

論文 梁が偏心した柱 RC 梁 S 構造柱梁接合部の三次元有限要素法解析

森 実鈴*1・田部井 優輝*1・北野 敦則*2・馬場 望*3

要旨: 鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁構造の柱梁接合部において、鉄骨梁の偏心が接合部耐力に対してどのような影響を与えるかを三次元有限要素法解析によって検討すべく、長濱らが実施した梁貫通形式ふさぎ板タイプの加力実験試験体を用いてコンクリート-鋼板間の付着応力を中心とした構成則の検討を重ねた。荷重変形関係と破壊性状、および応力伝達状況の比較から決定した構成則の適否および鉄骨梁の偏心が柱梁接合部に与える影響を検討し、概ね実験結果を評価できる結果を得られたと共に梁偏心側へ応力が集中することを明らかとした。

キーワード: 有限要素法解析, RCS 構造, 柱梁接合部, 偏心接合部

1. はじめに

2021年に日本建築学会より「鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針」¹⁾(以下、RCS指針)の初版本が刊行された。これは柱に鉄筋コンクリート(RC)造、梁に鉄骨(S)造を用いた構造(以下、RCS構造)の設計指針で、これまで設計者が独自の手法により設計していたが、本設計指針によりRCS構造の一般的な設計法が提示されたことで適正な設計・施工法の普及が図られている。一方、その本文・解説に規定されず、付録による研究事例の紹介にとどまっている課題のひとつとして、S梁の材軸をRC柱芯に対して平面的に偏心させた柱梁接合部(以下、偏心接合部)の終局耐力の評価があげられる。そのため、長濱らによってS梁の偏心が柱梁接合部の終局耐力に及ぼす影響が実験的に検討され、RCS指針に提示されるS梁の偏心のない柱梁接合部(以下、標準接合部)の終局耐力設計式に基づいて、偏心接合部の終局耐力算定法が提案された²⁾。そこで本研究では、長濱らの実験を参考に、コンクリート-鋼板間の付着応力を中心とした構成則を検討し、決定した構成則による三次元有限要素法解析の再現性および鉄骨梁の偏心が柱梁接合部に与える影響に関して検討した。

2. 解析対象試験体概要

2.1 試験体諸元

解析対象試験体は長濱らが加力実験を実施した梁貫通形式ふさぎ板タイプの試験体の内、標準接合部を有するCP-2試験体および偏心接合部を有するeCP-2試験体の計2体とする。表-1に試験体諸元を、表-2に試験体に用いた材料の物性値を示す。

2.2 解析対象試験体

図-1および図-2にふさぎ板タイプの試験体概要お

表-1 試験体概要

試験体名	CP-2	eCP-2
柱断面(せい×幅)	350×350	
加力梁断面	250×85×9×25	
直交梁断面	250×100×6×12	
柱主筋	12-S8@60	
ふさぎ板厚	3.2mm	
偏心距離	0mm	70mm
崩壊形	柱梁接合部せん断降伏後の支圧破壊	

表-2 材料物性値

使用材料			降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
加力梁フランジ	SM490	PL-25	350	515	211
直交梁フランジ		PL-12	366	535	214
加力梁ウェブ 支圧板		PL-9	394	562	215
直交梁ウェブ		PL-6	372	525	207
接合部 ウェブパネル	SS400	PL-6	316	429	207
ふさぎ板		PL-3.2	274	426	202
主筋	SD345	D16	403	599	196
使用材料			圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
コンクリート	CP-2		36.8	3.22	21.0
	eCP-2		38.0	3.04	24.1

*1 前橋工科大学大学院 博士前期課程 (学生会員)

*2 前橋工科大学 工学部環境・デザイン領域 教授 博士(工学) (正会員)

*3 大阪工業大学 工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)

よび各試験体の柱梁接合部詳細図を示す。

2.3 加力方法および加力制御

図-3 に加力装置概要およびエンドプレートと補助梁断面を示す。RC 柱に一定軸力(軸力比 0.18, 軸力 812kN)を負荷した後, S 梁両端に正負繰り返し強制変位を与えた。

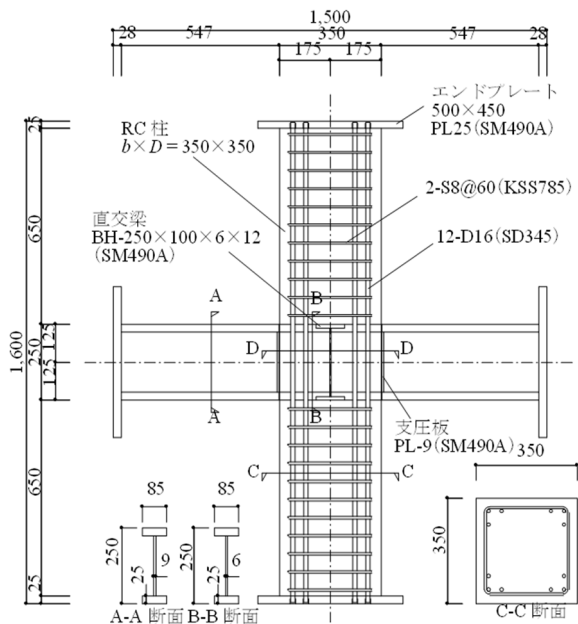


図-1 ふさぎ板タイプ試験体概要

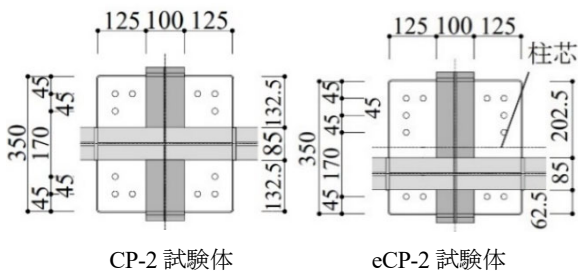


図-2 柱梁接合部詳細図

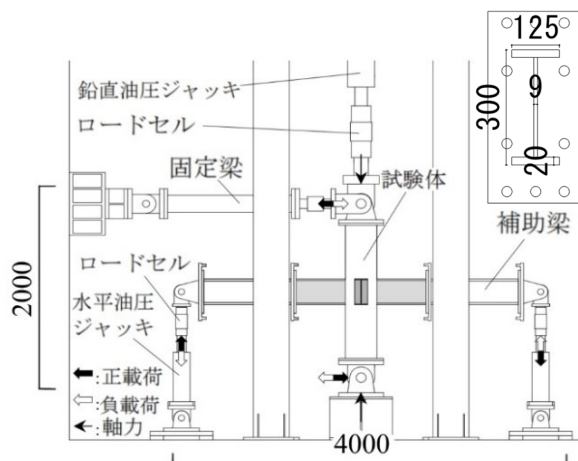


図-3 加力装置概要

3. 解析概要

3.1 解析手法とモデル化

本解析では有限要素解析プログラムとして FINAL を使用した。図-4 に要素分割図を示す。CP-2 試験体の解析モデルは対称性を考慮し, 加力軸を対称軸としたハーフモデルとした。コンクリートは六面体要素, 鋼板はフランジ, ウェブ, ふさぎ板, 支圧板すべてを四辺形要素でモデル化し, 面外曲げ特性を考慮した積層シェル要素とした。柱主筋は線材要素, せん断補強筋は埋め込み鉄筋要素とし, 接合部を除く柱全体に一樣に分散させてモデル化した。補助梁と加力梁はエンドプレートを介し, 高力ボルト接合であることから, 解析モデルでは剛接合とした。コンクリート-鋼材間の付着は, 接合要素としてコンクリート-鉄筋間を LINE 要素, コンクリート-鋼板間を FILM 要素によってモデル化を行った。節点の拘束条件は, 実際の加力装置において端部は一方方向ピンにより支持されているため, 柱加力装置外端面の節点を X 方向・Y 方向共に並進拘束とし, 梁加力装置外端面の節点を Y 方向並進拘束とした。加えて, ハーフモデルとした試験体の対称軸に位置する節点はすべて Y 方向並進拘束とした。材料物性値は表-2 に示した各種材料実験により得られた数値を用いて解析を行った。解析における加力は, 実験時と同様の加力状態となるよう, 柱加力装置外端面に位置する要素面に分布荷重として軸力を導入後, 梁加力装置外端面の中心節点に強制変位を与えた。

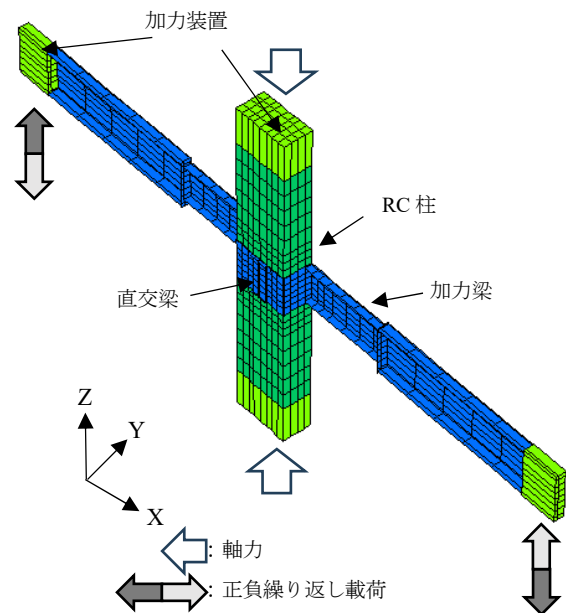


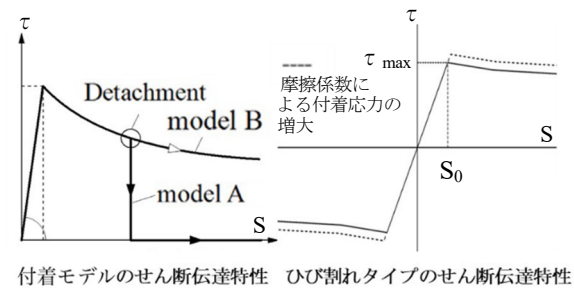
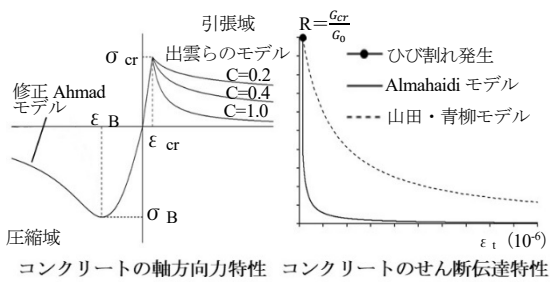
図-4 要素分割図

3.2 構成則

図-5 および図-6 に解析に用いた各種構成則および接合部内コンクリート要素詳細図を示す。コンクリート

の圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル³⁾によりモデル化した。引張域は接合部内内部要素(梁フランジ幅内のコンクリート)がフランジやふさぎ板により強い拘束状態にあるものと考え、内部要素は出雲らのテンションスティフィニング特性⁴⁾係数を 0.2, その他コンクリートは 0.4 とした。コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性は、接合部内コンクリートは鋼材に拘束されていることを考慮し、ひび割れ後のせん断剛性低下が緩やかな山田・青柳のモデル⁵⁾を用い、その他コンクリートはひび割れ後のせん断剛性低下が急激な Almahaidi モデル⁶⁾を用いた。コンクリートの三軸圧縮状態における破壊条件は、William-Warke の 5 パラメーターモデル³⁾に大沼らの実験係数を適用したものとした。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを使用した。

付着モデルについては、コンクリート-鉄筋間の付着応力-すべり関係を Elmorsi らのモデルにより表した(model B)。このモデルは RC 柱梁接合部の鉄筋の付着



σ_{cr}: ひび割れ発生応力 ε_{cr}: ひび割れ発生ひずみ σ_B: 圧縮強度
 ε_B: 圧縮強度時のひずみ C: 出雲らのモデルにおける係数
 G_{cr}: ひび割れ後のせん断剛性 G₀: コンクリートの弾性せん断剛性
 ε_t: ひび割れを含む引張平均ひずみ τ: 付着応力 S: すべり量
 τ_{max}: 最大付着応力 S₀: 最大付着応力時すべり量

図-5 構成則

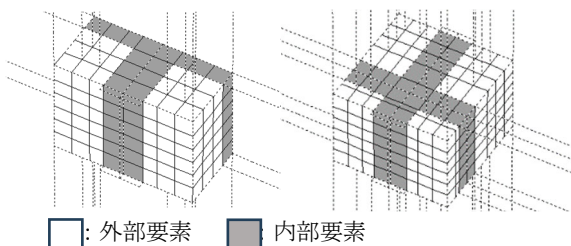


図-6 接合部内詳細

特性を表すモデルとして提案されたものだが、繰返し応力下における挙動をモデル化しており、本研究においても適したものであると判断した。コンクリート-鋼板間ではひび割れタイプを用いた(model A)。ひび割れタイプは、接合要素の垂直方向には十分に大きな剛性を持ち、引張応力がひび割れ判定引張強度に達すると接合が解かれ、剥離以降は応力伝達が行われないモデルである。本解析では、ひび割れ判定引張強度を剥離強度とすることで鋼板とコンクリートとの剥離を表した。せん断伝達特性は、最大付着応力点までは線形とし、以降はすべり量の増大に伴い応力が徐々に減衰するモデルである。なお、摩擦係数を 0.4 とし摩擦による付着応力の増大を考慮している⁷⁾。

3.3 最大付着応力の検討

CP-2 試験体を用いて、コンクリート-鋼板間の最大付着応力の検討を行った。最大付着応力は日本建築学会「合成構造の設計 学びやすい構造設計」⁸⁾、中林ら⁹⁾および上原ら¹⁰⁾の研究を参考に検討した。表-3および図-7に検討内容および解析結果(荷重変形関係)を、表-4に R=1%rad.時の実験と解析の剛性を示す。図-7の荷重変形関係は、縦軸が柱せん断力 Q_C (kN)、横軸が層間変形角 R (%rad.) である。いずれも場合も初期剛性が非常に大きく、実験との差異が大きくなる結果となった。最大付着応力が最も大きい①は耐力が R=3%rad.付近で急激に低下した。破壊性状をみると加力梁・直交梁フランジ周辺のコンクリートが局所的に壊れていることを確認した。以上より、①~⑤はいずれも不相当であると判断した。SRC 造は繰返し応力下でコンクリート-鉄骨間の付着は早期に失われ、それでも部材の曲げ耐力は一般化累加強度式で求められる耐力まで達することから、コンクリート-鋼板間の付着力を期待しないとしている⁸⁾。このことから、ひび割れ面のせん断伝達を考慮しながら付着応力をほぼなしとするため、最大付着応力 τ_{max}=0.000001 とし、FINAL において取り得る最小の値を用いて解析を行った。荷重変形関係を次章図-8に示す。耐力が急激に低下することなく解析が進み、局所

表-3 検討した最大付着応力度

	ふさぎ板	フランジ	フランジ	番号
	ウェブ	(上)	(下)	
最大付着応力度 (N/mm ²)	0.09σ _B			①
	0.09σ _B	0.04σ _B		②
	0.09σ _B	0.07σ _B	なし	③
	0.11σ _B	なし		④
	1.14√0.098σ _B			⑤

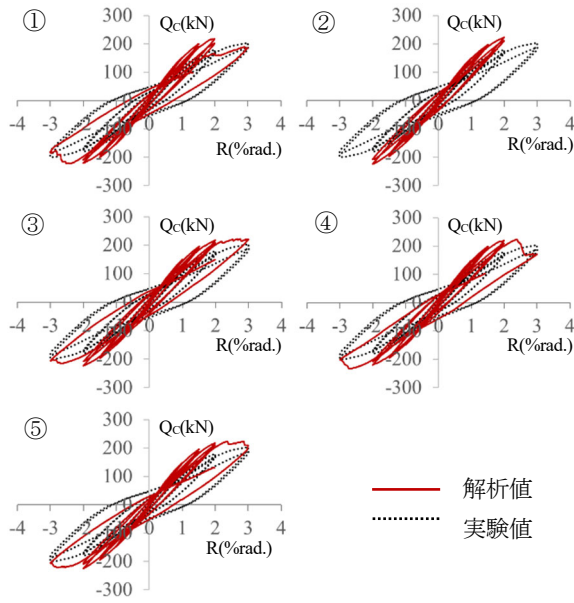


図-7 最大付着応力検討結果

表-4 R=1%rad. 時の剛性

モデル名	実験	①	②	③	④	⑤
R=1%rad. 時の剛性 (kN/mm)	5.93	7.58	7.51	7.50	7.44	7.40

的な破壊等もなく、安定した荷重-変形関係を描いたことから、最大付着応力を小さくした方が急激な耐力劣化が起きず、実験値との整合性がよくなると判断し、本研究では $\tau_{max}=0.000001$ を採用し、鋼板とコンクリート間のせん断伝達は摩擦応力のみ作用する構成則とした。これは既往の研究¹¹⁾においても同様な知見が得られている。

4. 解析結果

4.1 荷重変形関係

図-8 に 3 章で検討した物性値と構成則を用いた解析の荷重変形関係を示す。縦軸に柱せん断力 (kN)、横軸に層間変形角 R (%rad.) を示す。実験では R=5%rad. まで加力を行っているが、解析では R=3%rad. 以降は解析が進まない試験体もあるため、R=3%rad. までで実験値と比較することとした。

表-5 に解析値最大耐力と実験値最大耐力の比較を示す。最大耐力に関して、どちらの試験体も実験結果を良好に再現している。図-8 の荷重変形関係を見ると実験の最大耐力は R=3%rad. で迎えているのに対し、解析の最大耐力は R=2%rad. で迎えているが、解析結果は実験結果を概ね評価できていると考えられる。

4.2 破壊性状および応力伝達状況の比較

図-9 に CP-2 試験体および eCP-2 試験体の層間変形角 3%rad. 時の破壊性状と実験の破壊性状との比較を示

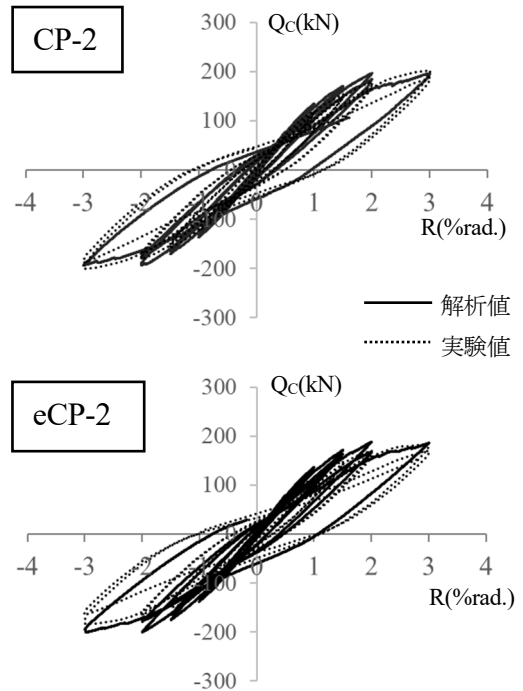


図-8 荷重変形関係

表-5 最大耐力比較

	CP-2	eCP-2
実験値	203kN	184kN
解析値	197kN	188kN

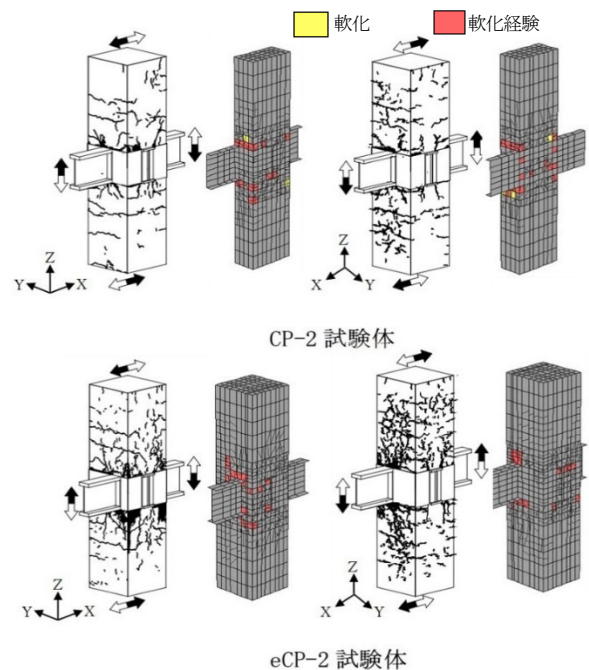


図-9 破壊性状の比較 (3%rad. 時)

す。図-9 より、eCP-2 試験体のひび割れ・軟化は梁偏心側に偏っていることがわかる。また、解析においても支圧破壊が確認でき、実験の破壊モードを再現できている

といえる。図-10にeCP-2試験体のX-Y方向の最小主応力図とひび割れ図の比較を示す。応力スケールは圧縮力の集中状況わかりやすくするため、統一していない。変形量が大きくなるにつれて圧縮力が局所的に集中しており、軟化した要素が圧縮力を負担しなくなっていく様子が確認できる。解析の最大荷重がR=2%rad.で迎えたのはコンクリートの軟化ひび割れによるものであると考えられる。

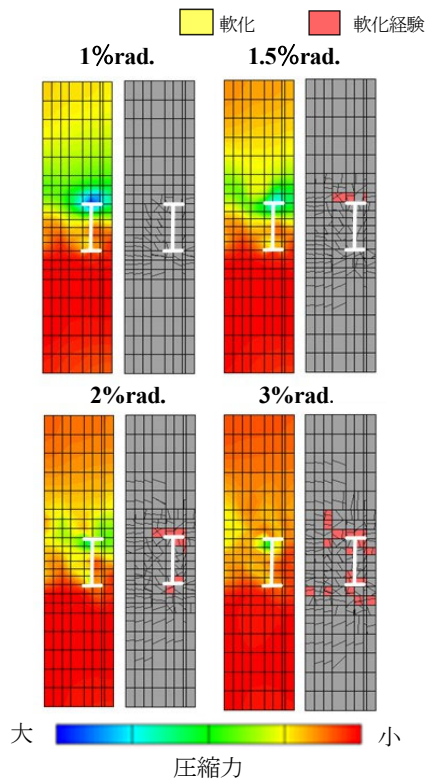


図-10 最小主応力とひび割れ図の比較

図-11にeCP-2試験体のふさぎ板の変形図を示す。R=3%rad.時の変形図であり、倍率を50倍とした。図手前のふさぎ板が梁偏心反対側のふさぎ板、奥のふさぎ板が梁偏心側のふさぎ板である。梁偏心側のふさぎ板が反対側のふさぎ板と比べ大きくねじれて変形していることが確認でき、偏心側に応力が集中している様子が確認できる。

図-13にeCP-2試験体の最小主応力図を示す。図-10同様、応力スケールは圧縮力の集中状況わかりやすくするため統一していない。なお、前述の通り、R=3%rad.時には一部コンクリートが軟化し圧縮力を負担していないことから、R=3%rad.における応力図は判断材料としないものとする。最小主応力の切断面は図-12に示す1~4であり、切断面を上から見た図とした。最小主応力図より、梁偏心側コンクリート要素は強い圧縮力を概ね一様に負担していることが確認でき、ひび割れ図からも、ひび割れ・軟化したコンクリート要素が偏心側に偏ってい

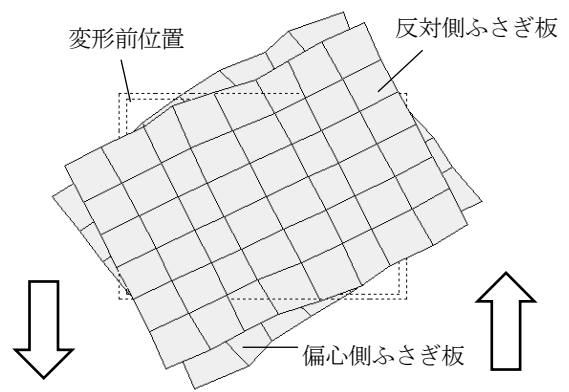


図-11 ふさぎ板の変形図 (R=3%rad.時・倍率50倍)

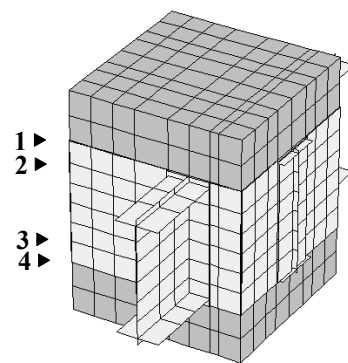


図-12 最小主応力図切断面

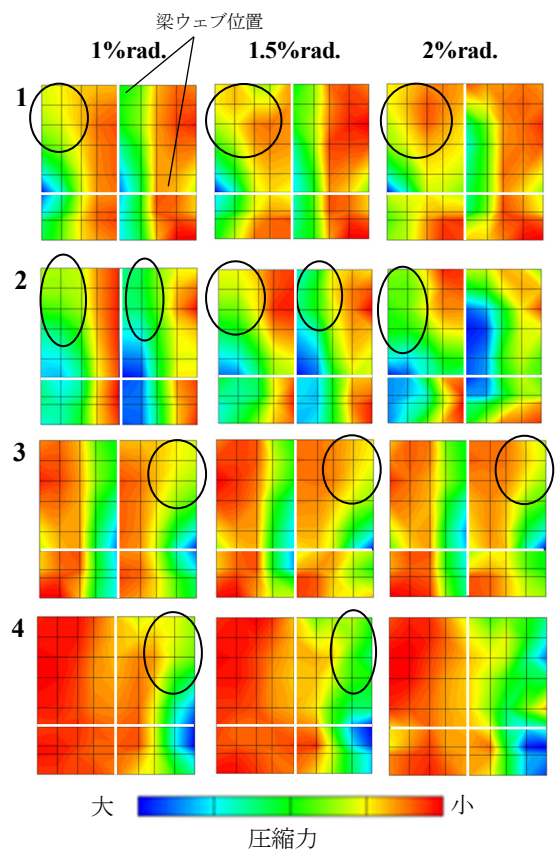
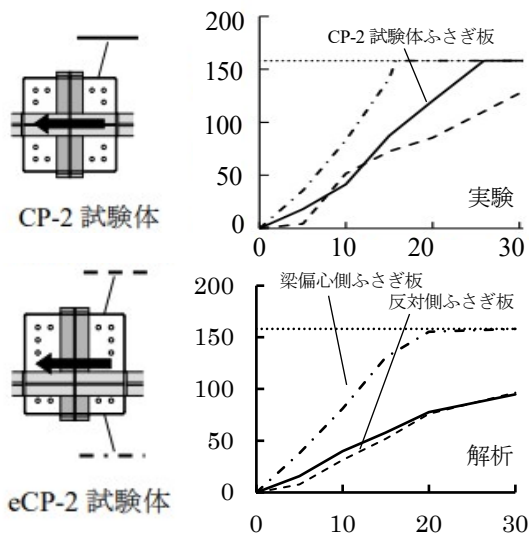


図-13 最小主応力図

ることがわかる。一方で、反対側コンクリート要素の負担圧縮力は、加力梁から離れるにつれて小さくなっている（○をつけた部分など）。特に、層間変形角の小さい場合に顕著に確認でき、コンクリートのひび割れ・軟化が進むことにより応力の負担範囲が広がることがわかる。以上より、S 梁が偏心することにより梁偏心側のコンクリート圧縮負担面積が小さくなり、応力が集中したことがわかる。梁の偏心による耐力低下は実験では 10%であったのに対し、解析では 5%ほどにとどまったが、壁柱の様に、更に偏心量が大きくなる場合は、偏心側への応力集中が予想され、設計時に留意が必要であると考えられる。

4.3 平均せん断応力度

図-14 にふさぎ板の平均せん断応力度の実験結果および解析結果を示す。ここで平均せん断応力度は、長濱らの研究にならい、実験時のゲージ位置に相当する要素のせん断ひずみ度の平均値とした。解析の結果、実験と同様に梁偏心側ふさぎ板の負担せん断力は反対側ふさぎ板の負担せん断力と比べ明らかに大きいものとなった。しかし、標準試験体のふさぎ板の負担せん断力が実験結果と比べ小さく出ており、ここに本解析では CP-2 試験体と eCP-2 試験体の最大荷重に大きな差異がなかった理由があると考えられる。この点については今後の検討課題である。



縦軸：平均せん断応力度 (N/mm²) / 横軸：層間変形角 (×10³rad.)

図-14 ふさぎ板の平均せん断応力度

5. まとめ

長濱らの研究の実験データを参考に、三次元有限要素法解析による再現性および荷重変形関係と破壊性状、応力伝達について検討を行うことを目的とし、解析を行い以下の知見を得た。

- (1) 長濱らによる梁貫通形式ふさぎ板タイプの試験体に対し FEM 解析を行った結果、解析値は概ね実験値を評価できる結果が得られた。
- (2) 解析の最小主応力図より、S 梁の偏心により梁偏心側コンクリートに応力が集中し、反対側コンクリートの負担応力が小さくなるという結果が得られた。
- (3) 本解析結果では偏心による耐力低下は小さくなる結果となったが、各応力図には偏心の影響が顕著に見られた。壁柱の場合など更に偏心量が大きくなる場合には、偏心側への応力集中が予測され、設計時に留意が必要である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021.2
- 2) 長濱聖実，田村真吾，馬場望：鉄骨梁が鉄筋コンクリート柱に偏心して結合される柱梁接合部の終局耐力の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.45，No.2，pp.745-750，2023
- 3) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170，1995.8
- 4) 出雲淳一，他：面内力を受ける鉄筋コンクリートの板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 5) 山田一宇，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，日本コンクリート工学協会，JCI-C5，pp.19-26，1983.10
- 6) Al-Mahaidi,R.S.H.:Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan. 1979
- 7) 日本建築学会編：鋼構造接合部設計指針，2012
- 8) 日本建築学会関東支部：合成構造の設計，pp.25・30，2006.1
- 9) 中林一茂，堀田久人：拘束下のコンクリートと鋼板の付着特性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1998.9
- 10) 上原修一：RC 造柱梁接合部補強鋼板の付着強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，2019.9
- 11) 佐川隆之，山野辺宏治，西谷隆之，竹田拓司：柱断面比が小さい鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の構造性能に関する実験的および解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，2014