

拡張有限要素法を用いた 中空断面RC橋脚のひび割れ進展解析

笠原 然¹・植村 佳大²・高橋 良和³

¹学生会員 京都大学大学院工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）
²正会員 工博 京都大学助教 工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）
³正会員 工博 京都大学教授 工学研究科（〒615-8540京都府京都市西京区京都大学桂）

1. 背景

現行の道路橋示方書¹⁾において、新設の中空断面RC橋脚は、塑性ヒンジ領域を中実断面とするよう規定されている。しかし、柱基部が中空断面である中空断面RC橋脚が多く残存している。このことを踏まえ、既設中空断面RC橋脚では、コンクリート充填補強が急務となっている。しかし、コンクリート充填補強では、塑性ヒンジ領域における軸方向鉄筋の内側座屈の抑制により曲げ変形性能の向上が確認されているものの、せん断耐力の向上に関してはその有効性を示すに至っていない。そこで、本研究では、Belytschko and Black²⁾やMoës et al³⁾によって提案された要素内に不連続な境界を再現可能な拡張有限要素法(eXtended Finite Element Method: X-FEM)を用いて中実断面RC橋脚、中空断面RC橋脚、基部充填補強RC橋脚の3種類のRC柱を比較検討し、中空断面RC橋脚に対するコンクリート充填補強がせん断抵抗特性に与える効果について検討する。

2. 拡張有限要素法(X-FEM)

X-FEMでは、節点に新たな自由度と不連続性を有する形状関数を導入することによって、不連続面を含む要素分割が可能となる。そのため、要素配置と独立して変位の不連続性を定義できるという特徴がある。ここで、X-FEMにおける要素内変位 \mathbf{u} を次式のように近似する。

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^m N_i(\mathbf{x}) \bar{\mathbf{u}}_i + \sum_{i \in J} N_j(\mathbf{x}) \psi_j(\mathbf{x}) \bar{\mathbf{a}}_j \quad (1)$$

ここに、 N は形状関数、 \mathbf{x} は座標、 i は節点番号、 m は要素内の節点の総数、 $\bar{\mathbf{u}}$ は節点変位である。ここで、 $\psi_j(\mathbf{x})$ はエンリッチ関数と呼ばれ、要素内の変位の不連続性を表す関数である。そして、エンリッチ関数に係る節点はエンリッチノードと呼ばれ、 J はエンリッチノードを集めた集合、 $\bar{\mathbf{a}}$ はエンリッチノードに付加された自由度である。なお本検討では、エンリッチ関数として次式で表されるヘビサイド型の関数(shifted Heaviside function⁴⁾)を用いる。

$$\psi_j(\mathbf{x}) = H(\phi(\mathbf{x})) - H(\phi(\mathbf{x}_j)) \quad (2)$$

$$H(\mathbf{x}) = \begin{cases} 1(\mathbf{x} \geq 0) \\ -1(\mathbf{x} \leq 0) \end{cases} \quad (3)$$

ここに、 H はヘビサイド関数であり、 $\phi(\mathbf{x})$ はレベルセット関数(不連続面からの距離を符号付きで表す関数)である。 $\psi_j(\mathbf{x})$ は不連続な関数であるため、エンリッチ関数として用いることで要素内変位の不連続面を表すことができる。また、変位の不連続面が存在しない要素では $\psi_j(\mathbf{x}) = \mathbf{0}$ となるため、周辺の要素にはエンリッチノードが与える変位の不連続性による影響が及ばない。

3. 解析概要

(1) 解析対象とする柱構造

本解析では、綾城ら⁵⁾によって正負交番載荷実験が実施された、中実断面RC橋脚、中空断面RC橋脚、基部充填補強RC橋脚に対して解析を実施した。なお、綾城ら⁵⁾の検討では、基準振幅を $1\delta y (= 16\text{mm})$ として、同一振幅3回の繰り返し載荷が行わ

れている。本解析では、実験結果のうち、軸方向鉄筋座屈が確認されるまでの領域(載荷振幅 $6\delta y(=96\text{mm})$)を検討対象とした。

(2) 解析モデル

図-1に中実断面RC橋脚、中空断面RC橋脚、基部充填補強RC橋脚に対して作成した解析モデルを示す。解析モデルにおいて、軸方向鉄筋および帯鉄筋は非線形トラス要素でモデル化し、材料モデルにはMenegotto-Pintoモデルを採用した。軸方向鉄筋要素の断面積は、D10の異形鉄筋の断面積 71.33mm^2 に奥行き方向の鉄筋本数を乗じた値とし、降伏強度は引張試験により得られた実強度である 396N/mm^2 とした。一方、帯鉄筋の断面積は、D6の異形鉄筋の断面積 31.67mm^2 に奥行き方向の鉄筋本数を乗じた値とし、降伏強度は実強度である 367N/mm^2 とした。なお、中実断面RC橋脚、中空断面RC橋脚、基部充填補強RC橋脚の配筋は同一であり、鉄筋要素の位置は図-1(a)に示す通りである。また、X-FEMでは、要素内の変位の不連続性を直接的に再現できるため、材料構成則を単純化できるという利点がある。そこで本検討では、コンクリート要素は平面応力状態を仮定して線形ソリッド要素でモデル化し、柱の破壊挙動の再現を試みることにした。その際、コンクリート要素のヤング率は 25000N/mm^2 、密度は 2.5kg/mm^3 、ポアソン比は 0.2 とした。なお、柱高さ 2800mm 以上の要素は通常FEMで定式化し、ひび割れの発生は考慮しないことにした。また、各解析モデルにおける柱の断面構造の違いは、図-1(b)に示す柱基部におけるウェブ部のコンクリート要素Cの奥行きを変化させることで再現した。具体的には、中実断面RC橋脚では、コンクリート要素Cの奥行きを 800mm とすることで中実断面とした。中空断面RC橋脚では、コンクリート要素Cの奥行きを 300mm とすることで中空断面を再現した。基部充填補強RC橋脚では、奥行き 500mm のコンクリート要素Cをジョイント要素を介して中空断面部と結合することで、コンクリート充填補強を再現した。その際、ジョイント要素ではペナルティ法を用いて要素間の接触をモデル化した。なお、コンクリート充填部では奥行き 300mm のコンクリート要素と奥行き 500mm のコンクリート要素が重なっていることに注意されたい。以降、中空断面RC橋脚に対してコンクリート充填部をあと施工することを想定し、基部充填補強RC橋脚では、充填コンクリート部を除いた部分を「既設部」、充填コンクリート部を「充填部」と記す。

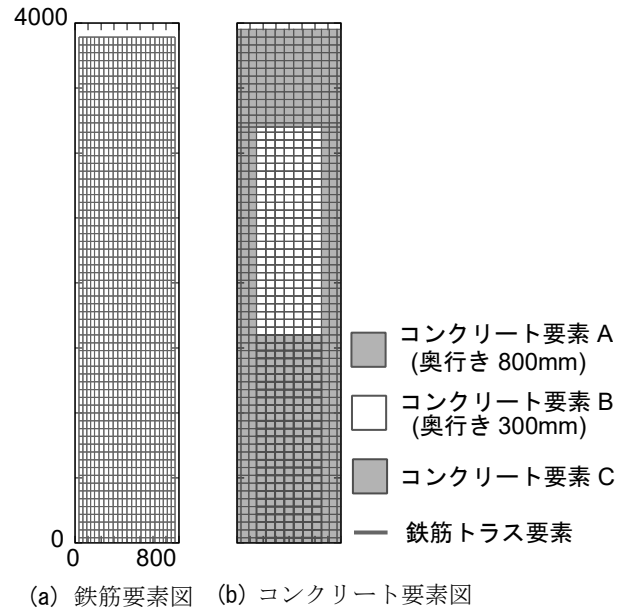


図-1 解析モデル (Unit:mm)

(3) 解析手法および載荷条件

本解析では、計算の高速化と省メモリ化を図るため、繰り返し計算が不要な動的陽解法の一つである中央差分法を用いた。その際、質量マトリクスを対角化する必要があるが、本解析ではshifted Heaviside関数に対して適用可能な質量集中化を行った⁶⁾。

また、載荷条件に関しては、軸力載荷を荷重制御とし、解析モデル天端の節点に合計が 1190kN となる下向き鉛直力を常に作用させた。また、実験は正負交番載荷で行われたが、本解析はコンクリート充填補強策の評価に向けた基礎的な検討とし、片押し載荷を模擬したプッシュオーバー解析を実施した。そのため、水平載荷は $6\delta y(=96\text{mm})$ までの実験結果と比較することを踏まえ、治具先端に変位制御で 100mm の変位を与えた。

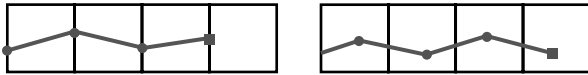
(4) ひび割れのモデル化について

a) 不連続面の発生・進展の処理

本検討対象であるコンクリートの破壊は、引張による破壊が支配的であると考えられる。そこで、本検討では、準脆性材料の引張破壊に対する簡易的な破壊基準として知られるランキン型の破壊基準(最大主応力説)を採用する。その際、クラックの傾斜角はクラックを発生させる要素の最大主応力方向に従うことにした。

また、X-FEMにおいてクラックの進展を再現する際、クラック先端の位置の決定方法が問題となる。池田ら⁷⁾や植村ら⁸⁾はクラックを要素の辺上まで進展させ、クラック先端が要素の辺上に位置するようにモデル化している。この場合、クラックは要素の辺上で折れ曲がり、図-2に示すような不連続面が表現

● 折れ曲がり点 ■ クラック先端



(a) 池田らや
植村らのモデル

(b) 本研究のモデル

図-2 クラック先端の位置の違いによる不連続面の違い

クラックが実際とは反対方向に進展

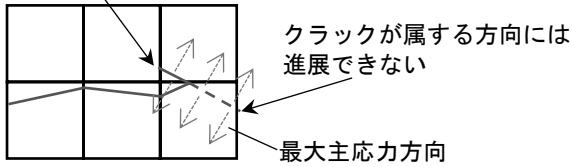


図-3 クラック先端を辺上とした場合のクラック進展

新たなクラック先端



図-4 クラック先端の位置の決め方

される。また、その際のエンリッチ関数 $\psi_j(x)$ は、式(6)で表される符号付き距離関数 $\phi(x)$ を用いて、式(4)のように統一的に定式化される。

$$\psi_j(x) = H(\phi(x)) - H(\phi(x_j)) \quad (4)$$

$$H(x) = \begin{cases} 1(x \geq 0) \\ -1(x \leq 0) \end{cases} \quad (5)$$

$$\phi(x) = \min\|x - x^*\| \text{sign}((x - x^*) \cdot \mathbf{n}) \quad (6)$$

ここに、 $H(x)$ はヘビサイド関数であり、 x^* は不連続面に位置する任意の点の座標である。また、 \mathbf{n} は不連続面に対する法線ベクトルである。この方法を用いることで、不連続面形状の幾何学的表現が簡略化される。しかし、式(4)~(6)を用いて、クラック先端を要素の辺上に位置させた場合、図-3に示すように、クラックが属する要素に折り返すようにクラックが進展することができない。この場合、クラックの傾斜角は要素の最大主応力方向に従うため、隣接した要素にクラックを進展させることとなり、結果として、実際とは反対方向に進展してしまう。

そこで本研究では、クラック先端が要素内に位置するようにモデル化し、クラックの要素内の折れ曲がり点を表現できる定式化を行った。具体的には図-4に示すようにクラック進展方向に線を延長させ、最初に新たな要素の辺と交わった点をAとし、次に要素の辺と交わった点をBとする。このとき線分ABの中点までクラックを進展させ、この点をクラック先端とした。

b) クラック先端を有する要素の定式化

一般的な、X-FEMでは、クラック先端を有する要素(以下、クラック先端要素と呼ぶ)は、クラック先

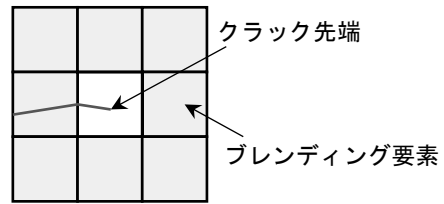


図-5 ブレンディング要素

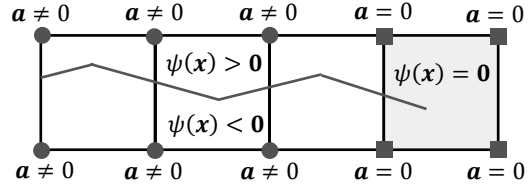


図-6 エンリッチ関数およびエンリッチノードに付加された自由度の設定

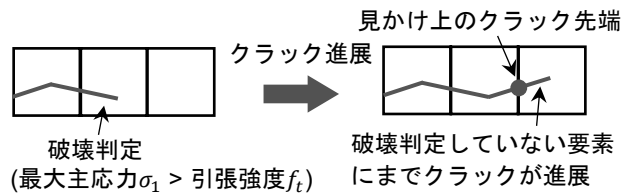


図-7 見かけ上のクラック先端

端の漸近解を表す基底関数を用いて定式化されることが多い。この場合、図-5に示すブレンディング要素(クラック先端近傍の漸近解基底を拡充された節点と拡充されていない節点を含む要素)が不可避免的に生じることが考えられている。その際、クラック先端周辺のブレンディング要素では、拡充した関数が再構成することが保証されず、その近似精度は通常のFEMより低下することが示されている。そこで本研究では、上記のブレンディング要素の問題を回避するため、クラック先端の要素のエンリッチ関数 $\psi_j(x)$ の値をゼロとして定式化し、不連続性を表す自由度についても $\bar{\mathbf{a}}_j = \mathbf{0}$ とする拘束条件を与えた(図-6)。これにより、ブレンディング要素に拡充された自由度はゼロとなるため、クラック先端要素周辺のブレンディング要素はFEMで定式化される。なお、クラックが横切っている要素で用いる shifted Heaviside 関数では、2.で述べたように、ブレンディング要素ではエンリッチ関数がゼロとなるため、解析精度の低下は生じない。

また、クラック先端に対して上述した定式化を行うことで、クラック先端要素もブレンディング要素同様にFEMで定式化される。そのため、クラック先端要素には不連続性が生じず、見かけ上のクラック先端は図-7に示すように要素辺上に位置することとなる。ここで、3.(4)a)で述べたように、本解析において、クラック先端要素で破壊判定がなされた場合、隣接した要素にまでクラックが進展するような処理が行われる(図-7)。これは、本来、破壊判定

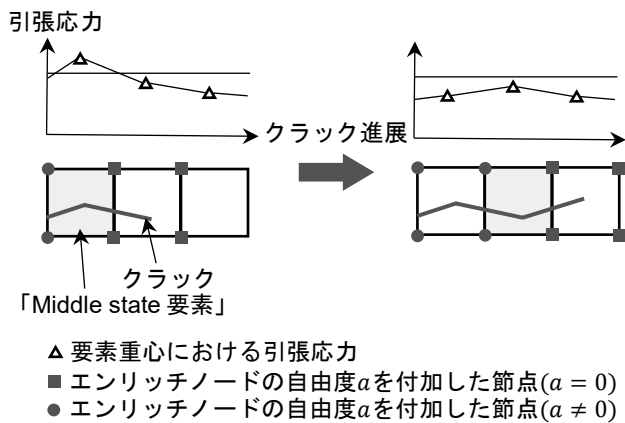


図-8 「Middle state 要素」を用いた不連続面進展の概念図

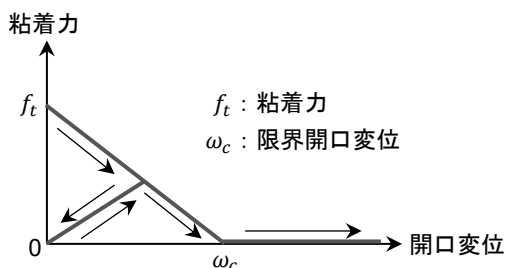


図-9 cohesive crack modelに基づく粘着力-開口変位関係

していない要素に先行的にクラックが進展してしまうことを意味する。しかし、上述したモデル化によりクラック先端要素では変位の不連続性が生じないため、見かけ上は破壊判定がなされた要素のみに変位の不連続性が現れることとなり、より実際の挙動に適合したモデル化が可能となっている。

本手法のように、X-FEMを用いた既往研究の中で、ヘビサイド関数のみを用いて変位の不連続性を表現している研究はいくつか見受けられる⁸⁹⁾。しかし、クラック先端要素をFEMで定式化し、クラック先端要素の辺上に見かけ上のクラック先端を発生させるモデル化を行っている検討は見当たらず、新たな試みであるといえる。

c) Middle state 要素の採用

和田・後藤⁹⁾はX-FEMを用いた不連続面の動的進展解析において、不連続面の先端を有している要素のうち、不連続面が位置している要素をMiddle state 要素¹⁰⁾と捉えて解析を行っている。不連続面の進展にMiddle state要素の考え方をを用いるとき、Middle state要素での破壊判定によりひび割れが発生する場合は、ひび割れ先端を介して隣接している要素にひび割れを進展させてMiddle state要素を遷移させる。

そこで本研究では、クラック先端を有する要素の一つ前の要素を「Middle state要素」とし、和田・後藤が行った手法に倣い、「Middle state要素」の最大主応力が引張強度に達した際は、その要素ではなく、クラック先端を有している要素からクラックを進展

させることとした(図-8)。

d) 不連続面の境界条件

X-FEMを用いたひび割れ進展解析では、エンリッチ関数を導入することでクラック位置に不連続変位を表現することはできるが、実際のクラックの挙動を再現するためには、変位の不連続面での境界条件を適切に与える必要がある。本検討では、ひび割れが開閉する際にひび割れ面に働く表面力に関して、池田ら⁷⁾が行った方法を参考とした。具体的には、ひび割れが開く場合は、ひび割れ先端の塑性変形に伴うfracture process zoneを考慮するため、cohesive crack model¹¹⁾¹²⁾に基づいて、粘着力が開く変位の大きさに応じて徐々に低下するモデルを用いる(図-9)。図中の f_t は引張強度であり、 ω_c は粘着力がゼロになる開口変位(限界開口変位)である。本研究では、限界開口変位は0.06mmとした。また、ひび割れが閉合する場合は、ペナルティ法(Penalty method)を用いることで、領域が重ならないように開口変位が非負という境界条件を与えた。

また、実際の挙動では、目視できるひび割れが生じるまでに、マイクロクラックや塑性変形などのエネルギー吸収が生じていると考えられる。一方、本解析では、コンクリート要素を線形弾性体と仮定しており、エネルギー吸収はクラック発生後の粘着力の作用により発生する。そのため本解析では、限界開口変位を閾値と考え、クラック面の鉛直方向および接線方向の不連続変位が閾値を超えたクラックを、解析結果のひび割れ図に示すこととした。

e) コンクリートと鉄筋の付着について

離散鉄筋要素を用いたRC構造に対する有限要素解析では、コンクリート・鉄筋間の付着挙動を接合要素によりモデル化することが一般的であり、島モデルやFIBモデル等のモデルが用いられる。しかし、これらの付着構成則は経験則であるため、構成則が単純化できるというX-FEMの特徴を考えると、経験的な付着構成則を用いずにRC構造挙動を再現することが望ましいといえる。

そうした中、本解析モデルにおけるコンクリート・鉄筋間を完全固定として中空断面RC橋脚の解析を実施したところ、水平変位7mmでのひび割れ性状が図-10に示す結果となった。なお、この図では不連続変位が限界開口変位を超えていないクラックも示している。実際のRC構造物において、異形鉄筋の付着すべりが発生する場合、鉄筋の節近傍では付着ひび割れが発生していると考えられる。そのため、図-10に示すように、軸方向鉄筋に沿って粘着力が開放されていない潜在的なひび割れ(図中の丸)が発生している結果は、鉄筋の付着すべりの要因と

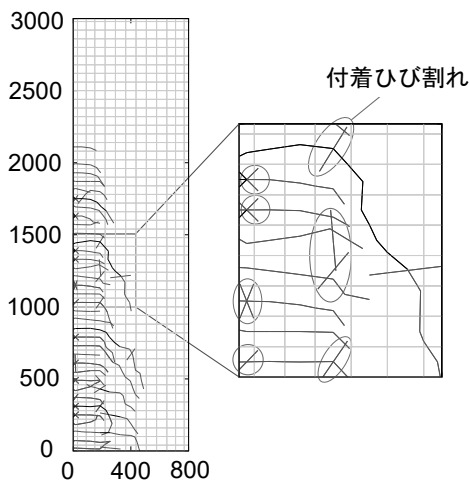


図-10 コンクリート・鉄筋間を完全固定とした場合のひび割れ性状(Unit:mm)

なる付着ひび割れが再現されていると捉えることができる。しかし、解析中、多数の付着ひび割れが発生したことにより、解析の収束性が低下するという問題が生じた。したがって、X-FEMによってRC構造の破壊挙動を再現するためには、多数の付着ひび割れ発生により解析の収束性が低下しないよう、コンクリート・鉄筋間を完全固定とせず、適当な付着すべりモデルを実装する必要があるといえる。

しかし本研究では、付着すべりモデルの実装には至らなかったため、コンクリート・鉄筋間を完全固定としつつ、付着ひび割れが発生しないよう、解析上の制御を加えることとした。具体的には、曲げ変形を受けるRC柱では、まず始めにコンクリートに曲げひび割れおよびせん断ひび割れが発生し、その後、ひび割れ発生位置での鉄筋にひずみが集中することで付着ひび割れが発生すると考えられることから、一度クラックが発生した要素では破壊判定を行わないことで、コンクリート要素における付着ひび割れの発生を抑制した。このひび割れ発生による影響は、次章にて述べることとする。

4. 解析結果

(1) 荷重変位関係

a) 初期剛性

図-11 に解析で得られた中実断面 RC 橋脚、中空断面 RC 橋脚、基部充填補強 RC 橋脚の荷重-変位関係を示す。なお、図中では、比較として正負交番載荷実験で得られた各供試体の荷重-変位関係を示している。その際、本解析は片押しの変位を模擬したものであるため、解析結果と実験結果の荷重-

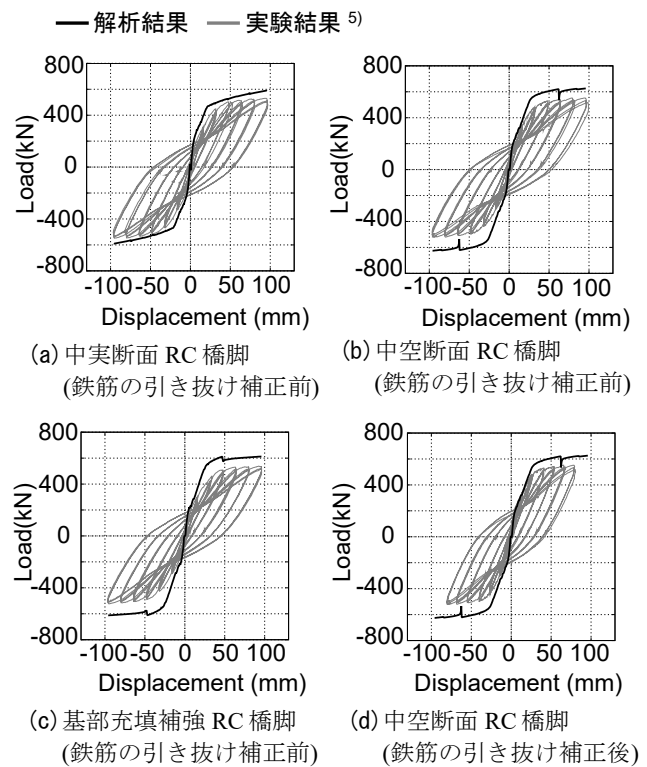


図-11 荷重-変位関係

変位関係を比較するにあたり、解析結果における荷重と変位を入れ替えたグラフも併せて図示している。

図-11より、水平変位25mmまでの範囲を見ると、実験結果と比較して、解析結果における初期剛性が過大となっていることがわかる。これは、本解析モデルでは軸方向鉄筋下端を完全固定としており、実験で確認された軸方向鉄筋のフーチングからの引き抜けを考慮していないことが原因であると考えられる。そこで、実験結果に対して軸方向鉄筋の引き抜け分の補正を行った中空断面RC橋脚の荷重-変位関係を図-11(d)に示す。ただし、中実断面RC橋脚と基部充填補強RC橋脚では、鉄筋の引き抜け量の算出に必要なデータが欠損していたため、鉄筋の引き抜け補正後の荷重-変位関係は算出できなかった。図より、鉄筋の引き抜け補正により、中空断面RC橋脚の初期剛性が実験結果と概ね一致していることが見て取れる。よって、本解析モデルにより、実験供試体における柱部の剛性が適切に再現されていることがわかった。

b) 最大荷重

図-11より、中実断面 RC 橋脚の荷重は、 $+3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.12、 $-3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.05 であり、解析結果が実験結果に比べて僅かに大きな値となっている。しかしながら、実験結果にて軸方向鉄筋の引き抜け補正を行っていないことを考慮すると、本

解析結果は実験結果を概ね再現できていると判断できる。

それに対し、中空断面 RC 橋脚の荷重は、 $+3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.18 , $-3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.25 であり、基部充填補強 RC 橋脚では、 $+3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.19 , $-3\delta y(48\text{mm})$ の点で (解析値/実験値) = 1.19 であった。このことから、中空断面 RC 橋脚と基部充填補強 RC 橋脚では、中実断面 RC 橋脚の結果に比べて降伏後の荷重の再現性が低下していることがわかる。ここで、中実断面 RC 橋脚、中空断面 RC 橋脚、基部充填補強 RC 橋脚における解析結果を比較すると、中空断面 RC 橋脚と基部充填補強 RC 橋脚における荷重が中実断面 RC 橋脚を上回っていることがわかる。これは、コンクリートの圧縮軟化が適切に再現されておらず、中実断面 RC 橋脚と比較して柱基部の応力レベルが大きい中空断面 RC 橋脚において、その影響が顕著に現れたためであると考えられる。また、基部充填補強 RC 橋脚においても、充填部と既設部が分離しているため、軸力は既設部のみが負担することとなり、柱基部のコンクリートにおける応力性状は中空断面 RC 橋脚と同様であったと考えられる。

(2) ひび割れ性状

本解析で得られた各橋脚におけるひび割れ図を図-12～図-14に示す。図-12より、水平変位 $1\delta y$ 時において、中実断面 RC 橋脚の中実部で比較的水平的方向にひび割れが発生しているのに対し、中実断面 RC 橋脚の中空部や中空断面 RC 橋脚、基部充填補強 RC 橋脚では、フランジ部で水平に発生したひび割れが、ウェブ部に到達すると斜め方向に進展していることが確認できる。また、中空断面 RC 橋脚や基部充填補強 RC 橋脚では、柱高さ 1000mm 以上の領域で斜めひび割れのひび割れ幅が大きくなっていることも確認できる。

水平変位が $3\delta y$ になると(図-13)、中実断面 RC 橋脚では、柱の基部付近における水平ひび割れのひび割れ幅が増大するとともに、柱高さ 1300mm 付近に発生した斜めひび割れが柱基部付近にまで進展している。一方、中空断面 RC 橋脚では、柱全域においてひび割れ幅が増大し、特に柱高さ 1000mm から 2000mm の領域において幅の大きな斜めひび割れが確認できる。基部充填補強 RC 橋脚においても、中空断面 RC 橋脚と同様、多数の斜めひび割れのひび割れ幅増大が確認できる。

水平変位が $6\delta y$ になると(図-14)、中実断面 RC 橋脚では柱基部や柱高さ 1300mm 付近でのひび割れ幅

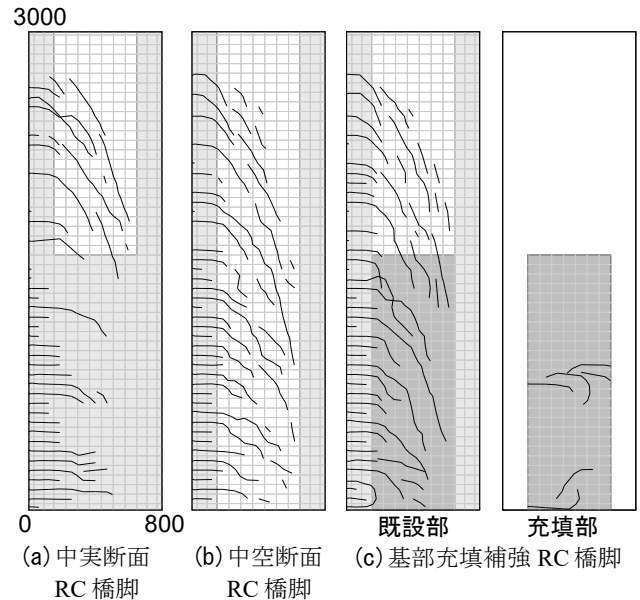


図-12 $1\delta y$ 時のひび割れ性状(Unit:mm)

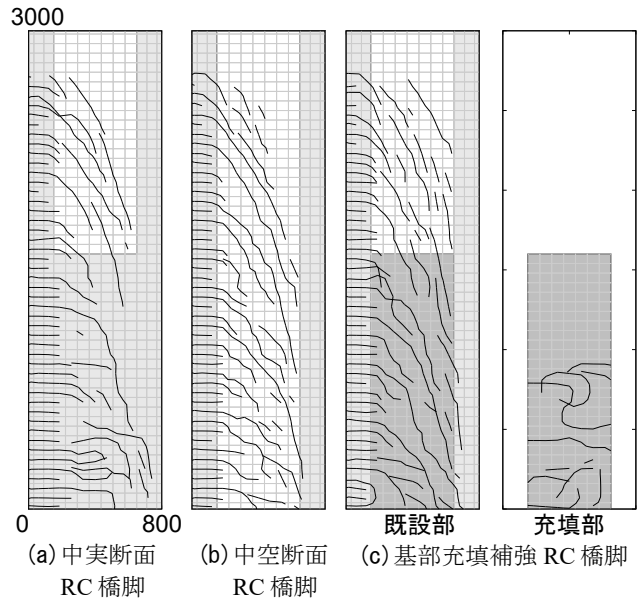


図-13 $3\delta y$ 時のひび割れ性状(Unit:mm)

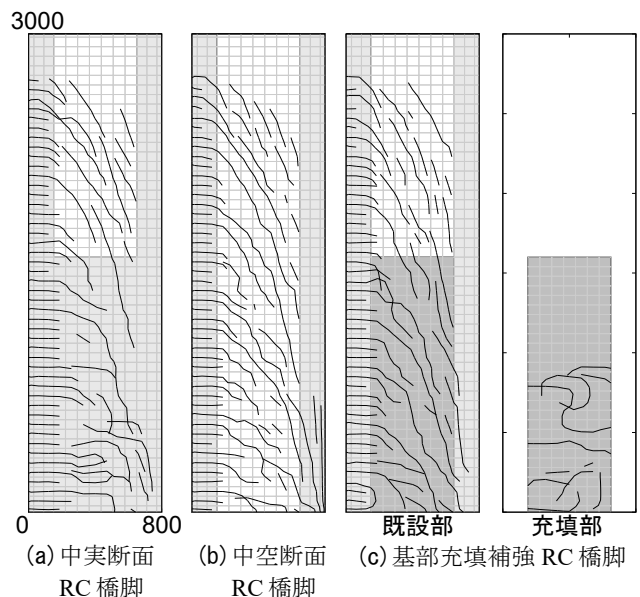


図-14 $6\delta y$ 時のひび割れ性状(Unit:mm)

増大が確認されるが、3 δ y時と比べてひび割れ性状に大きな変化は生じていない。それに対して、中空断面 RC 橋脚では、柱の基部付近で複数の斜めひび割れが大きく開くとともに、柱基部の圧縮縁で縦方向のひび割れが発生した。これは、圧縮割裂により発生したひび割れであると考えられる。基部充填補強 RC 橋脚では、一部ひび割れ幅の増大が確認されたが、3 δ y時と比較してひび割れ性状に大きな変化は生じていない。

これらの結果から、基部充填補強RC橋脚では、柱全域でウェブ部における斜めひび割れが発生・進展する様子が確認でき、中実断面RC橋脚ではなく中空断面RC橋脚に近いひび割れ性状が現れたといえる。

(3) 柱部コンクリートの鉛直変位分布

図-15 に載荷終了時(水平変位 100mm 時)の鉛直変位分布を示す。図より、図-14 に示した幅の大きいひび割れが鉛直変位分布にも不連続面として現れており、ひび割れによる変位の不連続性が表現できていることが確認できる。また、中実断面 RC 橋脚では、鉛直変位の不連続面がおおよそ水平方向に分布しているのに対し、中空断面 RC 橋脚における鉛直変位の不連続面は、中実断面 RC 橋脚に比べて斜めに傾斜していることがわかる。また、基部充填補強 RC 橋脚における鉛直変位の不連続面も同様に斜め方向に分布しており、中空断面 RC 橋脚に近い傾向を示していることがわかる。さらに、基部充填補強 RC 橋脚における充填部では、水平な不連続面が発生しており、充填部と既設部の境界でそれぞれの鉛直変位の値が異なることから、充填部と既設部が別々に挙動していることがわかる。

(4) 柱の曲げ・せん断変形成分の割合

本解析では、高さ40mmの位置から120mm間隔(高さ3160mm~3232mmのみ72mm間隔)の柱両端に位置する節点の変位を算出し、それらを用いて柱全体の水平変位量に占める曲げ変形成分とせん断変形成分の割合を計算した。図-16に柱の曲げ・せん断変形成分の割合を示す。

図より、各載荷ステップにおいて、中空断面 RC 橋脚のせん断変形成分は、中実断面 RC 橋脚に比べて10%程度大きいことが確認できる。さらに、基部充填補強 RC 橋脚における柱の曲げ・せん断変形成分の割合が、中実断面 RC 橋脚と比べて、中空断面 RC 橋脚と同程度であるという傾向も確認できる。

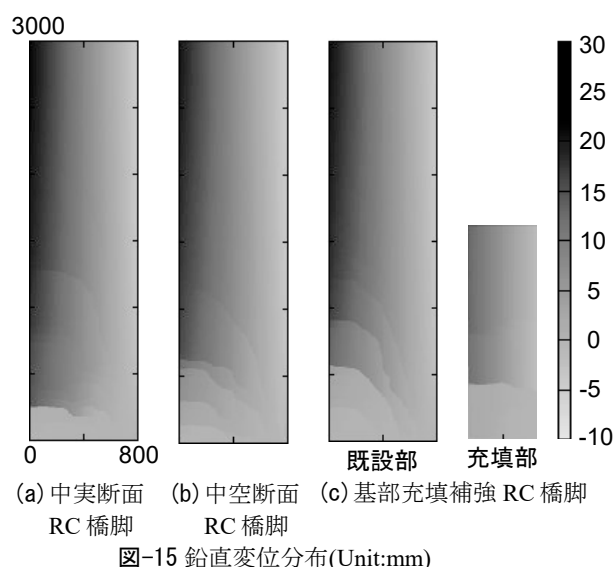


図-15 鉛直変位分布(Unit:mm)

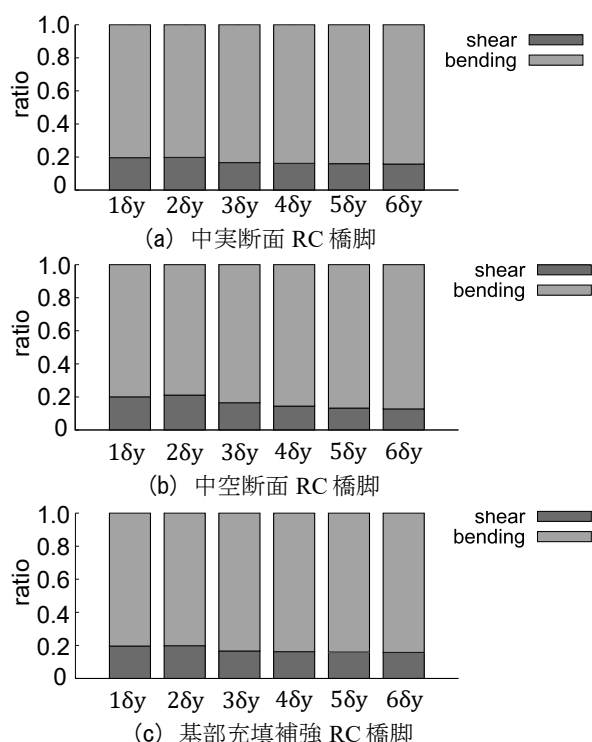


図-16 柱の曲げ・せん断変形成分の割合

5. まとめ

本研究では、中空断面 RC 橋脚に対するコンクリート充填補強策がせん断抵抗特性に与える効果を把握するため、中実断面 RC 橋脚、中空断面 RC 橋脚、基部充填補強 RC 橋脚の3種類の RC 柱を比較検討した。その際、ひび割れを考慮するため、X-FEM を RC 構造物に適用した。X-FEM の実装にあたり、通常の X-FEM の定式化は用いず、エンリッチ関数に shifted Heaviside 関数を採用し、かつ、クラック先端要素において不連続性を表す自由度に特殊な条件を与えた。以下に本検討で得られた知見を示す。

- X-FEMにおいて、クラック先端要素をFEMで定式化し、クラック先端要素の辺上に見かけ上のクラック先端を発生させることで、ブレンディング要素の問題を回避することができた。また、適切なひび割れを再現できることが確認された。
- 本解析では、実験結果で見られたひび割れ性状の特徴が再現可能であるといえる。特に、中空断面 RC 橋脚では中空断面のフランジ部で発生した水平ひび割れがウェブ部に到達すると斜め方向に進展する現象が精度良く再現され、さらに、中実断面供試体における中実断面部と中空断面部でのひび割れ性状の差異や、基部充填補強 RC 橋脚における充填断面部での中空断面同様に斜めひび割れの発生が再現できていた。
- 本解析では、鉛直変位分布からひび割れによる変位の不連続性が表現できていた。また、中実断面RC橋脚では、鉛直変位の不連続面がおおよそ水平方向に分布しているのに対し、中空断面RC橋脚における鉛直変位の不連続面は、中実断面RC橋脚に比べて斜めに傾斜していることがわかった。基部充填補強RC橋脚における鉛直変位の不連続面も同様に斜め方向に分布しており、中空断面RC橋脚に近い傾向を示していることがわかった。さらに、基部充填補強RC橋脚における充填部では、水平な不連続面が発生しており、充填部と既設部の境界でそれぞれの鉛直変位の値が異なることから、充填部と既設部が別々に挙動していることがわかった。
- 既設中空断面 RC 橋脚に対するコンクリート充填補強は、既設部とコンクリート充填部が独立して挙動し、コンクリート充填部が既設部のせん断抵抗特性の向上にあまり寄与しないため、柱のせん断耐力向上を期待する際には不十分であることがわかった。

謝辞：本研究の一部は「2020年度京都大学と西日本高速道路株式会社における共同研究」の助成を受けて実施した。謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2017.
- 2) Belytschko, T. and Black, T.:Elastic crack growth in finite elements with minimal remeshing, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol.45, No.5, pp.601-620, 1999.
- 3) Moës, N., Dolbow, J. and Belytschko, T.A:finite element method for crack growth without remeshing, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol.46, No.5, pp.131-150, 1999.
- 4) Zi, G. and Belytschko, T. : New crack-tip elements for XFEM and applications to cohesive cracks, Int. J. Numer. Meth, Engng., Vol.57, pp.2221-2240, 2003.
- 5) 綾城威歩生, 植村佳大, 高橋良和 : コンクリート充填補強を施した中空断面RC柱の正負交番載荷実験, 令和4年度土木学会全国大会第77回年次学術講演会, V-56, (投稿中), 2022.
- 6) Zhao, J., Bessa, M. A., Oswald, J., Liu, Z. and Belytschko, T. : A method for modeling the transition of weak discontinuities to strong discontinuities: from interface to cracks, Int. J. Numer. Meth. Engng., Vol.105, pp.834-854, 2015.
- 7) 池田貴昭, 後藤浩之, 澤田純男 : 地震時盛土の引張破壊を考慮した拡張有限要素法によるクラック進展解析, 土木学会論文集A2, Vol.72, No.2, I 227-I 235, 2016.
- 8) 植村佳大, 高橋良和, 後藤浩之 : メナーゼヒンジにおける縦方向ひび割れの発生メカニズムに関する検討, 土木学会論文集A1, Vol.76, No.4, I 363-I 376, 2020.
- 9) 和田一範, 後藤浩之 : 拡張有限要素法(X-FEM)を用いた自発的な断層破壊の数値解析手法の開発, 応用力学論集, Vol.13, pp.667-674, 2010.
- 10) Goto, H. and Bielak, J. : Galerkin boundary integral equation method for spontaneous rupture propagation problems: SH-case, Geophys. J. Int. Vol.172, pp.1083-1103, 2008.
- 11) Dugdale, D. S. : Yielding of steel sheets containing slits, J. Mech. Phys. Solids, Vol.8, pp.100-104, 1960.
- 12) Barenblatt G. I. : The mathematical theory of equilibrium of cracks in brittle fracture, Advances in Applied Mechanics, Vol.7, pp.55-129, 1962.