

論文 引張力を受ける格子形 SRC 柱部材の鋼板による耐震補強に関する実験的研究

谷田部敏之^{*1}・立花正彦^{*2}

要旨:本研究はアングルで構成したクロス断面の鉄骨要素を内蔵した格子形SRC柱部材の鋼板およびモルタルによる耐震補強に着目して、引張軸力下で正負繰り返しの水平力を作用させる実験を行い、その結果、比較的小さい引張軸力下でも最大強度、変形性能および履歴曲線などに十分な補強効果が認められることが明らかとなった。

キーワード:鉄骨鉄筋コンクリート、格子形、引張軸力、耐震補強、鋼板巻き

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、中高層の事務所及び集合住宅などを用途とする鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)造建物においても大きな被害を受けた¹⁾。これら被害を受けた建物と同年代以前に建設されたSRC造建物は東京をはじめとする大都市において数多く存在し、これら既存建物の耐震安全性の再検討及び耐震性能の劣る建物には早急に耐震補強を必要とし、SRC造の耐震診断法が整備されつつある²⁾。

RC柱部材では鋼板や繊維シートによる耐震補強に関する研究は、数多くみられるが、SRC柱部材の耐震補強に関する研究は少なく、特に引張軸力に関する実験は皆無である。

本研究では、圧縮軸力下³⁾に引き続き、アングルで構成したクロス断面の鉄骨要素を内蔵し、帯筋量の少ないSRC柱部材に鋼板巻きとモルタルによる耐震補強を行い、比較的小さい引張軸力下におけるせん断破壊実験を行い、その耐震せん断補強効果について実験的に検討したものである。

2. 実験概要

実験変数は鋼板補強の有無とし、試験体は2体である。両試験体の変数の組合せを表-1に、また試験体の形状および寸法を図-1に示す。

コンクリート断面 $b \times D = 300 \times 300$ mm、主筋

12-D16(引張鉄筋比 $r_{p1}=1.33\%$)、帯筋D6@250(帯筋比 $r_{pw}=0.085\%$)とする。鉄骨主材は8L-50×50×6(引張鋼材比 $s_{p1}=1.25\%$)を用いたクロス断面で、その断面せいは $H_s=200$ mm、帯板はプレート3.2×30@200(帯板比 $p_w=0.16\%$)である。鉄骨主材と帯板は2-M6(キャップスクリュー、孔径 $\phi 6.5$)で接合する。なお、鉄骨主材間のバンドプレートは設けていない。作用軸力 N_t は引張力で588 kN($N_t/N_{0t}=0.26$ 、 N_{0t} :引張降伏軸力)とする。これら試験体の構成要素および導入軸力は両試験体で同一である。

補強試験体の角形の鋼管は鋼板プレート3.2 mmをコ型に加工し、この型を2枚用いティグ溶接によって組み立てる。補強後の断面は $b_1 \times D_1 = 340 \times 340$ mmとし、既存柱とのすき間は各面で約20 mmとする。このすき間には高強度の無収縮モルタルを注入する。また鋼板はせん断補強用とし、柱の上下端部には、20 mmのクリアランスを設け

表-1 実験変数の組合せ

	試験体寸法 (mm)	t	N_t	N_t/N_{0t}
No.1	300×300	—	588	0.26
No.2	340×340	3.2	588	0.26

t: 補強鋼板厚 (mm)、 N_t : 引張導入軸力 (kN)

$N_{0t} = s_a \cdot s_{Oy} + r_a \cdot r_{Oy}$: 引張降伏軸力 (N)

s_a : 鉄骨全断面積 (mm^2)

s_{Oy} : 鉄骨降伏点強度 (N/mm^2)

r_a : 主筋全断面積 (mm^2)

r_{Oy} : 鉄筋降伏点強度 (N/mm^2)

*1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京電機大学助教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

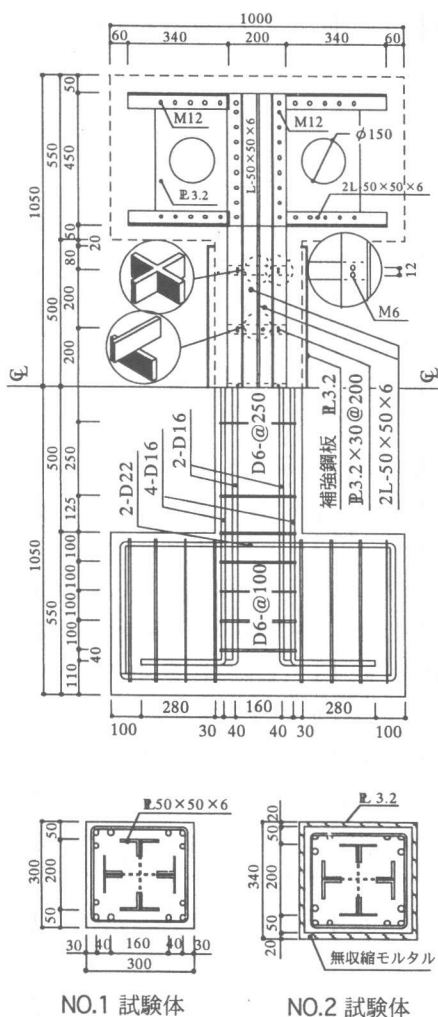


図-1 試験体の形状及び寸法

る。なお、鋼材およびコンクリートの機械的性質を表-2 にそれぞれ示す。

3. 実験方法

実験方法は図-2 に示すとおりで、ローラーによって支持されたセンターホールジャッキにて、PC鋼棒を介して引張軸力を常時作用させた後、アクチュエータにより静的水平力を作用させる。

測定方法は図-3 に示すとおりで、各部の変位はスタブ部分に不動点を設け、これに測定用のフレームを取り付け、柱の曲げせん断変形($X_1 \sim X_4$)および軸変形($Y_1 \sim Y_4$)を、各部の歪性状は各構

表-2 使用材料の機械的性質

	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
L-50×50×6	327	467
D16	355	513
D6	338	507
帯板PL3.2	375	449
補強PL3.2	321	466

	コンクリート強度 (N/mm ²)	珪砂強度 (N/mm ²)
No.1	24.8	—
No.2	25.2	58.9

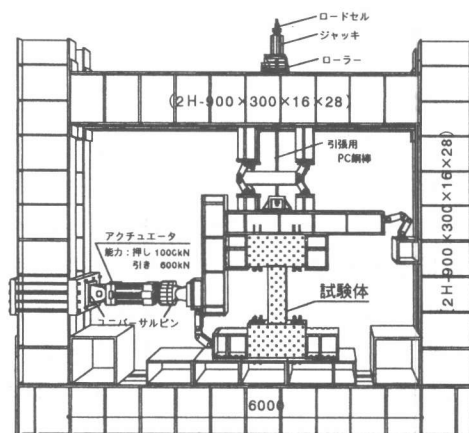


図-2 実験装置

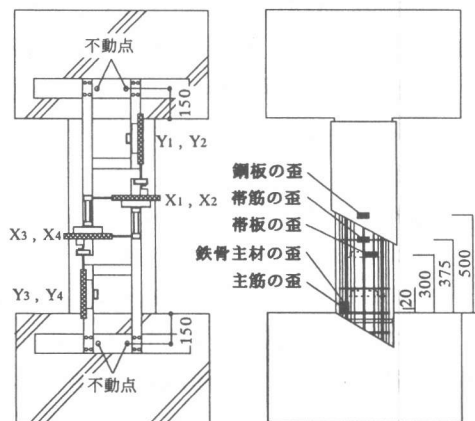


図-3 測定方法

成要素に貼付したワイヤーストレインゲージにて測定する。

載荷条件は部材の水平変位 ± 0.5 、 ± 1.0 、 ± 2.0 および ± 3.0 mm (部材角 $R = \pm 0.5\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$)で各正負3サイクルづつの繰返しである。

4. 実験結果及び考察

4.1 破壊状況

無補強試験体No.1の $R=1.0\%$ 時の主なひび割れおよび最終破壊状況、ならびにNo.2試験体の最終状況を図-4に示す。

No.1では、 $N_t=294\text{kN}$ より初引張りひび割れ(a)が発生し始め、所定軸力時 588kN には $20\sim 30\text{cm}$ 間隔で引張りひび割れの発生が認められる。また、スタブ部分に $N_t=490\text{kN}$ でひび割れ(b)が観測された。

その後、せん断力を作用させると $R=0.4\%$ 、 $Q=97.6\text{kN}$ の時に柱頭および柱脚側に初曲げひび割れ(c)が発生し、 $R=0.5\%$ 、 $Q=113\text{kN}$ 時に柱頭から柱脚にかけて45度方向のせん断ひび割れ(d)が $20\sim 30\text{cm}$ 間隔で発生する。 $R=1.0\%$ で主筋および鉄骨に沿ったせん断付着ひび割れ(e)が試験体中央を中心に発生し、サイクルを载荷すると共にこれらせん断付着ひび割れが柱頭または柱脚側へ進行する。 $R=2.0\%$ 以後では、部材角の増大および繰り返すごとにせん断付着ひび割れに沿ったコンクリートの剥離、剥落が顕著になり、主筋および帯筋の露出が確認される。

No.2では、 $N_t=245\text{kN}$ より柱頭および柱脚部のクリアランス部分に引張りひび割れが発生し、所定軸力時までには柱頭および柱脚側から約 $20\sim 30\text{cm}$ の範囲で鋼板とモルタルとの付着消失が観測(木槌の音にて判断)された。また、No.1と同様スタブ部分に $N_t=540\text{kN}$ 位よりひび割れが発生する。その後、せん断力を作用させると鋼板とモルタルとの付着消失部分が試験体中央部へ広がってくる。 $R=2\%$ 時より柱頭および柱脚部の曲げひび割れ幅が増大し、加力サイクルの増大と共にクリアランス部分のコンクリートの圧壊が認められる。またスタブ部分のひび割れ(b)も $Q=245\text{kN}$ 以後より大きく進展する。実験終了後、鋼板を取り除いてコンクリート面を観察したところ試験体中央部にはせん断ひび割れ、せん断付着ひび割れの発生は認められなかった。

以上より、これらの破壊状況より本試験体はせん断破壊、No.2試験体は鋼板等の補強により曲

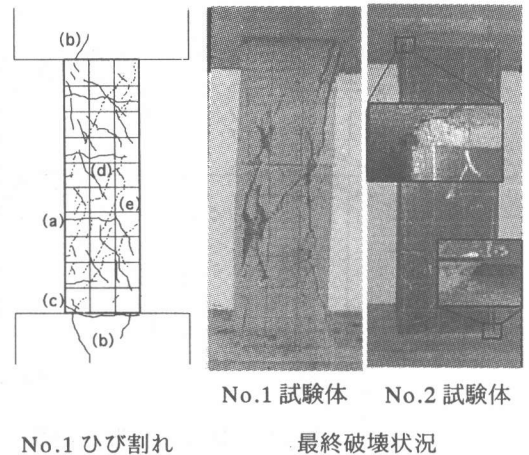


図-4 ひび割れと破壊状況

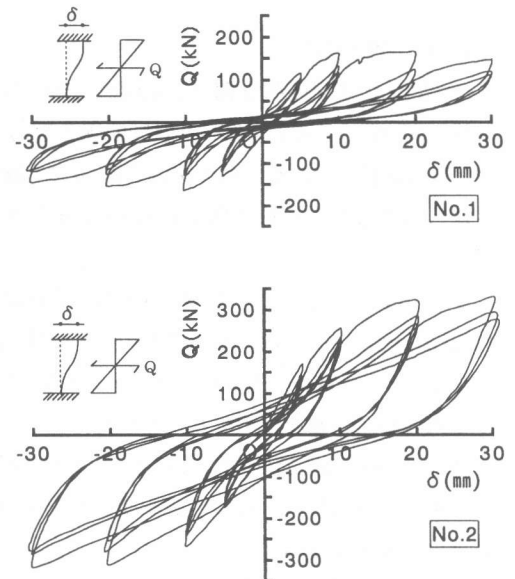


図-5 履歴曲線

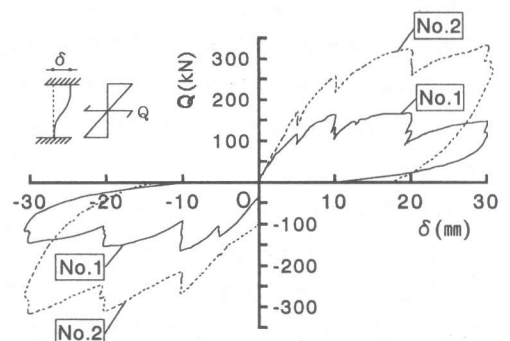


図-6 包絡線

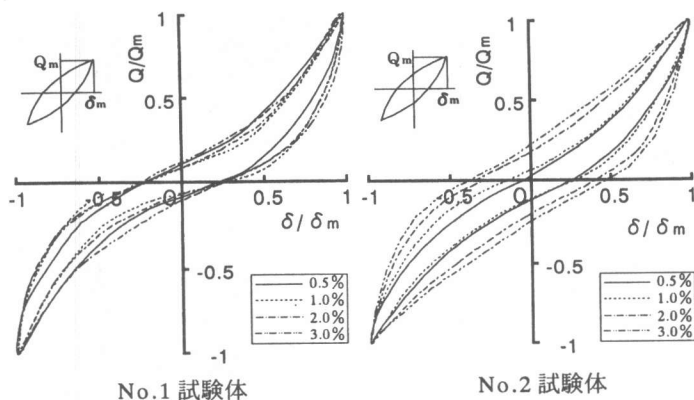


図-7 無次元化履歴曲線

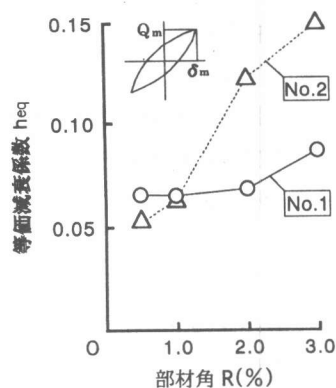


図-8 等価減衰係数

げ破壊したものと考えられる。

4.2 履歴特性

両試験体の履歴曲線を図-5に、履歴曲線の包絡線を図-6に、無次元化した履歴曲線を図-7に、等価減衰係数と部材角の関係を図-8に、繰り返しによる耐力の低下状況を図-9にそれぞれ示す。

No.1のスケルトンカーブは $R=1.0\%$ でほぼ最大強度に達し、その後は耐力低下の小さい性状を示す。また、履歴曲線は $R=0.5\%\sim 3.0\%$ までほぼ同一のエネルギーの小さい形状を示す。

No.2は $R=3.0\%$ で最大強度に達し、履歴曲線は、 $R=2.0\%$ 以後になるとエネルギー吸収量の大きい安定した形状を示す。

以上より鋼板及び高強度無収縮モルタルによってせん断強度が増大し、4.3項で示すように主筋等の鋼材が引張降伏することによって曲げ破壊し、その結果、変形能力（最大強度時の変形量等）の増大および履歴ループによるエネルギー吸収量の増大等の改善がなされたものと考えられる。

繰り返しによる耐力の低下状況としては、No.1試験体では $R=0.5\%$ で8割、 $R=1.0\%$ で7割、 $R=2.0\%$ で6割、と繰り返すごとに耐力は低下する。それに対してNo.2試験体では各部材角で耐力低下は8～9割程度で落ちつき、急激な

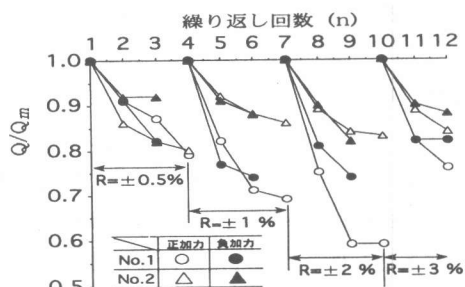
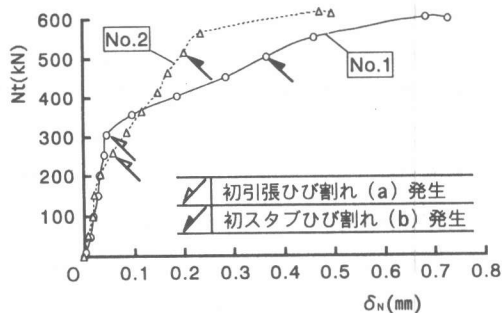
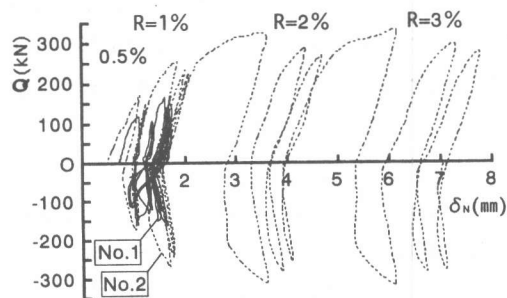


図-9 繰り返しによる耐力低下状況



(I) 軸力作用時の軸変形



(II) せん断力による軸変形性状

図-10 軸変形性状

耐力低下は認められない。

柱の軸変形性状を図-10 (I)、(II) に示す。軸力作用時の性状は、引張りひ割れ (a) の発生までの剛性は両試験体でほぼ同じである。ひび割れ (a) 発生後の剛性は両試験体とも低下するが、補強することによって No.1 の剛性に比べて約 2 倍高くなっている。

せん断力時の軸変形性状は $R = \pm 1.0\%$ 時では両試験体でほぼ同じ約 1.5 mm の伸びが認められる。 $R = 2.0\%$ 以後、No.1 はこの変形量 1.5 mm のままであるが、No.2 は部材角が増大するほど伸びが大きくなっている。これは、No.1 では $R = 2.0\%$ 以後試験体中央部でせん断破壊したためせん断力の増大が認められず、No.2 では補強によって $R = 2.0\%$ 以後もせん断力が増大し、スタブ部分のひび割れ (b) の幅等の進展があったためと考えられる。

以上より、鋼板による本補強方法によって、最大強度時の変形量および履歴ループに補強効果が十分期待できるものと考えられる。

4.3 各部の歪性状

各部構成要素の歪性状を図-11 ~ 図-15 にそれぞれ示す。図-11 および図-12 に示す □ 印は平面保持の仮定を用いて求めた曲げモーメント ~ 曲率関係より算出した計算値⁴⁾を示す。

主筋及び鉄骨主材の歪は、軸力導入時で両試験体とも約 500μ を示し、その後のせん断力導入時で、No.1 のこれらの歪値は、最大強度時まで降伏歪に達しない。No.2 のそれは、 $R = 1.0\%$ で

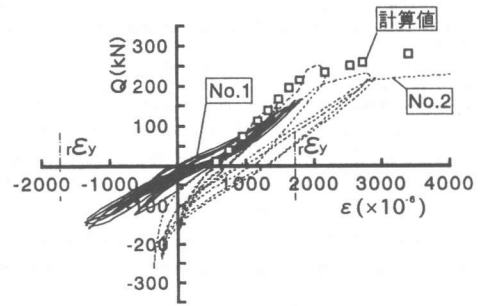


図-11 主筋の歪性状

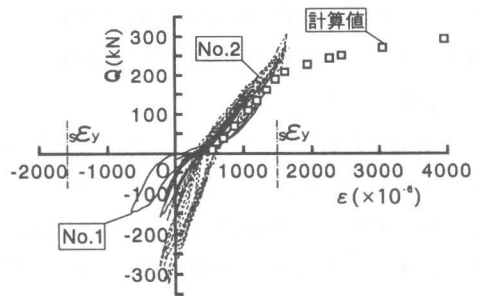


図-12 鉄骨主材の歪性状

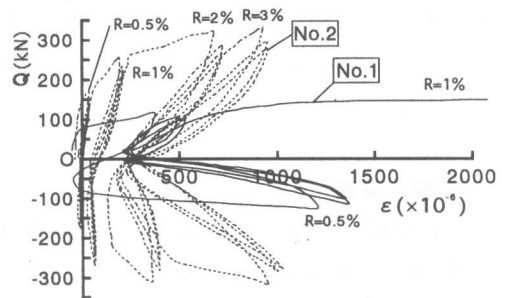


図-13 帯筋の歪性状

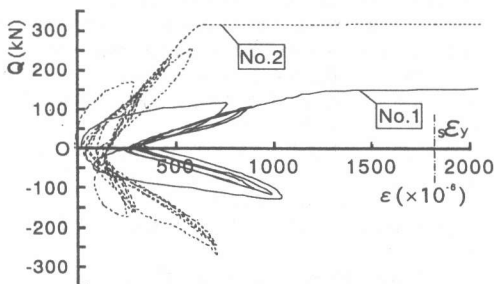


図-14 帯板の歪性状

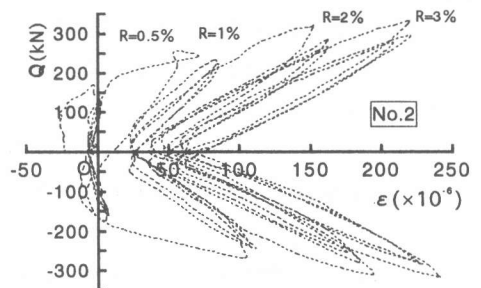


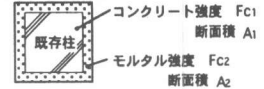
図-15 補強鋼板の歪性状

表-3 実験結果

	eQby (kN)	eQu (kN)	cQsu (kN)	eQu/cQsu	cQby (kN)	cQbu (kN)	eQby/cQby	eQu/cQbu
No.1	-	161.8	139.2	1.16	213.8	330.5	-	0.50
No.2	200.1	312.8	346.2	0.90	213.8	330.5	0.94	0.95

注) No.1 の cQsu は文献2 に示される強度式を基に、コンクリート部分の負担力に鉄骨位置の有効コンクリート幅 b'/b を考慮し⁴⁾、No.2 の cQsu については破壊性状で述べたように付着ひび割れの発生が認められなかったので b'/b は考慮していない。また、両試験体のコンクリートの項の係数⁵⁾ は 0.092 から 0.12 とする。なお、No.2 のコンクリート強度は既存部分と補強モルタルの断面積比に応じた等価断面コンクリート強度 F_{ce} を用いた。

$$F_{ce} = \frac{F_{c1} \cdot A_1 + F_{c2} \cdot A_2}{A_1 + A_2}$$



降伏歪に達する。これら実験値の歪性状は降伏時までは計算値とほぼ一致している。引張降伏以後、実験値は計算値より約1割程度低くなるが、これはスタブ内のひび割れ幅が増大していることからこの部分の引張側降伏歪が増大しているためと考えられる。

帯筋及び帯板の歪は、No.1 では $R=1.0\%$ の1サイクル目で降伏歪に達するが、No.2 では帯筋は 1000μ 程度で、帯板は $R=2.0\%$ で降伏歪に達する。また、No.2 の補強鋼板の歪は $R=3.0\%$ で約 250μ であり、降伏歪には達していない。これら帯筋、帯板の歪性状より鋼板で補強することにより鋼板の負担ならびに鋼板の拘束効果によるコンクリートの負担増大等により、帯筋、帯板の負担量は無補強に比べて小さくなるものと考えられる。

5. 最大強度

両試験体の降伏および最大強度の実験値 (eQby および eQu)、終局せん断強度 (cQsu) および平面保持から求めた降伏、最大曲げ強度の計算値⁶⁾ (cQby、cQbu) を表-3 に示す。ここで、eQby は主筋が引張降伏歪に達した時点の強度とし、また、cQsu を算出する際の軸方向応力度 σ_a は引張軸力の時は負符号とする。

No.1 はせん断破壊先行型であり、eQu / cQsu = 1.16 となり、引張軸力が作用した場合でも、せん断強度は、安全側の評価になるものと考えられる。

No.2 は曲げ破壊先行型であり、eQby / cQby = 0.94, eQu / cQbu = 0.95 と 1.0 より若干小さ

い。これは破壊状況で記述したように、スタブ内でのひび割れ幅が増大していることから、このスタブ内の主筋および鉄骨主材の降伏が先行したものと考えられる。

6. まとめ

比較的小さい引張軸力 ($N_t / N_{0t} = 0.26$) が作用した場合でも、鋼板で補強することによって、せん断強度、変形能力、履歴ループなどに十分な補強効果が認められ、圧縮軸力下と同様、引張軸力下でも耐震補強効果が期待できるものと考えられる。今後、さらに高引張軸力時およびせん断補強後もせん断破壊先行型の試験体によってせん断最大強度式の妥当性 (b'/b の考慮等も含めて) を検討する必要がある。

【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。試験体の製作に際し、大都工業(株)中澤正賢氏、望月満伸氏並びに駒井鉄工(株)横山幸夫博士、実験及び資料整理に際し、東京電機大学院生三須理右、山本憲治、小野塚浩基、菊原康浩、田島淳、卒研生 斉藤寛人、中野大輔、永井圭、永井文晴、松本敦、森田剛史及び学生職員増本勝の各氏の協力を得ました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 南宏一：鉄骨鉄筋コンクリート構造物の被害、建築技術、特集・阪神淡路大震災、No.554、1995.8
- 2) 日本建築防災協会：改訂版既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説、1997.12
- 3) 立花正彦：鋼板巻きによる格子形SRC柱部材の耐震補強に関する実験的研究、日本建築学会、構造工学論文集、Vol.43B、pp.603-608、1997.3
- 4) 仲武雄、森田耕次、立花正彦：H型鋼を弱軸方向に配置した鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力について、構造工学シンポジウム、Vol.30B、pp.21-28、1984.2
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1991.4
- 6) 仲武雄、森田耕次、立花正彦：鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究 (その2)、日本建築学会論文報告集、第260号、pp.47-58、1977.10