

論文 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

谷田部敏之^{*1}・立花正彦^{*2}

要旨：本研究では非埋込型 SRC 柱脚部を含む柱部材に、引張軸力下で正負繰り返し水平力を作用させる実験により、引張軸力下における実験資料を蓄積すると共に、兵庫県南部地震で生じた SRC 柱脚部の被害（アンカーボルトの破断）を再現し、補強主筋で柱脚側を補強することにより、柱脚部の曲げ性状に十分な補強効果を得ることを確認した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート、非埋込型柱脚、引張軸力

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震において非埋込型 SRC 柱脚に引張力で生じたと考えられる地震被害が多数観察された。柱脚の被害は外柱に多くみられ地震時の転倒曲げによる変動軸力の影響が大きかったと考えられ、アンカーボルトの破断、ベースプレート直下のコンクリートの圧壊などがあり、さらには上部構造はほとんど被害が生じていないのに柱脚部の被害により水平に20数cmも移動して、柱脚の局部的な破壊により建物としては大破に至っている建物も見られたと報告されている¹⁾。

一方、SRC 柱脚に関する研究の現状はS造柱脚に比べて非常に少なく、特に引張に関する実験は殆どなされていない。^{2) 3)}

本研究では、引張軸力下における非埋込型 SRC 柱脚接合部に着目して、補強筋およびアンカーボルトの有無を実験変数とした曲げせん断実験により、非埋込型 SRC 柱脚に関する引張軸力下における実験資料を蓄積すると共に、その力学的性状に関して検討したものである。

2. 実験計画と試験体の設計

実験計画は表-1に示すとおりで、実験変数はアンカーボルトの有無と補強主筋の有無で、試験体は3体である。

試験体の形状および寸法を図-1に示す。鉄骨要素はH-175×90×5×8（実寸H-175.4×90.46

×4.84×7.78)で、柱脚接合部は同図中に示すようにベースプレート PL-185×110×16の鉄骨フランジ内に2行2列のアンカーボルト(φ12、長さ $l=375$ mm)を配筋する。各試験体のアンカーボルト

表-1 実験計画

補強主筋 アンカーボルト	無	有
有	No.1*	No.3
無	—	No.2

*：試験体名

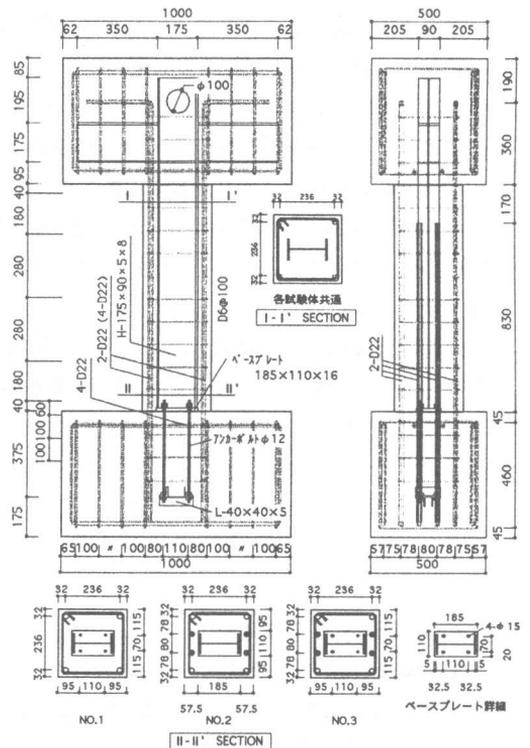


図-1 試験体の形状および寸法

東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
東京電機大学助教 工学部建築学科 工博 (正会員)

と鉄骨断面の引張降伏比($A N_y / s N_y$)、曲げ強度比($A M_p / s M_p$)、曲げ剛性比($A (E I) / s (E I)$)は表-2に示す。

鉄筋コンクリート断面は $b \times D = 300 \times 300$ 、主筋4-D22 ($r_{pt} = 0.86\%$) 帯筋D6@100 ($r_{pw} = 0.21\%$) である。柱脚側の補強主筋(図-1中の黒丸)は鉄骨要素の降伏引張強度と同程度となるように4-D22で補強し、加力方向に配置する。この補強筋長さ(r_L)はベースプレート下面より830mm ($r_L / \phi = 37.7$ 、 ϕ :補強主筋径、試験体中央より330mm)である。各試験体の補強主筋による柱脚部の引張降伏強度比 $[(a N_y + r N_y) / s N_y]$ 、曲げ強度比 $[BM = (a M_p + r M_p) / s M_p]$ 、曲げ剛性比 $[BR = (a (E I) + r (E I)) / s (E I)]$ は表-2に示す。

なお、コンクリートはベースプレート上下で分けて打設する。これら使用材料の機械的性質を表-3に示す。

3. 加力方法と測定項目

加力方法は図-2に示すように試験体の柱頭および柱脚の両端の回転変形を拘束し、ジャッキ(能力1000kN)により、常時引張軸力を作用させた後アクチュエータ(能力 圧縮:1000kN、引張600kN)により柱頭に繰り返しせん断力を作用させる。載荷条件は柱部材角 $R = 0.5, 1.0, 2.0\%$ は各正負3サイクル繰り返し、その後は $R = 3.0\%$ を正負1サイクル繰り返しとする。

作用軸力は $N_t = 540\text{kN}$ とし、柱頭側の引張降伏軸力($c N_y$)との比 $N_t / c N_y = 0.45$ 、柱脚側の引張降伏軸力($b N_y$)との比はNo.1試験体で $N_t / b N_y = 0.78$ 、No.2で0.49、No.3で0.43である。

測定項目は、柱部材の曲げおよびせん断変形量、軸変形量および各部要素の歪値とする。

4. 実験結果および考察

4.1 軸力作用時の性状

引張軸力導入時の主なひび割れは図-3に示すとおりで、各試験体とも実験変数に関わらず、 $N_t = 50 \sim 60\text{kN}$ でベースプレート下面に初引張りひび割れ(a)が発生する。その後、柱頭および試験体中央部に20~30cm間隔で引張りひび割れが発

表-2 各試験体の実験変数の組合せ

	$A N_y / s N_y$	$A M_p / s M_p$	$A (E I) / s (E I)$	$(a N_y + r N_y) / s N_y$	BM	BR	$N_t / b N_y$
No.1	0.21	0.20	0.45	0.21	-	-	0.78
No.2	-	-	-	0.81	1.76	2.08	0.49
No.3	0.21	0.20	0.45	1.01	1.97	2.23	0.43

表-3 使用材料の機械的性質 (N / mm^2)

鋼材	σ_y	σ_u	コンクリート	コンクリート強度	モルタル強度
鉄骨7ラジ*	279	436	No.1柱	23.8	32.9
鉄骨4エ7*	326	457	No.1ス7*	28.4	
PL16	329	473	No.2柱	24.6	34.3
D22	358	502	No.2ス7*	28.7	
D6	338	541	No.3柱	25.3	36.5
$\phi 12$	300	441	No.3ス7*	28.9	

σ_y : 降伏強度 σ_u : 引張強度

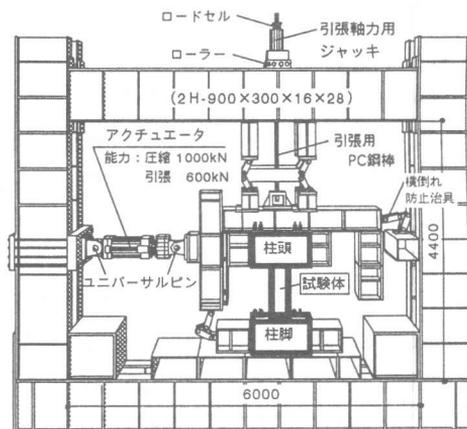


図-2 実験装置

生し、所定軸力 $N_t = 540\text{kN}$ となる。 $N_t = 370 \sim 400\text{kN}$ で柱脚側のスタブ部分にひび割れ(d)が発生する。

No.1試験体では $N_t = 250\text{kN}$ 位より柱脚側でベースプレート端部から発生したコーン状のひび割れ(c)が発生する。これは補強筋がないために他の試験体に比べて柱脚部の引張変形量が多くなり、その結果生じたものと考えられる。

軸変形状は図-4に示すとおりで、柱部材の作用軸力時の変形量は補強主筋を配筋することにより変形量を少なくすることができる。

No.3試験体の各要素の材軸分布は図-5に示すとおりで、四隅の主筋(通し)と鉄骨の引張時の歪性状は試験体中央部から柱頭(C~E断面)にかけてほぼ同じ性状を示す。試験体中央部から柱脚部(A~C断面)にかけては、主筋と補強主筋とはほぼ同じ性状を示し、柱脚部に近くなるほど歪値は大きくなる。

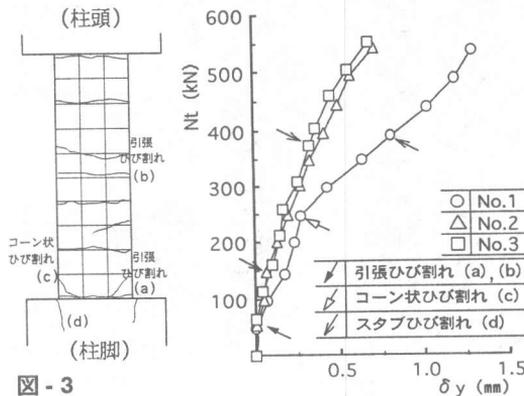


図-3

軸力時ひび割れ

図-4 軸力作用時の変形

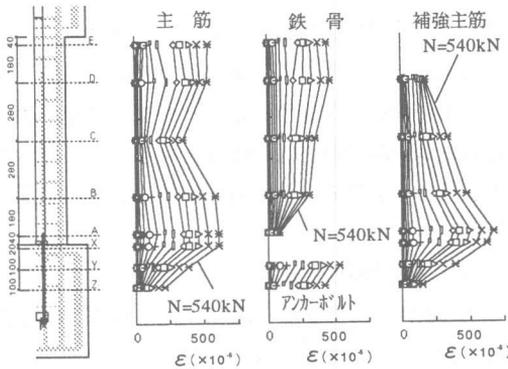


図-5 各要素の材軸歪分布 (No.3)

一方、鉄骨要素は柱脚部になるほど歪値は小さくなっている。これは柱頭の鉄骨要素の引張力がまわりの主筋（補強主筋も含む）へコンクリートの付着力によってスムーズに伝達されたものと考えられる。

柱脚近傍の鉄骨およびアンカーボルトの歪性状は図-6に示すとおりで、柱脚近傍の主筋および補強主筋の歪性状は当然のことであるが、補強主筋、アンカーボルトのある試験体の方が小さくなる。

柱脚近傍の鉄骨およびアンカーボルトの歪値より算出した各要素の軸力との関係を図-7に示すとおりで、柱脚近傍の鉄骨要素の引張力負担 (bN_s) とアンカーボルトの引張力負担 (bNa) との関係を見てみると初期の段階（初ひび割れ発生以前）では bN_s のほうが bNa より大きく、その後徐々に等しくなるようになるが柱脚部にコーン状のひび割れが発生する時点より再び bN_s の負担が

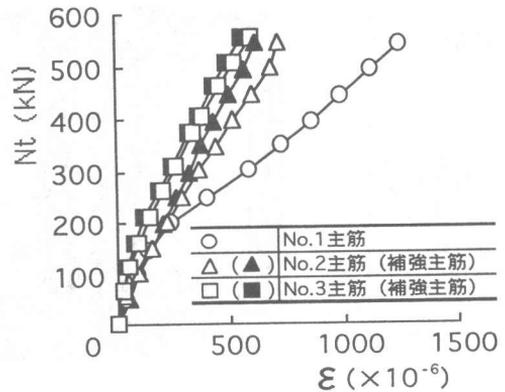


図-6 柱脚近傍の歪性状

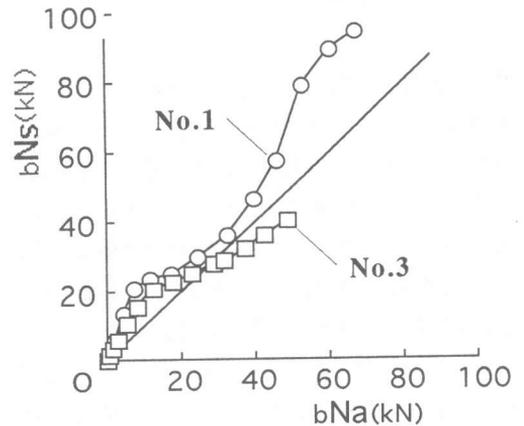


図-7 柱脚近傍の負担耐力

大きくなる傾向を示す。これはコーン状のひび割れの発生により、ベースプレートによる定着効果によるものと考えられる。

4.2 せん断力作用時の性状

(1) ひび割れと破壊状況

せん断力加力時の主なひび割れを図-8、最終破壊状況を写真-1に、柱脚部の破壊状況の拡大を写真-2にそれぞれ示す。

No.1ではせん断力を作用させると $R=0.17\%$ で柱脚側に初曲げひび割れ (a) が発生し、その後 $R=0.2\%$ 、 $Q=46.9\text{kN}$ 時に柱脚側にせん断ひび割れ (b) が生じる。 $R=1.0\%$ で柱頭部にせん断ひび割れが発生し、柱脚部ではひび割れ巾が増大する。 $R=2.0\%$ 以降では柱脚側から 20 cm 程度までコンクリートが圧壊、剥落し、主筋および帯筋の露出が確認される。柱頭側では曲げひび割れ巾のみが増大

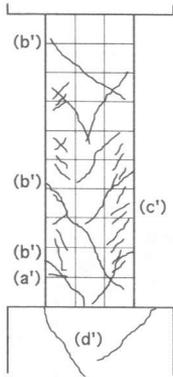
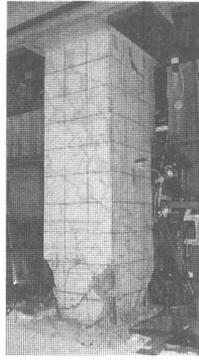
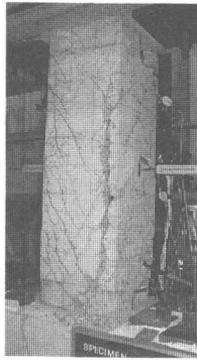


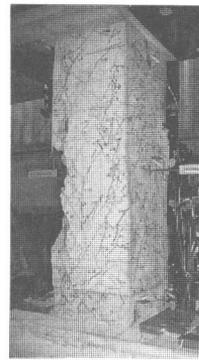
図-8 主なひび割れ
(せん断力加力時)



(a) No.1

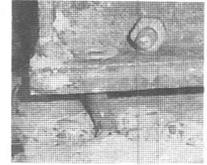


(b) No.2



(c) No.3

写真-1 最終破壊状況



No.1



No.3

写真-2
柱脚部破壊状況

する。R=3.0%では「ゴン」という音とともに柱脚部コンクリートが剥落する。実験終了後に柱脚部のコンクリートを取り除いたところ、写真-2に示すようにアンカーボルトがせん断変形をともなって破断し、ベースプレートは10mm程度移動していることが確認された。この破断は先程述べたR=3.0%で生じたものと思われる。

No.2 ではせん断力を作用させるとR=0.1%、Q=39.9kNで柱脚部にベースプレートによるコーン状のひび割れ(a')が生じ、R=0.18%、Q=58.6kNの時にスタブ部分にひび割れ(d')が生じる。R=0.5%でひび割れ(b')の発生とともに主筋に沿ったひび割れ(c')が補強主筋と同じ高さまで発生する。R=1.0%以降ではサイクル数の増加にともない、主筋に沿ったひび割れが進展して、コンクリートおよび柱脚部コンクリートの剥離・剥落が顕著になり、R=2.0%では主筋および帯筋の露出が確認される。柱頭側では曲げひび割れ巾の増大も認められる。

No.3 ではせん断力を作用させるとR=0.2%、Q=59.8kNで柱脚側にひび割れ(a')が発生するとともに、柱頭から柱脚にかけて30~40cm間隔でひび割れ(b')が発生する。R=0.5%で試験体両側面に補強主筋に沿ったひび割れが発生し、R=1.0%以降ではNo.2と同様の破壊性状を示すが、せん断ひび割れの破壊はNo.2より著しい傾向にある。

No.3では、実験終了後No.1試験体同様コンクリートを取り除いたところ、写真-2に示すように

No.1のような損傷はなく、健全な状態であった。

以上より、柱頭の引張降伏軸力の45%の引張軸力下においてアンカーボルトが無くても、鉄骨要素の引張降伏軸力と同程度となるように柱脚側を主筋で補強することが有効であると確認することができた。

(2) 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図-9に、これら包絡線を図-10にそれぞれ示す。

No.1は緩やかな耐力上昇を示し、R=2.0%で最大耐力に達する。R=3.0%で耐力の低下が認められるが、これは破壊状況で記したように、アンカーボルトの破断によるものと考えられる。R=0.5%~R=2.0%まではほぼ同一のエネルギー吸収量を示す。

No.2はR=1.5%で最大耐力に達し、R=3.0%でNo.1と同様耐力低下が認められるが、これはコンクリートの破壊によるものと考えられる。履歴ループは履歴面積の大きい性状を示す。

No.3はR=1.0%で最大耐力に達し、No.2に比べ最大耐力は高く、R=2.0%以降では耐力低下する。これは最大耐力がNo.2に比べて高いので、コンクリートの破壊が著しくなったために耐力低下をしたと考えられる。

アンカーボルトのない場合(No.2)でもR=2.0%まで安定した性状を示していることから、アンカーボルトの破断による被害を受けても主筋による補強で力学的性能を復旧することが可能であると考えられる。

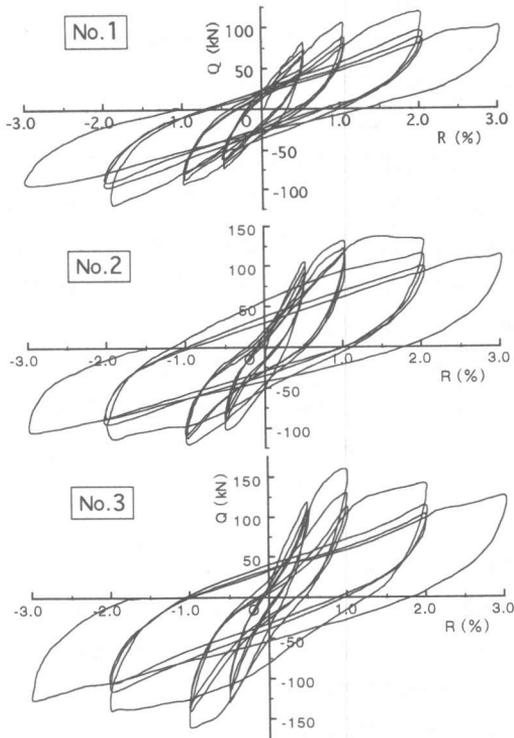


図-9 履歴曲線

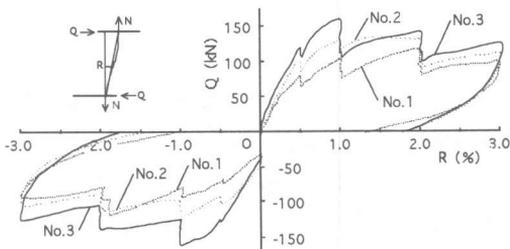


図-10 各試験体包絡線

柱の軸変形は図-11に示すとおりで、No.1は各サイクルごとに変形が進むのに対し、No.2、No.3ではR=1.0%までは各部材角2、3サイクル目の変形量はほとんど認められない。R=2.0%以降になると各サイクルごとに変形が進み、その変形量もNo.3はNo.2に比べ少ない。No.1はNo.3に比べて約2倍の軸変形が認められ、この変形によってアンカーボルトが破断したものと考えられる。

以上より、柱脚側を鉄骨要素の降伏強度と同程度となるように主筋で補強することにより、引張

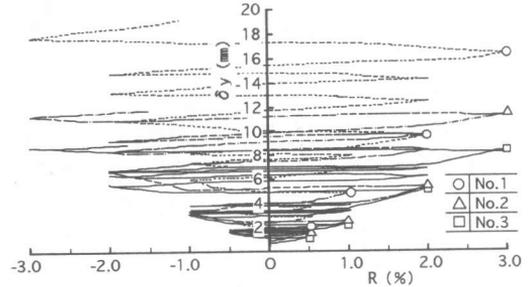


図-11 軸変形状

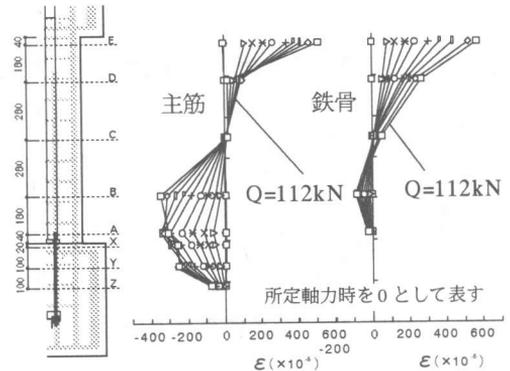


図-12 各要素歪分布形状 (No.3)

軸力下でも曲げ剛性、強度および軸剛性を増大することを確認することができた。

(3) 各要素の歪形状

主筋および鉄骨の歪形状の代表例を図-12に示す。せん断力の初期の段階は鉄骨、鉄筋ともに同じ形状で曲げモーメントの反曲点は試験体の中央にあるが、その後柱頭、柱脚の断面性能により、この反曲点は移動する。またせん断ひび割れが発生し始めると鉄骨要素と主筋要素の反曲点の位置が相違してくる傾向にある。

(4) 耐力

せん断力作用時における柱脚及び柱頭の各断面の曲げモーメント～曲率関係を平面保持の仮定および鋼材とコンクリートの応力度～歪関係を用いて計算した結果を図-13に示す。また、図-13に示すそれぞれの断面の降伏及び最大モーメントを用いて図-14に示す方法で計算値1から3を求めた。それらの結果を図-15に示す。ここで、計算値1は柱頭又は柱脚が降伏曲げモーメントに達した時のせん断力を、計算値2は柱頭、柱脚共に降伏

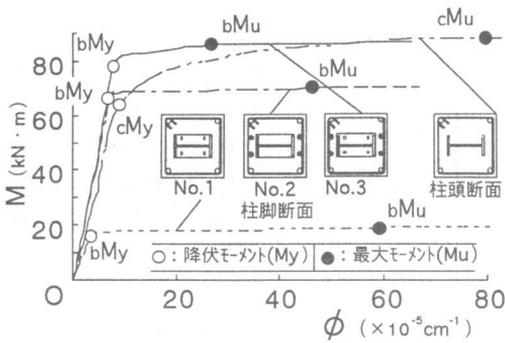


図-13 曲げモーメント～曲率関係

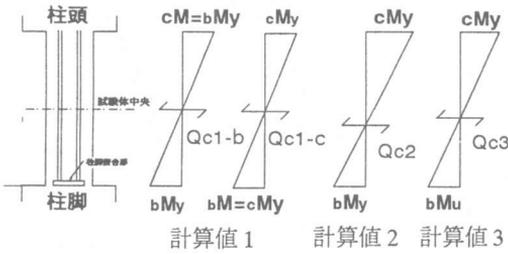


図-14 計算値算出方法

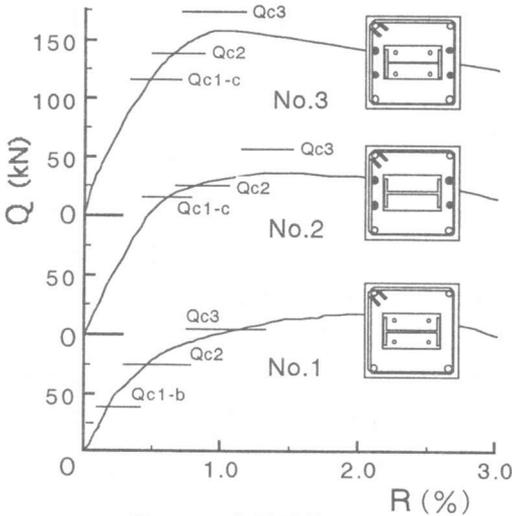


図-15 各試験体の耐力

曲げモーメントに達した時のせん断力を、計算値3は柱頭が降伏曲げモーメント、柱脚が最大曲げモーメントに達した時のせん断力をそれぞれ示す。

図-15より、これら計算値は、荷重変形曲線の剛性低下のある特異点とほぼ一致している。No.2およびNo.3試験体では、Qc3の耐力まで達していない。これは主筋に沿ったせん断ひび割れの破壊が著しくなったためと考えられる。

5. まとめ

非埋込型SRC柱脚部を含む柱部材に引張力下で曲げせん断実験を行った結果、アンカーボルトの破断の被害を再現するとともに、非埋込型SRC柱脚の力学的性状に関する資料を蓄積することができた。主な結果として、非埋込型SRC柱脚の引張降伏軸力の80%弱の引張軸力下の変形能力としてR=2%までは安定していること、また、柱脚側の補強主筋を鉄骨要素の降伏引張強度と同程度となるように補強し、加力方向に配置することにより、非埋込型SRC柱脚の引張降伏軸力の50%程度の引張軸力下では柱脚部の曲げ性状に十分な補強効果を得ることなどが確認された。

[謝辞]

本研究は平成10年度東京電機大学総合研究所研究課題(Q98M-07)によるものである。試験体作成に際し大都工業(株)望月満伸氏の協力を得ました。試験体作成、実験および資料作成に際し本学大学院森田剛史氏、平成10年度卒研生中野大輔、和田武士の各氏、本学3年生永野智太氏の協力を得ました。関係各位に深く感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：「阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2」1998.8
- 2) 増田貫志・九谷和秀・城芦利仁：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、pp.1101～1102、1997.9
- 3) 称原良一・中澤春生：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、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1319～1322、1998.9
- 4) 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
- 5) 日本建築防災協会：「改訂版 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」1997.12
- 6) 日本建築学会：「合成構造の柱脚を考える」1998年度日本建築学会 鋼・コンクリート合成構造部門 PD資料 1998.9
- 7) 仲 威雄・森田耕次・立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の耐力と履歴特性に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集、第276号、昭和54年2月