

合理的なSRC造非埋込型柱脚の開発 (その2) 高引張軸力下における構造性能

青 田 晃 治 岩 岡 信 一
渡 邊 朋 之 山 本 憲 一 郎^{*1}

要 旨

前報(その1)では鉄骨鉄筋コンクリート構造の非埋込型柱脚構法について、これまでのアンカーボルト形式によらない合理的な構法を提案し、構造実験による性能確認によって選定を行った。その結果、ベースプレートに設けたルーズホールに接続鉄筋を貫通させ、内蔵鉄骨の引張力および曲げモーメントを基礎梁等に伝達する構法が、引張軸力下での曲げ性能、破壊性状とも埋込型と同等以上の性能を確保できることを確認した。本報では接続鉄筋を減じた場合でも計算耐力、変形性能を確保できることの確認、および降伏軸耐力を超えるような高引張軸力を受けた後も、圧縮側で曲げ耐力を保持でき、耐力劣化が無いことを構造実験により確認した。また、本構法の限界部材角はNewRCの算定式による計算値を上回り、その限界部材角は軸力比 $\eta = \pm 0.7$ で圧縮側は $R=4.0\%$ 、引張側は $R=7.0\%$ を超えることが分かった。

キーワード SRC/柱脚/非埋込/接続鉄筋/限界部材角/曲げ耐力

目 次

- | | |
|-------------|--------------------|
| 1. はじめに | 3. 鋼材量、軸力比を変えた構造実験 |
| 2. 採用した柱脚構法 | 4. まとめ |

DEVELOPMENT OF RATIONAL BARE TYPE SRC COLUMN BASE (Part 2) STRUCTURAL PERFORMANCE UNDER HIGH-TENSILE AXIAL FORCE

Koji AOTA Shin-ichi IWAOKA
Tomoyuki WATANABE Ken-ichiro YAMAMOTO

Synopsis:

In the previous report (Part 1), we proposed some type of bare column base methods of SRC structure that differs from the rational anchor-bolt type, through the structure experiment. Consequently, the method of structure, which makes the loose hole of a base plate penetrate a connection steel bar, checked that a performance could secure an embedded type and the performance more than equivalent.

In this report, even when a connection steel bar was reduced, it checked that a required performance was securable, and it checked by structure experiment that bending strength could be held to a compression side also after experience of high tensile axial force exceeding yielding axial strength. And, as for the limit angle of member, it turns out that it exceeds the calculation value by the calculation formula of NewRC by making it this method of structure, and at the time of the ratio of axial force $\eta = \pm 0.7$, the compression side is $R=4.0\%$ and, as for tensile side, the limit angle of the member is over $R=7.0\%$.

* 1 本店 建築設計部 構造設計G

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC）建物の柱脚鉄骨を基礎梁に埋め込まず、エンドプレート形式としてアンカーボルトで最下階スラブ上に固定する、いわゆる非埋込型柱脚構法は、地震時に柱に水平力と引抜力が生じるとアンカーボルトが引張破断し、曲げ耐力が低下することが知られている。兵庫県南部地震においてもこの様な被害が多く報告されており、現状では原則的に変動軸力が作用するSRC柱脚は埋込型とすることになっている。しかし、埋込型柱脚は基礎梁の配筋までに鉄骨建て方を終えておかなければならず、工期の増大、コストアップ、施工時の安全確保が困難となるなど、必ずしも合理的な構法とは言えない。本研究は引張軸力下でも埋込型と同等の耐力と変形性能を保有する非埋込型柱脚を開発することで施工を合理化し、工期短縮とコストダウンを実現しようとするものである。本報では（その1）で選定したNo.2試験体の構法について、柱脚の鋼材量を減じ、軸力変動の範囲を拡大して曲げせん断実験をおこない、高軸力下での安全性を確認し、鋼材の必要最低量、軸力制限や限界変形角など、設計に必要な資料を得ることを目的としている。

2. 採用した柱脚構法

（その1）構法の選定では非埋込型3体の試験体のうち、ベースプレートに設けたルーズホールに接続鉄筋を貫通させて鉄骨の引張力および曲げモーメントを伝達させる補強形式のNo.2,3試験体が、耐力、変形性能、破壊性状とも、埋込型と同等の性能を確保できることが分かった。両者のうち接続鉄筋を加工せず直線で定着するNo.2試験体の形式の方が、工程数が少ないという理由で更に優位であると考え、本報での検討にはNo.2試験体の構法を対象とした。図-1に本構法のイメージ図を示す。

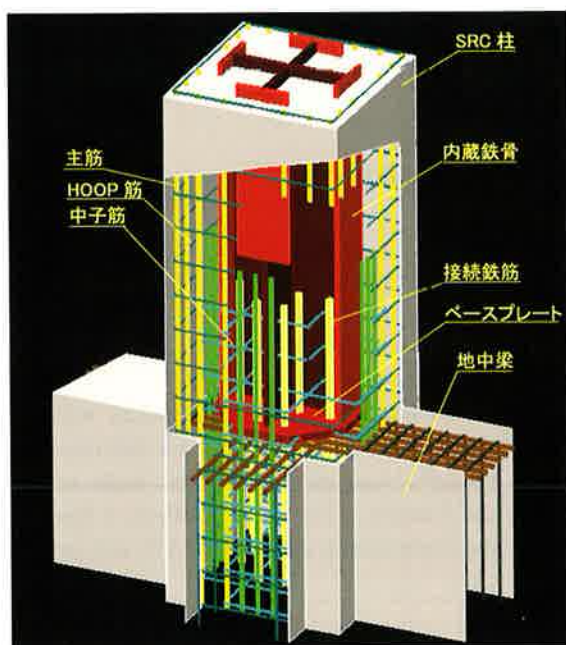


図-1 検討した非埋込型柱脚構法のイメージ

3. 鋼材量、軸力比を変えた構造実験

3.1 実験概要

(1) 実験の目的

本実験の主な目的は、検討対象となる非埋込型柱脚構法において、接続鉄筋量を減じた場合でも計算耐力や変形性能を確保できること、および降伏軸耐力を超えるような高引張軸力を受けた後も圧縮側で曲げ耐力を保持でき、変形性能を保持できることを確認することである。

(2) 試験体

図-2に試験体の配筋を、表-1に使用した材料の機械的性質を、表-2に各試験体の諸元を示す。試験体は（その1）のシリーズよりも圧縮側軸力比を大きく設定するために断面積を小さくし、柱せいを $D \times b = 350 \times 350 \text{mm}$ とした。また、加力装置の能力を考慮し、シアスパン比は $a/d = 2.5$ とした。接続鉄筋は6-D16（SD390）で、定着長さはNo.2試験体の実験結果の付着勾配から割り出した付着長さ $20d$ に安全のため $5d$ を加え、ベースプレート上面から $25d$ （ $L=400$ ）とした。ベースプレートに設けた接続鉄筋貫通用のルーズホールは、接続鉄筋の呼び径の3ランク上に相当する $\phi 25$ とした。接続鉄筋の量は内蔵鉄骨に対して、断面積比で40.9%、軸耐力比で61.8%とした。No.5の柱脚部主筋量は（その1）と同等となるように設定しており、ベースプレート下断面の鋼材量（接続鉄筋+主筋）は柱頭の鋼材量（鉄骨+主筋）に対して、No.5は88%、No.6～9は69%であり、柱頭の軸降伏強度に対して柱脚の軸破断強度はそれぞれ1.35倍と1.06倍となっている。柱頭および柱脚には端部から $1.2D$ （ D :柱せい）の高さの範囲（＝接続鉄筋の定着範囲と同じ高さ）に、主筋の座屈防止と接続鉄筋とコンクリートの付着における拘束効果を期待して中子筋を設けた。

(3) 加力方法

図-3に加力方法を示す。鉛直軸力および水平力は試験体上部に取り付けたL型の加力ビームを介して加力した。

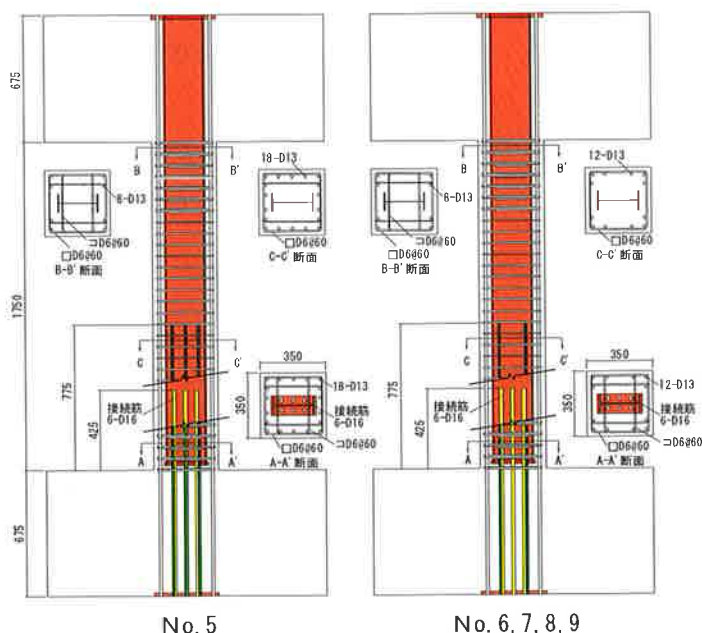


図-2 試験体

加力に際しては柱頭と柱脚の回転角が同じになるように、試験体の左右に設置した 120tf 鉛直ジャッキ 2機で上下スタブを平行に保ちながら、柱 1/2 高さ 30tf ジャッキ 2機で水平力を与えた。変動軸力は上述の鉛直ジャッキ 2機によって与え、その時の軸力変動のルールは水平力に対する軸力の比 (N/Q) を一定とし、目標軸力に達した時点で一定軸力に切り替えた。N/Q は正側を 20、負側を 20 または 35 とした。図-4 に軸力変動ルールのモデルを示し、表-3 の諸元に各試験体の N/Q を示す。

No.6 は設定した目標引張軸力が柱脚軸破断耐力の 94%に相当する高引張軸力であり、最大耐力までに目標最大軸力に達しないことが予想されたため、 $R=0.01rad$ の変形に達した時点で軸力だけの载荷に切り替え、変形を一定に保ったまま目標最大軸力まで加力し、その後はさらに変形能力の確認するため、各サイクルの目標変形角まで水平力を加えた。図-5 に加力サイクルの例を示す。

表-2 試験体諸元一覧

	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
仕様・引張軸力	鉄量88% 1.0bNty	鉄量69% 1.4bNty	鉄量69% 1.0bNty	鉄量69% 0.7bNty	鉄量69% 0.3bNcu中柱
柱脚形式	非埋込				
軸力荷重方法	変動軸力				定軸力
柱断面寸法	B×D (cm) 35×35				
柱内法高さ	H (cm) 175				
コンクリート強度	F_c (N/mm ²) 35.5 34.7 32.2 35.8 29.6				
柱頭配筋	主筋 8-D13(SD390)				
	せん断補強筋 4-UHD6@60(SHD685)				
	鉄骨 BFF-220*95*6*9 (SM490)				
	鉄量 tAs (cm ²) 39.38				
柱脚配筋	主筋 18-D13(SD390) 6-D16(SD390) 12-D13(SD390) 6-D16(SD390)				
	せん断補強筋 4-UHD6@60(SHD685)				
	鉄骨				
	鉄量 bAs (cm ²) 34.80 27.18				
载荷軸力	長期軸力 NL (kN) 470				
	長期軸力比 NL/bNcu 0.10				
	圧縮最大 N _{cmax} (kN) 2260	2260	2090	1750	1410
	圧縮軸力比 N _{cmax} /bNcu 0.40	0.42	0.42	0.32	0.30
	引張最大 N _{tmax} (kN) -1460	-1590	-1150	-800	-
	柱頭 N _{tmax} /tNty 0.92	1.00	0.72	0.51	-
	引張軸力比 N _{tmax} /tNty 0.65	0.71	0.51	0.36	-
	柱脚 N _{tmax} /bNty 1.00	1.38	1.00	0.70	-
	引張軸力比 N _{tmax} /bNty 0.68	0.94	0.68	0.48	-
	変動軸力比 N/Q 注1)	正側20、負側35	注1)	20	-
圧縮軸耐力	柱頭 tNcu (kN) 5800	5710	5400	5830	5100
	柱脚 bNcu (kN) 5690	5310	5000	5440	4700
引張軸耐力	柱頭 降伏 tNty (kN) -	-	-1590	-	-
	終局 tNty (kN) -	-	-2240	-	-
	柱脚 降伏 bNty (kN) -1470	-	-1150	-	-
	終局 bNty (kN) -2150	-	-1690	-	-

1) 正側20、負側20 (R=1.0%の2回目まで) → 35 (R=1.0%の3回目以降)

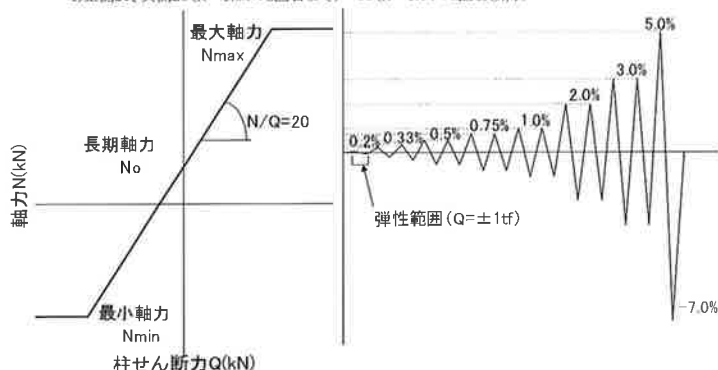


図-4 軸力変動のルール

表-1 使用材料の機械的性質

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.5	35.5	0.21	0.19	3.5
No.6	34.7	0.22	0.19	3.0
No.7	32.2	0.20	0.20	2.7
No.8	35.8	0.21	0.20	3.5
No.9	29.6	0.21	0.18	2.8

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-6 (SM490)	ウェブ	419	571	29.2
PL-9 (SM490)	フランジ	387	549	21.9
PL-16 (SM490)	ヘースPL	408	558	24.6
D6 (SHD685)	フープ筋	720*	905	10.0
D13 (SD345)	主筋・接統筋	415	599	22.1
D19 (SD345)	BP部接統筋	434	649	19.9

*0.2%オフセット耐力

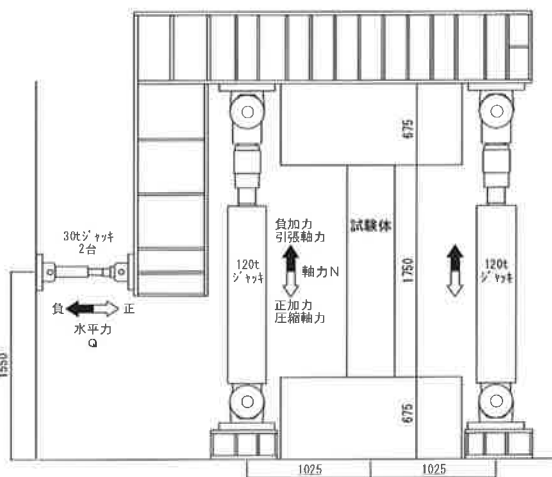


図-3 加力方法

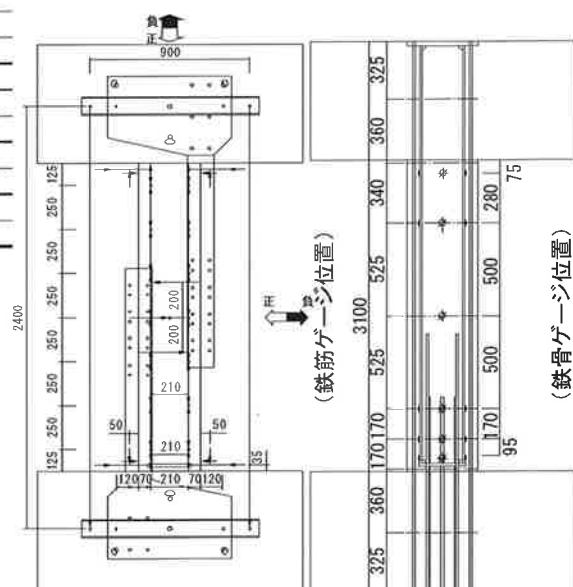


図-6 計測方法

図-5 加力サイクル (No. 9)

(3) 計測方法

図-6 に変位の計測位置と主なひずみ計測位置を示す。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、上下スタブ間を標点間隔とした柱全体の軸変形、柱脚部鉄骨ベースプレートおよび柱頭鉄骨フランジの水平および鉛直変位、柱頭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、接続鉄筋、せん断補強筋、鉄骨フランジの軸方向ひずみ、および鉄骨ウェブのせん断ひずみを1軸および3軸の歪ゲージを用いて計測した。

3.2 実験結果

(1) 破壊状況

表-3 に各試験体の実験結果一覧を示す。図-7 に $R=\pm 2.0\%$ 時のひび割れ状況を、図-8 に各試験体の材端曲げモーメント(M)ー層間変形角(R)関係を示す。図中の実線は

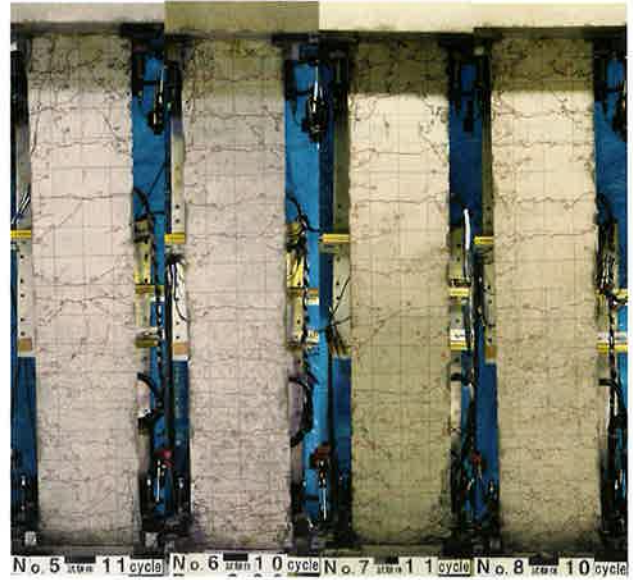


図-7 $R=\pm 2.0\%$ 時のひび割れ状況

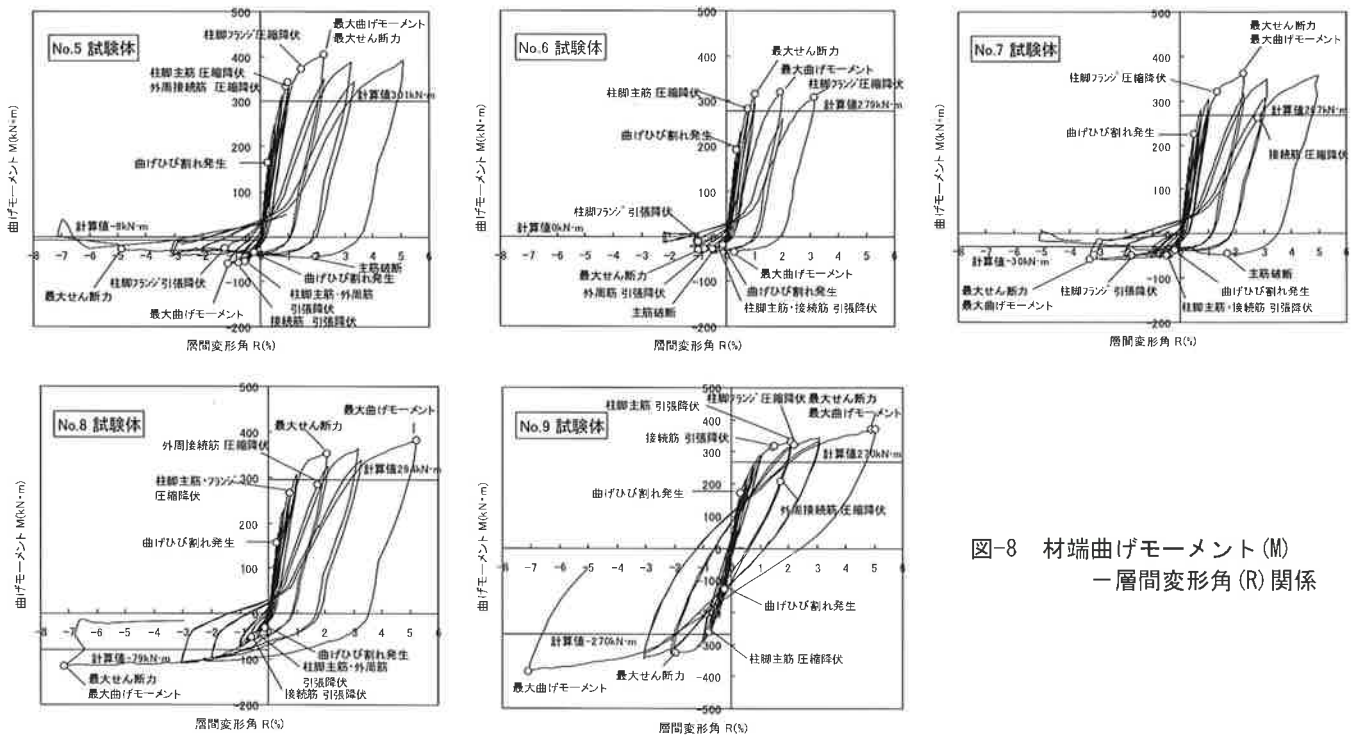


図-8 材端曲げモーメント(M)ー層間変形角(R)関係

表-3 実験結果一覧

	No. 5			No. 6			No. 7			No. 8			No. 9			
	R (%)	Q (kN)	N (kN)	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)	0.28	180	2247	0.39	209	2248	0.51	246	2081	0.28	172	1740	0.31	191	1416	
	(負)	-0.20	-41	-352	-0.10	-22	-279	-0.20	-43	-390	-0.14	-37	-229	-0.22	-144	1418
柱脚主筋 圧縮降伏	0.93	361	2252	0.76	306	2249	-	-	-	0.77	289	1746	-0.77	-288	1416	
	引張降伏	-0.51	-66	-872	-0.35	-38	-831	-0.37	-56	-660	-0.42	-57	-663	2.10	348	1417
接続筋 圧縮降伏	-	-	-	-	-	-	2.78	241	2085	-	-	-	-	-	-	
	引張降伏	-0.77	-74	-1023	-0.45	-39	-928	-0.51	-60	-775	-0.59	-65	-801	1.52	341	1417
柱脚フランジ 圧縮降伏	1.45	393	2249	3.15	282	2249	1.32	338	2084	0.77	289	1746	2.20	334	1416	
	引張降伏	-1.25	-46	-1402	-0.99	-28	-1302	-1.78	-77	-1150	-	-	-	-	-	-
最大せん断力 (正)	2.28	411	2259	1.02	337	2249	2.27	364	2089	2.06	366	1746	4.90	352	1418	
	(負)	-4.86	-102	-1444	-0.98	-46	-1171	-3.27	-105	-1130	-7.15	-187	-780	-1.93	-348	1413
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)	R (%)	M (kN・m)	N (kN)	
	実験値 (正)	2.28	405	2259	1.96	318	2252	2.27	360	2089	5.24	381	1747	5.05	369	1413
	(負)	-1.13	-60	-1119	0.31	-35	-757	-3.27	-60	-1130	-7.15	-115	-780	-7.08	-385	1419
計算値 (正)	-	301	-	-	279	-	-	267	-	-	294	-	-	270	-	
	(負)	-	8	-	-	0	-	30	-	-	79	-	-	270	-	
実験値/計算値 (正)	1.35	-	-	1.14	-	-	1.35	-	-	1.29	-	-	1.37	-	-	
	(負)	-7.23	-	-	-	-	-1.99	-	-	-1.45	-	-	-1.43	-	-	

1) 最大曲げモーメント計算値 : ベースプレート下の断面と柱頭断面における、平面保持仮定による計算値の平均値

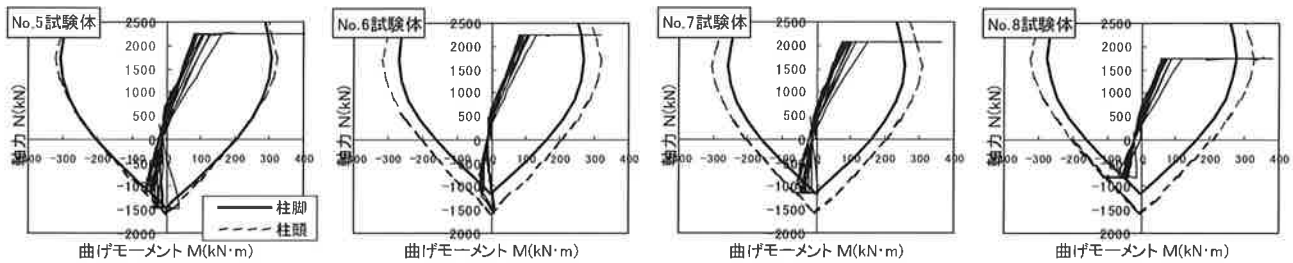


図-9 曲げモーメント(M)－軸力(N)関係

多段配筋柱の曲げ終局強度算定略式 (文献2)

$$\begin{aligned}
 &N_{\max} \geq N > N_b \text{ のとき} & M_u = \{0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)b \cdot D^2 \cdot F_c\} \cdot \{(N_{\max}-N)/(N_{\max}-N_b)\} & \text{式 1- (a)} \\
 &N_b \geq N \geq 0 \text{ のとき} & M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \{1-N/(b \cdot D \cdot F_c)\} & \text{式 1- (b)} \\
 &0 > N \geq N_{\min} \text{ のとき} & M_u = 0.5a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D & \text{式 1- (c)}
 \end{aligned}$$

g_1 : 引張鉄筋重心と圧縮鉄筋重心との距離の全せいに対する比

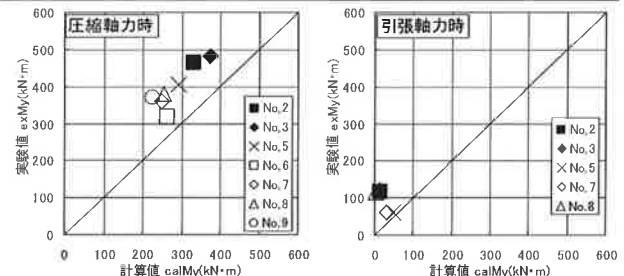
単位: kgf, cm

目標軸力時の曲げ耐力計算値で、柱頭柱脚の平均値を示している。また図-9に曲げモーメント(M)－軸力(N)関係を示す。図-8、図-9の曲げモーメントは軸力による付加曲げモーメントを考慮している。各試験体とも破壊形式は曲げ破壊であった。引張軸力時では $R=-0.2\%$ で柱頭柱脚部分に曲げひび割れが生じ、変形、軸力が大きくなるに従い、柱全体に軸方向と直交するひび割れが等間隔に生じた。圧縮軸力時では $R=0.5\%$ で曲げひび割れが生じた。 $R=3.0\%$ 以降に柱頭柱脚部のコンクリートの圧壊が生じるとともに、主筋の座屈が生じたが、各試験体とも(その1)の結果と比較して最大変形時まで耐力低下を示さなかった。定軸力載荷のNo.9は最終まで耐力低下せず、安定した紡錘形の履歴特性となった。

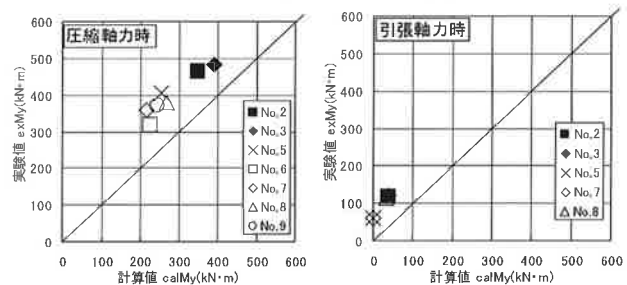
(2) 曲げ耐力

図-10にNo.2,3およびNo.5～9の柱脚部のベースプレート下断面における、終局曲げ強度の計算値と最大曲げ耐力実験値との比較を示す。終局曲げ強度の算定については、文献1)『鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』(SRC規準)にある非埋込柱脚の終局耐力算定方法によるもの(a)と、同断面を鉄筋コンクリート(RC)断面とみなして文献2)『建築物の構造関係技術基準解説書』にある多段配筋柱の曲げ終局耐力略算式により算定したもの(b)を、圧縮時、引張時に分けてそれぞれ示した。なお、SRC規準による計算(a)では、算定式中にアンカーボルトとあるものは接続鉄筋に読み替えて算定した。いずれも曲げ耐力の実験値は柱脚の曲げ耐力計算値に対して安全側となっており、本構法による非埋込柱脚の曲げ耐力はSRC規準に従い評価可能であるといえる。また、(b)の略算式による場合でも、曲げ耐力を安全側に評価しており、ベースプレート下をRC断面として評価することも可能である。

No.6試験体は破断軸耐力の94%という高引張軸力下で $R=-2.0\%$ まで変形させ、その後、圧縮軸力での曲げに転じて脆性的な破壊や劣化が無く、計算耐力以上の曲げモーメントを負担できている。したがって本構法による非埋込柱脚は、降伏軸力を超えるような過大な引抜力を受けても、曲げ性能および軸力保持能力を損なわず、十分に安全な構造であると言える。



(a) SRC規準算定式による



(b) ベースプレート下断面の多段配筋柱略算式による
図-10 曲げ耐力算定値と実験結果の比較

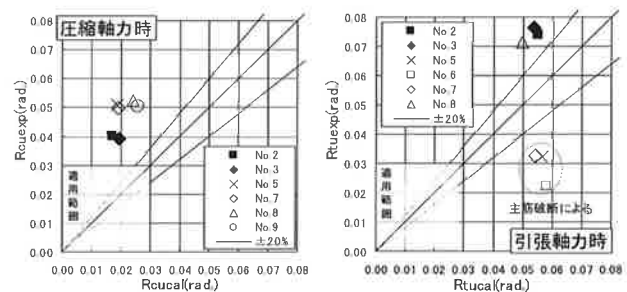


図-11 限界部材角の計算値と実験値の比較

(3) 高軸力下における変形性能

ベースプレート下のRC断面が部材全長にわたると仮定して、文献3) NewRC 報告書にある「変動軸力を受ける柱の変形部材角」の算定式(2)により求めた限界部材角の計算値と実験結果から求めた限界部材角の比較を図-11に示す。ここで、実験結果から限界部材角を決定する方法としては、文献4)の「終局変形の定義」に示された水平力の80%に耐力が低下した時点(0.8Q時変形角)を限界部材角とする方法と主筋の破断までに経験した最大変形角のいずれか最小となる方とした。なお、結果は

算定式(2)の適用範囲を超えているが、ここでは評価式として使用した。圧縮側では実験値が計算値の1.5～2.1倍となっており、引張側についても鉄筋が破断したものの以外は計算値の1.3～1.4倍と安全側に評価できている。

文献5)ではアンカーボルト形式の非埋込型柱脚を対象とした高引張軸力下での曲げせん断実験が報告されており、アンカーボルトの破断により終局状態に至る結果となっている。図-12に文献5)の試験体の限界部材角および本実験でのNo.2,3およびNo.5～8試験体の実験から得られた限界部材角について、軸力比 η との関係を圧縮、引張に分けて示す。軸力比 η は各試験の限界部材角時の軸力を、圧縮側は柱コア断面の軸圧縮降伏強度で除したもので、引張側はベースプレート下断面の軸引張降伏強度で除したものである。本実験の結果は圧縮引張とも文献5)の実験結果と同等以上の変形性能を有しており、 $\eta = \pm 0.7$ の高軸力下においても圧縮側は $R=4.0\%$ 、引張側は $R=7.0\%$ の部材角が確保できている。

太一点鎖線は文献3) NewRC 報告書で提案されている限界部材角の下限式である。また、細点線は文献5)で提案された式で、圧縮側は実験結果の1次回帰線、引張側は $\eta=1.0$ の時に限界部材角 $R_t=0$ となると仮定し、実験結果の下限值と結んだ下限式となっている。本実験結果の引張側について同様の方法でプロットしたのが本報下限式(細実線)である。また、引張側で軸引張破断強度に相当する $\eta=1.38$ で限界部材角が $R_t=0$ となると仮定して実験結果の下限值と結んだ線が太破線($R_u=(1.38 \cdot \eta)/12(\text{rad.})$)であるが、細実線と比較するとより実験結果の相関が評価されており、本実験の下限值としては太破線で示した下限式が適当と考えられる。これは文献5)の下限式(細点線)をグラフの右方向に1.38倍シフトした形に類似しており、アンカーボルト形式から接続鉄筋形式にし、補強鉄筋量を多くしたことで、高軸力下での変形性能が向上したと考えられる。

4. まとめ

柱脚の補強方法として、ベースプレートにルーズホールを設け接続鉄筋を貫通させる非埋込型柱脚のについて、高変動軸力下での曲げせん断実験を行い、その結果から以下のことが明らかとなった。

- 1) 柱脚の鋼材量を減らし、柱頭の軸降伏強度に対して1.06倍の軸破断耐力に相当する鋼材量で柱脚を補強すれば曲げ耐力を確保でき、SRC標準の曲げ強度算定方法またはベースプレート下のRC断面を多段配筋柱の曲げ耐力略算式によって評価できる。
- 2) 軸引張破断強度の94%という高引張軸力を受けた場合でも、脆性的な破壊や劣化を生じることなく $R=2.0\%$ まで変形が可能で、その後に圧縮軸力側に転じて、曲げ性能および軸力保持能力を損なわず、十分に安全な構造であると言える。
- 3) 本構法の限界部材角は文献3)の算定式による計算値を上回り、アンカーボルト形式から接続鉄筋形式

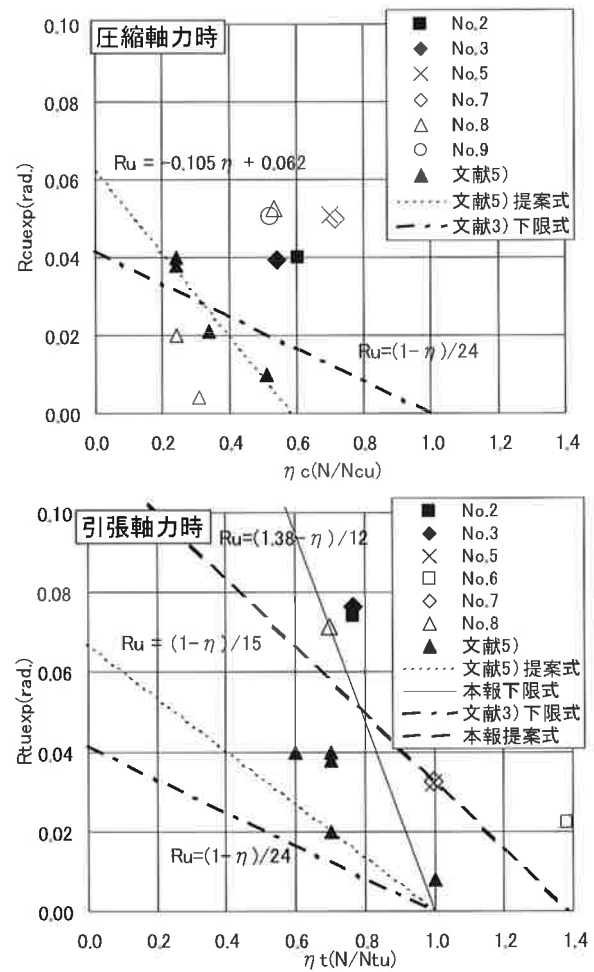


図-12 軸力比と限界部材角の関係

変動軸力を受ける柱の限界部材角

$$R_u = (1.0 \cdot \eta) / 24 \quad (\text{rad.}) \quad \text{式(2)}$$

$$R_u \leq 0.03 \text{ rad.}$$

$\eta = N / (A_c \cdot f_c)$ N : 軸力 (N) A_c : 柱のコア断面積 (mm^2)

$f_c = F_c \cdot (1 + C_a \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c)$ (N/mm^2) $F_c = 0.85 \cdot \sigma_B$

p_w : 横補強筋比 σ_{wy} : 横補強筋降伏強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

$C_a = 4.41 \cdot \alpha \cdot \beta$ ($1.24 \cdot S/D$) S : 横補強筋の間隔(mm)

D : 柱せい(mm) α, β : 中子筋の本数による補正係数

田、図形の場合	$n=0$	$n=2$	$n=3$	$n=4$
α	0.700	0.850	0.925	1.000
β	0.657	0.948	0.964	0.972

にし、補強鉄筋量を多くしたことで限界部材角を拡大できた。限界部材角は軸力比 $\eta = \pm 0.7$ で圧縮側は $R=4.0\%$ 、引張側は $R=7.0\%$ となった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987
- 2) 日本建築センター：建築物の構造関係技術基準解説書，2001
- 3) 国土開発技術研究センター：NewRC 研究開発概要報告書，1993
- 4) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコキヤム，1988.3
- 5) 称原，中澤：日本建築学会学術講演梗概集（九州），非埋込型柱脚によるSRC柱の耐震性能に関する実験（その1），（その2）pp.1319-1322，1998.9
- 6) 青田，岩岡ほか：合理的なSRC造非埋込型柱脚の開発（その1）構法選定のための構造実験，前田建設技術研究所報，2000