

論文 FEM 解析における RC 梁主筋定着部の簡易なモデル化に関する研究

田邊 祥平*1・西村 康志郎*2・後藤 康明*3・堀田 淳司*4

要旨: ト形柱梁接合部試験体を用いた繰返し加力実験を対象に折曲げ定着された梁主筋降伏後の接合部内の応力とひずみの挙動を再現する目的で有限要素解析を行った。モデル化について、コンクリートを六面体要素、梁および柱主筋を線材要素でモデル化し、折曲げ定着と付着にリンク要素を用いる簡易なモデル化を試みる。梁主筋折曲げ定着部の構成則は梁主筋引抜試験の結果を用いて作成した。この構成則を用いた FEM 解析において横補強筋の挙動、コンクリートの破壊状況を実験結果と比較を行い、定着破壊が生じない範囲で本構成則が有用であることを確認した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 外柱梁接合部, 折曲げ定着, 有限要素法

1. はじめに

隅柱梁立体接合部およびト形柱梁接合部を対象として縮小試験体を用いた繰返し加力実験¹⁾²⁾を行った。それぞれの実験で、梁主筋に D13 を用いた試験体と D16 を用いた試験体を 1 体ずつ作製した。いずれも梁曲げ降伏するように設計されており、梁曲げ強度および接合部せん断強度はそれぞれの実験の 2 体でほぼ同等で、梁主筋径のみをパラメータとしている。加力の結果、梁主筋径の大きい場合に、梁曲げ降伏後の大変形時に接合部の損傷が大きくなる結果が得られた。この原因を明らかにするために、FEM 解析によって、梁主筋降伏後の接合部内の応力伝達機構を再現し得る簡易なモデル化を試みる。

RC の FEM 解析では、コンクリートと鉄筋両方を六面体要素で精微に再現すると節点数が多くなり、計算量、計算時間の増大に繋がる。本研究では定着や付着部分の局所的な応力伝達を把握することではなく、主に梁主筋からの応力がコンクリートを介して、横補強筋や柱主筋と伝わっていく接合部全体の応力伝達を考察することを目的とする。まず、折曲げ定着された梁主筋の引抜試験結果を基に、折曲げ定着部と直線付着部のリンク要素の構成則を定める。次に、梁主筋の定着と付着のモデルをト形柱梁接合部に適用したときに、接合部内のコンクリートの損傷、横補強筋、柱主筋の挙動の実験結果を再

現できるか、同時にこのモデルにおいて接合部内の応力伝達機構の把握ができるかを考察する。

2. 接合部内梁主筋の定着と付着のモデル化

2.1 引抜試験体概要

図-1 に引抜試験体概要を示す。引抜試験体は、梁主筋直線部に付着を除いたモデル L6F3D6 と付着があるモデル L6F3DB の 2 つの試験体を対象としている。

2.2 解析手法

表-1 に引抜試験体の材料特性を示す。コンクリートを六面体要素で、梁主筋、柱主筋を線材要素でモデル化した。反力は実際の試験体と同様に剛性の高い鋼板で加力方向のみを拘束した。本研究で必要となる梁主筋折曲げ定着部リンク要素構成則には実験結果の初期剛性や最大耐力、ひび割れ、鉄筋の降伏状況を基に検討を重ね、構築した。検討の詳細は後述する。まず、L6F3D6 試験体のモデル化を最初に行い、梁主筋折曲げ定着部のリンク要素を作成し実験値との比較を行った。次に、L6F3DB 試験体モデルに作成したリンク要素を使用し、付着のリンク要素を加え、結果を考察した。なお、解析には非線形有限要素解析プログラム「FINAL」を使用した。

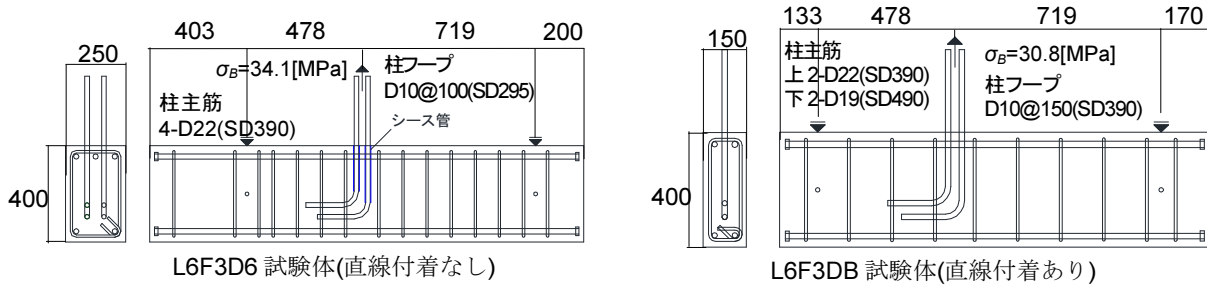


図-1 引抜試験体概要

*1 大成建設 (株) (元北海道大学大学院生) 修 (工) (正会員)
 *2 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門准教授 博 (工) (正会員)
 *3 北海道大学大学院 工学研究院空間性能システム部門教授 博 (工) (正会員)
 *4 北海道大学大学院 工学院空間性能システム専攻大学院生 (非会員)

2.3 構成則

コンクリート：応力-歪関係を図-2(a)に示す。圧縮側の応力上昇域，下降域共に修正 Ahmad モデル³⁾を使用した。引張側応力上昇域は引張強度点までの直線モデル，下降域は出雲ら⁴⁾の引張硬化の式を採用した。その際、倉本ら⁵⁾のモデルを参考に $c=0.4$ と設定し、解析を行った。破壊条件は Ottosen の 4 パラメータモデルを使用し、ひび割れ後のせん断伝達特性は一定値 $0.05[\text{MPa}]$ とした。

鉄筋：鉄筋は線材要素でモデル化した。また、せん断補強筋は線材要素で表現したものと、コンクリートを表現する六面体要素に鉄筋比を挿入することで埋め込み鉄筋としたもので比較を行い、実験を再現できるモデルをト形試験体に採用する。応力-歪関係は完全弾塑性モデルで表し(図-2(b))，降伏条件には Von Mises の条件を用いた。

コンクリート-鉄筋付着，折曲げ定着部：コンクリートと鉄筋の付着，折曲げ定着部をリンク要素で表現した。これらに関する検討事項を後述する。

2.4 梁主筋直線部の付着の検討

L6F3D6 と L6F3DB の主な違いは，梁主筋直線部の付着の有無である。L6F3D6 試験体は梁主筋直線部にシーブス管を用いて付着を除去した。そのためモデル化する際も，この部分でコンクリートとの接合を無接合とし解析を行った。L6F3DB 試験体は付着があるため解析ではリンク要素を用いて付着をモデル化した。付着-すべり関係は倉本ら⁵⁾のモデルを使用し，最大付着強度を CEB-FIP Model Code⁶⁾を参考にして $\tau_{\max}=2\sqrt{\sigma_B}$ と実験値に近づく

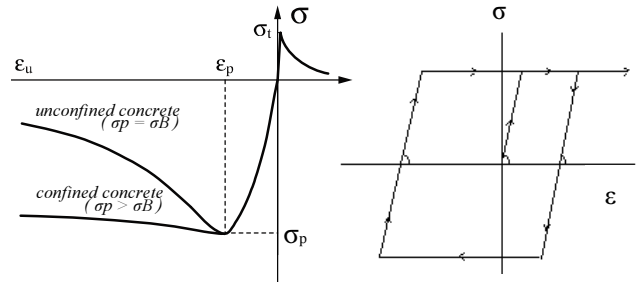
ように設定した。設定したリンク要素の τ - S 関係を図-2(c)に示す。

2.5 梁主筋折曲げ定着部に与える σ_L - δ_{SLIP} 関係の検討

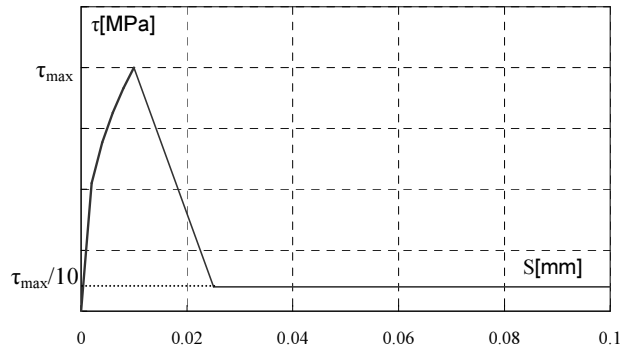
実験結果から， σ_L (支圧応力) と δ_{SLIP} (変位) の検討を行った。 σ_L は，折曲げ定着部に働く支圧応力のことである。支圧応力は，梁主筋折曲げ定着部に働く定着鉄筋力を鉄筋径と折曲げ半径の積で除した。ここで定着鉄筋力 P_u とは支圧強度 f_b 、鉄筋径 d_b と折曲げ内法半径 r の積のことである。詳細の図を図-2(d)に示す。また， δ_{SLIP} は梁主筋折曲げ部とコンクリートの相対変位である。梁主筋折曲げ部に梁主筋 σ_L - δ_{SLIP} は多点折線と与え，折曲げ定着部の部分破壊を表現するための点と全体的な破壊を表すための点の 2 点を定義した。最初の傾きはコンクリートの支圧の初期剛性を表し，その後コンクリートにひびが入り二次剛性となっている。図-2(d)に σ_L - δ_{SLIP} 関係のグラフ，図-3 に折曲げ定着部概要を示す。図-2(d)に示した折線において， $\sigma_{Lc}=62[\text{MPa}]$ ， $\sigma_{Lan}=100[\text{MPa}]$ ，傾き $K_A=775$ とし，支圧応力により最大耐力を頭打ちしている経路 abcd を通る。また，a 点によ

表-1 引抜試験体鉄筋特性

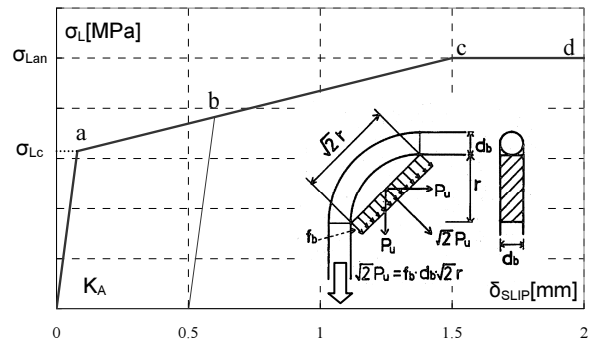
| 試験体名 | 使用位置 | 鉄筋径 | 降伏応力度 σ_v [MPa] | ヤング係数 E_s [GPa] |
|--------|------|------------|------------------------|-------------------|
| L6F3D6 | 梁主筋 | D19(SD490) | 538 | 198 |
| | 柱主筋 | D22(SD390) | 468 | 203 |
| | 帯筋 | D10(SD295) | 370 | 196 |
| L6F3DB | 梁主筋 | D19(SD490) | 532 | 191 |
| | 柱主筋 | D22(SD390) | 460 | 163 |
| | 帯筋 | D10(SD390) | 441 | 203 |



(a) コンクリートの応力-歪関係 (b) 完全弾塑性モデル



(c) 梁主筋直線部付着 τ - S 関係



(d) 梁主筋折曲げ定着部 σ_L - δ_{SLIP} 関係

図-2 使用構成則

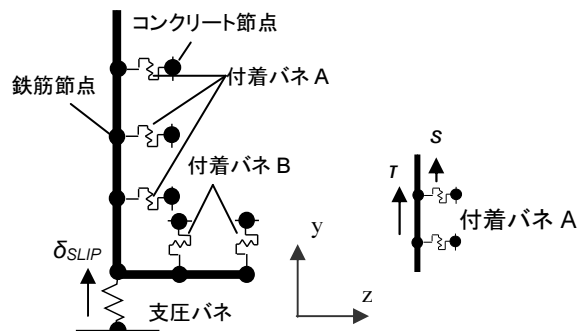


図-3 リンク要素

る剛性低下率は 8.6%と設定した。図-3 の支圧バネは、 σ_L の y 成分に相当する抵抗力をモデル化したもので、z 方向は自由に変位する。

図-4 に最大耐力時の解析と実験結果のひび割れ状況、図-5 に引抜き力-鉄筋変位関係の各解析結果を実験値と共に示す。梁主筋折曲げ定着部の σ_L - δ_{SLIP} 関係の検討をしたところ、最大耐力までがほぼ同等の荷重変形関係であり、ひび割れ図を見ても同等のひび割れを描くことのできるリンク要素を作成できた。また、今回作成した梁主筋折曲げ定着部の σ_L - δ_{SLIP} 関係を L6F3DB 試験体モデルに適用したところ、最大耐力は少し高くなったが、荷重変形関係はほぼ同等の結果が得られ、ひび割れ図も実験結果と同じような状況であった。

2.6 せん断補強筋の検討

図-4 のように梁主筋引抜実験では、L6F3D6,L6F3DB 共に最大耐力前に梁主筋接合部付近のせん断補強筋が掻き出し破壊線に沿って降伏している。これは折曲げ前方のコンクリートが掻き出されることにせん断補強筋が抵抗したためである。そのため、解析モデルでもせん断補強筋の降伏状況について検討する必要がある。初めに行った解析では、せん断補強筋を主筋と同様に線材要素でモデル化し、コンクリート節点と剛接合した。この時、図-5(b)に示すように最大耐力前にせん断補強筋は降伏しなかった。コンクリートにひび割れが発生したものの、その拡幅が起こらなかったため降伏が見られなかった。原因として、梁主筋が引っ張られることで鉄筋近傍のコンクリート要素にせん断変形が起こり、線材要素はコンクリート要素の節点と同座標で接合してあるため、コンクリート要素にせん断変形が生じても線材要素自体の相対変位は生じないため降伏まで至らなかったことが考えられる。

次に、せん断補強筋をコンクリート全体に埋め込んだモデルを用いた。コンクリートに鉄筋を埋め込む際に鉄筋比については、試験体の鉄筋比とし、均一に埋め込んだ。コンクリートにせん断補強筋を均一に埋め込んだモデルは、梁主筋折曲げ定着部付近でせん断補強筋の降伏が見られる。図-6 に解析の最大耐力時のせん断補強筋降伏図を示す。この場合、梁主筋が引っ張られコンクリートがせん断変形すると、コンクリート内に埋め込んだ鉄筋にも変形が生じ、ひずみが大きくなったと考えられる。

以上のことから、引抜試験体のモデル化において、せん断補強筋を線材要素でモデル化すると実験結果を再現できず、コンクリートにせん断補強筋を均一に埋め込む要素を用いることでせん断補強筋が降伏する現象を再現できることがわかった。ただし、本モデルでは支圧応力により最大耐力を頭打ちしているが実験ではせん断補強

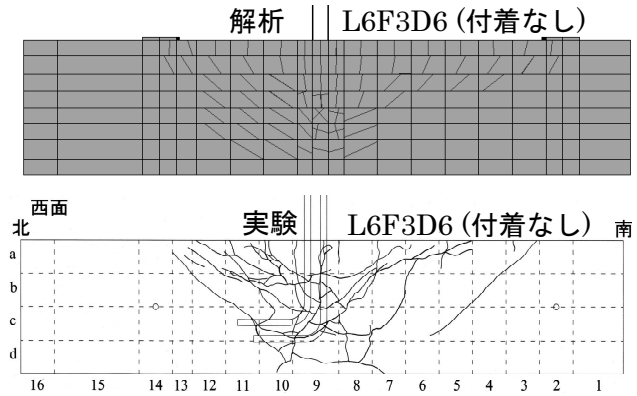


図-4 最大耐力時ひび割れ図

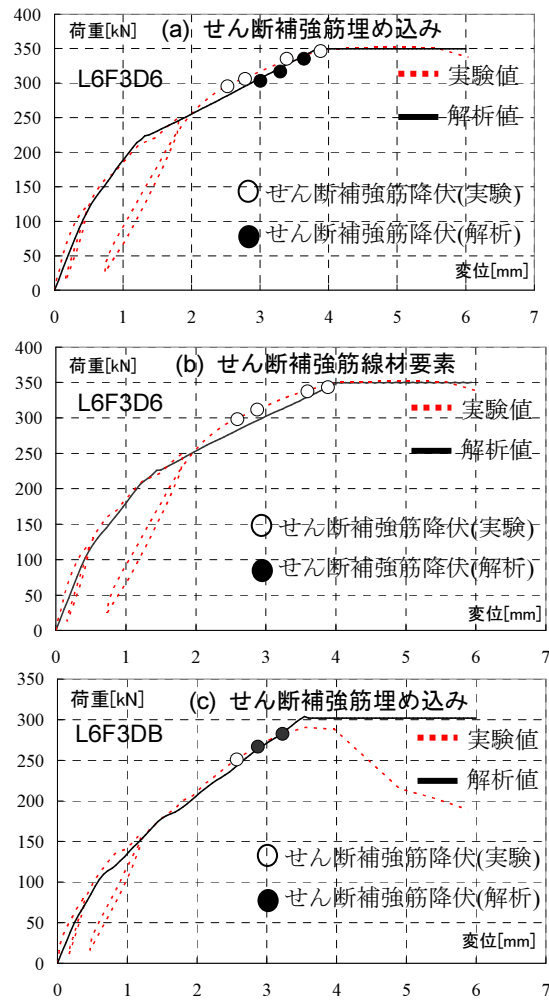


図-5 引抜試験体荷重変形関係

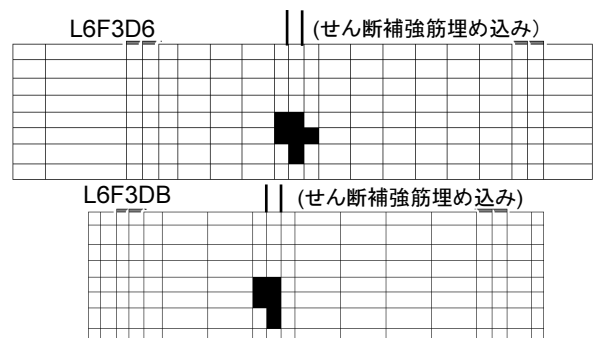


図-6 最大耐力せん断補強筋降伏図

筋の降伏によって最大引張力が決定されているため、本モデルは定着破壊前までの範囲で有用と考えられる。このことを踏まえ、T形柱梁試験体に構成則を適用した解析を行う。

3. T形試験体解析結果

3.1 対象試験体概要

図-7に対象試験体概要を示す。T形試験体は、実際の約3分の1の縮小型、建築物のおよそ1層分の全長であり、梁スパン長の約半分の梁が柱幅の中央で接合されている。柱の断面は300×300mmの正方形である。梁の幅は150mm、せいは300mmの長方形であり、実験では20kN程度の一定軸力を導入した後、梁反曲点位置に静的正負繰返し強制変位を与えた。

3.2 解析手法

表-2.3に部材の材料特性、解析の構成則、図-8に解析対象試験体モデル図を示す。解析で、不釣合い力の解除は後続のステップで解消させた。コンクリートのなどの軟化が始まると、特に繰返し変位において計算結果が不安定になりやすいため、梁が降伏する程度の層間変形角0.01radまで繰返し変位を与え、それ以降は単調変位を与えた。反力は実際の試験体と同様に剛性の高い鋼板で加力方向のみを拘束した。

3.3 構成則

コンクリート、鉄筋に関しては第2章と同様のモデル化をし、構成則を使用した。第2章との変更点をここで示す。

コンクリート-鉄筋付着: T形試験体に関しては繰返し変位を与えているため、図-9(a)のように繰返し履歴特性をもつように設定した。の倉本らのモデルを使用し、最大付着強度をCEB-FIP Model Code⁹⁾を参考にして実験値に近づくように設定した。また、表-4に示すように、接合部付近の剛性を低くしたのは柱の曲げひび割れを考慮したためである。

折曲げ定着: 鉄筋の折曲げ定着部もリンク要素でモデル化した。構成則は前章で検討したものを使用している。付着部とは構成則が異なり、図-9(b)に示すように定義した。引抜試験体はせん断補強筋の降伏により最大耐力が決定しているため、定着破壊前まで有効としていたが、T形試験体の実験結果は梁曲げ降伏し、定着破壊していないので、バイリニアールモデルとした。定着部の応力の計算値については後に考察する。

また、解析ソフト上における接合要素の性質として、付着タイプと一般タイプという二つの性質を選択できる。付着タイプとは、繰返し加力に対して、初めは摩擦的な機構しか働かず付着が激減するが、再度最大すべりに近づくと応力が急激に大きくなり、履歴ループを描く性質

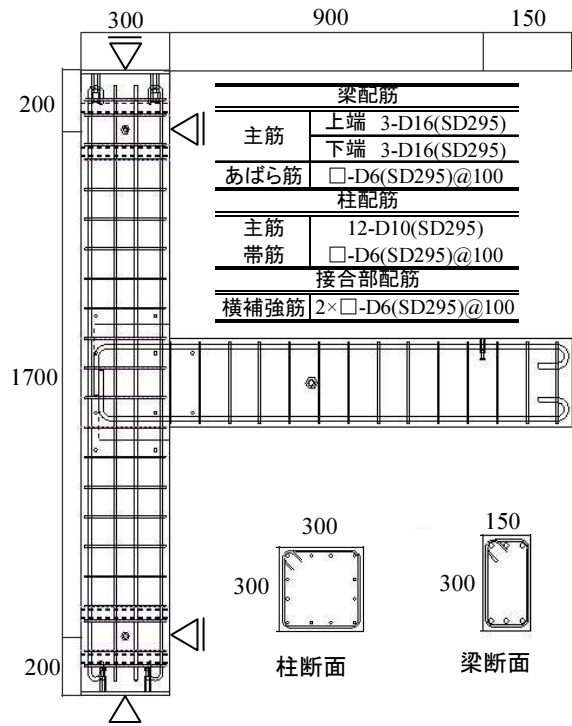


図-7 T形試験体概要

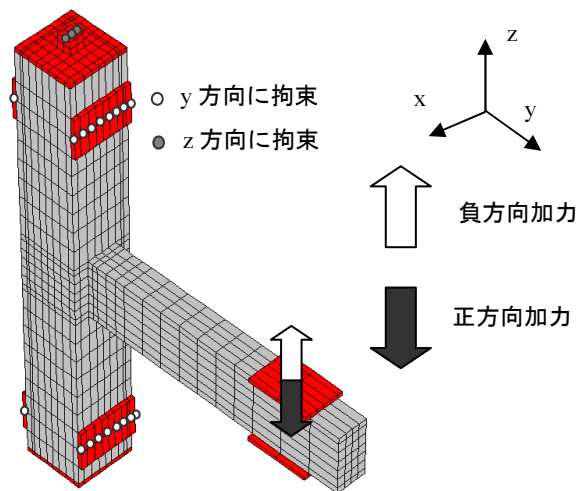


図-8 T形試験体モデル図

表-2 T形試験体コンクリート特性

| | |
|------------------|-------------------|
| σ_B [MPa] | 32.3 |
| σ_T [MPa] | 1.88 |
| E_c [GPa] | 22.4 |
| テンションスティフニング特性 | 出雲モデル(C=0.4) |
| ひび割れ後のせん断伝達特性 | 一定値 0.05[MPa] |
| 圧縮強度点までの曲線モデル | 修正Ahmadモデル |
| 圧縮破壊条件モデル | Ottosenの4パラメータモデル |
| ひび割れ後の強度低減フラッグ | 低減なし |
| 圧縮軟化域特性 | 修正Ahmadモデル |
| 構成要素 | 六面体要素 |

表-3 T形試験体鉄筋特性

| | 柱主筋(D10) | 梁主筋(D16) | せん断補強筋(D6) |
|------------------|----------|----------|------------|
| σ_Y [MPa] | 386 | 368 | 355 |
| E_s [GPa] | 177 | 158 | 189 |
| 構成則 | 完全弾塑性モデル | | |
| 構成要素 | 線材要素 | 埋め込み | |
| 曲げ剛性 | あり | なし | |

を持っている。一方、一般タイプとは、除荷剛性を弾性剛性として応力0まで線形に低下し、繰返し加力に対して履歴ループを描かない性質を持っている。この解析では、コンクリートと鉄筋に配したリンク要素には付着タイプの特徴を、鉄筋の折曲げ部のリンク要素には一般タイプの性質を持たせ、両者の違いを表現した。

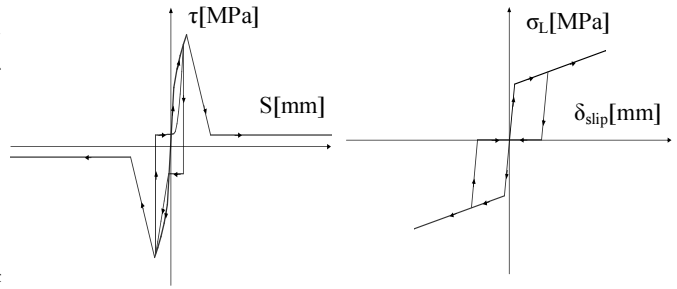


図-9 解析使用構成則

3.4 荷重変形関係

図-10に荷重変形関係図を示す。最大耐力は実験結果を上回ったが、層間変形角 0.01rad の繰返し変位までは実験結果とほぼ一致した。梁曲げ耐力時に接合部付近の梁主筋降伏が見られ、その後変形が進むにつれて、コンクリートのひび割れが伸展するという解析結果を得た。

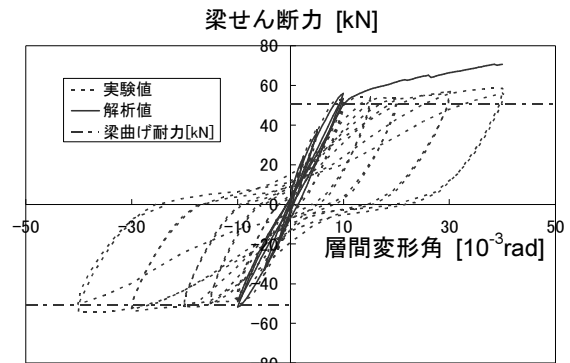


図-10 ト形試験体荷重変形関係

3.5 ひずみ推移

図-11に柱主筋のひずみゲージ位置と名前、図-12に柱主筋のひずみ推移、図-13に接合部横補強筋の要素番号に対応する図、図-14に接合部横補強筋のひずみ推移を示す。また、柱の初期軸力によるひずみは含まれていない。

Outside ⇔ Middle ⇔ Inside

標点取り付き面

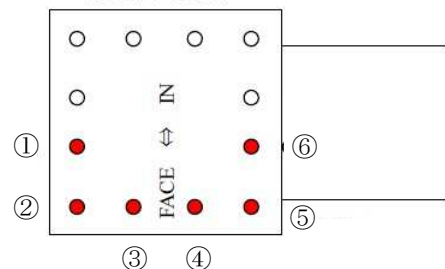


図-11 柱主筋のひずみゲージ位置

変形が大きくなるにつれて、曲げの影響を受け、柱主筋の圧縮側と引張側のひずみがそれぞれ増加している解析結果を得た。特に1回目の+0.01rad以降のひずみが増大し始めている。実験では、梁が曲げ降伏した0.01rad以降、全ての柱主筋が引張側に変形していることがわかる。これは、接合部内の柱主筋の付着が劣化したか、接合部内のひび割れの拡幅で膨張したためと考えられる。いずれにしても接合部内のせん断応力伝達を考慮する必要がある。しかし、解析結果の柱主筋のひずみは曲げ変形が卓越したと思われる。すなわち第2章でせん断補強筋に線材要素を用いた時のように、接合部内コンクリートのせん断変形によって生じる応力が柱主筋にあまり伝わらなかったためと考えられる。以上のことから、柱主筋に関して線材要素を用いることでは実験を再現することができなかった。

また、横補強筋の解析結果を見てみると、2回目の+0.01rad以降のひずみが増大していることがわかる。そして+0.04rad時には1回目の+0.01rad時のひずみの4倍以上のひずみが生じている。柱主筋のひずみは実験時と比較して大変形時もそれほど伸びていないのに対し、横補強筋は実験時同様、大変形時にひずみが増加していることから、接合部横補強筋はコンクリート要素に埋め込むことで実験結果を定性的に再現できることがわかった。

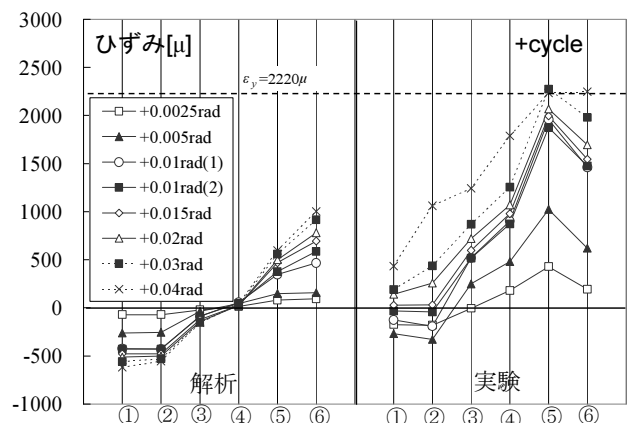


図-12 実験と解析の柱主筋ひずみ推移

表-4 各部位ごとの付着定着特性

(剛性を持たせている方向は図-3と同じである)

| リンク要素タイプ | 柱と梁内の付着 | | 接合部内の付着 | | 折曲げ定着 | |
|----------|---------|---------------------------------|---------------------------------|-------------------|-----------|---|
| | 付着タイプ | | 付着タイプ | | 一般タイプ | |
| 構成要素 | x方向 | - | - | - | - | - |
| | y方向 | (0,0),(0.01,17.67),(0.025,1.77) | (0,0),(0.01,11.78),(0.025,1.18) | (0,0),(0.08,62) | 剛性低下率8.6% | |
| | z方向 | 剛性値一定(0.01,25000) | 剛性値一定(0.01,25000) | 剛性値一定(0.08,0.062) | | |

3.6 ひび割れ性状

図-15に+0.01rad時の実験と解析の接合部ひび割れ図を示す。実験におけるひび割れ性状は、まず梁に曲げひび割れが発生し、層間変形角 0.01rad までに接合部に斜めひび割れが生じ、その後はひび割れが伸展していくという結果だったが解析においてもおおよそ同様なひび割れ性状が見られた。

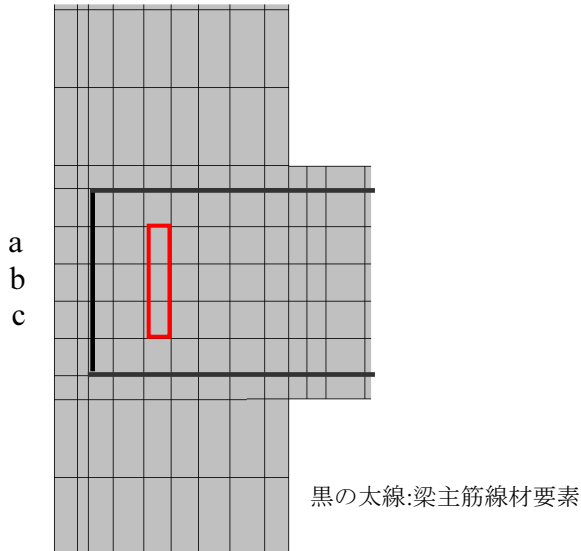


図-13 柱横補強筋要素番号対応図

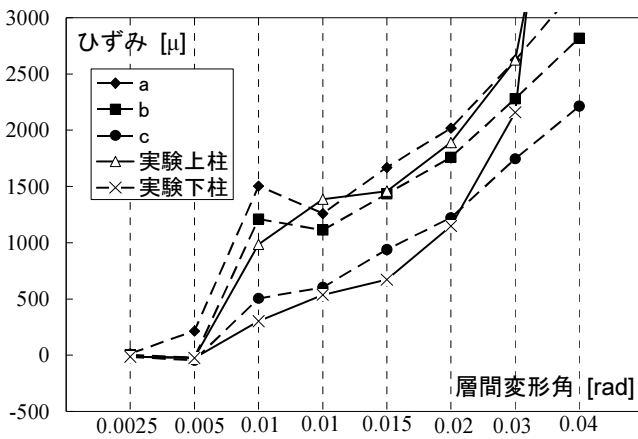


図-14 接合部横補強筋のひずみ推移

実験

解析

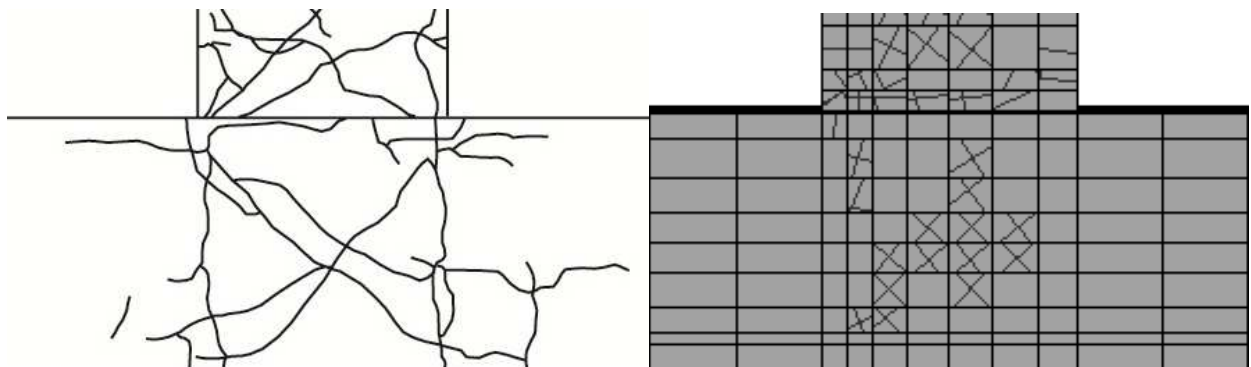


図-15 +0.01rad時接合部ひび割れ図

4. 結語

梁曲げ降伏する RC 外柱梁接合部について、FEM 解析によって梁主筋降伏後の接合部内の応力状態機構を再現し得る簡易なモデル化を試みた。コンクリートを六面体要素、主筋を線材要素でモデル化し、付着と定着はリンク要素を用いた。その結果、線材要素を用いた柱主筋のひずみは実験での挙動を再現できなかった。せん断補強筋については、コンクリート要素に均一に埋め込むことで、梁曲げ降伏後の接合部内の変形について実験結果を定性的に再現することができた。

参考文献

- 1) 村岡瞬他：鉄筋コンクリート隅柱梁接合部内定着部における応力伝達に関する実験研究，日本建築学会北海道支部研究報告書，pp.173-178, 2012.6
- 2) 西村康志郎，村岡瞬他，鉄筋コンクリート外柱梁接合部材の耐震性能に梁主筋量と接合部横補強筋量が与える影響に関する実験(その1：実験概要、その2：実験結果及び考察)，日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.481-484, 2012. 9
- 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板要素の解析モデル，コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9
- 5) 足立智弘，倉本洋，松井智哉：機械式定着工法を用いた外柱一桁広梁接合部の応力伝達機構，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 662 号，pp.979-987,2011
- 6) CEB-FIP Model Code 90, pp.82-83, 1990