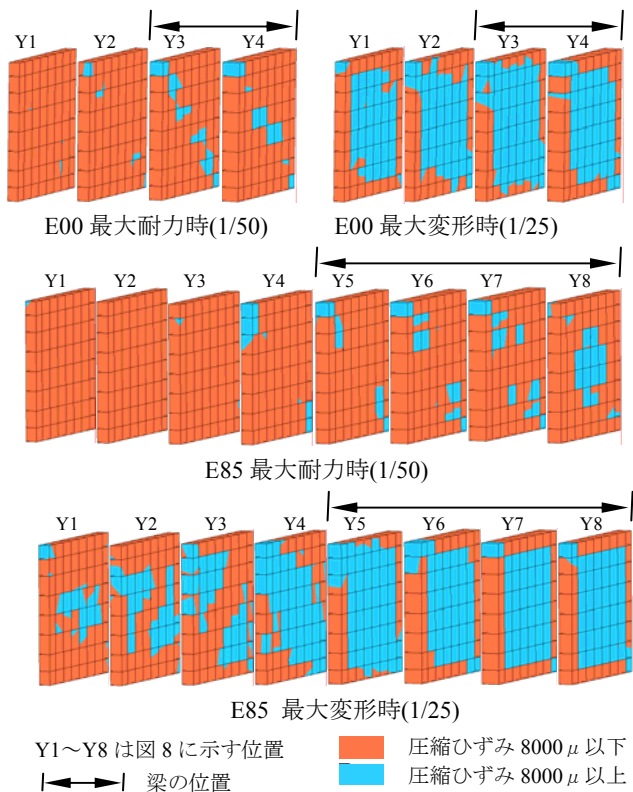


図 18 コンクリートの破壊状況

コンクリートの内部に圧縮破壊現象が見られた。

謝辞

本研究を行うにあたり、貴重な実験データを提供して頂いた工学院大学の広沢雅也名誉教授、近藤龍哉助教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 近藤龍哉, 広沢雅也, ほか: RC 造偏心柱梁接合部のせん断及び振り変形と応力に関する実験的研究, JCI 年次論文集, Vol.24, No.2, pp.367-372, 2002
- 2) 黒澤亮太郎, 近藤龍哉, 佐藤学, 広沢雅也: RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究, JCI 年次論文集, Vol. 24, No.2, pp.361-366, 2002
- 3) TNO DIANA: DIANA Finite Element Analysis User's Manual Release 9, 2005
- 4) Thorenfeldt, E., et al.: Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Applications in Design, In proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete, (Stavanger, Norway), 1987
- 5) Han, D. J. and Chen, W. F.: Constitutive Modeling in Analysis of Concrete Structures, Journal of Eng. Mechanics, Vol.113, No.4, pp.577-593, April.1987
- 6) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete, J. Str. ASCE 119, pp.3590-3610. Dec.1993