

SRC構造非埋込み形柱脚の耐震性向上に関する研究

Seismic Capacity of Unembedded Types of SRC Column Bases

澤 本 佳 和
福 元 敏 之

要 約

SRC構造の柱脚形式には、非埋込形式と埋込形式があり、施工性に優れ経済的である非埋込形式がこれまで多用されてきたが、兵庫県南部地震において大きな引張軸力を受けた側柱の柱脚部にアンカーボルトの破断等の被害が見られた。しかし、既往の実験で高引張軸力下での非埋込み形柱脚の破壊性状を捉えたものはほとんどないのが現状である。

本研究では、引張軸力下の応力伝達機構および変形能力を考慮した非埋込み形柱脚の設計法を確立することを目的に柱の引張軸力や柱脚部の鉄筋量等をパラメータとした構造実験を実施した。これらの実験結果から下記の知見を得た。

- (1) 震災時に見られた被害を再現し、鉄骨に作用する軸力が付着力を介して柱脚部の補強主筋に伝達される柱脚部の応力伝達機構を明らかにできた。
- (2) 引張軸力比が柱脚部の変形性能に最も影響を与え、引張軸力比が大きくなると変形能力が小さくなる相関関係があることがわかった。

目 次

- I. はじめに
- II. 試験体
- III. 実験方法
- IV. 実験結果
- V. 考 察
- VI. おわりに

I. はじめに

SRC構造の柱脚部には、Fig.1に示すように鉄骨を基礎部に埋め込まない非埋込形式と埋め込む埋込形式があり、非埋込形式は埋込形式と比較して、地下部分での鉄骨建方作業がなくなるため、工期の短縮、経済性が図れ、多用されてきた。これまで非埋込み形柱脚は圧縮軸力に対してのみ、 D_s 値を評価して設計されていたため、先般の兵庫県南部地震では、大きな引張軸力を受けた側柱の柱脚部

に、Photo 1に示すようなアンカーボルトおよび主筋の破断等の被害が報告されている。このような背景により、地震時に大きな引張軸力が作用する柱脚については、埋込み形柱脚とするか、非埋込み形柱脚とする場合には、確認実験を義務づける行政指導¹⁾が行われており、施工性に優れた非埋込み形柱脚は実質使用できなかった。

ここ数年、引張軸力下における非埋込み形柱脚の実験研究が行われるようになってきたが、地震被害で見られたようなアンカーボルトの破断等の破壊モードを再現できたものは文献²⁾以外にはほとんどないのが現状である。また、引張軸力を受ける柱脚は、引張側の柱が層せん断力を負担する割合は少ないので水平強度でなく変形性能が重要となることが考えられる。よって、非埋込み形柱脚の耐震設計法を確立するためには、柱脚部の変形性能を含めた多くの実験データを収集する必要がある。

本研究では、上記背景を踏まえ、引張軸力下の応力伝達機構および変形能力を考慮した非埋込み形柱脚の設計法を確立することを目

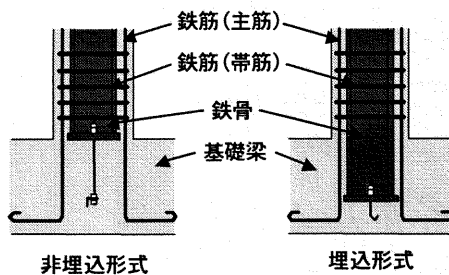


Fig.1 SRC柱脚の形式
(Type of SRC Column Bases)



Photo 1 被害状況
(Damage of SRC Column Bases)

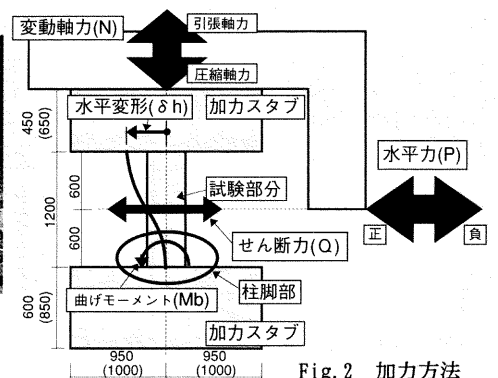


Fig.2 加力方法
(Outline of Loading Method)

キーワード：SRC造、非埋込柱脚、引張軸力、
変形能力

的に構造実験を実施した。

本報告では、非埋込み形柱脚の変形性能に影響を与えと考えられる柱の引張軸力や柱脚部の鉄筋量等をパラメータとした構造実験の結果について述べる。

II. 試験体

試験体は、Fig. 2に示す上下に加力スタブを設けたSRC造柱および柱脚部分をモデル化したもの（試験部分：400mm×400mm×1200mm）で、代表的な試験体の柱脚部の形状および断面をFig. 3に示す。また、試験体一覧をTable 1に示す。

実験パラメータは、最大引張軸力比（ η_{ty} ）と鋼材量（鉄骨量、柱脚部鉄筋量、アンカーボルト量）で、試験体総数は8体である。この内、No. 4のアンカープレート形式とは、施工性を考慮し、アンカーボルトを予め溶接したアンカープレート基礎部に設置し、鉄骨の建方を行う際にアンカープレートのベースプレート孔位置にねじボルトを溶接することにより、台直し等の調整作業を行わなくても、鉄骨の建方ができるよう考えた形式である。

既往の実験から、柱脚の変形性能に影響を与えと考えられる無次元化された因子（以下、無次元化因子と呼ぶ）として、(1)最大引張軸力比 $\eta_{ty} = N_{tmax} / N_{ty}$ （ N_{tmax} ：最大軸力、 N_{ty} ：柱脚

部の主筋とアンカーボルトの降伏強度の合計）、(2)鉄骨強度比 S_M / M_0 （軸力0での鉄骨の曲げ強度のSRCの曲げ強度に対する比）、(3)柱脚／柱頭の強度比、(4)ボルト／鉄骨の強度比、(5)帯筋および柱脚部の補強主筋の付着強度（RC終局強度指針式³⁾）の降伏強度に対する比（以後、付着強度比と呼ぶ）の五つが挙げられる。

以下では、設定した実験パラメータと柱脚の無次元化因子の関係について述べる。試験体毎の無次元化因子の値をTable 1に示す。

(1) 最大引張軸力比 η_{ty} については、文献²⁾ (0.8～1.35) では全ての試験体で柱脚部の引張破断が生じたが、増田の実験⁴⁾ (0～0.5) では引張破断が生じなかったことから、かなり大きな引張軸力下でなければ震災の被害を再現できないと判断される。以上を考慮し、本実験では、 η_{ty} を0.6～0.8と設定した (Table 1)。

(2) S_M / M_0 については、この値が小さくなるほど柱脚部の引張破断が生じにくいと考えられる。この値は基本形 (No. 1) で文献²⁾ の値0.67に近い0.7と、小鉄骨を用いたNo. 8のみは0.55とした。

(3) 柱脚／柱頭の引張強度比については、1.0を超える場合には柱脚部の引張破断は起きにくいことが考えられる。基本形 (No. 1) では0.75であるが、柱脚部主筋を増量したもの (No. 5)

Table 1 試験体一覧
(List of Test Specimens)

No.	試験体の特徴	柱鉄骨	柱脚部 主筋	柱脚部 帯筋*	アンカー ボルト	最大引張 軸力比	鉄骨強度比	柱脚／柱頭 強度比	ボルト／鉄 骨強度比	付着強度比	コンクリート 圧縮強度(N/mm ²)	
											設定値	実測値
1	基本形	H-200×150×6×9	14-D16	D10050 (0.71%)	4-M16	0.8	0.70	0.75	0.16	0.84	28.0	26.6
2	引張軸力中					0.7	0.70	0.75	0.16	0.84		27.6
3	引張軸力小					0.6	0.70	0.75	0.16	0.84		28.0
4	アンカープレート形式		20-D16		4-M16	0.8	0.70	0.75	0.16	0.84		28.4
5	主筋増量					4-M16	0.8	0.70	1.02	0.16		0.74
6	アンカーボルト増量		14-D16		4-M22	0.8	0.70	0.92	0.36	0.84		32.7
7	帯筋低減	D100100 (0.36%)		4-M16		0.6	0.70	0.75	0.16	0.68		32.3
8	小鉄骨					D10050 (0.71%)	0.8	0.55	1.02	0.24		0.84

*: ()内の数字は帯筋比を示す。

Table 2 鋼材の機械的性質

(Mechanical Properties of Steel)

種別	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	備考 (試験片)
鉄骨フランジ PL-9	385	543	38.2	JIS 5号
鉄骨フランジ PL-12	377	539	42.4	JIS 5号
鉄骨ウェブ PL-6	423	569	33.1	JIS 5号
ベースプレート PL-16	353	530	46.3	JIS 5号
主筋 D16	402	616	20.5	JIS 5号
帯筋 D10	375	511	23.0	JIS 5号
アンカーボルト M16	355	458	16.2	ねじ部
アンカーボルト M22	320	413	19.5	ねじ部

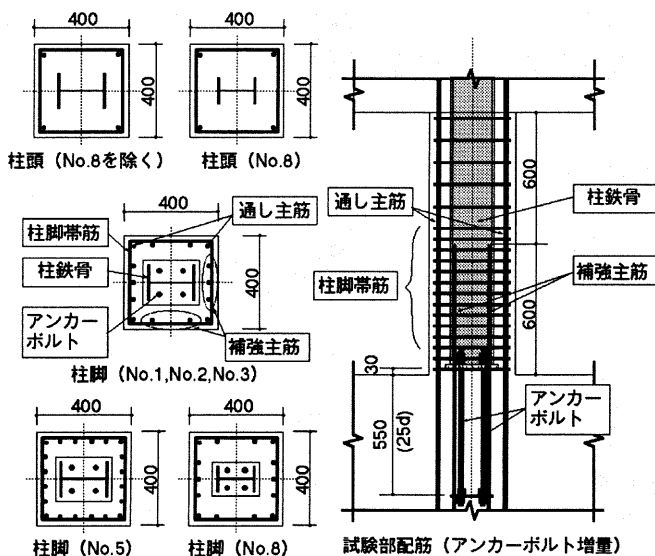


Fig. 3 試験体詳細
(Outline of Test Specimens)

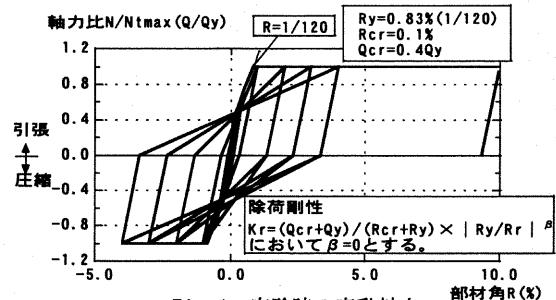


Fig. 4 実験時の変動軸力
(Outline of Axial Load)

や、小鉄骨を用いたもの（No. 8）は1程度の値となる。

（4）ボルト／鉄骨の引張強度比については、大きくなるほど柱脚部の引張破断は生じにくいと考えられる。基本形では、0.16、アンカーボルトを増量したNo. 6で0.36となる。なお、 $\eta_{ly}=0.5$ として柱脚部に破断が生じなかった増田の実験では、ボルト／鉄骨の引張強度比は0.5を超える値となっており、この点でも柱脚部に破断が生じなかったことがわかる。

（5）補強主筋が付着強度を失うことも柱脚部の破断に繋がると考えられる。文献²⁾では付着強度比が1を超えるものがほとんどであったことから、本研究では1以下のものを対象にして、付着強度比が柱脚部の強度や変形性能への影響を見ることとした。

試験体の製作は、実際の施工状況とあわせて、試験体を立てた状態で下部スタブのコンクリートを打設した後、柱部と上部スタブを打設する2回打ちとした。また、柱鉄骨の建て方は、下部スタブベースのモルタルブロック上に鉄骨を立ち上げ、鉄骨の倒れ調整後にベースプレートと下部スタブ間に無収縮モルタルを注入した。

試験体の柱鉄骨はSM490A、主筋はSD345、帯筋はSD295A、アンカーボルトはSR235Aの転造品（No. 4を除く）を使用した。鋼板、鉄筋、ベースプレートの機械的性質をTable 2に示す。アンカーボルトについては、ねじ部について試験を実施した。

柱部分のコンクリートは最大粒径20mmの砕石骨材を用いた普通コンクリートを使用した。実験日の圧縮強度をTable 1に示す。

III. 実験方法

加力はFig. 2に示すように上側の加力スタブを水平に保ちつつ、引張あるいは圧縮軸力(N)をかけた状態で水平方向に正負交番繰返し加力を行うことにより実施した。

実際の建物では層全体に働くせん断力に比例して外柱には転倒モーメントによる軸力がかかると考えられる。そこで外柱に働く軸

力は、Fig. 4に示す武田モデルを用いて、建物の層せん断力(Q/Qy)を仮定し、Fig. 4の縦軸を外柱に働く軸力(N/Nmax)と読み替えて、部材角(R)に対して変動する軸力とした。また、柱が引張になるときにできるだけ破壊させるように、長期軸力は0とした。

IV. 実験結果

1. 実験経過と破壊性状

本研究の目的が引張軸力下での非埋込み形柱脚の弾塑性性状を把握することにあるため、以下では、主に正加力（引張軸力）時の性状を記述した。実験結果一覧をTable 3に、正加力時の実験経過をFig. 5に、代表的な試験体の最終破壊状況をPhoto 2に示す。ここで、Table 3におけるNは軸力を、Qは試験体柱に働くせん断力を、 δh は柱の水平変形、Rは部材角（定義はFig. 6(b)参照）を示す。また、終局欄の数値は、基本的には、アンカーボルト等が破断した時と軸力を保持できなくなった時の水平変位を比較し、両者の小さい方の変形時（以下、この時の部材角を限界部材角； R_{lu} と呼ぶ）の値とした。ただし、No. 1, 4, 5, 7試験体については、経験した最大変形より小さな変形の時に、Table 3に示す最終破壊モードに達したので、経験した最大変形時の値とした。

最終破壊モードは、8試験体の内、6体がPhoto 2に示すアンカーボルトの破断であった。ただし、No. 4（アンカープレート形式）は柱頭溶接部が、No. 5（主筋増量）は通し主筋が破断し、終局状態となった。以上より、兵庫県南部地震の時に見られた被害状況（アンカーボルトや鉄筋の破断）を実験にて再現することができた。

終局に至るまでの実験経過は各試験体ともほぼ共通であった。諸現象は、Fig. 5に示すように①曲げひび割れ発生、②せん断ひび割れ発生、③柱脚主筋引張降伏（ $R \approx 0.004 \text{ rad.}$ ）、④引張側の補強主筋に沿った付着ひび割れ発生（ $R \approx 0.005 \text{ rad.}$ ）、⑤アンカーボルト引張降伏（ $R \approx 0.006 \text{ rad.}$ ）、⑥ベースプレートの変形による

Table 3 実験結果一覧
(List of Test Results)

		No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8
		基本形	引張軸力中	引張軸力小	アンカープレート形式	主筋増量	アンカーボルト増量	帯筋低減	小鉄骨
柱脚主筋引張降伏	N	735	613	555	689	1165	835	515	696
	Q	97.9	103.3	129.2	96.7	89.0	71.4	120.3	96.5
	δh	5.01	4.61	5.34	4.44	6.78	4.78	4.40	4.60
	R	0.004	0.004	0.004	0.004	0.006	0.004	0.004	0.004
アンカーボルト引張降伏	N	802	769	700	800	1243	1082	761	981
	Q	106.9	130.4	158.7	109.3	95.0	98.3	151.9	88.2
	δh	5.90	7.18	8.02	5.97	7.60	7.61	8.79	8.39
	R	0.005	0.006	0.007	0.005	0.006	0.006	0.007	0.007
正側最大せん断力	N	1098	963	827	1101	776	1291	825	804
	Q	129.6	184.4	197.1	148.0	166.7	143.3	205.2	99.2
	δh	16.10	23.34	18.53	21.28	2.87	23.06	21.01	6.01
	R	0.013	0.019	0.015	0.018	0.002	0.019	0.018	0.005
負側最大せん断力	N	-1101	-964	-826	-1100	-1503	-1304	-836	-1112
	Q	-557.4	-541.3	-532.9	-564.9	-597.4	-635.9	-563.2	-520.3
	δh	-23.63	-24.15	-24.24	-24.13	-12.02	-24.05	-24.04	-12.04
	R	-0.020	-0.020	-0.020	-0.020	-0.010	-0.020	-0.020	-0.010
終局	N	1101	958	827	1100	1485	1282	824	1079
	Q	103.9	83.1	180.0	92.4	46.3	84.5	153.7	59.7
	δh	48.94	47.19	88.48	36.51	12.00	38.02	48.00	39.04
	R	0.041	0.039	0.074	0.030	0.010	0.032	0.040	0.033
最終破壊モード		アンカーボルト破断		柱頭溶接部破断	通し主筋破断	アンカーボルト破断			

注：Nは軸力を、Qは試験体柱に働くせん断力を表し、それぞれの単位はkN、 δh は柱の水平変形を表し、単位はmm、Rは部材角を表し、単位はrad.とする。

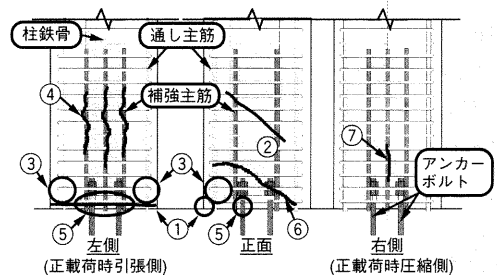


Fig. 5 実験経過
(Process of Failure)

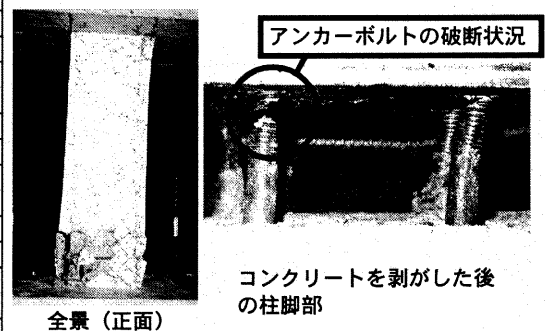


Photo 2 最終破壊状況（No. 7：帯筋低減）
(Type of Failure)

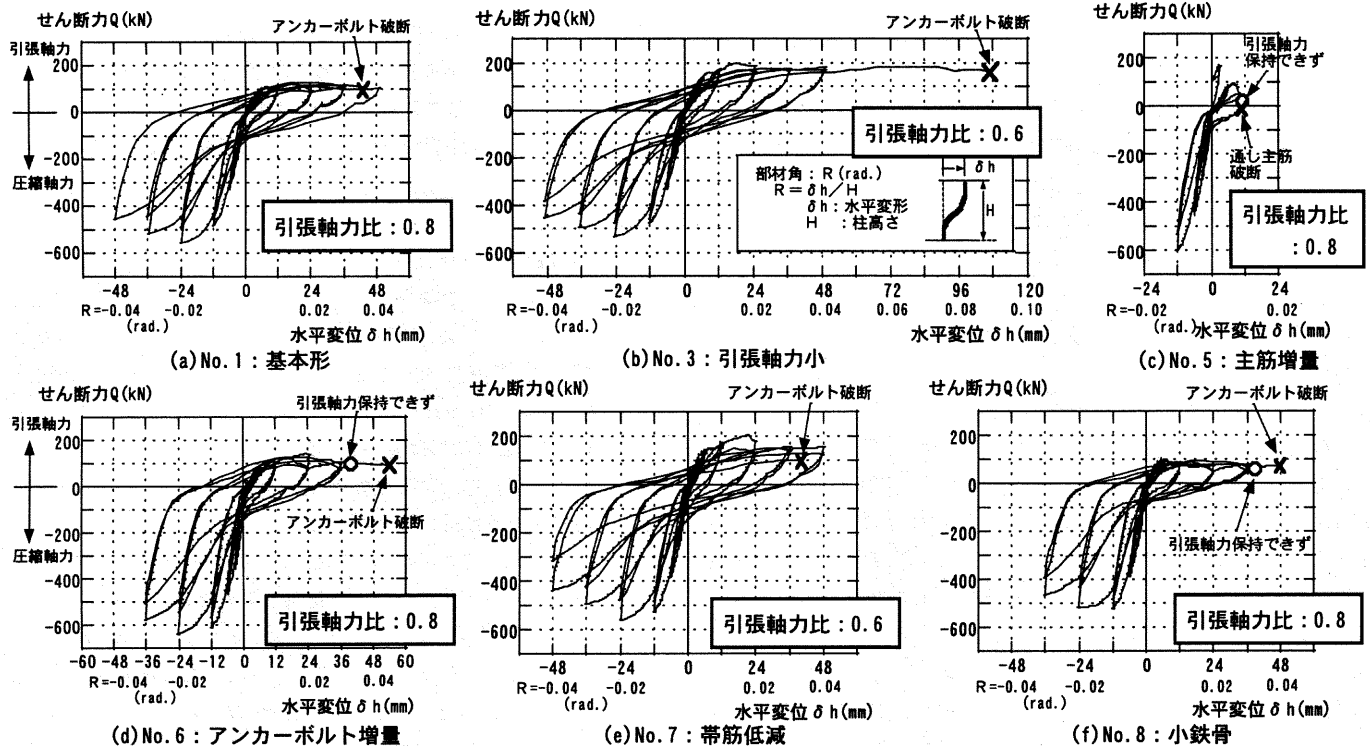


Fig. 6 せん断力・水平変位関係
(Relationship between Shear Force and Horizontal Displacement)

斜め方向のひび割れ発生 ($R \approx 0.006 \text{ rad.}$), ⑦圧縮側の補強主筋に沿う付着ひび割れ発生 ($R = 0.005 \sim 0.02 \text{ rad.}$) の順に発生した。

特に, ④の付着ひび割れが発生したことにより, 補強主筋の付着が劣化し, 補強主筋が負担していた軸力がアンカーボルトに流れて, ⑤~⑦の現象が生じて, アンカーボルトや通し主筋が破断に至ったことがわかる。この現象は, No. 5 (主筋増量) で顕著に見られ, No. 5 では小さな変形で通し主筋の破断に至った (Table 3, Fig. 6)。

2. せん断力・水平変位関係

代表的な試験体のせん断力 (Q) と水平変位 (δh) の関係を Fig. 6 に示す。

No. 1 (基本形) と No. 3 (引張軸力小) を比較すると, 引張軸力比が 0.6 から 0.8 に増加することで, 最大せん断力と限界部材角が小さくなるのがわかる (Fig. 6(a)(b))。

次に, 鋼材量の影響を比較する。No. 1 と No. 6 (アンカーボルト増量) では, 両者の $Q-\delta h$ 関係はほぼ一致し, アンカーボルト量の差異による最大せん断力と限界部材角への影響はほとんど見られない (Fig. 6(a)(d))。また, No. 3 (引張軸力小) と No. 7 (帯筋低減) を比較すると, 両者の最大せん断力はほぼ等しいが, 限界部材角は帯筋量を低減することにより小さくなるのがわかる (Fig. 6(b)(e))。これは, 正加力時の⑥のひび割れが進展するのを帯筋が抑制しているためであると考えられる。さらに, No. 1 と No. 8 (小鉄骨) は鉄骨を小さくした分, 最大せん断力は小さくなっているが, 限界部材角はほぼ等しいことがわかる (Fig. 6(a)(f))。また, No. 5 (主筋増量) では, No. 1 と比較し, 特に限界部材角が小さくなっている (Fig. 6(a)(c))。これは, 柱脚部の補強主筋を密にしたことから, 補強主筋の付着強度が低下し, 付着が劣化したことが原

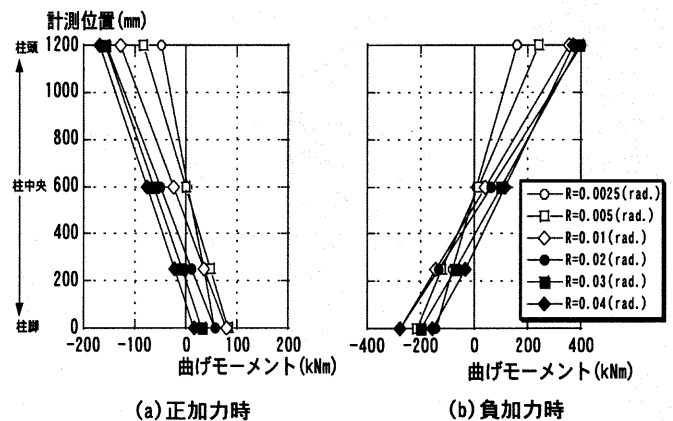


Fig. 7 曲げモーメント分布
(Distribution of Bending Moment)

因で, 前述のように早期に通し主筋が破断したと考えられる。

3. 曲げモーメント分布

代表的な試験体の柱軸方向の曲げモーメント分布を Fig. 7 に示す。この曲げモーメントは軸力による $N \cdot \delta$ 効果を考慮したものである。分布は, 正・負加力時とも変形が小さな領域では, 柱中央付近を反曲点とした逆対称分布となるが, 変形が進むにつれて, 反曲点の位置が柱脚部に近づく傾向にある。これは, 柱脚部の曲げモーメント負担が小さくなり, ピン状態に近づいていることを示すものである。また, この傾向は正加力時に顕著であることがわかった。

V. 考察

1. 柱脚の曲げ耐力

試験体に加力した軸力 N と柱脚の負担曲げモーメント M_u の関係を Fig. 8 に示す。Fig. 8 には併せて, SRC 規準⁵⁾ の単純累加強度式および一般化累加強度式により求めた相関曲線 (M_u-N_u 曲線)

も示した。正加力時（引張軸力時）に着目すると、軸力の増加過程において曲げモーメントが極大となっており、 M_u-N_u 曲線に到達した後はそれに沿うように低下していることがわかる。

各試験体の曲げ耐力実験値 M_{bu} と SRC 規準⁵⁾ の一般化累加強度式により求めた計算値 M_{bu} を比較して、Fig. 9 に示す。ここで、最大引張軸力時に得られた最大モーメント（Fig. 8 の○印）を M_{bu} とした。Fig. 9 より、軸力の増加過程で柱脚部補強主筋の付着が劣化して耐力が低下した No. 5（主筋増量）を除き、実験値は計算値よりも大きな値を示すことがわかる。よって、No. 5（主筋増量）を除く試験体では、SRC 規準の一般化累加強度式により求められる曲げ耐力を上回っていることがわかった。

2. 柱脚部補強主筋の付着性状

鉄骨柱フランジ面に配した柱脚部補強主筋の引張応力分布を Fig. 10 に示す。Fig. 10 は正加力時（引張軸力時）に引張側となる主筋について示した。主筋の応力は、鉄筋の応力・ひずみ関係を bi-linear としてひずみ計測値から求めた。各サイクルのピーク時（Fig. 10(a)）を見ると、引張応力は部材角が 0.01 rad. までは増加しているが、柱脚部で降伏応力度 $m\sigma_y$ （Fig. 10 の①）に達した後、0.02 rad. にかけて減少していることがわかる。Fig. 10 の(b) に部材角が 0.02 rad. に至る直前の数ステップ（付着劣化サイクル）に

おける応力分布の推移を示す。これより、付着劣化サイクルにおいて引張応力が徐々に低下しており、補強主筋の定着が不十分であったことがわかる。本実験では、この付着劣化によって耐力が低下するとともに柱脚付近の軸方向伸びが増加し、結果的にアンカーボルトが破断したものと考えられる（Fig. 5 参照）。

付着劣化時の応力勾配は RC 終局強度型指針³⁾ の解説に記されている付着強度 τ_{bus} から求まる勾配（Fig. 10 の②）とほぼ等しい。また、引張応力低下後（部材角 0.02 rad. 時）の補強主筋先端近傍における応力勾配は同指針³⁾ による最終付着強度 τ_{bus} から求まる勾配（Fig. 10 の③）と同程度となっている。スタブフェイスから d （ d ：柱の有効せい）の区間では引張応力はほぼ一様に分布しており、その値は (1) 式から得られる $m\sigma_e$ （Fig. 10 の④）と同程度である。

$$m\sigma_e = 4\tau_{bus}(\ell - d)/d_b \quad (1)$$

ただし、

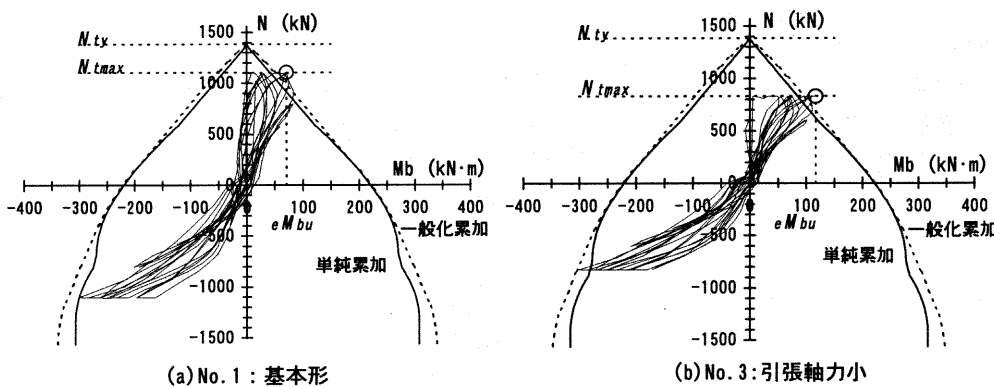
$m\sigma_e$ ：主筋の付着劣化後の有効引張応力度

τ_{bus} ：文献による最終付着応力度

ℓ ：補強主筋の埋め込み長さ

d ：柱の有効せい

d_b ：主筋の径



(a) No. 1：基本形

(b) No. 3：引張軸力小

Fig. 8 曲げモーメント・軸力関係
(Relationship between Bending Moment and Axial Force)

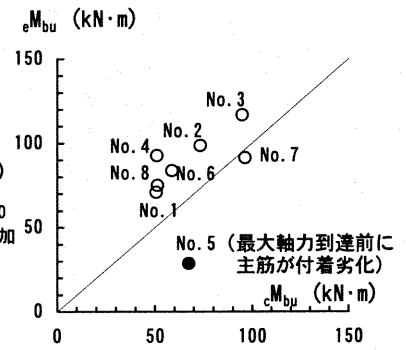
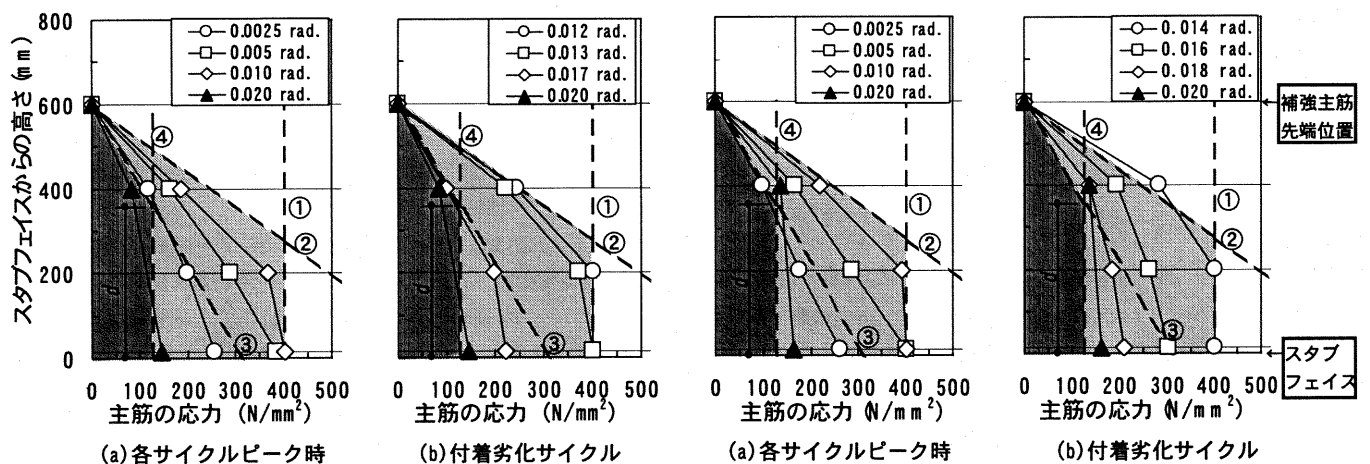


Fig. 9 柱脚の曲げ耐力実験値と計算値の比較
(Comparison between Test and Calculation)



(a) 各サイクルピーク時

(b) 付着劣化サイクル

(a) 各サイクルピーク時

(b) 付着劣化サイクル

(1) No. 1：基本形

(2) No. 3：引張軸力小

記号の説明

- | | |
|----------------------------------|--|
| ①：主筋の降伏応力度 $m\sigma_y$ | ③：最終付着強度 τ_{bus} から求まる引張応力度分布 |
| ②：付着強度 τ_{bus} から求まる引張応力度分布 | ④：主筋の付着劣化後の有効引張応力度 $m\sigma_e$ ((1) 式参照) |

Fig. 10 柱脚部補強主筋の引張応力分布
(Distribution of Tensile Stress on Re-bar)

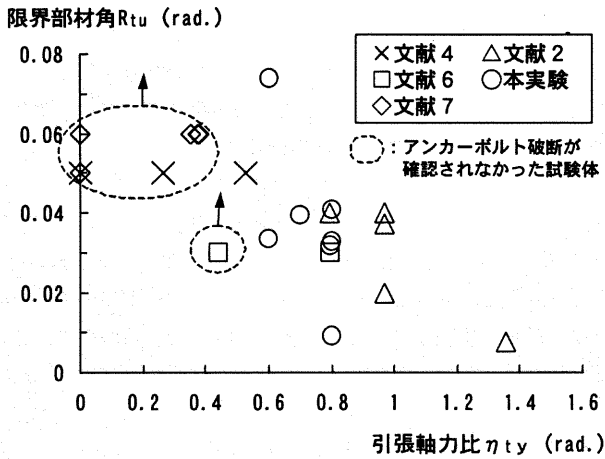


Fig. 11 限界部材角・引張軸力比関係
(Relationship between Ultimate Rotation Angle and Axial Load Ratio)

3. 限界部材角と引張軸力比

限界部材角 R_{tu} と柱脚引張軸力比 η_{ty} の関係を Fig. 11 に示す。 η_{ty} は (2) 式, (3) 式により求めた。

$$\eta_{ty} = N_{\max} / N_{ty} \quad (2)$$

ただし,

$$N_{ty} = m n_m a_m \sigma_y + a n_a a_a \sigma_y \quad (3)$$

$N_{\max}$: 最大引張軸力

N_{ty} : 柱脚の引張降伏強度

$m n_m a_m \sigma_y$: 主筋の本数, 断面積および降伏応力度

$a n_a a_a \sigma_y$: アンカーボルトの本数, 断面積および降伏応力度

Fig. 11 には本実験の試験体の内, 柱脚部以外で壊れた No. 4 を除く 7 試験体と文献 2), 4), 6), 7) の結果を示した。 $\eta_{ty} \geq 0.5$ の範囲ではアンカーボルトが破断しており, η_{ty} が大きいほど R_{tu} が小さくなる傾向が見られる。また, 本実験の結果は No. 3 試験体を除き, R_{tu} が小さな領域に分布している。この原因は, 前述の補強主筋の付着劣化により実際の軸力比が増加したことが原因であると考えられるので, 付着劣化を考慮した有効引張軸力比 η_{te} を (4) 式, (5) 式により評価した。

$$\eta_{te} = N_{\max} / N_{te} \quad (4)$$

ただし,

$$N_{te} = (m n_{n1} \cdot m a \cdot m \sigma_y + m n_{n2} \cdot m a \cdot m \sigma_e) + a n \cdot a_a \cdot a \sigma_y \quad (5)$$

N_{te} : 柱脚の有効引張強度

$m n_{n1}$: 付着破壊が生じない主筋の本数

$m n_{n2}$: 付着破壊が生じる主筋の本数

$m \sigma_e$: 付着破壊が生じる主筋の有効引張応力

((1) 式参照)

ここで, 付着破壊発生の判定は RC 終局強度指針³⁾ 解説文の方法により行った。Fig. 12 に限界部材角 R_{tu} と柱脚の有効引張軸力比 η_{te} の関係を示す。これより Fig. 11 と比較して Fig. 12 では η_{te} を用いたことにより, R_{tu} と η_{te} の間のばらつきは小さくなり, Fig. 12 の点線で示すような「 η_{te} が大きいほど R_{tu} が小さくなる」相関関係が見られることがわかった。

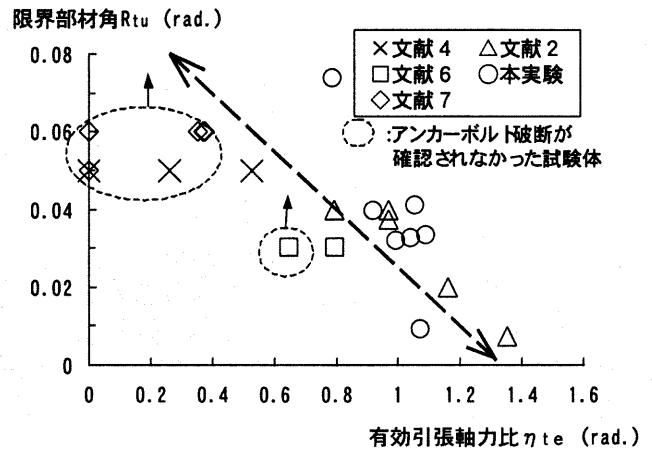


Fig. 12 限界部材角・有効引張軸力比関係
(Relationship between Ultimate Rotation Angle and Effective Axial Load Ratio)

VI. おわりに

引張軸力下での SRC 非埋込み形柱脚の構造実験を実施した結果, 下記の知見を得た。

(1) 震災時に見られた被害 (アンカーボルトの破断等) を再現し, 鉄骨に作用する軸力が付着力を介して柱脚部の補強主筋に伝達される柱脚部の応力伝達機構を明らかにできた。

(2) 限界部材角に影響を与える因子は, 引張軸力比, 柱脚の帯筋量および補強主筋の付着劣化であることがわかった。この中でも, 引張軸力比が限界部材角に最も影響を与え, 補強主筋の付着劣化を考慮した有効引張軸力比を用いることにより, 「有効引張軸力比が大きくなると限界部材角が小さくなる」という明確な相関が両者の間に見られることがわかった。

本研究は三社共同研究 (鹿島・清水・大成) 「SRC 非埋込み形柱脚の耐震性向上に関する研究」として実施したものである。

参考文献

- 1) 日本建築センター; 構造物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用-1997年版, (1997)。
- 2) 中澤, 称原; 非埋込形柱脚によるSRC柱の耐震性能に関する実験 (その1), (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 1998.9。
- 3) 日本建築学会; 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11。
- 4) 増田, 九谷, 城戸; 鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の力学性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 1997.9。
- 5) 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, 1987.6。
- 6) 谷田部, 立花; 引張軸力下における非埋込型SRC柱脚の力学的特性に関する実験的研究, 日本コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, (1999)。
- 7) 貞末, 中野, 伊藤, 南; SRC構造非埋込形柱脚の終局耐力と変形性能, 日本コンクリート工学協会年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, (1999)。