論文　袖壁付きRC柱に対する構造スリットおよびカーボン繊維補強の効果

益尾　潔*1，　井上　寿也*2，尾谷　透*3

要旨：本研究では，袖壁付き柱の補強方法について実験を行った。スリット設置によると，最大耐力は独立柱に近づき，靭性はやや改善される程度であり，柱部のみをCFRP補強し，かつ，柱部と袖壁部との一体性を図ると，袖壁付き柱と同等の最大耐力を維持し，靭性が大幅に改善された。また，増打ち補強とCFRP補強の併用では，最大耐力と靭性が増大することが明らかとなった。一方，提案式により算定した袖壁付き柱の終局曲げ耐力と終局せん断耐力ならびに推定破壊モードは実験結果とほぼ一致し，終局塑性率は安全側に評価された。

キーワード：袖壁付き柱，構造スリット，CFRP補強，増打ち補強

1. はじめに

RC造集合住宅の桁行方向では，非構造壁の配置に起因してバルコニー側に比べて廊下側架構に地震被害が集中する傾向があり[1]，既存建物の耐震補強では，非構造壁が取り付いた柱の対策が重要となる。このような観点より，本研究では，袖壁付き柱についてスリットの効果とカーボン繊維(CFRP)補強の効果を実験的に調べた。上記のスリットの効果の実験では，スリット設置による袖壁付き柱のせん断破壊性状の改善程度を調べることとした。

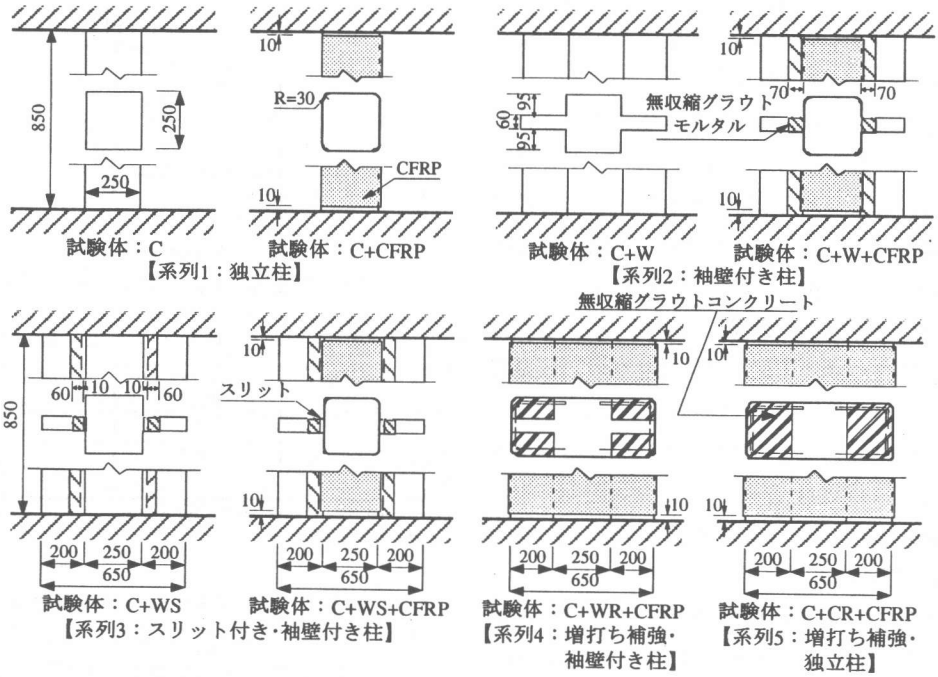


図1　試験体の概要

*1 (財) 日本建築総合試験所構造部長　工博（正会員）
*2　　同上　主査　工修
*3　　同上　専門役

2. 実験計画

2.1 試験体

本実験は図1に示す5系列よりなる。原(無補強)試験体は，いずれも供試高さ，柱断面，配筋，コンクリートの圧縮強度Fcを等しくし，袖壁付き柱では両側に袖壁を設け，柱軸力を0.2 FcbD (b, D:柱幅，せい)とした(図2参照)。各系列とも，CFRPシートの巻き数は2種類とした。

使用材料の強度試験結果を表1，表2に示す。

2.2 補強ディテール

1) 系列2は袖壁付き柱の柱部のみをCFRPシート巻きし，かつ，柱部と袖壁部との一体化を図った。また，系列3はスリット設置のみと柱のCFRPシート巻き併用とがある(図3参照)。

2) 系列2, 3では，原試験体製作時に袖壁際に7cmの隙間を設け，袖壁の横筋を切断せずCFRPシートを巻き付け，その後，隙間全体またはスリット以外の部分に無収縮モルタルを注入した。系列2, 3のCFRPシートの巻き付け間隔は，目付量300g/㎡で全面巻きの系列1と目付量200g/㎡でゼブラ巻きの系列2, 3の間で全炭素繊維使用量が一致するように設定した。

3) 系列4, 5では，袖壁または独立柱の外側を増打ちし，その外側全面にCFRPシートを巻き付けた。なお，系列5は，ピロティ柱の桁行方向の補強を想定し，ピロティ柱と上階の袖壁付き柱の剛性が同程度になるように配慮した。

また，増打ち部の鉄筋は組立筋とし，縦筋は上下支持部に定着せず，横筋は柱ないしは袖壁に4d (d：鉄筋の直径)のみ埋め込むこととした。

4) CFRPシートの隅角部円弧仕上げの半径は30mm，重ね合わせ部長さは150mmとし，重ね合わせ部は加力面側を避けた直交面側に設けた。

2.3 実験方法

本実験では，建研式加力装置を用いて一定軸力下で部材角Rが±(5, 10, 20, 30, 50)×10^{-3} rad.の正負繰り返し載荷を3回ずつ行った後，正加力方向に単調載荷を行うこととした。

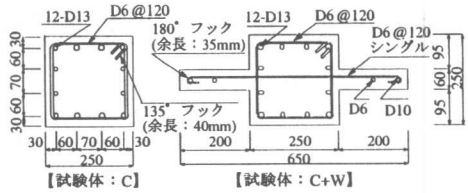


図2 原 (無補強) 試験体 (C, C+W)

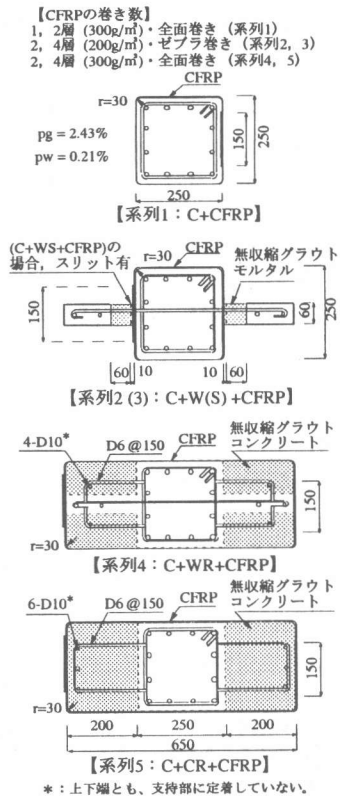


図3 補強試験体の補強ディテール

表1 コンクリートおよびモルタルの圧縮試験結果

種別		Fc (MPa)	εco (×10^{-3})	Ec (×10^4MPa)	σct (MPa)
コンクリート		34.2	2.26	2.98	3.23
無収縮	モルタル	52.8	5.20	2.23	2.59
	コンクリート	46.3	2.58	2.93	3.46

Fc：圧縮強度，εco：Fc時のひずみ度，Ec：ヤング係数
σct：引張強度

表2 鉄筋およびCFRPシートの引張試験結果

種別	σy (MPa)	σu (MPa)	伸び (%)
D6	355	535	26
D10	357	503	22
D13	411	565	19

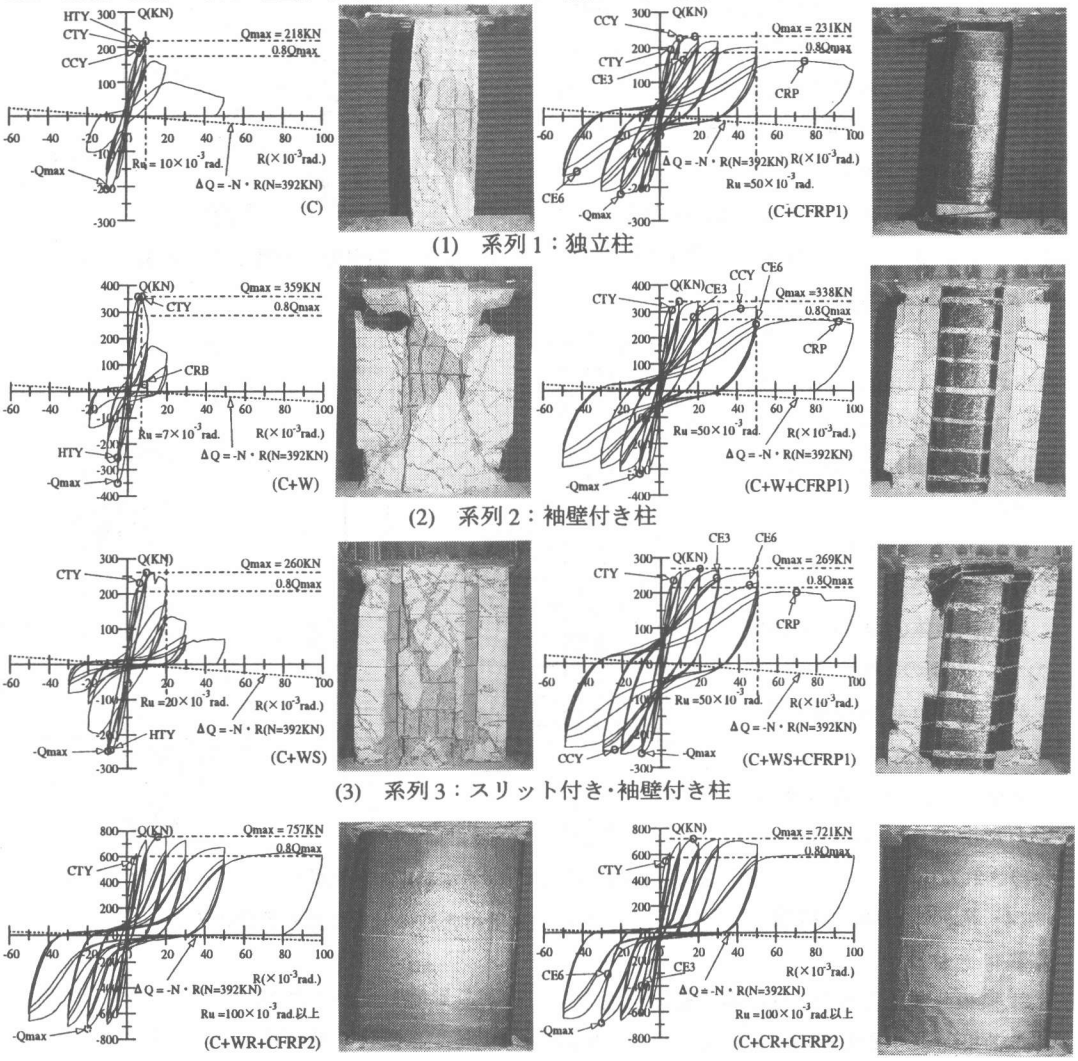
D6：柱せん断補強筋，壁筋
D10：袖壁端部補強筋
D13：柱主筋
σy：降伏強度，σu：引張強度

目付量 (kg/㎡)	巻き数	σu (MPa)	Ecf (×10^5MPa)
200	2層	4360	2.61
	4層	3880	2.39
300	1層	3540	2.10
	2層	3920	2.35
	4層	3500	2.24

Ecf：引張弾性係数

補強試験体のCFRPiは、CFRPシートがi層巻きであることを示す。
ただし、この巻き数は、目付量300g/m²のCFRPシートに換算した値である。
Qmax：最大耐力　CTY：柱主筋の引張降伏　HTY：柱せん断補強筋の引張降伏
CRB：柱主筋の座屈　CCY：柱主筋の圧縮降伏　CRP：カーボン繊維シートの破断

Q：せん断力、R (= δ / h)：部材角
δ：水平変形量、h：内法高さ
CEi：カーボン繊維シートのひずみ度が i × 10⁻³ を超えた時点



(1) 系列1：独立柱

(2) 系列2：袖壁付き柱

(3) 系列3：スリット付き・袖壁付き柱

(4) 系列4：増打ち補強・袖壁付き柱

(5) 系列5：増打ち補強・独立柱

図4　荷重ー変形関係および破壊状況

3. 実験結果

3.1 無補強独立柱および袖壁付き柱の性状

独立柱Cは，最大耐力(部材角 10 × 10^{-3} rad.)後，曲げせん断破壊モードから付着割裂破壊モードに移行し，耐力が著しく低下した。袖壁付き柱C+Wは，最大耐力(部材角 5 × 10^{-3} rad.)後，袖壁から柱にかけて対角状のせん断ひび割れが進展し脆性的にせん断破壊した(図4 参照)。

3.2 スリット設置の改善効果

スリット付き・袖壁付き柱C+WSは，曲げ降伏後，柱部が曲げせん断破壊モードを形成し，最大耐力は260KNとなり，C+W(359KN)より独立柱C (218KN)に近い値を示した。

C+WSの限界部材角Ruは 20 × 10^{-3} rad. であり，靭性は独立柱Cよりもやや改善された(図4参照)。これは，CとC+WSで載荷軸力が等しいのに対して，袖壁の軸力負担が影響し，C+WSの柱軸応力度が独立柱Cよりも小さくなったためと考えられる。なお，限界部材角は最大耐力の80%に耐力が低下した時点の部材角とした。

3.3 CFRPの補強効果

(1) 系列1：独立柱

補強試験体C+CFRP1(2)では，無補強試験体Cよりも最大耐力はやや増加した程度であったが，靭性は大幅に改善された。1層巻きC+CFRP1は，大変形域でCFRPシートが若干破断した。

(2) 系列2：袖壁付き柱

補強試験体C+W+CFRP1(2)は，袖壁付き柱全体の曲げ破壊モードを形成し，無補強試験体C+Wと同等の最大耐力を維持し，かつ，靭性が大幅に改善された。これは，CFRP補強による柱部せん断破壊の抑制効果が現れたためと考えられる。

(3) 系列3：スリット付き・袖壁付き柱

補強試験体C+WS+CFRP1(2)は，両側の袖壁と中央の柱がそれぞれ独立の曲げ部材として挙動し，スリット付き柱C+WSと同等の最大耐力を示し，靭性が大幅に改善された。

(4) 系列4：増打ち補強・袖壁付き柱

本補強方法によると，柱の有効せいを大きくした効果により最大耐力が増大し，かつ，CFRP補強によって靭性も大幅に改善された。ただし，柱主筋のかぶり厚さの増加に伴い，著しいスリップ形の履歴性状を示した。

系列2と系列4では，圧縮縁コンクリート幅の差に起因して，最大耐力時の曲げ圧縮コンクリートブロックのせいに差が生じ，系列4の最大耐力が大幅に増大したと考えられる。

(5) 系列5：増打ち補強・独立柱

本補強の効果は，系列4の袖壁付き柱全体のCFRP補強の効果とほぼ等しい。

本実験では，各系列とも，CFRPシートの巻き数の増加は，最大耐力および変形性能にはあまり影響しなかったが，スリップ形の履歴性状に対する改善効果が若干認められた。

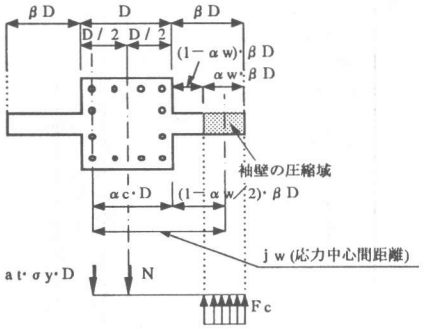
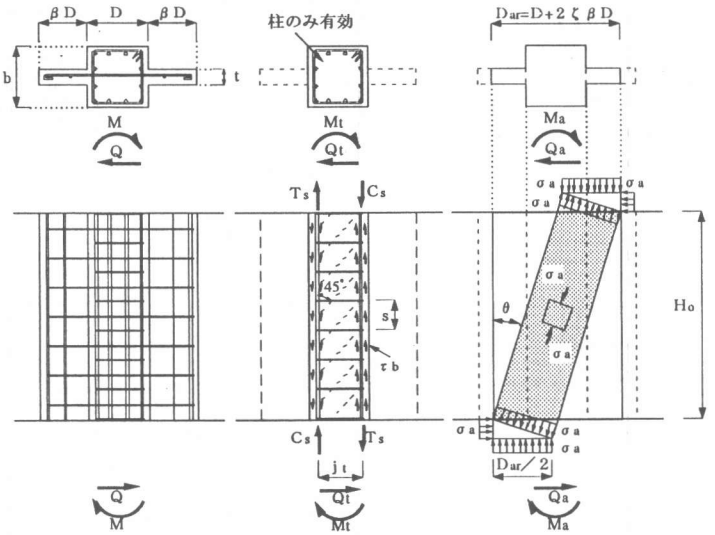


図5 袖壁の圧縮域長さを考慮した場合



(a) 袖壁付き柱　(b) トラス機構　(c) アーチ機構

図6 袖壁付き柱のせん断抵抗機構のモデル化

4. 終局耐力および変形性能の評価

4.1 終局耐力の評価方法

(1) 終局曲げ耐力

袖壁付き柱の終局曲げ耐力Qmuは，平面保持仮定に基づくe関数法，耐震診断基準式[2]および式(1), (2)により算定する(図5参照)。

$$Q_{muD} = M_{uD} / h_o \quad (1)$$

$$M_{uD} = \{0.8 + (1-\alpha_w/2)\cdot\beta\}\cdot a_t\cdot\sigma_y\cdot D + 0.5N\cdot D\cdot\{1+(2-\alpha_w)\cdot\beta\} \quad (2)$$

$$\alpha_w = (a_t\cdot\sigma_y + N)/(F_c\cdot\beta D\cdot t) \leqq 1 \quad (3)$$

ここに，

α w：袖壁の圧縮長さ比

at, σ y：柱引張鉄筋断面積，降伏強度

β D：圧縮側袖壁長さ

t：袖壁厚さ，N：柱軸力

h o：柱の内法高さ

平面保持仮定に基づくe関数法では，断面形状や配筋量に応じて終局曲げ耐力が評価される。これに対して，耐震診断基準式では，応力中心間距離を基本的に(0.9+β)・Dとしており，柱主筋量および軸力によっては終局曲げ耐力が過大評価される恐れがある[3]。そこで，式(2)では，応力中心間距離に対して柱主筋量および軸力を考慮して終局曲げ耐力を評価することとした。なお，式(3)によるα wが1以上の場合，中立軸は柱断面内にある。

(2) 終局せん断耐力

袖壁付き柱の終局せん断耐力Qsuは，耐震診断基準式[2]と塑性理論に基づく提案式[3),4)]により算定する。提案式では，せん断補強筋に囲まれた柱のみがトラス機構に有効であるとし，アーチ機構は柱部と袖壁部によって形成され，アーチ機構の圧縮応力度σ aは両部分ともに等しく作用することとした(図6参照)。

その際，アーチ機構に寄与するコンクリート断面積AarおよびせいDarは下式より算定する。

$$Aar = b \cdot D + 2\zeta \cdot \beta D \cdot t \qquad (4)$$

$$Dar = (1 + 2\zeta \cdot \beta) \cdot D \qquad (5)$$

ここに，ζ：袖壁の有効係数(ζ=0.7とする)

両式による終局せん断耐力算定時の主な仮定を以下に示す。

1) 独立柱および袖壁付き柱ともに，CFRP補強の場合，既存柱のせん断補強量にCFRPシートの置換せん断補強量$(pw \cdot \sigma wy)_2$を加算する。

CFRPシートの置換せん断補強筋比は，$pw_2 = 2t_2/b$ (t_2：CFRPシートの厚さ)として算定し，降伏強度σ wyは1960MPaとする。

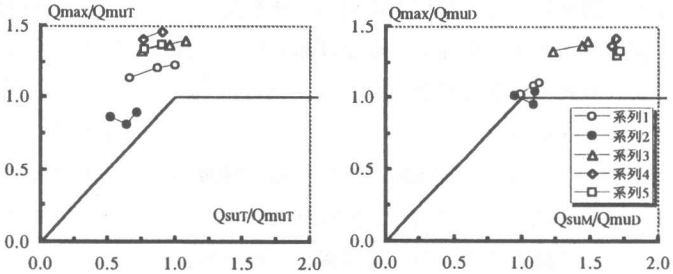
2) スリット付き・袖壁付き柱では，柱と両側袖壁のせん断耐力を累加する。なお，袖壁の横筋が柱を貫通しているため，柱のせん断補強筋と袖壁の横筋の和を柱の全せん断補強筋とする。

3) 増打ち補強柱では，増打ち補強柱全体を長

表3　終局耐力の検討結果

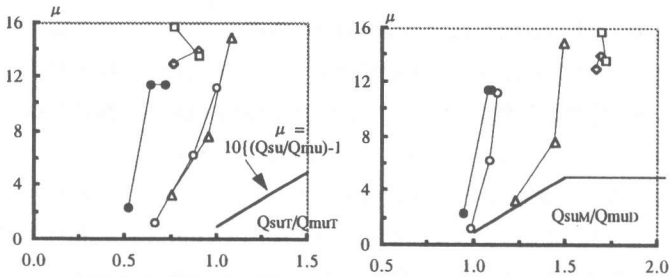
試験体名		Qmax (KN)	曲げ耐力 QmuE (KN)	曲げ耐力 QmuT (KN)	曲げ耐力 QmuD (KN)	せん断耐力 QsuT (KN)	せん断耐力 QsuM (KN)	せん断余裕度 QsuT/QmuT	せん断余裕度 QsuM/QmuE	せん断余裕度 QsuM/QmuD
系列1	C	218	212	192	214	128	210	0.67	0.99	0.98
	C+CFRP1	231				168	234	0.87	1.10	1.10
	C+CFRP2	236				192	243	1.00	1.15	1.14
系列2	C+W	359	355	415	355	216	336	0.52	0.95	0.95
	C+W+CFRP1	338				265	383	0.64	1.08	1.08
	C+W+CFRP2	369				298	396	0.72	1.11	1.12
系列3	C+WS	260	217	196	196	148	240	0.76	1.11	1.23
	C+WS+CFRP1	269				187	293	0.96	1.35	1.50
	C+WS+CFRP2	274				212	302	1.08	1.39	1.54
系列4	C+WR+CFRP2	757	705	537	555	410	922	0.76	1.31	1.66
	C+WR+CFRP4	786				483	938	0.90	1.33	1.69
系列5	C+CR+CFRP2	721	664	538	555	415	940	0.77	1.42	1.69
	C+CR+CFRP4	738				488	957	0.91	1.44	1.72

注)　Qmax：最大耐力実験値，　QmuE：e関数法による終局曲げ耐力
QmuT, QmuD：耐震診断基準および式(1), (2)による終局曲げ耐力
QsuT, QsuM：耐震診断基準式および提案式による終局せん断耐力



(a)　耐震診断基準式による場合　　(b)　提案式による場合

図7　Qmax/Qmu　－　Qsu/Qmu　関係



(a)　耐震診断基準式による場合　　(b)　提案式による場合

図8　終局塑性率μの検討結果

方形断面柱とみなし，既存部と増打ち部の断面積比に応じて，コンクリート強度を算定する。

既存部の柱せん断補強筋および袖壁の横筋は無視し，CFRPシートの置換せん断補強量$(pw \cdot \sigma wy)_2$のみ考慮する。ただし，提案式による場合，主筋の付着割裂強度には，既存部のせん断補強筋も寄与すると仮定する。

4.2 検討結果

終局耐力の検討結果を表3，Qmax/Qmu－Qsu/ Qmu関係を図7に示す(Qmax：最大耐力実験値)。

最大耐力実験値は，補強の有無に係わらず，ほぼe関数法による終局曲げ耐力に達した。

系列2の袖壁付き柱の終局曲げ耐力は，耐震診断基準式では過大評価となるが，式(1)では，実験値とほぼ一致した。

系列4, 5の増打ち補強柱については，耐震診断基準式と式(1)ではともに過小評価となった。これは，実験結果では中立軸位置が圧縮縁端に近づき柱全主筋が引張側になったが，その影響が両式では考慮されていないためと考えられる。

終局せん断耐力は，耐震診断基準式によると，いずれの場合も過小評価となった。また，CFRP補強試験体のせん断余裕度Q_{suT}/Q_{muT}はほとんどが1以下となり，これに基づく破壊モードは実験結果と一致しなかった。これに対して，提案式によるせん断余裕度Q_{suM}/Q_{muD}は，無補強の独立柱と袖壁付き柱では1以下，スリット付きまたはCFRP補強柱では1以上となり，実験結果の破壊モードと一致した。

4.3 終局塑性率の評価

終局塑性率は$\mu = Ru / Ry$として算定する。ここに，Ru：限界部材角実験値，Ry：降伏部材角実験値(定義は文献4)による)。終局塑性率μとせん断余裕度Qsu/Qmuとの関係を図8に示す。同図中には，耐震診断基準による終局塑性率の算定式（$\mu = 10 \cdot \{(Qsu/Qmu) - 1\}$）を併示した。

耐震診断基準式および提案式によるせん断余裕度Q_{suT}/Q_{muT}，Q_{suM}/Q_{muD}に基づくと，終局塑性率μは安全側に評価された。ただし，耐震診断基準式によると終局塑性率はかなり過小評価となった。一方，提案式による無補強試験体の終局塑性率μの実験値と計算値はほぼ一致し，補強試験体の終局塑性率は安全側に評価された。

5. まとめ

本研究より得られた知見を以下に示す。

1) 袖壁付き柱にスリットを設置すると，最大耐力は独立柱に近づき，靭性は独立柱よりもやや改善された。さらに柱をCFRP補強すると大幅に靭性が改善された。

2) 袖壁付き柱の柱部のみにCFRP補強し，柱部と袖壁部との一体性を図ることにより，袖壁付き柱と同等の最大耐力を維持し，かつ，靭性が大幅に改善された。また，袖壁付き柱および独立柱に増打ちしCFRP補強すると，最大耐力と靭性が増大した。

3) 提案式によると袖壁付き柱の終局曲げ耐力および終局せん断耐力ならびに推定破壊モードは実験結果とほぼ一致した。また，提案式により評価された終局塑性率μは，無補強試験体では実験値と計算値がほぼ一致し，CFRP補強試験体では安全側に評価された。

謝辞

補強工事はショーボンド建設(株)の技術協力を得た。ここに記して，感謝の意を表する。

参考文献

1) 益尾潔，上田実香：阪神・淡路大震災による集合住宅の被害分析，－非構造壁の影響－，GBRC, No.81, pp.28-35, 1996.1

2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，平成2年

3) 益尾潔，井上寿也：RC造正方形断面柱および袖壁付き柱のカーボン繊維シートによるせん断補強実験，－終局耐力および耐震性能の評価－，GBRC, No.85, pp.15-30, 1997.1

4) 益尾潔：鉄筋コンクリート柱，はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価，日本建築学会構造系論文報告集，No.452, pp.87-97, 1993.10