論文　RC 造 90°折曲げ定着における折曲げ近傍の応力性状に関する 3 次元 FEM 解析

山本　崇行[*1]・北野　敦則[*2]・後藤　康明[*3]・城　攻[*4]

要旨：RC 造柱梁接合部内に 90°折曲げ定着された梁主筋の定着破壊性状について，3 次元有限要素解析を行った。異なる定着破壊形式の試験体を対象とし，局部支圧破壊を検討するモデルにおいては折曲げ内側コンクリートにかかる支圧力とその影響の範囲について検討を行った。側方割裂破壊検討モデルでは局部支圧破壊検討モデルとは異なる破壊の形式が伺えた。また，コンクリートの局部支圧応力度の評価方法についても検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート，90°折曲げ定着，局部支圧破壊, 3 次元非線形有限要素解析

1. はじめに

RC ラーメン構造は部材を剛接合とし，部材に生じる曲げモーメントにより外力に抵抗するため，柱と梁部材の定着性能は重要である。建物端部の外柱梁接合部では梁主筋を折曲げて定着するのが一般的である。折曲げ定着破壊の形式は 3 種（側方割裂破壊・局部支圧破壊・掻き出し破壊）に分類でき，応力伝達は過去に 2 次元有限要素解析などにより研究がなされている [1)]。しかし，折曲げ定着破壊は，3 次元的な現象であり，その機構を究明するには 3 次元解析が必要である。本研究では 3 次元非線形有限要素解析を用い，90°折曲げ定着された梁主筋折曲げ近傍のコンクリートの応力性状について検討した。

2. 局部支圧破壊の検討

2.1 解析対象試験体

対象試験体は，外柱と梁の接合部に梁主筋を 90°折曲げ定着する場合の定着耐力を検討したものである。引張力を受ける梁主筋の定着耐力の考察を目的とし，試験体は柱型に引張側の梁主筋のみを埋め込み，梁コンクリートと圧縮側梁主筋を省略している。**図－1** に解析対象試験体図を示す。対象試験体は柱型（図では横置きに表現）に柱梁接合部に相当する試験部分を 2 つ設け個別に加力した。梁せいを 800mm と想定し，梁上端筋と下端筋の主筋間距離 660mm，柱型長さ 2200mm，柱断面 400×750mm，梁主筋に D38 鉄筋を用いて 1 本配置し，水平定着長 600mm としている。梁主筋は柱内で内法半径を 1.5d（d：梁主筋径）で U 字形に折曲げて定着している。折曲げ部での定着耐力を検討するために梁主筋水平定着部にシース管をかぶせてコンクリートとの付着を完全に無くしている。実験ではコンクリート強度を 2 水準に設定して試験体を製作したが本解析では F_c=24（MPa）の試験体を解析の対象とする。試験体諸元及び材料定数を**表－1** に示す。

表－1 試験体諸元及び材料定数

試験体名		U38-24	
仮想梁	主筋	1-D38（引張筋）	
柱	主筋	4-D38（圧縮・引張共通2-D38）	
	帯筋	2-D16@140（補強筋比p_w=0.71%）	
接合部	帯筋	2-D16@140（補強筋比p_w=0.71%）	
コンクリート	圧縮強度σ_B(MPa)	30.7	
	引張強度σ_t(MPa)	2.36	
	圧縮強度時歪ε_c(μ)	2692	
	弾性係数$E_{1/3}$(GPa)	22.0	
鉄筋	種類	D38	D16
	降伏強度σ_y(MPa)	515	345
	降伏時歪ε_y(μ)	4768	2013
	初期弾性係数E_s(GPa)	186	171

*1 （株）大林組　　工修　(正会員)
*2 北海道大学大学院助手　　工学研究科空間性能システム専攻　工博　(正会員)
*3 北海道大学大学院教授　　工学研究科空間性能システム専攻　工博　(正会員)
*4 北海道大学名誉教授　工博　(正会員)

2.2 解析手法

解析にはオランダ TNO で開発された汎用 3 次元非線形有限要素解析プログラム DIANAver.9.1 を用い，3 次元解析を行った。解析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。**図－2** に要素分割図を示す。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埋め込み鉄筋要素を用いた。梁主筋とコンクリート間の付着はインターフェイス要素を用いて表現した [2]。加力条件は梁引張筋端部に鉛直上向きに強制変位を与えた。

2.3 材料のモデル化

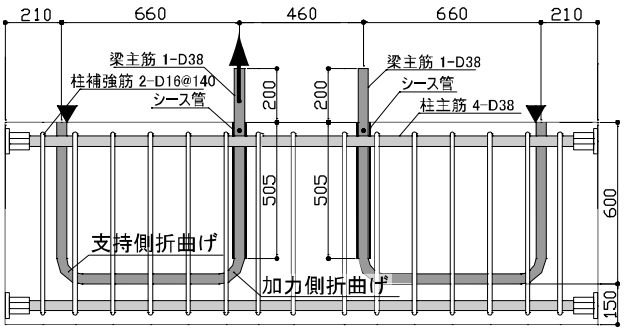
解析に必要な定数は材料試験結果より求めた。

<u>コンクリート</u>：応力-ひずみ関係は圧縮上昇域に Saenz 式を用い，ひずみ軟化域は($4\varepsilon_c$，$0.2\sigma_B$)まで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ひび割れモデルを用い引張強度に達した時に発生する。引張軟化には Hordijk らが提案した曲線 [3]を用い，ひび割れ面のせん断応力伝達は伝達係数 β を一定としたモデルとした。破壊基準には Drucker-Prager 基準 [3] を適用した。

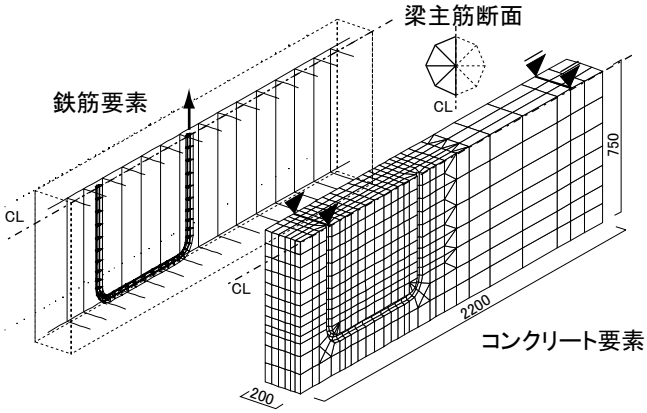
<u>鉄筋</u>：各鉄筋の応力 - 歪関係は降伏点が不明瞭であった梁主筋については multi-linear 型で表現し，柱主筋及び帯筋は bi-linear 型で表現した（**図－4**）。降伏条件は von Mises[3]の条件を適用した。

<u>付着</u>：梁主筋とコンクリート間の付着は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が独立して挙動し，付着特性も別々に与える必要がある。梁主筋軸方向の付着モデルを**図－5** に示す。本解析では過年度当研究室で行った石岡らの解析 [4]で用いた基準試験体 LA1-1 モデルの付着強度を基準とし，折曲げ部での支圧力の影響を考慮して付着強度を決定する。付着強度の基準とした LA1-1 モデルの概要を示す (**表－2**，**図－6**) 。

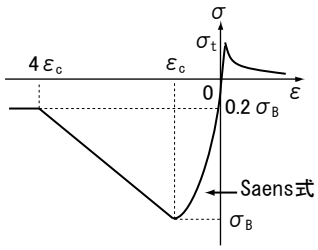
付着強度はコンクリート強度の影響を受けるため，U3824 モデルではコンクリート強度の平方根で補正した。梁主筋各部の梁主筋直交方向



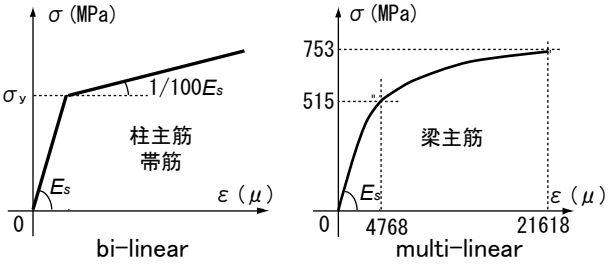
図－1 解析対象実験試験体 (単位：mm)



図－2 要素分割図 (単位：mm)

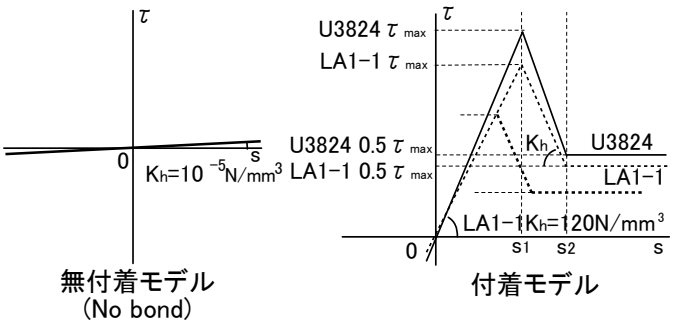


図－3 コンクリートの応力－歪関係

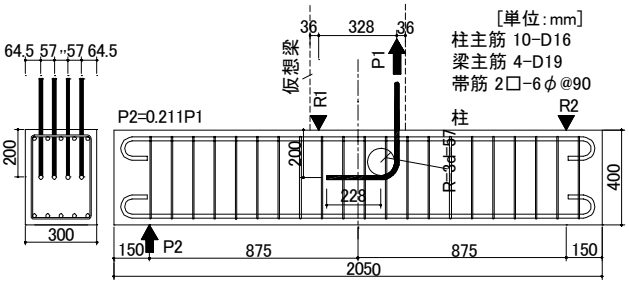


図－4 鉄筋の応力－歪関係

の作用支圧力を検討する為に，梁主筋軸方向付着剛性を 10^{-5} N/mm^3 とした解析モデル U3824B0 を作成し，最大耐力時の梁主筋周囲のコンクリートの支圧応力分布を調べた（**図－7**）。LA1-1 の梁主筋軸方向付着剛性を 10^{-5} N/mm^3 としたモデル LA1-1B0 及び U3824B0 の両者とも解析における最大耐力時の加力側折曲げ部支圧応力度平均値を比較し，折曲げ半径の違いなどによる支圧力の増大を考慮して LA1-1B0 に対して折曲げ部内側のみの付着強度を増大させたものを



図－5 梁主筋軸方向付着応力 - 滑り関係



図－6 基準試験体 LA1-1 図 4)

表－2 基準試験体 LA1-1 諸元

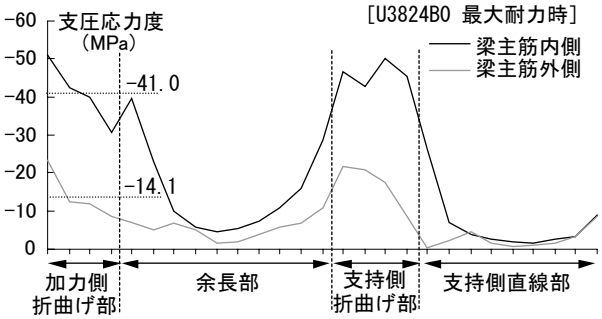
試験体名		LA1-1
仮想梁	主筋	4-D19（引張筋）
柱	主筋	10-D16（圧縮・引張共通5-D16）
	帯筋	2-6φ@90（補強筋比p_w=0.21%）
接合部	帯筋	2-6φ@90（補強筋比p_w=0.21%）
コンクリート	圧縮強度σ_B(MPa)	30.9
	引張強度σ_t(MPa)	2.6
	圧縮強度時歪ε_c(μ)	2750
	弾性係数E_c(GPa)	21.4

U3824B1, 折曲げ部内・外両側の付着強度を増大させたものを U3824B2 とする。**表－3** に支圧力を考慮して求めた付着強度を示す。梁主筋軸直交方向では肌離れ方向の剛性を 10^{-5}N/mm^3 とし，支圧方向にはある程度大きい剛性（10^5N/mm^3）を与え Linear 型でモデル化した。

2.4 解析結果及び考察

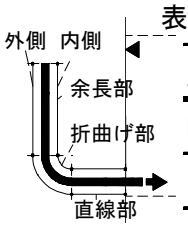
2.4.1 荷重－変形関係

図－8 に梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係を示す。ここで梁筋抜け出し量 δ は柱心軸に対する梁主筋折曲げ始点相対抜け出し量である。荷重変形曲線において大きな剛性低下を示す点を剛性急変点と定義する。梁主筋折曲げ部内側のみ付着強度を増大させた U3824B1 モデルでは初期剛性及び剛性急変時の荷重値が実験結果と比較的良い対応となっている。梁主筋折曲げ部の内・外両側で付着強度を増大させた U3824B2 モデルでは剛性・耐力とも実験値よりも若干大きくなり早期に発散した。



図－7 梁主筋周囲のコンクリート支圧応力分布

表－3 付着強度（梁主筋軸方向）



モデル名	部位	付着強度 τ_{max}(MPa) 直線部	折曲げ部	余長部
LA1-1B0	内側	No bond	No bond	No bond
	外側	No bond	No bond	No bond
LA1-1	内側	2.0	5.9	2.0
	外側	2.7	4.4	0.26

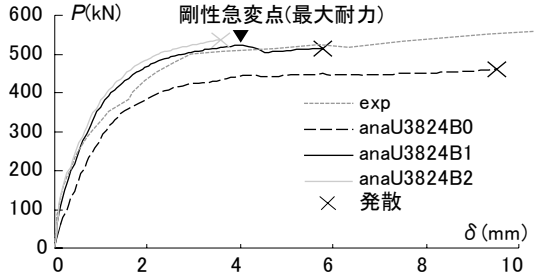
加力側折曲げ部支圧応力度平均(MPa)

モデル名	LA1-1B0	U3824B0
内側	19.2*	41.0**
外側	6.9*	14.1**

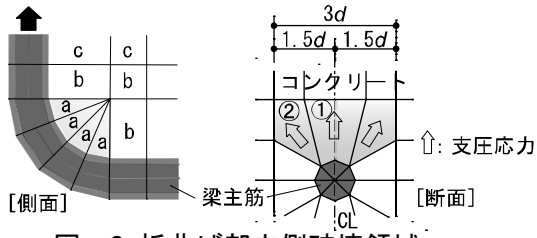
* LA1-1B0の最大耐力時の支圧応力度平均値
**U3824B0の最大耐力時の支圧応力度平均値

モデル名	部位	付着強度 τ_{max}(MPa) 加力側直線	加力側折曲げ	余長部	支持側折曲げ	支持側直線
U3824B0	内側	No bond	No bond	No bond	No bond	No bond
	外側	No bond	No bond	No bond	No bond	No bond
U3824B1	内側	No bond	12.6*	2.0***	12.6*	2.0***
	外側	No bond	4.4***	0.26***	4.4***	2.7***
U3824B2	内側	No bond	12.6*	2.0***	12.6*	2.0***
	外側	No bond	9.0**	0.26***	9.0**	2.7***

付着強度＝LA1-1×コンクリート強度の影響×支圧力の影響
* 5.9×√(30.7/30.9)×(41.0/19.2) = 12.6 ：折曲げ内側
** 4.4×√(30.7/30.9)×(14.1/6.9) = 9.0 ：折曲げ外側
*** LA1-1 τ_{max} ×√(30.7/30.9)=付着強度 ：その他の部位



図－8 梁筋荷重－梁筋抜け出し量(*P*-δ)関係



図－9 折曲げ部内側破壊領域

2.4.2 破壊過程

U3824B1 モデルでは，荷重 360kN 前後で折曲げ内側の(**図－9** に示した)a 要素が圧壊し，荷重 400～500kN にかけて b 要素が圧壊，剛性急変時

の荷重前後では c 要素などが圧壊し耐力が頭打ちとなった。剛性急変点での耐力は 523kN で，対象試験体は直線部の付着を絶縁しているので，藤井らの研究 [5]で示された直線部の負担割合を25%程度とする判断を適用し，藤井らの式で求められる定着耐力 Pu を 0.75 倍した側方割裂破壊時の定着耐力計算値 Pu' を上回っており，支圧破壊を起こしていると考えられる。

図－10 に剛性急変時のひび割れ歪ベクトル図を示す。A 列要素で梁主筋の直上の要素が梁主筋の押し当てによりコンクリートが割り裂かれるようなひび割れが見られる。

2.4.3 支圧応力度

解析における剛性急変時の梁主筋力の値を用いて支圧応力の算定を行った。折曲げ始点と終点を結ぶ線と鉄筋径で作成される長方形を仮定し，この面に垂直に作用する圧縮応力を支圧応力と考え，**式(1)** より算定した。各記号の説明及び算定結果について**表－4** に示す。

$$\sigma_l = \frac{(P_1/\sqrt{2} + P_2/\sqrt{2})}{\sqrt{2}r \cdot d} = \frac{(P_1 + P_2)}{2rd} \qquad (1)$$

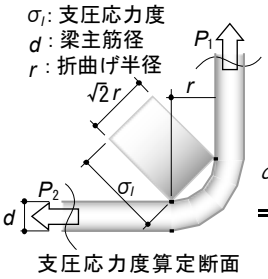
ここで，P_1，P_2 は折曲げ始点･終点の梁主筋力

また，解析で得られた梁主筋折曲げ部内側コンクリート要素の最大圧縮主応力度 σ_3 の値を**表－5** に示す。(1) **式**による支圧応力の算定結果では σ_l は圧縮強度 σ_B の 7.36 倍になる。しかし，解析では梁主筋直上の要素①で圧縮強度 σ_B の約 3 倍程度である。

2.4.4 支圧応力算定領域の検討

折曲げ内側圧縮主応力度 σ_3 解析値（**表－5**）より，解析では梁主筋直上の要素①より一つ外側の梁主筋中心から 1.5d の範囲の要素②も梁主筋直上要素と同等な支圧応力を受けている。このことから，**式(1)** や藤井らが提案した式での支圧応力算定断面の幅は鉄筋径の幅で規定されているが，折曲げ内側の支圧応力が梁主筋上のコンクリートに放射状に広がることを考慮し，仮定断面の幅を鉄筋径 d の 3 倍であると仮定すると，算定式の σ_l' の値は圧縮強度 σ_B の 2.45 倍程度となり**表－5** に示す解析値と近い値となる。

表－4 支圧応力算定結果



モデル名	U3824B1
σ_B (MPa)	30.7
d (mm)	38
r (mm)	57＝1.5d
P_1 (kN)	523
P_2 (kN)	456
σ_l (MPa)（支圧領域幅d）	226
σ_l/σ_B	7.36
σ_l' (MPa)（支圧領域幅3d）	75
σ_l'/σ_B	2.45
支圧強度f_b (MPa)	246
折曲げ定着耐力Pu (kN)	533
$Pu'=Pu\times0.75$ (kN)	400

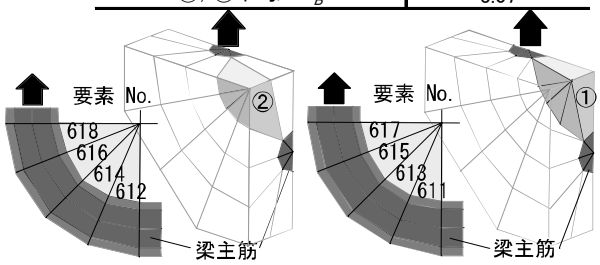
$f_b=k_0\cdot k_1\cdot k_2\cdot k_3\cdot k_4\cdot k_5\cdot f_{b0}$ （文献5）
$Pu=f_b\cdot d\cdot r$

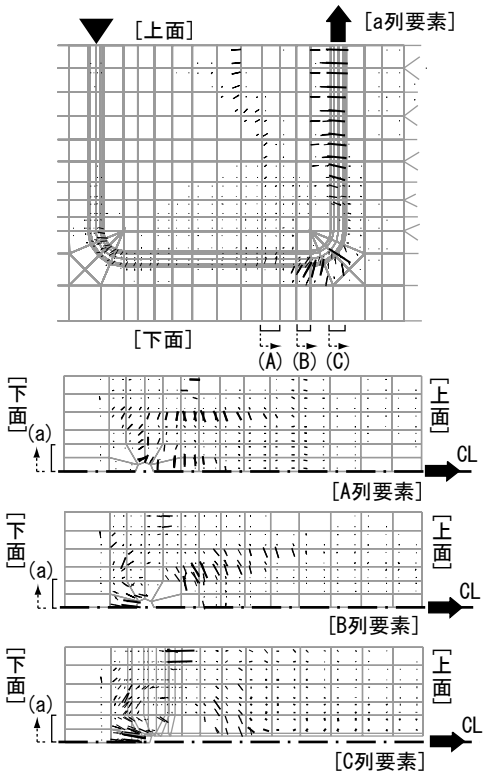
表－5 折曲げ内側圧縮主応力度 σ_3 解析値

U3824B1 折曲げ内側コンクリート最大圧縮主応力度 σ_3(σ_B=30.7)

梁主筋直上の層①		梁主筋直上より一つ外の層②	
要素No.	σ_3(MPa)	要素No.	σ_3(MPa)
617	100.1	618	97.3
615	96.5	616	105.7
613	88.3	614	100.8
611	73.9	612	86.2
平均	89.7	平均	99.5
平均/σ_B	2.92	平均/σ_B	3.24

①, ②平均	94.1
①, ②平均/σ_B	3.07





図－10 剛性急変時ひび割れ歪ベクトル図

3. 側方割裂破壊の検討

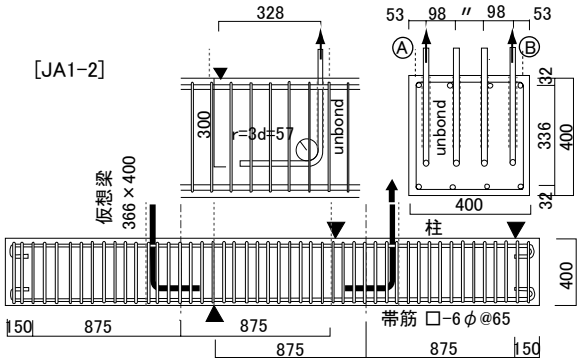
3.1 解析対象試験体

解析対象試験体(**図－11**)は柱型に L 字型に折曲げ加工した梁主筋を埋め込んだ試験体で，寸法は約 1/2 に縮小したもので，梁型コンクリートを省略し柱型に 2 つの試験部を有している。定着部の耐力と応力伝達性状を明確にするため，水平定着部の付着は塩ビパイプにより絶縁している。解析対象試験体は 4 本ある梁主筋のうち外側Ⓐ とⒷの 2 本のみを引抜き加力したものである。試験体諸元及び材料定数を**表－6** に示す。

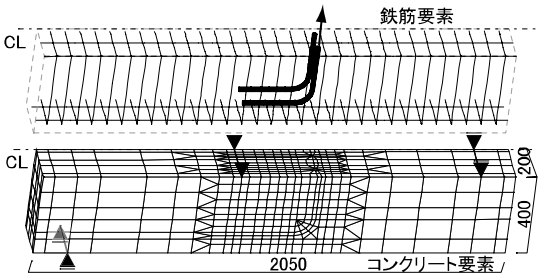
3.2 解析手法及び材料のモデル化

解析手法は U3824 と同様で，解析モデルは対称性を利用して断面の 1/2 をモデル化した。コンクリート及び鉄筋の応力－歪関係は全て U3824 と同様とした。

<u>付着</u>：支圧破壊検討モデル同様に，JA1-2B1 では LA1-1 試験体の付着強度を基準とし，コンクリート強度による補正を行った。また，JA1-2B2 では無付着モデル JA1-2B0 と LA1-1B0 の支圧応力度分布の比較から折曲げ部内側に限り付着強度を補正し，付着強度到達後付着強度が低下しないモデルとした（**表－7**）。



図－11 解析対象試験体図(単位:mm)[6)]



図－12 要素分割図 (単位:mm)

表－6 試験体諸元及び材料定数

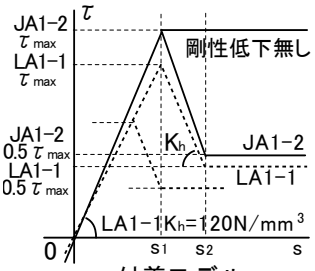
試験体名		JA1-2		
仮想梁	主筋	4-D19（引張筋）		
柱	主筋	8-D16 （圧縮・引張共通4-D16）		
	帯筋	2-6φ@65（補強筋比p_w=0.24%）		
接合部	帯筋	2-6φ@65（補強筋比p_w=0.24%）		
コンクリート	圧縮強度 σ_B(MPa)	57.8		
	引張強度 σ_t(MPa)	4.0		
	圧縮強度時歪 ε_c(μ)	2452		
	弾性係数$E_{1/3}$(GPa)	26.0		
鉄筋	種類	D19	D16	6φ
	降伏強度 σ_y(MPa)	722	599	743
	降伏時歪 ε_y(μ)	3653	4492	5138
	初期弾性係数E_s(GPa)	207	184	180

表－7 付着設定

モデル名	圧縮強度 σ_B (MPa)	折曲げ部内側コンクリート圧縮主応力度σ_3平均値
LA1-1B0	30.9	19.2 (MPa)
	57.8/30.9=1.87	LA1-1B0'=LA1-1B0×1.87
LA1-1B0'	57.8	35.9 (MPa)
JA1-2B0	57.8	47.5 (MPa)
		47.5/35.9=1.32

試験体名	部位	付着強度τ_{max} (MPa) 直線部	折曲げ部	余長部
JA1-2B0	内側	No bond	No bond	No bond
	外側	No bond	No bond	No bond
JA1-2B1	内側	No bond	*8.1	*2.7
	外側	No bond	*6.0	*0.36
JA1-2B2	内側	No bond	** 10.7 剛性低下無し	*2.7
	外側	No bond	*6.0	*0.36

*LA1-1×√(57.8/30.9)：(コンクリート強度による補正)
**8.1×1.32=10.7：(支圧力の影響による補正)



付着モデル

付着応力 - 滑り（τ-s）関係（加力側直線定着部以外）

3.3 解析結果及び検討

図-13 に梁筋荷重-梁筋抜け出し量関係を示す。付着強度の設定が，耐力及び剛性に大きく影響することが分かった。JA1-2B1,JA1-2B2 とも，実験値に比べ耐力・剛性とも小さくなった。これは解析では余長部の付着応力が早期に付着強度に到達し，梁主筋力を負担できなくなることが原因と思われる。今後，余長部の付着に関する検討をさらに進める必要がある。

図－14 に JA1-2B2 の荷重ピーク時ひび割れ歪ベクトル図を示す。局部支圧破壊検討モデルに比べ，α列，β列要素など梁主筋折曲げ部周辺

に多くのひび割れが見られ，かぶり方向のひび割れが顕著であり側方割裂破壊の挙動が伺える。

表－8 に支圧応力算定結果を示す。直線部を除く定着耐力 *Pu'*を見ると 173kN となり解析値より大きな値となっている。支圧強度 f_b に関しても 213MPa と解析値 σ_3 に比べ大きな値となるが，f_b の算定式では，P_1=P_2 と仮定され解析とは異なること，また，支圧面積の幅が鉄筋径 *d* であることなどが考えられる。先に述べた仮定より支圧力を受ける幅を 3*d* と仮定すると，f_b'の値は f_b/3 となり 71MPa となり解析値に近い値となる。U3824B1 に比べ，折曲げ部でも大きな支圧応力は見られない。

4. まとめ

RC 造柱梁接合部における梁主筋の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) 折曲げ内側コンクリートにかかる支圧力に関して，支圧応力が大きくなる領域は鉄筋径の 3 倍程度の幅を持つと考えられる。

(2) 支圧破壊，側方割裂破壊を対象とした試験体の解析結果から破壊の違いが判別できた。

参考文献

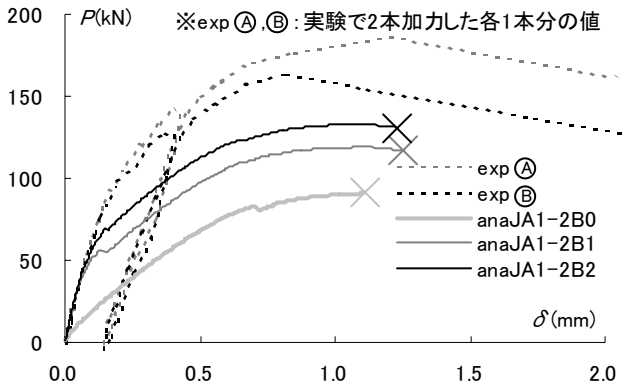
1) 和泉信之ら：RC 壁柱・はり接合部におけるはり主筋の折り曲げ定着機構に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第 462 号，pp.121-130, 1994.8

2) DIANA User's Manual Release9 Element Library，TNO DIANA，2005.3

3) DIANA User's Manual Release9 Material Library，TNO DIANA，2005.4

4) 石岡拓，後藤康明，城攻：掻き出し破壊破壊に伴う折曲げ定着性状の 3 次元有限要素解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp. 811-816，2001

5) 藤井栄ら：90° 折曲げ鉄筋の定着耐力の再評価，日本建築学会構造論文報告集，第 429 号，pp.65-75，1991.11



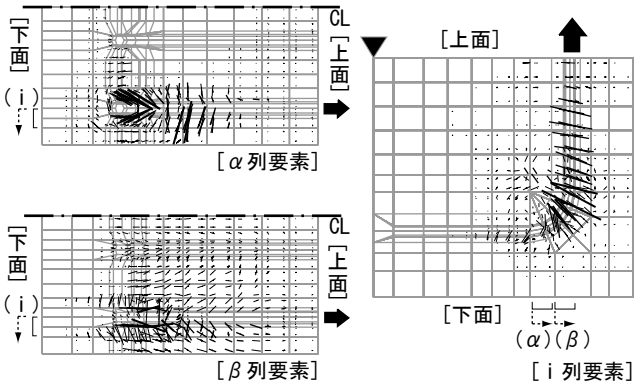
図－13 梁筋荷重－梁筋抜け出し量(*P*-δ)関係

表－8 支圧応力算定結果

モデル名	JA1-2B2
圧縮強度 σ_B (MPa)	57.8
鉄筋径 *d* (mm)	19
折曲げ内法半径 *r* (mm)	57＝3*d*
P_1 (kN)	133
P_2 (kN)	72
σ_l (MPa)（支圧領域幅 *d*）	95
σ_l/σ_B	1.64
σ_l' (MPa)（支圧領域幅3*d*）	32
σ_l'/σ_B	0.55
支圧強度 f_b (MPa)	213
折曲げ定着耐力 *Pu* (kN)	230.7
Pu'=*Pu*×0.75 (kN)	173

$f_b=k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot f_{b0}$ (文献5)
$Pu=f_b \cdot d \cdot r$

解析折曲げ部内側コンクリート最大圧縮主応力度 σ_3 平均値	
梁主筋直上の層(MPa)	73.1
(上記)/ σ_B	1.26
梁主筋直上より一つ外の層(MPa)	65.9
(上記)/ σ_B	1.14



図－14 荷重ピーク時ひび割れ歪ベクトル図 [anaJA1-2B2]

6) 三浦厚ら：高強度材料を用いた RC 造外柱梁接合部の定着性能について，日本建築学会学術講演梗概集，C，pp.225-226，1992.8

謝辞：本研究は，平成 17 年度東京工業大学建築物理センター共同利用研究として行った。