

論文 掻き出し破壊を伴う折曲げ筋定着性状の3次元非線形有限要素解析

石岡 拓^{*1}・後藤康明^{*2}・城 攻^{*3}

要旨: RC造外部柱梁接合部内に90°折曲げ定着した梁下端筋の掻き出し定着破壊性状について、3次元非線形有限要素解析を行った。梁主筋とコンクリートの付着をボンディングインターフェイス要素で表現し、その付着強度を梁主筋各部の支圧力に応じて定量化することにより、実験で得た荷重変形関係を比較的良好に再現できた。また、3次元解析結果から掻き出し破壊面を視覚的に確認し、掻き出し破壊面位置を推定できる可能性を示した。

キーワード: 3次元非線形有限要素解析, 90°折曲げ定着, 付着強度, 外部柱梁接合部

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱梁接合部において、梁主筋を通し配筋できない外柱では90°折曲げ定着を行うことが多い。著者らの実験的研究において、外柱接合部の折曲げ定着破壊形式は3種(側方割裂破壊・局部圧縮破壊・掻き出し破壊)に分類された。側方割裂破壊に関しては和泉らの研究¹⁾により、折曲げ定着ばねモデルを用いた2次元有限要素解析で評価できることが示されている。掻き出し破壊に関しては当研究室の天野らの研究²⁾により、離散ひび割れを用いた亀裂面のモデル化が有効とされている。

しかし、折曲げ筋の定着破壊は3次元的な現象であり、その機構を究明するには3次元解析をする必要がある。本研究では3次元非線形有限要素解析を適用し、外部柱梁接合部で90°折曲げ定着された梁主筋の性状について検討した。

2. 解析概要

2.1 解析対象試験体

解析対象は、既報³⁾の梁形コンクリート及び圧縮側梁主筋を省略した柱形の想定接合部に引張側梁主筋を折曲げ定着した試験体である。図-1に示すように解析対象試験体LA1-1は想定階高3500mm、柱断面800×600mm²のRC架構

を1/2に縮小した模型である。試験体寸法は梁応力中心間距離328mm、柱せい400mm、柱幅300mm、梁筋水平定着長200mm、梁筋余長部長228mm、側方コンクリート被り厚さ64.5mmであり、横補強筋比0.21%、コンクリート設計基準強度30MPaである。加力は下柱のせん断力が同一となるようにP2/P1=0.211とした静的単方向載荷、軸力比0である。加力は4本の梁筋を加力方向に平行移動する加力治具で結び、治具に引張力を与える形式としている。そのため個々の梁筋は同一変位となるが、荷重値は異なる。そのため試験体の試験体諸元、材料定数を

表-1 試験体諸元

試験体名		LA1-1
仮想梁	主筋	4-D19(引張筋)
柱	主筋	10-D16 (圧縮・引張共通 5-D16)
	フープ	2-6φ@90(p _w =0.21%)
接合部	フープ	2-6φ@90(p _w =0.21%)

表-2 材料定数

試験体名		LA1-1		
コンクリート	σ _B (MPa)	30.9		
	σ _t (MPa)	2.6		
	ε _{max} (μ)	2750		
	E _c (GPa)	21.4		
鉄筋	種類	D19	D16	6φ
	σ _y (MPa)	724	374	326
	ε _y (μ)	3710	2360	1600
	E _s (GPa)	207	170	175

*1 戸田建設(株)

工修 (正会員)

*2 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻

工博 (正会員)

*3 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻

工博 (正会員)

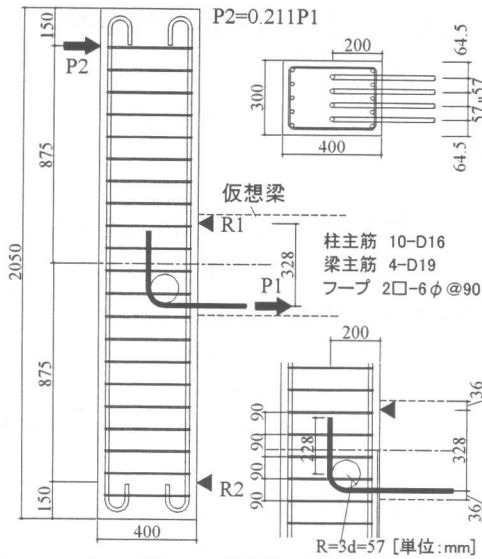


図-1 試験体配筋図

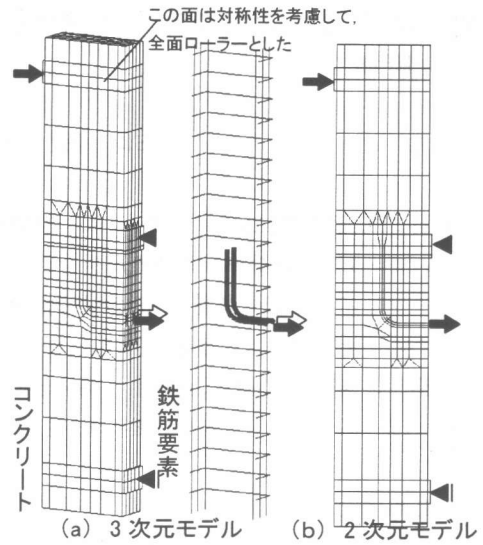


図-2 要素分割

それぞれ表-1, 表-2 に示す。

2.2 解析手法

解析にはオランダの TNO で開発された 3 次元非線形有限要素解析プログラム DIANA ver.7.2 を用いた。解析では LA1-1 を基準試験体にして解析モデルの構築を行った。3 次元応力解析用モデル (LA1-1-3D) の他に、従来の解析との比較をするために 2 次元応力解析用モデル (LA1-1-2D) も作成して検討した。3 次元応力解析モデルは図-2 (a) に、2 次元応力解析モデルは図-2 (b) にそれぞれ要素分割を示す。

3 次元応力解析用モデルでは対称性を利用して断面の 1/2 をモデル化した。コンクリートは 8 節点直方体要素及び 6 節点三角柱要素を用い、梁主筋には 6 節点三角柱要素を用いた。柱主筋と横補強筋は 2 節点線材要素で表現し、梁主筋とコンクリートの付着はボンドインターフェイス要素を用いて表現した。2 次元応力解析用モデルでは、要素の大きさは同一で 4 節点と 3 節点の平面応力要素及び線材要素を用いた。

解析は上柱加力点 P2 及び梁筋 P1 に実験と同じ一定割合の荷重を与える単調載荷とした。実験では梁主筋ごとに負担力の割合が異なったので、3 次元応力解析では実験時と同じ割合になるように各梁主筋に荷重増分を加えた。

2.3 材料のモデル化

解析に必要な定数は材料試験結果より求めた。

コンクリート：応力-歪関係は圧縮上昇域に Fafitis-Shah 式を用い、歪軟化域は直線的に低下するものとした (図-3)。ひび割れは多方向固定分布ひび割れモデルを用い、引張強度に達すると発生する。引張軟化には Hordijk らが提案した曲線を用い、ひび割れ面のせん断応力伝達は伝達係数 β を引張歪度 ϵ' の関数で表現したモデルを用いた (図-4)。破壊基準には Drucker-Prager の基準を適用し、定数 α , k は Mohr-Coulomb の曲面に外接するように内部摩擦角と粘着力から求めた⁴⁾。

鉄筋：各鉄筋の応力-歪関係は tri-linear 型で表現した (図-5)。降伏条件は von Mises の条件を適用した。

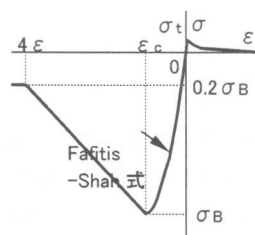


図-3 コンクリートの応力-歪関係

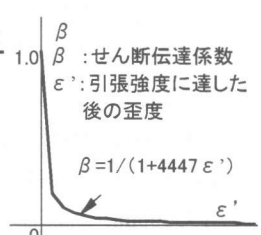


図-4 ひび割れ面せん断伝達関係

付着：梁主筋とコンクリート間の付着は、界面

全体に分布して応力を伝達するボンドインターフェイス要素を用いて表現した。この要素では鉄筋軸方向と直交方向とが独立して挙動し、付着特性も別々に与える必要がある。鉄筋軸方向の付着モデルには、付着応力が τ_{max} に到達後、 τ_{max} の 1/2 の力を負担する linear 型のモデルを用いた (図-6)。和泉らの研究では折曲げ部内側で付着強度を大きく設定することの有効性が論じられており、本解析でも支圧力の影響を考慮して付着強度を決定する。

梁主筋各部の梁主筋直交方向の支圧力のみを検討するために、梁主筋軸方向の付着強度を 0 と置いた解析モデルを作成して、梁主筋周りのコンクリートが受ける支圧力分布を調べた。その結果、図-7 に示すような折曲げ部を頂点とする山形の支圧力分布が得られた。ここで梁筋荷重 T_{all} とは解析で加えた梁主筋 2 本分の引抜き力を全数 (4 本) 分に換算したものである。実験では初亀裂が発生する $T_{all}=135\text{kN}$ 時に剛性の急激な低下により梁主筋が抜け出してくることから、梁主筋の付着破壊はこの荷重レベル付近で発生していると考えて $T_{all}=126\text{kN}$ 時の支圧力分布に注目する。このときの支圧力の平均値 -6.13MPa を支圧力の基準として、梁主筋各部に支圧力に応じた付着強度を与えることとする。基準とした付着強度 $\tau_{max}=3.92\text{MPa}$ は和泉らが提案し、天野らの解析で梁主筋全長に与えた付着強度であることから、平均的な付着強度を表していると判断した。以上から図-8 に示す支圧力-付着強度関係を仮定した。Case.0 は梁主筋全長に一樣な付着強度を与えたモデルであり、Case.1 は支圧力と付着強度を比例関係にあると仮定した linear 型モデル、Case.2 は支圧力による付着強度の増大に上限を設けた bi-linear 型モデルである。Case.2 における上限は、角らの研究⁵⁾を参考にして支圧力が $0.3\sigma_B$ を超えると頭打ちになるように設定した。解析中に個々の付着要素において支圧力を求め、図-8 に従った τ_{max} を設定するのが理想的であるが、本プログラムではこれが実行できないために便宜的に定

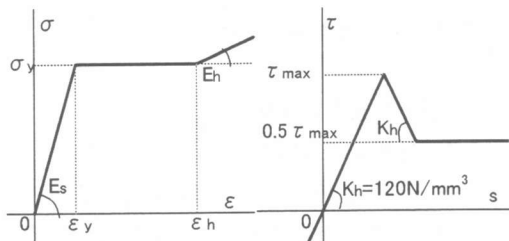


図-5 鉄筋の
応力-歪関係

図-6 付着特性

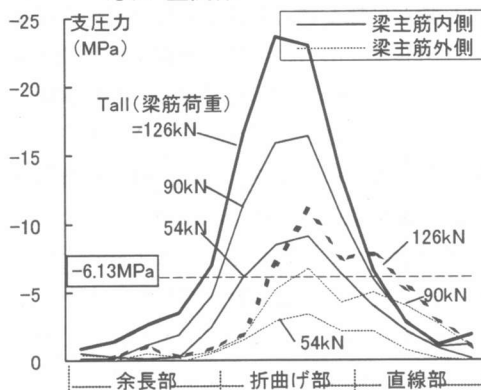


図-7 梁主筋周囲のコンクリート支圧力分布

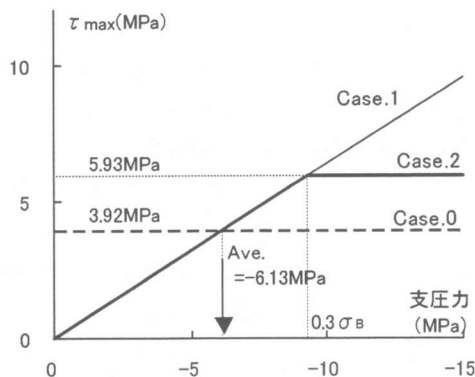


図-8 支圧力-付着強度関係の仮定

表-3 最大付着強度 τ_{max} (MPa)

Case.	直線部	折曲げ部	余長部	外側	内側
0	共通	3.9			
1	内側	2.0	12.3	2.0	
	外側	2.7	4.4	0.26	
2	内側	2.0	5.9	2.0	
	外側	2.7	4.4	0.26	

着部を 3 区間に分け、更に折曲げ内側と外側の計 6 区間それぞれの支圧力平均値から τ_{max} を算出して固定的に与えた。梁筋軸直交方向では肌離れ方向の剛性を 0 とし、支圧方向にはある程度大きい剛性 (10^5N/mm^3) を与え、支圧強度の上限は設けなかった。これらをまとめて表-3

に各部の最大付着強度を示す。

3 解析結果及び考察

3.1 付着モデル検討

3次元応力解析モデルを用いて、付着モデル Case.0, 1, 2 の検証を行った。梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係を図-9 に示す。ここで梁筋抜け出し量とは柱心軸に対する梁付け根の梁筋相対抜け出し量である。全長に一樣な付着強度を与えた Case.0 では、梁筋抜け出し量が実験値と比べて小さく剛性低下が遅れる。Case.1 では、実験値との対応は改善されるが、剪断初亀裂発生荷重が実験値よりも約 25% 大きい。これらに対して付着強度に上限を設定した Case.2 では、剛性と亀裂発生状況は実験と良い対応を示している。最大耐力解析値はいずれも発散して真の値が得られていないため、発散時梁筋抜け出し量が最小となった Case.0 の $\delta=1.0\text{mm}$ では実験値も概ね最大耐力に至っているため以下では便宜的にこの変位時の値で比較する。この結果、Case.2 が最も試験体に近い値を示した。

梁主筋折曲げ部近傍の横補強筋力分布を図-10 に示す。Case.0 では、横補強筋力の増大が同一梁筋荷重に対して遅れるが、Case.1, 2 では、実験値と同様に横補強筋力が急増する。実験時の横補強筋力の急増は図-13 (a) に示した斜めせん断亀裂①の発生による影響であり、Case.1, 2 でもほぼ同位置にひび割れが発生して、横補強筋力が急増する。

3.2 履歴性状

付着モデル Case.2 を用いて、2次元と3次元の応力解析を行った。図-11 に梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係を示す。実験結果と比較すると、3次元応力解析の結果は、梁筋抜け出し量 0.60mm までによく対応している。 $\delta=1.0\text{mm}$ での最大耐力はやや高く、実験値を過大評価している。平面応力解析の結果は、初期剛性はよく対応しているが、梁筋抜け出し量 0.20mm で急激な剛性低下が見られ、実験値のような緩やかな剛性低下を表現できていない。これは梁主筋

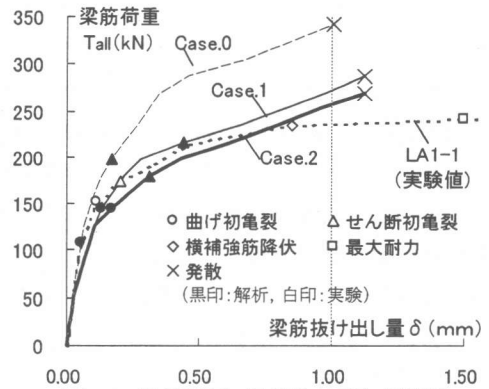


図-9 梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係

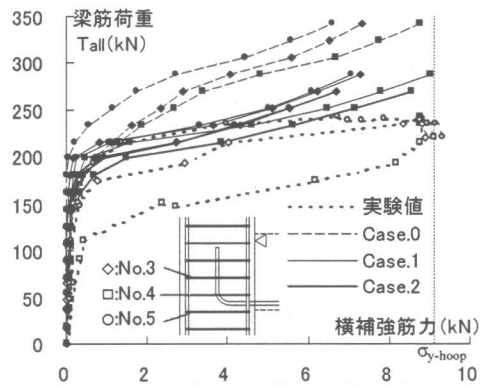


図-10 梁筋荷重-横補強筋力関係

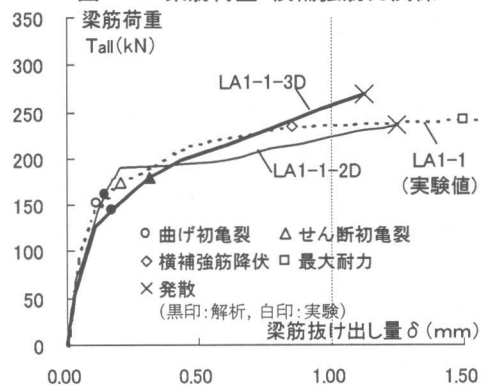


図-11 梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係

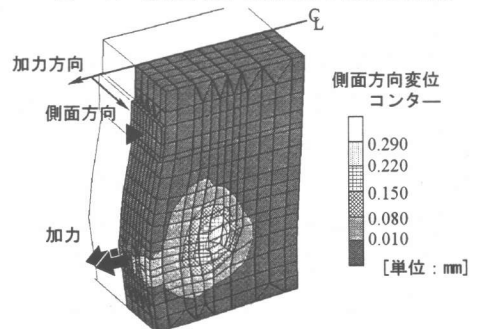
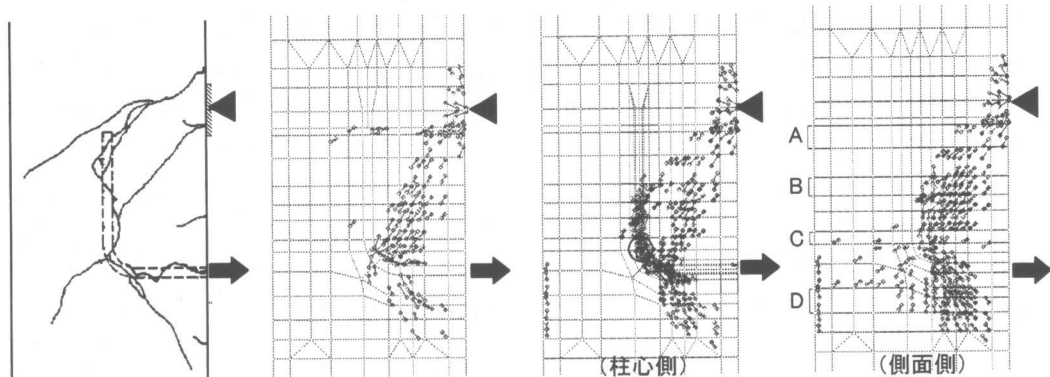


図-12 $T_{all}=1.00\text{mm}$ 時変形図 ($\times 50$)



(a) 最終亀裂状況(実験) (b) 2次元応力解析 (c) 3次元応力解析 30.9MPa
 図-13 コンクリートの圧縮主応力度分布($\delta=1.0\text{mm}$ 時)

沿いの付着要素が一度に最大付着強度に達し、急激に剛性が低下するためである。このため最大耐力は実験値よりやや低い。これに対して3次元解析モデルでは内・外側梁主筋沿いの付着要素で最大付着強度に達する時期が異なるため、徐々に剛性が低下していく。また、いずれの解析でも $\delta \geq 0.5\text{mm}$ の変位での剛性が実験値より大きくなるのは、本研究ではコンクリートの亀裂を分布ひび割れで表現しており、掻き出し破壊のような局所的な変形が生じないためであると考えられる。

3.3 変形と内部応力状態

図-12に3次元解析の最大耐力付近での変形図を示す。梁筋位置を中心として梁取付面は加力方向に大きく膨らむと同時に、柱側面は折曲げ部を中心にコンクリートの膨らみが顕著である。梁主筋に加えた引張力は折曲げ部内側からの支圧力としてコンクリートへ伝えられ、加力方向と側面方向に変形させている。

図-13に最終亀裂状況と圧縮主応力度分布を示す。2次元、3次元解析でともに梁主筋折曲げ部と圧縮反力鋼板を結ぶ方向に圧縮主応力が卓越していることがわかる。これは実験時の亀裂発生状況に対応している。この折曲げ部と圧縮反力鋼板を結ぶストラットを2次元解析と3次元解析で比較する。2次元解析では一様な幅を持ったストラットであるが、3次元解析では柱心側において、折曲げ部付近(○印)でとく

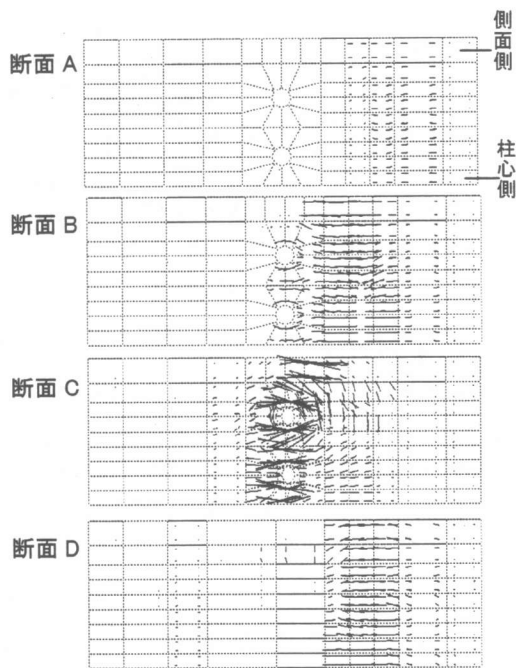


図-14 掻き出し破壊面の形成(ひび割れ歪)

に大きな圧縮主応力を持ち、ストラットが2束になるが、側面側ではその傾向は見られない。

図-14に梁主筋近傍のひび割れ歪図を示す(断面位置は図-13に示す)。ひび割れ歪度は引張強度に達した後の歪度増分量であり、この歪度と直交する方向にひび割れが発生する。ひび割れは折曲げ部内側(断面C)で顕著に発生しており、折曲げ位置を頂部として三角形のひび割れが発生していることがわかる。また、

断面 A-D のすべてにおいて、ひび割れが柱幅を横断する傾向があることがわかる。この2つの特徴は実験時に観察された掻き出し破壊の亀裂性状と一致しており、分布ひび割れモデルで掻き出し破壊面位置を推定できるものと考えられる。また、断面 C では外側梁主筋の折曲げ部から柱側面方向へ亀裂が発生しており、側方割裂破壊的な性状も示している。

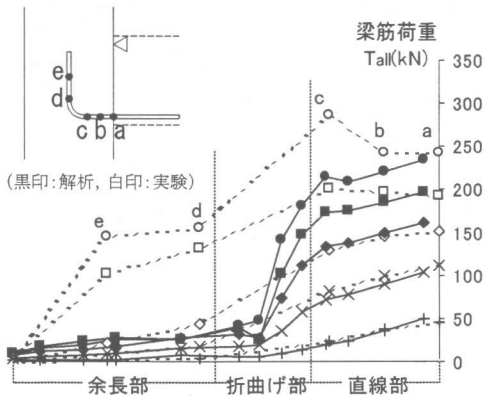


図-15 梁主筋力分布

3.4 梁主筋力分布

図-15に3次元応力解析における梁筋長さ方向の梁筋荷重分布を示す。梁筋荷重がおよそ150kNまで実験値と解析値とは良い対応を示しているが、それ以降は差が目立ってくる。実験では直線部の計測位置cにおける梁主筋力が次第に増大していくのに対し、解析では最大耐力まで計測位置cの梁筋荷重がaを上回ることはない。この梁主筋力の差は直線部の付着力のために生じると考えられる。実験において $T_{all}=200\text{kN}$ くらいまでに直線部の付着は徐々に失われていくが、解析では直線部の付着要素の一部が最後まで最大付着強度に達しないため付着が失われず。また、計測位置c, d, eにおける梁主筋力の急増も解析では評価できていない。解析において使用した付着モデル (Case.2) では余長部の付着強度を小さく設定しているため、早期に最大付着強度に達して梁主筋力を負担できなくなることが原因と考えられる。

同一の付着モデルを用いた2次元解析の梁主

筋力分布は3次元解析結果とほぼ一致した。付着モデルで比較すると、Case.1の梁主筋力分布はCase.2とほぼ一致したが、Case.0では直線部の付着力が大きく、実験値との対応が悪い。

以上の結果から、最大耐力時の梁主筋力の急増については未解決であるが、支圧力を考慮した付着モデルを用いて実験時の梁主筋力分布を再現することができるものとする。

4 まとめ

RC造外部柱梁接合部における梁下端筋の掻き出し定着破壊性状に関して3次元非線形有限要素解析を行い、以下の知見を得た。

- (1) 梁主筋とコンクリートの付着をボンドインターフェイス要素でモデル化し、その付着定数を作用する支圧力の影響を考慮して定量化した。また、支圧力による付着強度の増大に上限を設ける必要があることを示した。
- (2) 上述の付着モデルを用いて解析した結果、実験における荷重変形関係や亀裂発生状況と比較して、2次元解析は変形に問題があるが、3次元解析は比較的良い対応を示した。
- (3) 折曲げ部内側から圧縮反力鋼板へ向かう圧縮ストラットの形状は柱幅方向に変化することを示した。
- (4) 分布ひび割れモデルを用いて掻き出し破壊で顕著な3次元的な亀裂面の広がりを再現でき、亀裂面位置を推定できる可能性を示した。

【参考文献】

- 1) 和泉信之ほか：RC壁柱・はり接合部におけるはり主筋の折曲げ定着機構に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第462号，pp.121-130，1994.8
- 2) 天野達也・城攻ほか：掻き出し破壊を伴う梁筋定着機構に関する2次元非線形有限要素解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.511-516，1998
- 3) 宮本泰志・城攻ほか：柱梁接合部における90°折曲げ鉄筋の掻き出し定着破壊耐力の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.1017-1022，1997
- 4) W.F.Chen 著，色部誠ほか監訳：コンクリート構造物の塑性解析，丸善株式会社，1985
- 5) 長友克寛・角徹三ほか：横方向応力作用下における異形鉄筋の付着強度に関する研究，土木学会論文集，No.451，V-17，pp.225-234，1992.8