

論文 袖壁の付加状況が格子形 SRC 柱部材のせん断性状に及ぼす影響に関する実験的研究

菊原康浩*1 ・ 立花正彦*2

要旨： 本研究では、格子形十字鉄骨断面を内蔵する SRC 造袖壁付柱について袖壁の付加状況（矩形・片側袖壁付き・両側袖壁付き）を実験変数としたせん断破壊先行型の実験を行い、その結果、袖壁が力学的性状に及ぼす影響が明らかとなった。また、片側袖壁付き柱について、既往のせん断耐力算定式についても検討を行った。

キーワード： 鉄骨鉄筋コンクリート、格子形、袖壁付き柱、せん断耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震において、SRC 造建物は初めて構造的な被害を受け、これを機に既存建物の耐震診断と補強が急務となっている。これに対し現在、RC、SRC 造ともに耐震診断基準¹⁾には袖壁を考慮した算定方法が提案されている。しかしながら特に SRC 造の提案式は RC 造に準じたものであり、算定式に対する実験的な裏付けが乏しいというのが現状である。

これに対し筆者らは、文献 2) において、格子形十字鉄骨断面を内蔵する SRC 造両側袖壁付き柱について、柱軸力 (SRC 制限圧縮軸力・1/2 SRC 制限圧縮軸力・引張軸力) を実験変数としたせん断破壊先行型の実験を行い、せん断性状を把握するとともに耐力の算定式について検討を行った。

本研究では、文献 2) に引き続き格子形十字鉄骨断面を内蔵する SRC 造両側袖壁付き柱について、袖壁の付加状況 (袖壁なし、片側袖壁付き、両側袖壁付き) を実験変数としたせん断破壊先行型の実験を行い、せん断性状を把握するとともに耐力の算定式について検討したものである。

2. 実験概要

実験変数は袖壁の付加状況とし、試験体は実大の両側袖壁付き柱の 1/3 モデル 3 体である。

袖壁の付加状況は、表-1 に示すように、袖壁なし (No1)、両側袖壁付き (No2)、片側袖壁付き (No3) の 3 種類である。

試験体の形状及び寸法は図-1 に示す通りで、断面形状および、鉄筋、鉄骨等の構成要素は全試験体とも同様である。形状は、柱部分：内法寸法は $h=900\text{mm}$ (せん断スパン比： $M/Qd=2.16$)、コンクリート断面は $B \times D=250 \times 250\text{mm}$ 、主筋 4-D22 (引張鉄筋比： $rPt=1.24\%$)、帯筋 D6 @ 180 (帯筋比： $rPw=0.14\%$) とする。鉄骨主材は 8L-40 × 40 × 5 (鉄骨比： $sPt=1.20\%$) を用いたクロス断面で、その断面せいは $Hs=130\text{mm}$ 、帯板は PL3.2 × 30 @ 200 (帯板比： $sPw=0.19\%$) である。また主材と帯板はキャップスクリューにて接合している。袖壁部分：袖壁断面 $t \times lc=50 \times 250$ (t ：袖壁厚さ、 lc ：圧縮側袖壁の長さ)、壁筋は縦筋、横筋ともに D6 @ 100 (壁筋比： $Psh=0.64\%$) で、柱への定着は、L 型折り曲げで定着長さは 10d である。これら使用材料の機械的性質を表-1, 2 に示す。

表-1 実験変数の組合せ

| 試験体名 | NO1 | NO2 | NO3 |
|-------------------------------------|------|------|------|
| 袖壁の付加状況 | 袖壁なし | 両側 | 片側 |
| 導入軸力 (kN) | 1180 | 1250 | 1180 |
| 全軸圧縮耐力(kN) | 2760 | 2900 | 2810 |
| N/N ₀ | 0.43 | 0.43 | 0.42 |
| F _c (N/mm ²) | 22.5 | 25.4 | 23.6 |

* 1 (株) 日鉄ライフ 開発事業部開発部技術グループ 工修 (正会員)

* 2 東京電機大学 教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-2 使用鋼材の機械的性質

| 鉄骨 | (N/mm^2) | | 鉄筋 | (N/mm^2) | |
|------------|------------|------------|-----|------------|------------|
| | σ_y | σ_u | | σ_y | σ_u |
| 8L-40×40×5 | 347 | 442 | D22 | 387 | 564 |
| PL3.2×30 | 290 | 380 | D6 | 360 | 540 |

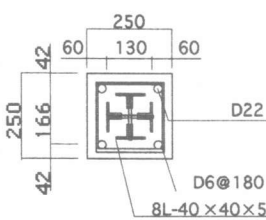
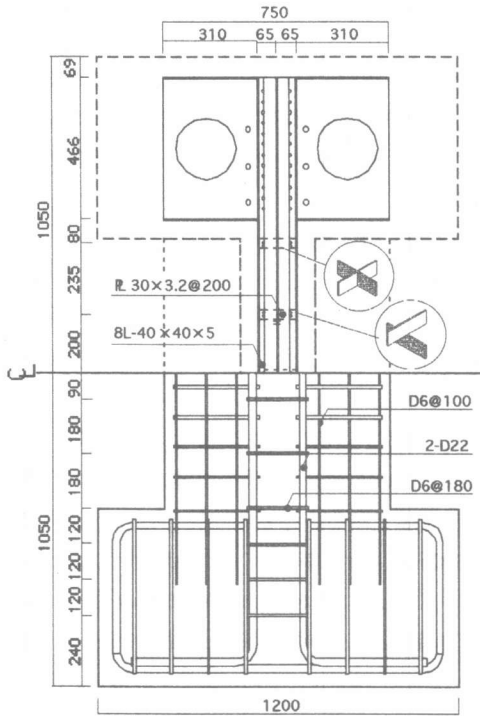
作用軸力 N_c は表-1 に示すように、No1 が $N_c=1180kN$ ($N_c/N_{0c}=0.43$, N_{0c} :全軸圧縮耐力), No2 が $N_c=1250kN$ ($N_c/N_{0t}=0.43$), No3 が $N_t=1180kN$ ($N_t/N_{0t}=0.42$) である。袖壁の付加状況及び作用軸力の一覧を表-1 に示す。

3. 実験方法

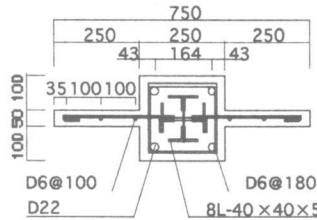
柱軸力は、ローラーによって支持されたオイルジャッキで圧縮力を作用させる。その後軸力を常時作用させたまま、建研式加力装置により、アクチュエータで静的水平力を作用させる。

測定方法は、各部の変位はスタブ部分に不動点を設け、これに測定用フレームを取り付け、試験体の曲げせん断変形と軸変形を、各部の歪性状は各構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。

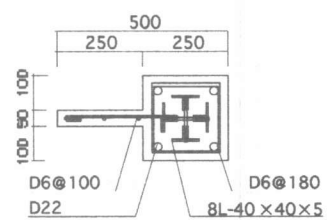
载荷条件は、部材の水平変形量 $\delta = \pm 4.5, 9, 18$ 及び $27mm$ (部材角 $R = \pm 0.5, 1.0, 2.0$ 及び 3.0%) で各3サイクルずつ载荷する。但し軸力が保持出来なくなる場合は、その時点までとする。



No1 試験体

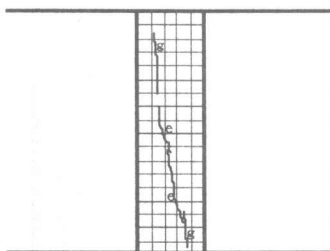


No2 試験体

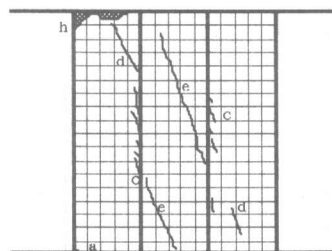


No3 試験体

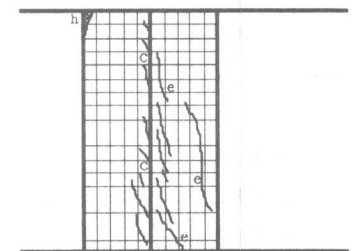
図-1 試験体の形状及び寸法



No1 試験体



No2 試験体



No3 試験体

各ひび割れの説明

a: 壁の曲げひび割れ b: 柱の曲げひび割れ c: 柱と壁の境界部分に生じるせん断ひび割れ d: 壁のせん断ひび割れ
e: 柱のせん断ひび割れ f: 柱のせん断ひび割れ (45度方向) g: 柱の付着割れひび割れ h: 壁の圧壊 i: 柱の圧壊

図-2 各試験体の最大耐力時ひび割れ状況

4. 実験結果及び考察

4.1 破壊状況

各試験体の最大せん断耐力時のひび割れ状況を図-2に示す。

No1 試験体では、部材角 $R=0.28\%$ 、 $Q=114\text{kN}$ の時、柱正面中央から下部へかけて長さ 50cm 程の初せん断ひび割れ (e) が発生。その後 $R=0.5\%$ 時所定にかけてさらに付着ひび割れ (g) が発生する。 $R=0.41\%$ 、 $Q=134\text{kN}$ で e、g のひび割れが進展すると共に細かなせん断ひび割れが多数発生し、最大耐力に達する。

$R=1.0\%$ サイクルに入ると $R=1.0\%$ 2 サイクル目に左側面上部にコンクリートの圧壊 (h) が生じる。その後の正、負荷重の増大及び繰り返しで各部のひび割れが伸び拡がると同時にコンクリートの剥離、剥落が発生する。 $R=3.0\%$ サイクル加力中にせん断及び付着ひび割れに沿ってコンクリートの剥離剥落が著しくなり、この時点で軸力保持能力を失う。

実験終了時のひび割れ状況は、柱のせん断ひび割れと付着ひび割れとが繋がっており、特に付着ひび割れに沿ってコンクリートが剥離、剥落し、正面左側においては主筋が露出している。

No2 試験体では、 $R=0.11\%$ 、 $Q=205\text{kN}$ で壁部分に柱に沿って細かな初せん断ひび割れ (c) が発生。 $R=0.16\%$ 、 $Q=236\text{kN}$ で初曲げひび割れ (a) が左壁の左下端に発生し、それと同時に左壁左上部に圧壊 (h) が生じる。

$R=0.22\%$ 、 $Q=270\text{kN}$ で最大耐力に達し、柱に数本のせん断ひび割れ (e) が左上から右下にかけて発生すると同時に耐力が低下する。その後 $R=0.35\%$ 、 $Q=245\text{kN}$ 時に左壁上部から 20cm の所に 20cm 程の長さのせん断ひび割れ (d) が発生する。 $\pm 0.5\%$ 終了時には柱と左袖壁の付け根に入っていたせん断ひび割れが繋がり柱と壁の分離が始まる。その後、 $R=1.0\%$ サイクルでは左壁左下、右壁右上の圧壊ならびに柱と壁との境界部分のコンクリートの剥落が進み、壁はほぼ分離する。さらに柱のせん断ひび割れが進みコンクリートが剥落する。 3% サイクルに入る前に試験体は、コンクリートの

剥離や破壊が進み軸力保持能力を失う。

実験終了時のひび割れ状況は、柱部分についてはせん断ひび割れの拡がりや、それに伴うコンクリートの剥落は殆ど見られないが、せん断ひび割れと繋がる付着ひび割れの伸展とそれに沿ったコンクリートの剥落が特に著しい。壁部分について見ると、左壁左隅2箇所、右壁右隅2箇所が圧壊しており、柱と壁との境界部分のコンクリートも剥離剥落している。また、壁の付け根以外の部分は長い曲げひび割れが発生しているのみである。

No3 では、 $R=0.08\%$ 、 $Q=113\text{kN}$ の時、袖壁部分に柱に沿って初せん断ひび割れ (c) が発生し、その後 $R=0.22\%$ 、 $Q=189\text{kN}$ の時、柱の右側面下部付けねに初曲げひび割れ (b) が発生する。

$R=0.27\%$ 、 $Q=210\text{kN}$ の時最大耐力を迎え、 $R=0.31\%$ で柱にせん断ひび割れ (e) が発生し、それと同時に耐力が低下する。また $R=0.47\%$ 、 $Q=181\text{kN}$ 時に左面左壁上端が圧壊 (h) する。その後の正、負荷重の増大により各部のひび割れが拡がり、 $R=1\%$ 終了時には袖壁上下部分に広範囲にわたって圧縮破壊が発生し、柱ではせん断と付着によるひび割れの拡がりと共に沿ったコンクリートの剥落が見られる。

$R=2\%$ の時 (g) の圧壊部分が柱に沿って繋がり、軸力保持能力を失う。

実験終了時のひび割れ状況は、柱部分については、付着ひび割れの幅が広がり、そのひび割れに沿ったコンクリートの剥離及び剥落が主な破壊状況である。

袖壁部分については、上部外側、下部両側のコンクリートが圧壊している。また、これは柱と壁との境界部分のコンクリートの剥離剥落と繋がっている。

以上より、本試験体の鋼材量 ($rPt=1.24\%$ 、 $sPt=1.20\%$) であれば、袖壁の有無が柱の破壊性状に及ぼす影響は認められない。

試験体は柱の付着割裂ひび割れにより最大耐力に達し、壁は縦筋の降伏と圧縮側コンクリートの圧壊により曲げで破壊している。また、柱と壁とが別々の破壊性状を示していることから、最大耐力

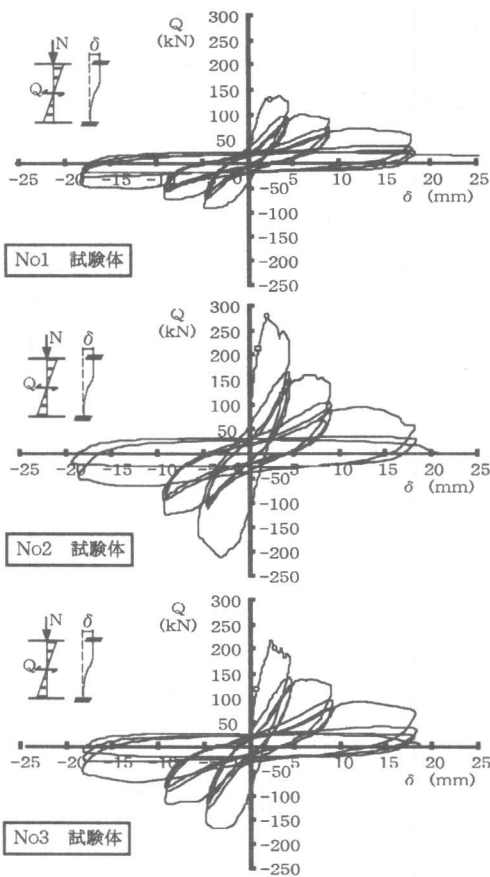


図-3 履歴曲線の比較

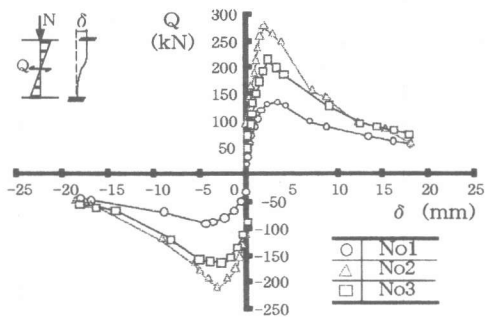


図-4 包絡線の比較

時において柱と壁とは完全な一体性は見られないものと考えられる。

4.2 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図-3に、その包絡線を図-4に、 $R=2\%$ サイクルの無次元化履歴曲線を図-

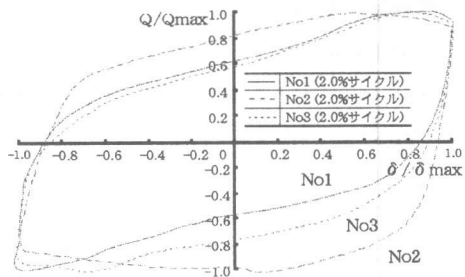


図-5 $R=2\%$ サイクルの無次元化履歴曲線

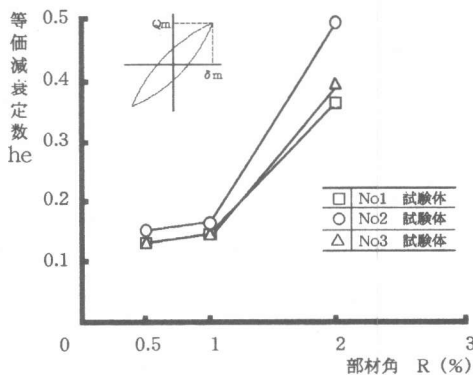


図-6 等価減衰定数と部材角との関係

5に、等価減衰定数と部材角との関係を図-6にそれぞれ示す。

①最大せん断耐力時の各試験体の部材角は、No1が $R=0.41\%$ 、No2が $R=0.22\%$ 、No3が $R=0.27\%$ となり、壁量が増えるに従い小さくなる。しかし、壁付き試験体では、いずれも $R=0.2 \sim R=0.3\%$ の間で最大耐力に達している事から壁の付き方の相違が最大せん断耐力時の部材角に与える影響は少ないものと考えられる。

・最大耐力後の耐力低下は、袖壁が付加されるほど著しくなり、No1試験体が1%所定で最大耐力の60%程の耐力を有しているが、No2、No3では50%程になってしまう。しかし、その後の $R=2.0\%$ 時点では両壁、片壁とも矩形柱と同程度まで耐力が低下している。

以上より、袖壁が付加することによるコンクリート断面積の増加効果により、初期剛性及び最大耐力は上昇するが、袖壁と柱との一体性が失われ始める最大耐力以降は、壁の破壊が進行し壁量が増すごとに耐力の低下が著しくなる。また

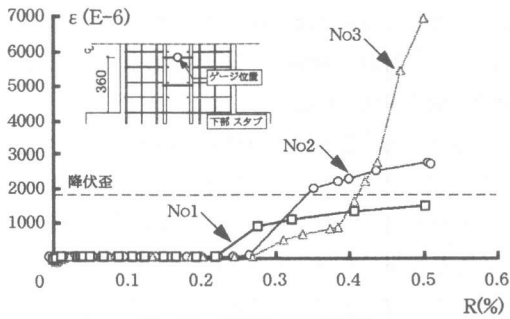


図-7 帯筋の歪性状

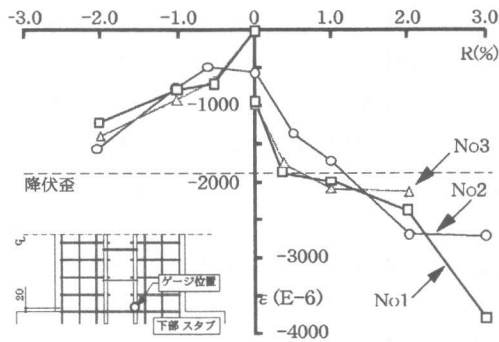


図-8 主筋の歪性状

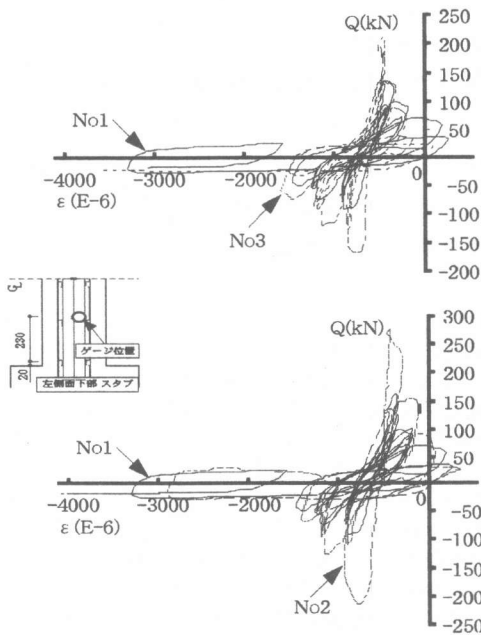


図-9 鉄骨の歪性状

R=2.0%の大変形時になると履歴性状は矩形柱とはほぼ同様になる。

②部材角R=0.5%、1.0%においては3体とも逆S字形に近い形状で、ほぼ同様な性状を示している。部材角が増大し、R=2.0%サイクルに入ると、3体とも履歴ループの形状はエネルギー吸収量の大きい紡錘形となる。

また、その面積はNo2、No3、No1の順で大きくなり、No2はNo1の1.4倍、No3は1.1倍である。

このことから、袖壁がエネルギー吸収量に及ぼす影響としては、変形量の少ない初期の段階では小さいと言える。しかしながら、部材角が増大すると、破壊性状でも述べたように柱と壁との一体性は失われるが、壁の破壊が進行し壁がエネルギーを吸収するため、全体としてエネルギー吸収量は増大し、それは袖壁の量に比例すると言える。

③R=0.5%、1.0%サイクルでは、3体とも減衰定数はほぼ同様である。がR=2.0%サイクルに入ると、各試験体とも減衰定数は急増し、その量は壁量が多いほど大きくなる。

このことから、袖壁は破壊の進行により柱とは分離してしまうが、それでもエネルギーの吸収には寄与しているものと考えられる。

4.3 各部の歪性状

①部材角R=0.5%時までの柱中央部分の帯筋の歪性状を図-7に示す。

各試験体とも、ひび割れの項で述べたように柱部分にせん断ひび割れが発生する前後に歪値が急増する傾向がみられる。

矩形柱のNo1試験体では降伏歪には達していないが、袖壁付き柱であるNo2、3の両試験体はどちらも降伏歪に達しており、袖壁の量が増すに従い降伏時期が早まる傾向にある。

これは、袖壁の量が多い方が初期においては負担する力が大きいため剛性は上昇するが、ひび割れ性状で述べたような、袖壁と柱との間にせん断ひび割れが発生すると、袖壁と柱との一体性が失われ始め、今まで袖壁が負担していたせん断力が柱の帯筋に負担され始め、帯筋の負担せん断力が増大するためであるからと考えられる。

②危険断面位置の主筋の歪み性状の比較を図-8に

示す。

袖壁の量が増すに従って危険断面位置における主筋の降伏時期が遅くなる傾向にある。

これは、履歴性状やエネルギーの吸収量の項でも述べたように、最大耐力後袖壁と柱との一体性は失われるが、大変形に達する以前の $R=1.0\%$ 程であれば、完全に分離してしまう訳ではなく、袖壁が軸力を負担することが出来るため、袖壁の量が増すほど、主筋の負担力が減っているためであると考えられる。

③危険断面より20cmの位置における鉄骨主材の歪み性状の比較を図-9に示す。

袖壁の付加状況が降伏時期に及ぼす影響は見られない。これは、部材角が増大し、2%サイクル繰り返し以降の大変形時に入ると、破壊性状でも述べたように、壁の剥落や圧壊が著しくなり、柱と袖壁との分離が進行し、袖壁の効果は失われ袖壁付き柱は矩形柱とほぼ同じ性状となるからであると考えられる。

またいずれの試験体とも帯板は降伏していない。

4.4 最大せん断強度

SRC造袖壁付き柱の最大耐力(終局せん断強度)の算出は、文献2)で得られている結果を利用し、日本建築防災協会のSRC造耐震診断基準同解説¹⁾において示されている既往のせん断耐力式における軸力の項(τ_N)の係数を修正した式を用いて行う。実験結果及び計算式を表-4に示す。

①袖壁の量が増加するごとに最大耐力は上昇し、その耐力は矩形柱であるNo1に比べ片側壁付き柱

のNo3では1.6倍、両側壁付き柱であるNo2では2倍となり、袖壁の増加量と最大耐力の間には直線的な関係が見られる。

②No1とNo2の最大耐力を平均すると、 $Q=183\text{kN}$ となる。ただしここで平均値を出す際、両側袖壁付試験体の耐力は、幅 b_e が片側袖壁付柱と同じであるとして修正を行っている。この数値をNo3の最大耐力の実験値 $Q_{No3}=210\text{kN}$ と比較すると $Q/Q_{No3}=1.14$ となる。このことから、片側袖壁付き柱の最大せん断耐力は、断面形状並びに導入軸力が同一の両側袖壁付き柱の最大せん断耐力と、矩形柱の最大せん断耐力の平均値により算定することが可能であると考えられる。このことから、既往の算定方法の有効性を確認することができた。

5. まとめ

格子形十字鉄骨断面を内蔵するSRC袖壁付柱について、袖壁の付加状況(袖壁無し、片側袖壁付き、両側袖壁付き)を実験変数としてせん断実験を行った結果、袖壁が力学的性状に及ぼす影響が明らかとなった。

またSRC造においても片側袖壁付き柱の最大せん断耐力は、断面形状並びに導入軸力が同一の両側袖壁付き柱の最大せん断耐力と、矩形柱の最大せん断耐力の平均値により算定することが可能であることが明らかとなり、既往の算定方法の有効性を確認することができた。

[謝辞]

本研究を行うにあたり、東京電機大学建築構造研究室、藤井崇、本間弘幸、渡辺大造の各氏をはじめ、多数の方々にご協力を得ました。ここに御礼を申し上げます。

[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鉄骨鉄筋コンクリート造建物、鉄筋コンクリート造建物，1998.8
- 2) 菊原康浩ほか：袖壁付き格子形SRC柱部材のせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol21 No3,1999 pp1051-1056
- 3) 財団法人日本建築防災協会：既存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
- 4) 南宏一ほか：袖壁付き柱の終局耐力の評価法に関する基礎的研究、京都大学防災研究所年報28号B-1別冊1985.4

表-4 実験値と計算値との比較

| | (kN) | | |
|------|------------|------------|-----------|
| | eOsu (実験値) | cOsu (計算値) | eOsu/cQsu |
| No 1 | 134 | 106 | 1.26 |
| No 2 | 270 | 227 | 1.19 |
| No 3 | 210 | 166 | 1.26 |

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.092kukp(180+Fc)}{M/(Q \cdot de) + 0.12} + 2.7\sqrt{Pwe \cdot \sigma wy} + 0.04 \sigma_{oe} \right\} b_e \cdot j_e$$

Pte: 等価引張鋼材比 b_e : 等価柱幅 de : 等価有効せい
 M/Q : せん断スパン Pwe : 等価帯筋比
 σ_{oe} : 等価軸方向応力度 j_e : 袖壁付柱の応力中心間距離