

論文 低強度コンクリートが使用された両側および片側袖壁付き RC 柱の破壊性状に関する実験的研究

高橋 朋幹*1・古澤 祥一*1・三島 直生*2・畑中 重光*3

要旨: 本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 未満のコンクリートを低強度コンクリートと定義し、低強度コンクリートが用いられた両側および片側袖壁付き RC 柱の破壊性状を実験により明らかにした。その結果、普通強度試験体と比べて、低強度試験体では、多くの微細なクラックの発生、付着ひび割れの発生、壁コンクリートの圧壊等が確認された。また、低強度試験体は普通強度試験体と比較して耐力は小さいものの、最大耐力以降も耐力を保持する能力が見られた。低強度試験体の耐力については、大野・荒川 min 式を用いた場合、本実験で用いた試験体のうち 4 体中 2 体で危険側の評価となった。

キーワード: 低強度コンクリート, RC 柱, 袖壁, 曲げ, せん断, 耐力

1. 序論

既存鉄筋コンクリート (RC) 造建築物の耐震診断および耐震補強設計を行う際に、通常はコンクリートの圧縮強度を調査する。その調査結果から、1970 年代前半の高度経済成長期におけるコンクリートの効率優先の量産体制や粗製乱造などで、圧縮強度が設計基準強度に達していないなど、品質の悪い構造物が存在していることが明らかになってきた^{1),2)}。一方で、日本建築防災協会の耐震診断基準³⁾および耐震改修指針⁴⁾では、コンクリート構造物のコンクリートの最低圧縮強度を 13.5N/mm^2 とし、それ未満のものについては基本的には耐震補強の対象外としている。

しかしながら、コンクリートの最低圧縮強度 13.5N/mm^2 が必ずしも力学的な根拠から決定されたものではないこと^{5),6)}から、コンクリート強度が 13.5N/mm^2 未満であっても適切な補強を施せば、耐震性を確保できる可能性があると考えられる。

これに対して、日本コンクリート工学会中国支部において、低強度コンクリートに関する特別研究委員会が設置され、耐震診断および補強に関する研究が行われている^{7),8)}。しかし、低強度コンクリート部材の構造性能に関する研究は、まだ少ないのが現状である。

本研究では、圧縮強度が 13.5N/mm^2 未満のコンクリートを低強度コンクリートと定義し、低強度コンクリート構造物の耐震診断および耐震補強の可能性を明らかにすることを目的として、低強度コンクリートが用いられた梁および柱の破壊性状に関する実験的検討を行ってきた^{9),10)}。前報では、片側袖壁付き RC 柱に関する実験を行った¹¹⁾。本報では、両側袖壁付き RC 柱についても耐力および変形特性を実験により明らかにし、既往の耐力式の

適用性および低強度コンクリートに対して示された既往の研究報告との整合性に関して検討する。

2. 既往の研究

低強度コンクリートを用いた RC 梁および柱の破壊の特徴としては、せん断破壊する場合、ひび割れが分散して細かなひび割れが多数発生することが挙げられる。また、破壊形式を問わず、付着割裂ひび割れの発生が報告されている⁹⁾⁻¹³⁾。耐力算定式の適用性としては、低強度コンクリートを用いた場合には、曲げ耐力略算式や既往のせん断耐力算定式を用いると過大評価となる場合が多く報告されている^{10),12),14)}。その対応策として、既往のせん断耐力式にコンクリート強度に応じた低減係数を乗じるなどの方法が提案されている^{9),10),14)}。

3. 実験方法

3.1 要因および水準

表-1 に実験の要因および水準を示す。本実験では、実験装置の大きさに合わせたため、試験体のスケールを 1/5 スケールとしている。そのため、コンクリートではなく、モルタルを使用している。モルタルの圧縮強度は $7, 21 (\text{N/mm}^2)$ の 2 水準、袖壁長さは 200, 300 (mm) の 2 水準とし、袖壁の取り付け位置を両側、片側の 2 水準 (片側袖壁付き試験体は既報¹¹⁾ で報告した試験体) とした。モルタルの圧縮強度は水セメント比 (W/C) を変化させることで調整し、適切なワーカビリティを得るために、 $F_c=7\text{N/mm}^2$ のモルタルについては既往の研究¹⁴⁾ を参考にセメントの一部を石灰石微粉末で置換した。

3.2 試験体の概要

表-2 に鉄筋の諸性状を、表-3 に使用したモルタル

*1 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 博士(工学) (正会員)

*3 三重大学大学院 工学研究科建築学専攻准教授 工博 (正会員)

の調合表を、表-4 に試験体諸元を、図-1 に試験体寸法および配筋図の例を示す。

試験体は3階建てRC事務所建築の1階部分を想定している。骨材も1/5スケールとしているため、試験体は骨材の最大寸法を5mmとするモルタルを用いて作製した。柱は100mm×100mmの正方形断面とし、壁厚さは40mmとした。柱の主筋は4-D6、せん断補強筋はφ3.2@60、壁筋はφ2.6@50の溶接金網、開口補強筋は2-φ6を用いている。上下梁は柱、壁に対して十分大きな剛性と強度を確保するため、250mm×150mmの長方形断面としており、主筋は4-D13、せん断補強筋はφ6、を用いている。また、荷重フレームとRC製荷重梁の定着のために、打設時に長ナットを埋め込んだ。試験体 F21L-20W, F21L-30W, F7L-20W, F7L-30W は、柱を中心とし、両側に袖壁を配置した両側(記号W)袖壁付き柱試験体である。試験体 F21L-20S, F21L-30S, F7L-20S, F7L-30S は、柱を2本とし、その間にそれぞれ袖壁を配置した片側(記号S)袖壁付き柱試験体である。普通強度(記号

21)の試験体(F21L-20W, F21L-30W, F21L-20S, F21L-30S)は打設後7日、低強度(記号7)の試験体(F7L-20W, F7L-30W, F7L-20S, F7L-30S)は打設後14日で脱型し、その後、実験室内にて気中養生を行った。

3.3 実験方法

図-2 に試験装置の概要を示す。本試験では、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説」における、耐震診断2次診断を想定し、袖壁付き柱の要素試験と位置付けた実験を行った。この場合、梁を剛体と仮定すれば、袖壁付き柱のモーメント分布は逆対称となる。加力方法は、2N/mm²の軸力を維持しながら、オイルジャッキにより静的漸増繰り返し水平荷重を行った。荷重位置は柱高さの1/2とした。荷重プログラムは、1/2000, 1/1000, 1/500, 1/250, 1/125, 1/100, 1/50, 1/30radの順に正負1回ずつ繰り返した。ただし、軸力支持能力を失った時点で、荷重を終了した。測定はジャッキ頭部のロードセルで荷重を測定し、レーザー変位計および接触型変位計により、上下梁の水平変位、下

表-1 要因および水準

要因	水準
モルタル強度(N/mm ²)	7, 21
袖壁長さ(mm)	200, 300
袖壁	片側 ¹⁾ , 両側

表-2 鉄筋の諸性状

呼び名	降伏点(N/mm ²)	ヤング係数(N/mm ²)
D6	370	1.74 × 10 ⁵
φ3.2	566	2.10 × 10 ⁵
φ2.6	665	2.08 × 10 ⁵

表-3 モルタルの調合

Fc	W/C	W	C	P	S
(N/mm ²)	(%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
7	129	262	204	234	1638
21	60		438	-	

[注]Fc:設計基準強度, W/C:水セメント比, W:単位水量, C:単位セメント量, P:単位石灰石微粉末量, S:単位細骨材量

表-4 試験体諸元

試験体名	設計基準強度(N/mm ²)	モルタル圧縮強度(N/mm ²)	柱			袖壁			上下梁				
			断面寸法(mm)	主筋	せん断補強筋	壁取り付け位置	袖壁長さ(mm)	壁厚(mm)	壁筋	断面寸法(mm)	主筋	せん断補強筋	
F21L-20W	21	29.0	100×100	4-D6 Pt=1.06%	φ3.2-@60 Pw=0.27%	両側	200	40	縦横共 φ2.6-@50 Pw=0.27%	250×150	4-D13 Pt=0.68%	φ6-@50 Pw=0.19%	
F21L-30W		30.5					300						
F7L-20W		7					10.5						200
F7L-30W							9.7						300
F21L-20S ¹⁾	21	31.4					片側						200
F21L-30S ¹⁾		30.6											300
F7L-20S ¹⁾	7	12.3											200
F7L-30S ¹⁾		11.4											300

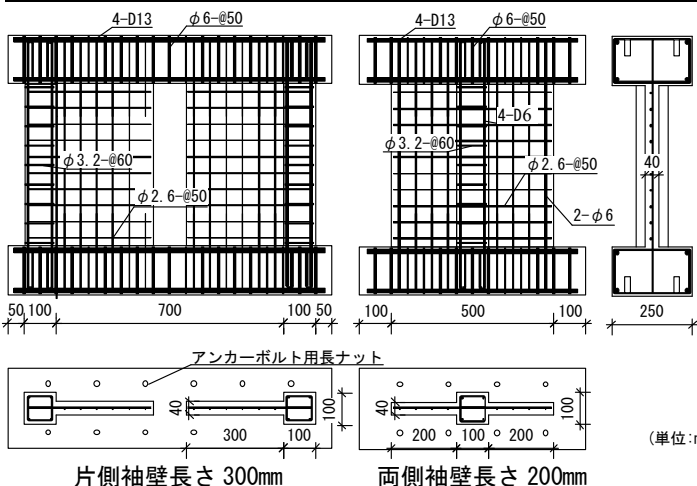


図-1 試験体寸法および配筋図の例

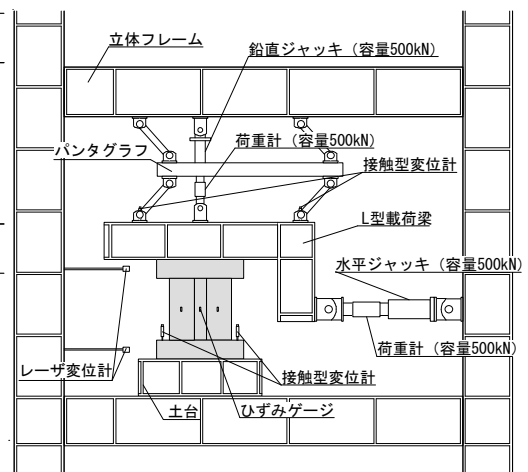


図-2 試験装置の概要

梁およびL型荷重梁の鉛直変位を測定した。各変形角ごとに荷重を一時停止し、ひび割れ状況を記録した。また、1/5 縮小モデル試験体の打設と同時に、圧縮強度試験のためのφ50×100mmの円柱試験体も作成した。

4. 実験結果および考察

4.1 ひび割れ状況

図-3 に実験終了時における各試験体のひび割れ状況を示す((g), (h)に示す両側袖壁付き試験体については、他の試験体と反対方向への荷重で破壊したため、比較しやすくするために反転して載せている)。図から分かるように、すべての試験体がせん断破壊した。

片側袖壁付き柱試験体(記号 S)では、すべての試験体で $R=1/500\text{rad}$ までにせん断ひび割れが、 $R=+1/125\text{rad}$ までに上下梁と壁部材の境界にひび割れが発生した。

その後、普通強度試験体 F21L-20S では、 $R=+1/125\text{rad}$ で壁部材のせん断ひび割れが拡大し、 $R=1/100\text{rad}$ で壁部材と柱部材のせん断ひび割れが繋がった。試験体 F21L-30S では、 $R=+1/100\text{rad}$ で壁部材のせん断ひび割れが拡大し、柱部材までせん断ひび割れが達した。

低強度試験体 F7L-20S では、 $R=+1/125\text{rad}$ で壁部材のせん断ひび割れ広がり、柱部材までせん断ひび割れが達した。その後、壁部材で圧壊が発生した。試験体 F7L-30S では、 $R=+1/100\text{rad}$ で壁部材のせん断ひび割れが拡大し、柱部材までせん断ひび割れが達した。その後、壁部材が圧壊した。両試験体ともに、柱部材の主筋に沿った付着ひび割れが発生した。

両側袖壁付き柱試験体(記号 W)では、すべての試験

体で $R = -1/1000\text{rad}$ までにせん断ひび割れおよび上下梁と壁部材の境界にひび割れが発生した。

その後、普通強度試験体 F21L-20W および F21L-30W では変形が進むにつれ壁部材のせん断ひび割れの数が増加したが、柱部材のひび割れ数の増加はわずかであった。両試験体とも $R = -1/100\text{rad}$ の加力中に一本のせん断ひび割れが急激に拡大したため、荷重を終了した。また、試験体 F21L-20W では右の壁部材上部で圧壊が発生した。

低強度試験体 F7L-20W および F7L-30W でも変形が進むにつれ壁部材のせん断ひび割れが増加したが、普通強度試験体と比較すると短いひび割れが多数見られた。両試験体とも $R = +1/125\text{rad}$ 以降、柱部材のせん断ひび割れが急激に増加していき、 $R = +1/50\text{rad}$ の加力中に、徐々にせん断ひび割れが拡大すると共に、複数個所でコンクリートの圧壊・剥落が見られた。試験体 F7L-20W では左側の壁部材の縦筋および柱部材の主筋に沿った付着ひび割れも発生した。

以上のように、片側袖壁付き柱試験体、両側袖壁付き柱試験体ともに、普通強度試験体では幅の大きなひび割れが集中して発生するのに対して、低強度試験体では細かなひび割れが分散して発生した。この点は、柱・梁に関する既往の実験結果^{10, 11)}と一致している。また、すべての低強度試験体で、壁部材のコンクリートの圧壊が確認された。

4.2 水平荷重一層間変形角関係および破壊過程

図-4 に、測定された繰返し荷重履歴を、図-5, 6 に片側および両側袖壁付き柱試験体それぞれの、水平荷重と層間変形角関係の第1, 3象限のピークから求めた水平荷

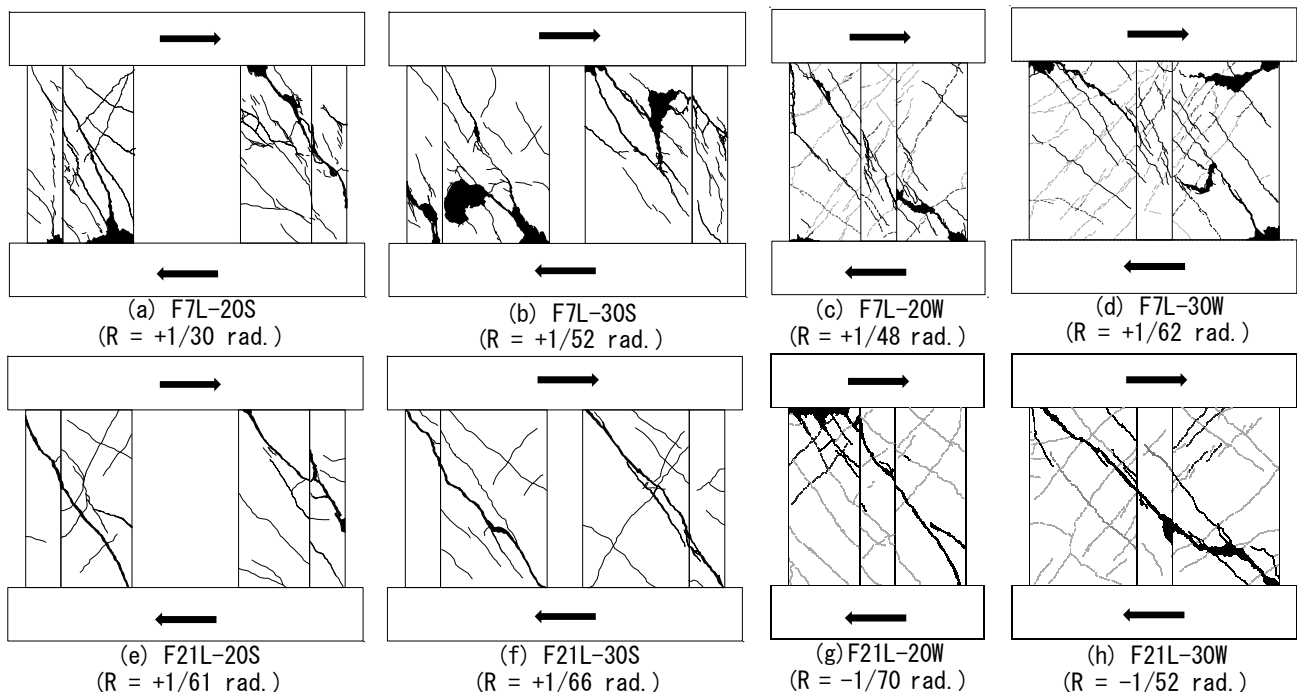


図-3 実験終了時のひび割れ状況

(← : 水平加力方向)

重一層間変形角関係の包絡線を示す。

図-4(a), (b), (e), (f)に示す片側袖壁付き柱試験体では、普通強度試験体は $R=+1/100\text{rad}$ の加力中にせん断ひび割れの拡大とともに水平荷重が急激に低下したため、载荷を終了した。低強度試験体では $R=+1/100\text{rad}$ まで水平荷重が急激に低下することはなかった。特に試験体 F7L-20S では水平荷重の低下が緩やかであった。

図-4(c), (d), (g), (h)に示す両側袖壁付き柱試験体では、普通強度試験体は $R=-1/125\text{rad}$ 付近でせん断ひび割れの拡大とともに水平荷重が急激に低下したため、载荷を終了した。低強度試験体では $R=-1/100\text{rad}$ まで水平荷重が急激に低下することはなかった。特に試験体 F7L-20W では水平荷重の低下が緩やかであった。

図-5, 6に示す片側袖壁付き柱試験体、両側袖壁付き柱試験体ともに、普通強度試験体では最大荷重直後、急激に水平荷重が低下したが、低強度試験体では最大荷重以降も水平荷重を保持する能力が見られた。また、モルタル強度によらず、袖壁長さが長くなるほど、最大荷重は大きくなった。

4.3 耐力評価式と実験値の比較

表-5に、実験による最大水平耐力と既往の算定式による計算値を比較した結果の一覧を示す。本実験では、

すべての試験体がせん断破壊したが、表-5には曲げ耐力も参考に掲載している。曲げ耐力について、耐震診断基準では曲げ略算式³⁾および完全塑性理論による計算法³⁾が示されているが、ここでは曲げ略算式を用いた。また、日本建築学会の鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料に記載されている曲げ終局強度式¹⁵⁾も用いた。せん断耐力については、耐震診断基準で使用されている大野・荒川min式³⁾および壁谷澤らによる分割累加式¹⁶⁾、低強度試験体には低強度コンクリートに対して提案されている(コンクリート強度に応じた低減係数を乗じる)山本提案式⁵⁾を用いた。ただし、耐震診断基準ではシアスパン比 (M/Qde) の下限値として 1.0 が示されているが、ここでは既往の研究報告^{17), 18)}に示されている 0.6 を使用している。

図-7, 8に曲げ終局強度式¹⁵⁾および分割累加式¹⁶⁾のモデル概念図を示す(詳細は文献^{15), 16)}を参照されたい)。耐震診断基準では壁と柱の断面を等価な壁厚に置換し、せん断耐力を算定する。一方、分割累加式では壁と柱の断面を縦(壁長さ)方向に分割し、それぞれのせん断耐力を累加することにより、せん断耐力を算定する。また、曲げ略算式では、曲げ耐力の計算時に引張側となる袖壁を無視しているため、曲げ耐力を過小評価すると考えら

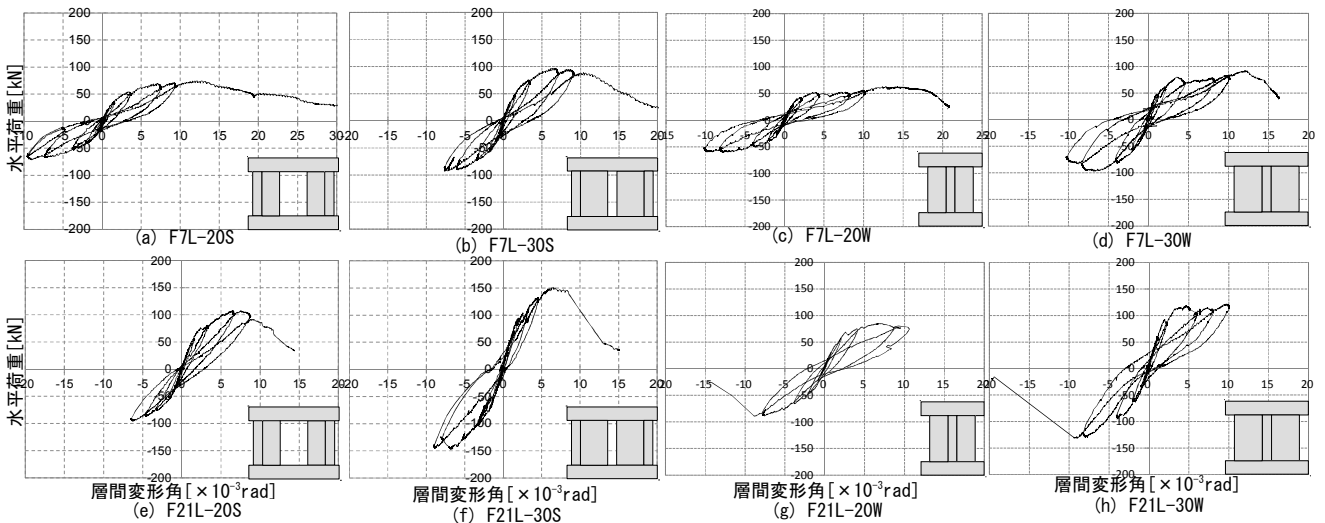


図-4 水平荷重-層間変形角関係

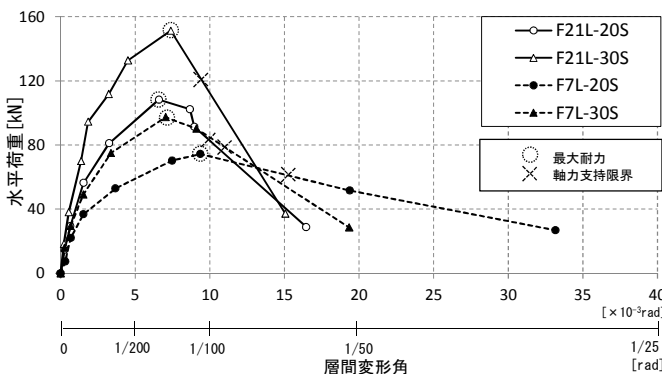


図-5 片側袖壁付き柱試験体の水平荷重-層間変形角関係の包絡線

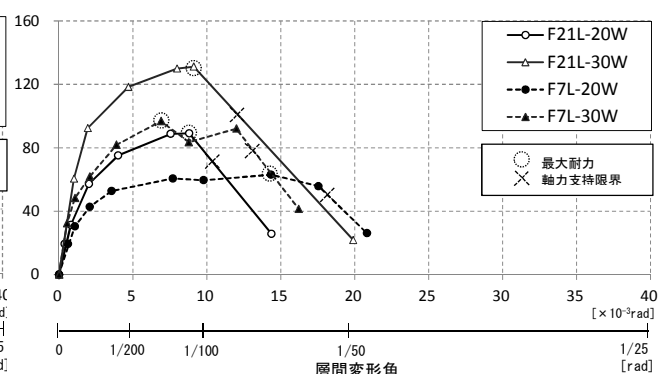


図-6 両側袖壁付き柱試験体の水平荷重-層間変形角関係の包絡線

表-5 最大耐力に対する実験値および計算値一覧

試験体名	実験値 [kN]	破壊 モード	曲げ耐力				せん断耐力							
			曲げ略算式 ³⁾		曲げ終局強度式 ¹⁵⁾		大野・荒川min式 ³⁾		山本提案式 ⁵⁾ (荒川)		分割累加式 ¹⁶⁾		山本提案式 ⁵⁾ (分割)	
			計算値 [kN]	実験値/ 計算値	計算値 [kN]	実験値/ 計算値	計算値 [kN]	実験値/ 計算値	計算値 [kN]	実験値/ 計算値	計算値 [kN]	実験値/ 計算値	計算値 [kN]	実験値/ 計算値
F21L-20S	108.2	せん断	73.3	1.48	152.6	0.71	98.5	1.10	-	-	103.6	1.04	-	-
F21L-30S	151.2	せん断	107.8	1.40	221.5	0.68	127.2	1.19	-	-	139.6	1.08	-	-
F7L-20S	74.4	せん断	66.2	1.12	129.9	0.57	80.5	0.92	75.1	0.99	81.6	0.91	76.8	0.97
F7L-30S	97.3	せん断	96.5	1.01	198.9	0.49	103.0	0.94	90.7	1.07	106.6	0.91	95.3	1.02
F21L-20W	89.1	せん断	71.7	1.24	129.9	0.69	78.3	1.14	-	-	88.6	1.01	-	-
F21L-30W	131.2	せん断	120.5	1.09	189.2	0.69	99.5	1.32	-	-	112.1	1.17	-	-
F7L-20W	63.0	せん断	58.4	1.08	113.7	0.55	61.5	1.02	51.2	1.23	66.5	0.95	56.2	1.12
F7L-30W	96.8	せん断	96.3	1.01	188.7	0.51	82.1	1.18	64.6	1.50	87.0	1.11	70.0	1.38

[注] ■■■■ : せん断耐力式による計算の最小値

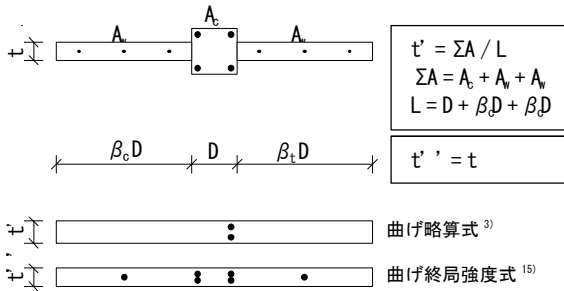


図-7 曲げ耐力式のモデル概念図

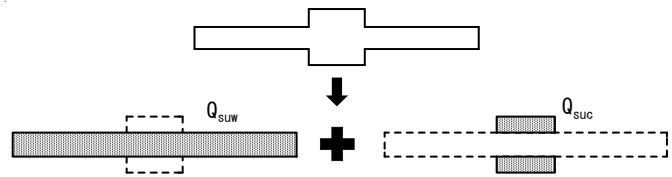


図-8 せん断耐力式のモデル概念図 (分割累加式¹⁶⁾)

れているのに対して、曲げ終局強度式では、引張側となる袖壁の鉄筋を考慮できる。そのため、比較的袖壁の長い本実験の試験体では、曲げ略算式と比較して曲げ終局強度式の方が曲げ耐力を適切に評価できると考えられる。

せん断耐力については、大野・荒川 min 式を用いた場合、普通強度試験体では、すべての試験体で実験値が概ね精度よく評価できた。低強度試験体では、片側袖壁付き柱試験体で、計算値が実験値を上回り危険側の評価となった。両側袖壁付き柱試験体では、概ね精度よく評価できた。山本提案式を用いた場合は、片側袖壁付き柱試験体では、実験値の推定精度は改善したが、両側袖壁付き柱試験体では、実験値が計算値の 1.23 および 1.50 倍と大きく上回る結果となった。

分割累加式を用いた場合、普通強度試験体では、すべての試験体で大野・荒川 min と比較して精度よく評価できた。低強度試験体では、両側袖壁付き柱試験体 F7L-30W 以外の試験体 F7L-20S, F7L-30S, F7L-20W では、計算値が実験値を上回り危険側の評価となった。山本提案式を用いることで、この 3 体の推定精度が改善されたが、試験体 F7L-30W では、実験値が計算値の 1.38 倍と大きく上回る結果となった。

低強度コンクリートを用いた RC 梁・柱の場合、既往のせん断耐力算定式では耐力の過大評価、すなわち危険側の評価となる場合が多く報告^{10),12),14)}されているが、本実験では低強度試験体においては一部の袖壁付き柱試験体で安全側の評価となった。これは、それらの試験体において、前報で報告した壁の水平方向の帯状の圧壊¹¹⁾が発生しなかったことが原因の一つと考えられるが、今

後検討する必要がある。

5. まとめ

本研究では、低強度コンクリートを用いた袖壁付き RC 柱の破壊性状を部材実験により検討した。その結果をまとめれば、おおそ以下ようになる。

- 1) 本実験の範囲では、すべての袖壁付き柱試験体がせん断破壊となった。
- 2) 普通強度試験体では、大きなひび割れが集中して発生するのに対し、低強度試験体では、細かなひび割れが多数、また鉄筋に沿った付着ひび割れが発生した。
- 3) 低強度試験体では、普通強度試験体と比べると、最大耐力以降の耐力低下が緩やかである。
- 4) 低強度コンクリート試験体では、すべての試験体の壁にコンクリートの圧壊が発生した。
- 5) せん断耐力式として、大野・荒川 min 式および分割累加式を用いた場合、両式ともに普通強度試験体では概ね精度よく安全側に評価できたが、低強度試験体では一部の試験体が危険側の評価となった。また、山本提案式を用いることで、低強度試験体の実験値の推定精度が改善した。

以上のように、低強度コンクリート構造物の耐震診断において、袖壁付き柱の耐力は、コンクリート強度を適切に入力すれば、既往の耐力評価式を準用して、ある程度の精度で評価可能であると考えられる。なお、低強度コンクリート構造物の取り扱い全般については、さらにデータを蓄積して検討する必要がある。

謝辞

本研究に際し、服部宏己先生(岐阜市立女子短期大学)、石田徹君(三重大学大学院生)、和藤浩氏、新美治利氏(いずれも三重大学技術専門員)のご助力を得た。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 中濱貴生，畑中重光：三重県内における既存 RC 造学校施設のコンクリート強度の分布に関する調査研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.635-636，2005.9
- 2) 坂巻健太，広沢雅也，清水泰，周建東：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.801-804，2001.9
- 3) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001.10
- 4) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針 同解説，2001.10
- 5) 山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，J.F.トンプソン：低強度コンクリート中における接着系アンカー筋の荷重伝達能力，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.553-558，2000
- 6) 市橋重勝，山本泰稔，片桐太一，秋山友昭，ジム・トンプソン：低強度コンクリートに装着した接着系あと施工アンカー筋の挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.397-407，2000.9
- 7) 社団法人日本コンクリート工学協会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会，低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2009.2
- 8) 社団法人日本コンクリート工学協会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会，低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2010.7
- 9) 岸田幸治，田村耕一，三島直生，畑中重光：低

強度コンクリートで造られた RC 建築物の耐震診断に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1291-1296，2008

- 10) 大石祐太，三島直生，畑中重光：低強度コンクリート RC 柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.889-894，2011
- 11) 高橋朋幹，古澤祥一，畑中重光，三島直生：低強度コンクリートが使用された片側袖壁付き RC 柱の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.889-894，2012
- 12) 永坂具也，東城正晃，大川善丈：極低強度コンクリートの用いられた RC 短柱の耐力と変形能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.157-160，2005.9
- 13) 伊藤嘉則，槇谷榮次，沢崎詠二：種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.613，pp.97-104，2007.3
- 14) 川上裕佳，高月行治，藤原顕太郎，根口百世，南宏一：低強度コンクリート部材の耐震性能評価に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.333-342，2007.8
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.56-58，1987
- 16) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No3，pp.115-120，2008
- 17) 金紅日，芳村学，中村孝也，保木和明：古い鉄筋コンクリート柱の耐震性に及ぼす袖壁の影響，日本建築学会構造系論文集 第73巻 第633号，2001-2008，2008，11
- 18) 荒木秀夫，家形徹，宮原憲之：丸鋼を用いた袖壁付き低強度コンクリート柱の耐震性能評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.877-882，2012