

論文 変動軸力下における SRC 構造非埋込型柱脚に関する研究

岩岡信一*1・青田晃治*1・山本憲一郎*2・森本敏幸*3

要旨：変動軸力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造柱脚は、現在、鉄骨を基礎梁等に埋込むことが原則とされている。本報では鉄骨を基礎梁等に埋め込まなくても、鉄骨に作用する軸力、曲げを基礎梁等に十分に伝えられるように、鉄骨ベースプレートに開けたルーズホールに接続鉄筋を貫通させる非埋込型柱脚構法を考案した結果について報告する。考案した構法について変動軸力下における曲げせん断実験を行なった結果、鉄骨の埋込・非埋込の違いによる柱全体の破壊性状、初期剛性、曲げ耐力に差は見られず、考案した非埋込型柱脚構法は埋込型と同等の構造性能を有することを確認した。

キーワード：SRC 構造、柱脚、非埋込、接続鉄筋、曲げ耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震での鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC）建物は、非埋込柱脚鉄骨のアンカーボルトの破壊による被害が多く見られた。そのため、緊急的な措置として変動軸力を受ける柱脚部の鉄骨を非埋込形式とすることが原則的に禁止され、日本建築センターの「建築物の構造規定」¹⁾等に提示された。従って、現状のSRC造柱脚の鉄骨は基礎梁等に埋め込む必要が生じており、工期増、コスト増の要因となっている。

本研究では従来のアンカーボルト形式とは異なる非埋込型SRC柱脚構法を考案すると共に、変動軸力下における非埋込型SRC柱脚の構造性能を把握することを目的としている。

2. 構法の特徴

考案した構法の特徴は従来のアンカーボルトを使用するものではなく、鉄骨ベースプレートにルーズホールを設け、そこに接続鉄筋を貫通させて鉄骨の引張力等を伝達させる構法である。

柱脚部の鉄筋はベースプレート下の鉄筋コンクリート断面での鋼材量が柱頭の鋼材量とほぼ同等となるように配筋した。ベースプレートを

貫通させた接続鉄筋以外は外周のRC部分に主筋として配筋した。また、ベースプレートを貫通させた接続鉄筋の定着方法は、直線定着と機械式定着の2種類としている。

3. 構造実験による構造性能の把握

3-1. 実験概要

(1) 試験体

試験体設計に際して想定した建物は、耐震壁付ラーメン構造の中高層集合住宅であり、検討対象部分はラーメン方向外周柱の1階柱脚部分である。これら外周柱は45度方向の外力が作用した場合に高引張力、高圧縮力と同時に水平力が作用することが予想され、SRC造柱脚としては最も厳しい応力状態になる。

試験体は約1/2スケールで、4体製作した。表-1に試験体諸元を、図-1に試験体形状をそれぞれ示す。No.1試験体は埋込型柱脚である。No.2, No.3試験体は考案した非埋込型柱脚である。また、No.4試験体は接続鉄筋の有効性を確認するために全ての鉄筋をRC部分に配筋した試験体である。全試験体の柱の断面設計は、鉄骨および鉄筋コンクリート部分のせん断破壊お

*1 前田建設工業(株) 技術研究所 研究第2Gr. (正会員)

*2 前田建設工業(株) 建築設計部 (正会員)

*3 (株)銭高組 技術部 工博 (正会員)

よび付着割裂破壊が生じず、柱脚部での曲げ破壊となるようにしている。表-2 に鋼材、表-3 にコンクリートの力学的性質を示す。

以下に各試験体の特徴を示す。

【No.1 試験体】現在推奨されている埋め込み型の柱脚構法の試験体であり、鉄筋、鉄骨ともに上下スタブ内に埋め込まれている。考案した構法との比較対象となる。

【No.2 試験体】考案した非埋め込み型柱脚構法の試験体である。柱鉄骨が負担する耐力を、ベースプレート部に配筋した接続鉄筋 6-D19（定着長 32.8d）、および RC 部分に配筋した鉄筋 10-D13（定着長 71d, No.3 と No.4 も同じ）によって、ベースプレート下に伝達させる構法である。接続鉄筋は直線定着とし、コンクリートを拘束して定着力を上げるために、柱内法高さの半分の位置までコ字型のせん断補強筋(2-D6)を鉄骨ウェブに貫通させて配筋している。

【No.3 試験体】柱の断面は No.2 試験体と同様である。No.2 との相違点は、接続鉄筋 6-D19 の定着を、プレート付ナットを用いた機械式定着（定着長 20.5d）としている点と、コ字型のせん断補強筋を用いないで、鉄骨柱脚部にバンドプレート(幅 50mm, 厚さ 4.5mm)を接続鉄筋定着長さの間の 2ヶ所に配置している点である。

【No.4 試験体】接続鉄筋の有効性を確認するための試験体である。鉄筋量は No.2, No.3 試験

表-1 試験体諸元

		No.1	No.2	No.3	No.4
柱脚形式		埋込	非埋込		非埋込(在来)
接続筋定着方法		—	直筋定着	機械式定着	直筋定着
柱断面寸法		B×D (cm) 40×40			
柱内法高さ		H (cm) 160			
コンクリート強度(実強度) F_c (N/mm ²)		29.4	30.5	34.1	28.8
柱頭配筋	主筋	8-D10(SD345)		8-D13(SD345)	
	せん断補強筋	4-UHD6@60(SHD685)			
	鉄骨	BH-250*125*6*9 (SM490)			
	鉄量 tAs (cm ²)	42.65	47.13		
柱脚配筋	主筋	8-D10(SD345)		18-D13 (SD345) 6-D19 (SD345)	
	せん断補強筋	4-UHD6@60(SHD685)			
	鉄骨	H-250*125 *6*9(SM490)	—		
	鉄量 bAs (cm ²)	42.65	36.97		
載荷軸力	長期軸力 N_L (kN)	630			
	長期軸力比 N_L/bN_{cu}	0.10	0.10	0.09	0.10
	圧縮最大 N_{cmax} (kN)	2160			
	圧縮軸力比 N_{cmax}/bN_{cu}	0.34	0.34	0.31	0.36
	引張最大 N_{tmax} (kN)	-1180			
	引張軸力比 N_{tmax}/bN_{ty}	0.74	0.77	0.77	0.77
	引張軸力比 N_{tmax}/bN_{tu}	0.55	0.51	0.51	0.51
	変動軸力比 N/Q	13.3			
柱脚耐力	圧縮 bN_{cu} (kN)	6280	6300	6860	6030
	引張(降伏) bN_{ty} (kN)	-1590	-1540		
	引張(終局) bN_{tu} (kN)	-2140	-2310		

表-2 鋼材の力学的性質

鋼材・鉄筋 (材質)	使用部位	降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)	伸び (%)
PL-4.5(SS400)	バンドPL	320	446	36.3
PL-6 (SM490)	ウェブ	394	538	24.6
PL-9 (SM490)	フランジ	396	532	25.5
PL-16(SM490)	ベースPL	384	548	25.7
D6 (SHD685)	フープ筋	707*	938	10.0
D13 (SD345)	主筋・接続筋	383	557	22.7
D19 (SD345)	BP部接続筋	382	599	22.6

*0.2%オフセット耐力

表-3 コンクリートの力学的性質

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c ($\times 10^5$ N/mm ²)	ポアソン比 ν	割裂強度 σ_t (N/mm ²)
No.1	29.4	0.23	0.21	2.5
No.2	30.5	0.24	0.21	2.6
No.3	34.1	0.23	0.19	2.3
No.4	28.8	0.25	0.21	2.8

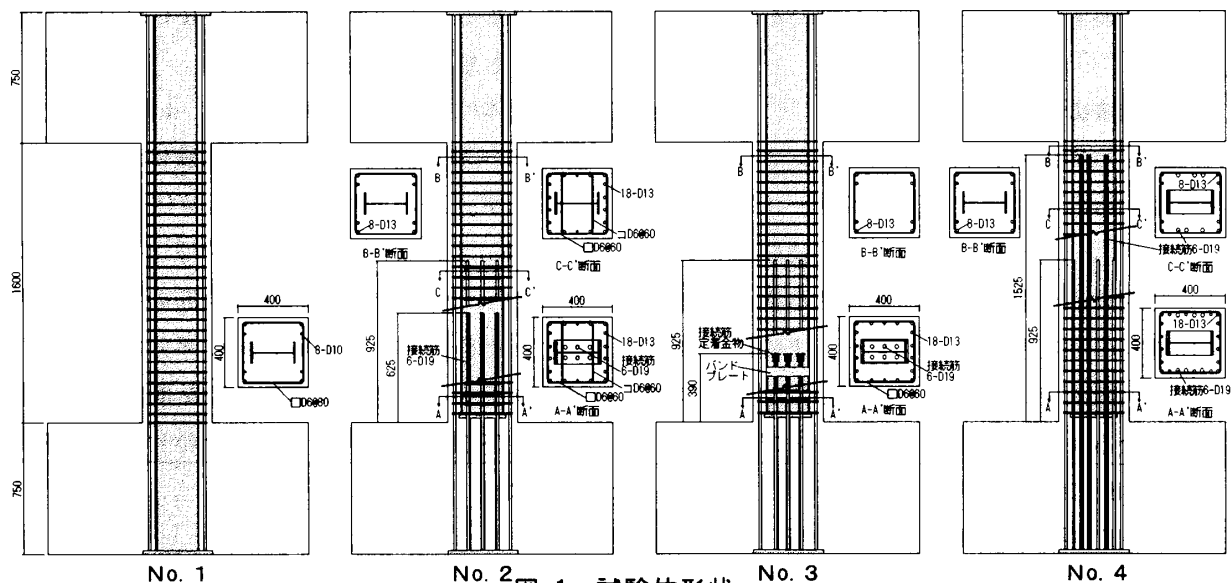


図-1 試験体形状

体と同じであるが、柱脚の鉄筋(6-D19, 10-D13)を付着割裂破壊させない長さとして全て RC 部分に配筋した。いずれの試験体も接鉄筋の定着長さは付着割裂破壊が生じない長さとしている。

(2) 加力方法

図-2 に加力装置を示す。水平力は柱中央部に作用させ、柱に逆対称モーメントが生じる機構とした。軸力は縦方向油圧ジャッキによる変動軸力とし、上下スタブの平行を保つように左右の縦変位も同時に制御した。図-3 に示すように、長期軸力を $N_0=630\text{kN}$ ($N/bN_{cu}=0.1$, bN_{cu} : 柱脚圧縮耐力), 最大圧縮軸力を $N_{\max}=2160\text{kN}$ ($N/bN_{cu}=0.3\sim 0.35$), 最大引張軸力を $N_{\min}=-1180\text{kN}$ ($N/bN_{ty}=0.75$, bN_{ty} : 柱脚降伏耐力) とした。また軸力の変動区間は変動軸力比 $N/Q=13.3$ とし、水平力(Q)に比例させて加力した。図-4 に加力サイクルを示す。

(3) 計測方法

変位計測は柱部材の層間変形、柱軸方向を 8 区間に区切った区間軸変形、上下スタブ間を計測した柱軸変形、鉄骨ベースプレートの水平変位、回転角、柱脚部のコンクリート面の水平変位について行った。ひずみ計測は柱主筋、接鉄筋、せん断補強筋、鉄骨フランジ、ウェブ、ベースプレートについて行った。

3-2 実験結果

図-5 に各試験体の曲げモーメント $M(\text{kN}\cdot\text{m})$ - 層間変形角 $R(\%)$ 関係、図-6 に $R=\pm 2.0\%$ 時のひび割れ状況を、表-3 に実験結果一覧を示す。破壊性状は No.1, No.2, No.3 試験体は曲げ破壊、No.4 試験体は曲げ破壊後の付着割裂破壊であった。負加力(引張軸力下)では各試験体とも $R=-0.2\%$ のサイクル時に柱頭柱脚部分に曲げひび割れが生じ、その後は変形・引張軸力が大きくなるに従い、柱全体に一樣に引張ひび割れが生じた。 $R=-0.5\%$ までに、主筋、接鉄筋ともに引張降伏した。正載荷(圧縮軸力下)では、

$R=+0.5\%$ のサイクルで曲げひび割れが生じ、 $R=+3.0\%$ 以降には柱頭柱脚部分にコンクリートの圧壊が生じた。 $R=+3.0\%$ 以降、柱頭柱脚部分から $0.25D\sim 0.5D$ の範囲で、主筋の座屈が顕著になり、No.2, No.3, No.4 試験体では、主筋の座屈に伴って、せん断補強筋の破断が生じた。

No.1 試験体の曲げひび割れは、他の 3 試験体より少なく、最大耐力時における柱頭柱脚部分のコンクリートの破壊も他の試験体に比べて小さかった。 $R=-3.0\%$ のサイクルで柱頭部、および $R=-7.0\%$ のサイクルで柱脚部の引張側鉄筋が全数破断し、その後は耐力上昇しなかった。

No.2, No.3 試験体は、ほぼ同様な破壊性状を示した。加力後の観察から、いずれも柱脚ベースプレート位置から、引張によるコーン状の斜めひび割れが観察された。No.3 試験体は柱脚部の側面(加力方向に平行な面)のコンクリートがやや膨らんでいたのに対し、No.2 試験体の膨らみは少なかった。これは側面から補強したコ型補強筋の効果と考えられる。また、最大変形

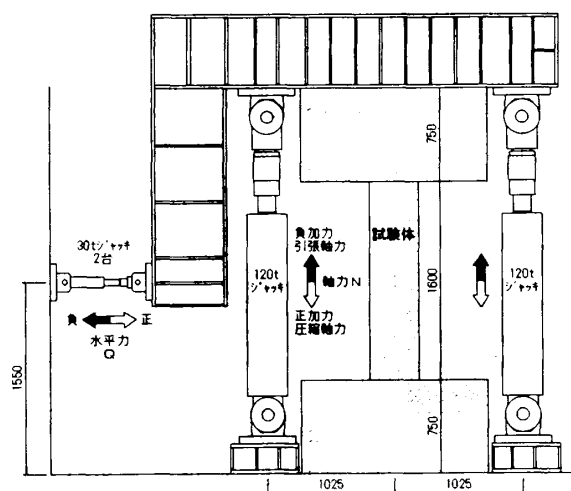


図-2 加力装置

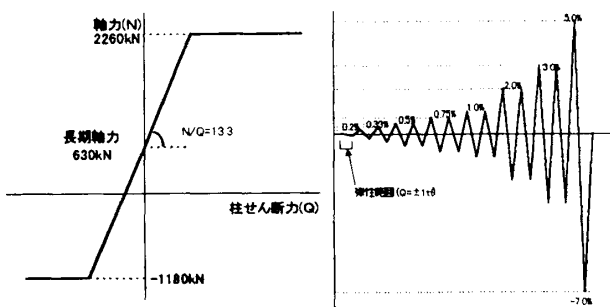


図-3 変動軸力

図-4 加力サイクル

時まで主筋の破断は生じず、No.1 試験体のような耐力低下は示さなかった。

No.4 試験体は $R=+2.0\%$ のサイクル時に側面の鉄筋に添って、付着ひび割れが生じた。その後、変形が進むに従い柱部材全長に付着割れが進展し、側面のかぶりコンクリートがほぼ全面に渡って剥落した。 $R=-3.0\%$ 以降、付着破壊が

原因と考えられる耐力低下を生じ、その後、耐力の上昇はなかった。主筋破断は生じなかった。

3-3 実験結果の検討

(1) 初期剛性

図-7に正加力時の柱の初期剛性と弾性剛性の計算値を示す。弾性剛性の計算は鉄骨、鉄筋は

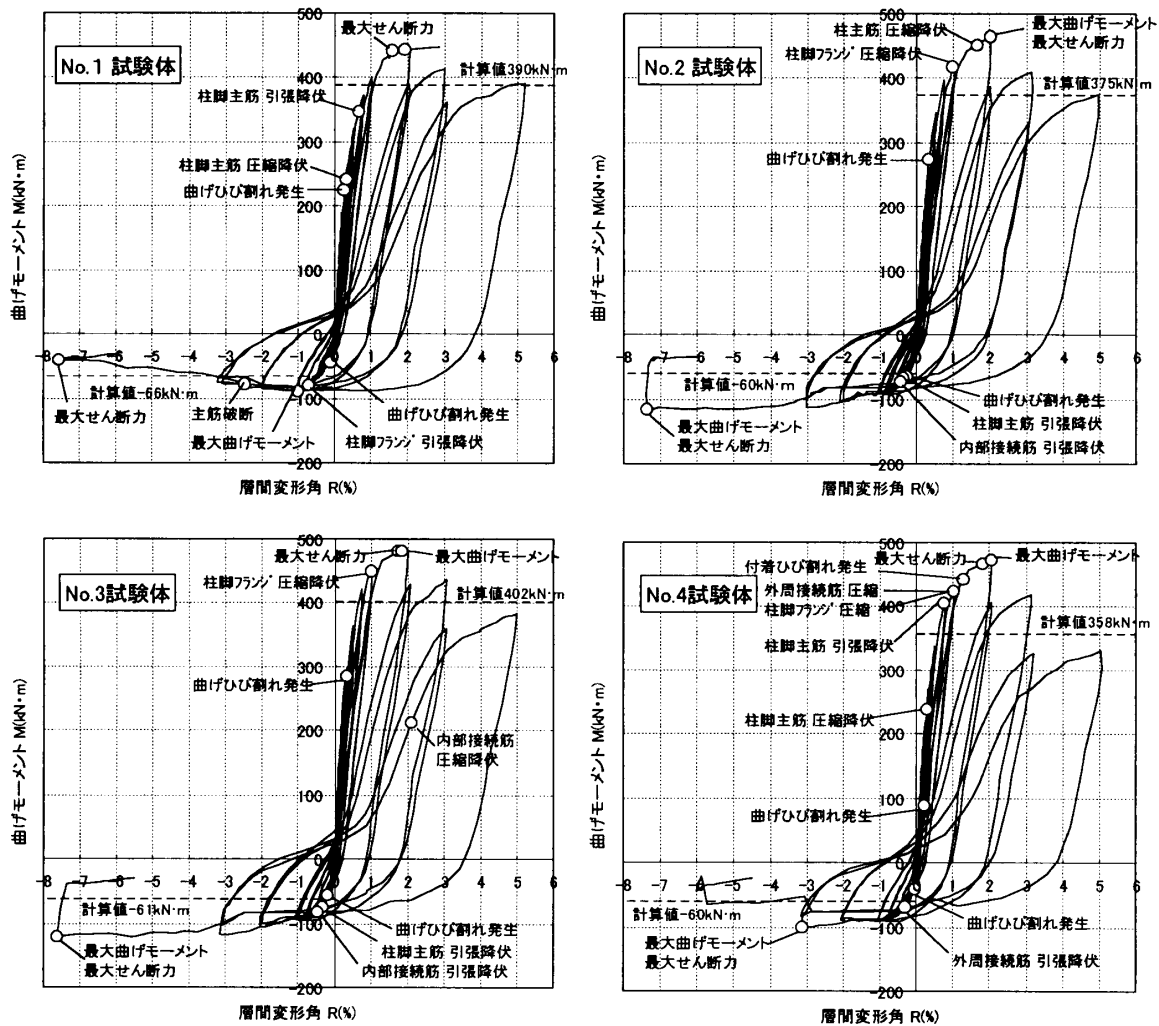


図-5 曲げモーメント M (kN·m) - 層間変形角 R (%) 関係

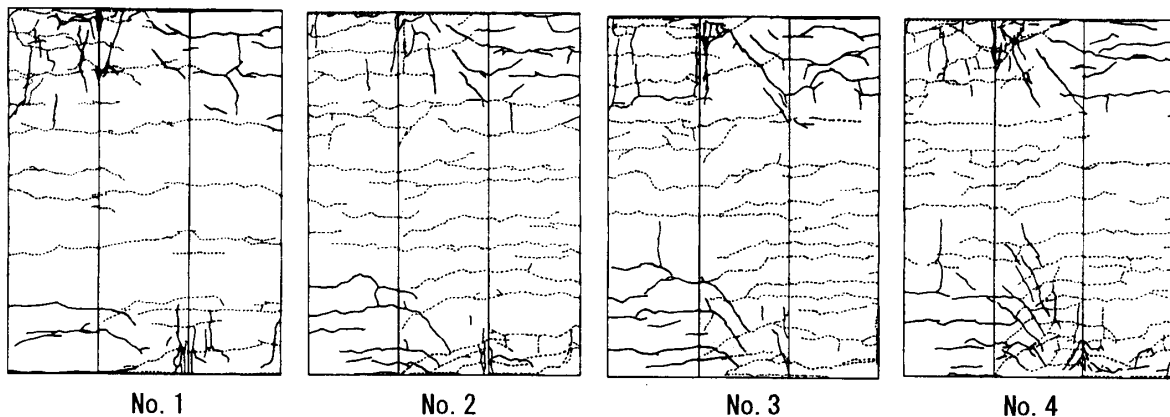


図-6 $R=\pm 2.0\%$ 時のひび割れ状況

表-3 実験結果一覧

試験体 現象	No. 1			No. 2			No. 3			No. 4			
	R(%)	Q(kN)	N(kN)	R(%)	Q(kN)	N(kN)	R(%)	Q(kN)	N(kN)	R(%)	Q(kN)	N(kN)	
曲げひび割れ発生(正)	0.27	274	2154	0.34	335	2148	0.33	349	2153	0.22	109	56	
	(負)	-0.11	-55	-103	-0.27	-83	-554	-0.19	-70	-310	-0.05	-52	-82
1) 計算値	-	228	2157	-	229	2157	-	231	2157	-	228	2157	
柱脚主筋	圧縮降伏	0.33	295	2152	1.66	517	2138	-	-	-	0.28	291	2141
	引張降伏	0.66	420	2145	-0.36	-88	-742	-0.33	-96	-658	0.77	489	2156
接続筋	圧縮降伏	-	-	-	-	-	2.10	220	2153	1.03	506	2145	
	引張降伏	-	-	-	-0.45	-96	-832	-0.44	-106	-808	-0.32	-89	-575
柱脚フランジ	圧縮降伏	-	-	-	0.99	501	2165	1.00	540	2152	1.03	506	2145
	引張降伏	-0.72	-105	-796	-	-	-	-	-	-	-	-	-
最大せん断力 (正)	1.60	517	2160	2.02	537	2167	1.76	564	2157	1.81	545	2112	
	(負)	-7.58	-139	-1149	-7.38	-232	-1166	-7.63	-240	-1155	-3.12	-162	-1151
最大曲げモーメント	R(%)	M(kN・m)	N(kN)	R(%)	M(kN・m)	N(kN)	R(%)	M(kN・m)	N(kN)	R(%)	M(kN・m)	N(kN)	
	実験値 (正)	1.93	444	2158	2.02	465	2167	1.86	482	2157	2.06	471	2163
	(負)	-1.00	-89	-969	-7.38	-117	-1166	-7.63	-121	-1155	-3.12	-100	-1151
2) 計算値	(正)	-	390	-	375	-	-	402	-	-	358	-	
	(負)	-	-66	-	-	-60	-	-	-61	-	-	-60	
実験値/計算値	(正)	1.14		1.24		1.20		1.32					
	(負)	1.35		1.94		2.00		1.67					

1) 曲げひび割れ発生 計算値

 $Q_c = 2Mc/h$ $Mc = 0.56\sqrt{\sigma_B \cdot Z_e + MD/6}$

2) 最大曲げモーメント計算値

: ベースプレート下の断面における、平面保持仮定による計算値

考慮せず、コンクリートのみを考慮した断面2次モーメントを用いている。また、せん断変形に対する形状係数は $\kappa=1.2$ として計算した。試験体による初期剛性の違いは無く、計算値とも概ね一致している。

(2) 柱脚の軸変形および曲げ変形

実験結果をもとに、柱脚の軸変形および曲げ変形について考察する。

図-8 に負加力時の柱区間軸変形率の分布を示す。軸変形は、いずれの試験体も柱頭柱脚部に集中しており、柱頭と柱脚ではほぼ対称な変形率分布を示している。また、埋込型と非埋込型を比較した場合、分布に大きな差は見られない。

図-9 に層間変形角 R —軸変形量 δv 関係を示す。図中の点線は各サイクルピーク時の軸力に対する軸変形量のNo.1試験体の計算値である。圧縮軸力時は鋼材とコンクリート、引張軸力時

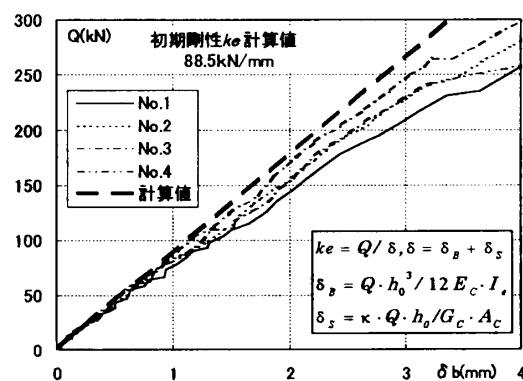


図-7 初期剛性

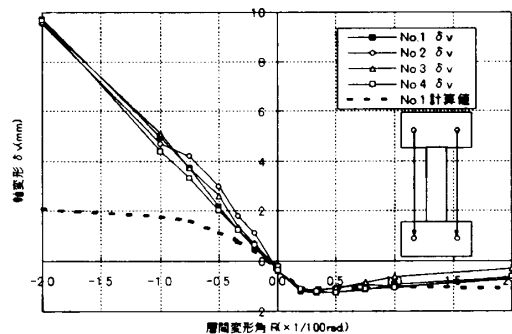
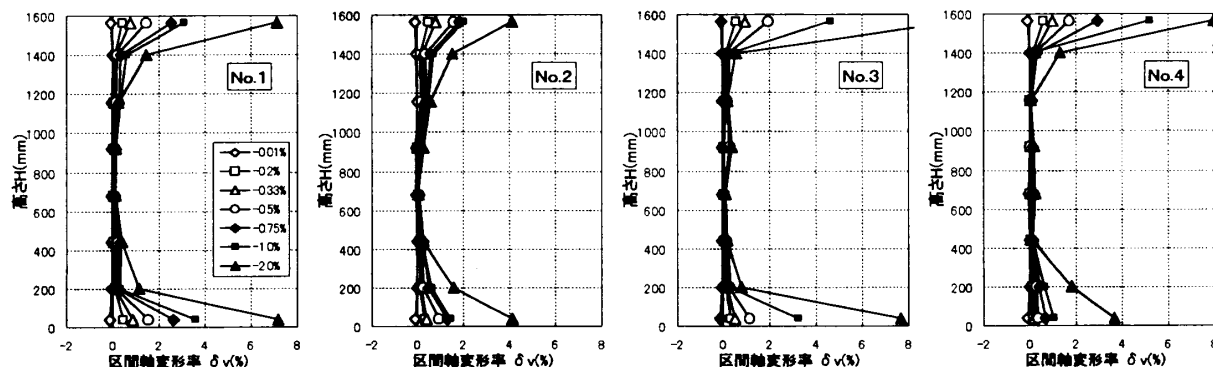
図-9 層間変形角 R —軸変形量 δv 関係

図-8 柱の区間軸変形率の分布 (負加力時)

は鋼材のみの弾性軸変形量を算定している。圧縮軸力時は計算値と実験値は概ね一致する。引張軸力時は $R=0.33\%$ 以降、実験値が計算値を大きく上回る。これは図-8の軸変形率分布と併せて考えると、繰返し曲げ変形による柱頭柱脚部鋼材の累積塑性歪と、ひび割れ幅の増大によるものと考えられる。

図-10 に層間変形角 R -ベースプレート回転角 θ_{bp} 関係を示す。非埋込型試験体のベースプレート回転角は、埋込型試験体の同位置でのフランジの回転角に対して $R=2.0\%$ 時で約 1.8 倍、 $R=2.0\%$ 時で約 1.3 倍の回転角を示している。

図-11 に負荷荷時の鉄骨の負担モーメント分布を示す。負担モーメントは、鉄骨フランジの歪を弾塑性の繰返しおよび材料の軟化域でのバ

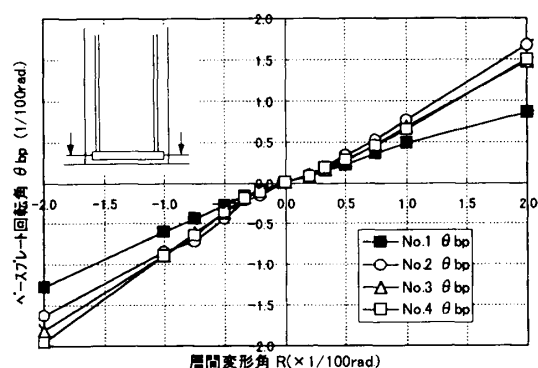


図-10 層間変形角 R -ベースプレート回転角 θ_{bp} 関係

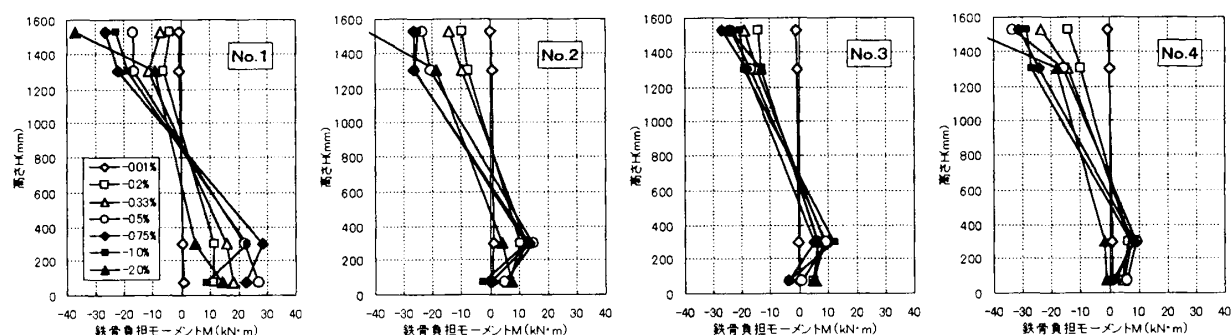


図-11 鉄骨の負担モーメント分布（負加力時）

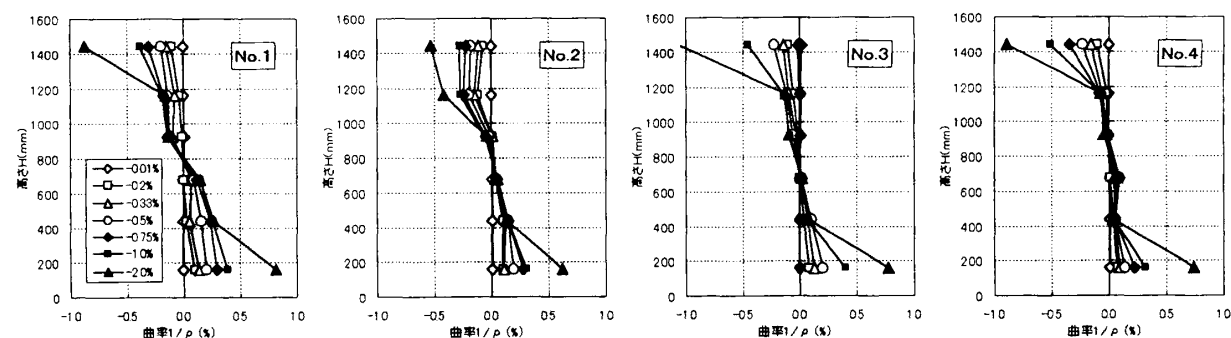


図-12 区間曲率分布（負加力時）

ウシinger効果を考慮して応力に換算して求めている。また、図-12 に負加力時の曲率分布を示す。曲率は柱の各区間変位の計測値より求めた。図-11 より、非埋込型試験体の鉄骨柱脚部での負担モーメントは埋込型に比べて小さい。しかし、図-12 に示す曲率分布では埋込・非埋込の違いは見られず、ほぼ逆対称の曲率分布を保っていることより、非埋込型柱脚は接続鉄筋およびRC部分の鉄筋により、埋込型柱脚と同等の曲げ変形の性能を保持していると考えられる。

4. まとめ

非埋込型SRC柱脚構法について変動軸力下での曲げせん断実験の結果、以下の知見を得た。

- ・非埋込型柱脚部は、柱頭とほぼ同等の鋼材量となるように、接続鉄筋で補強することにより、埋込型柱脚と同等の曲げ耐力を確保できる。
- ・接続鉄筋をベースプレートに貫通させて配筋することにより、高引張軸力下においても、良好な変形性状を示し、埋込型柱脚と同等の復元力特性、破壊性状、軸変形性能、曲げ変形性能を確保できる。

参考文献

- 1) 日本建築センター：建築物の構造規定 1997 年版，pp. 78