

# 論文 低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状に関する実験的研究

村上 恵都子\*1・増田 安彦\*2・田才 晃\*3・楠 浩一\*4

要旨：  $f_c=11\text{ N/mm}^2$  程度の低強度コンクリートを用いたせん断破壊型 RC 柱に関する破壊性状を検証するため、比較的高い軸力下でシアースパン比をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体は柱のシアースパン比の異なる3体とした。せん断スパン比 3.13 の基準試験体を1体、基準試験体よりも内法高さの低い試験体が2体、計3体の試験体を作成した。実験結果から低強度コンクリートを使用したせん断破壊型 RC 柱試験体は、シアースパン比が大きくなるほど、文献<sup>3)</sup>によるトラス機構により、コンクリートの圧壊がフープの降伏より先に生じる傾向が見られる。

キーワード：低強度コンクリート，シアースパン比，コンクリートの圧縮応力，せん断強度

## 1. はじめに

既存建築物の耐震診断基準<sup>1)</sup>では、コンクリートの強度の下限値を  $13.5\text{ N/mm}^2$  とし、それ以下（以下、低強度コンクリートという）は耐震診断・耐震補強の対象外としている。しかし、現在、低強度コンクリートによる建物が今なお存在し、その機能の維持を強く求められるケースが存在する。従って、低強度コンクリート部材の破壊性状を解明することは、耐震診断・耐震補強を行う上で重要であると考えられる。

以上を踏まえ、本実験では、せん断破壊を想定した柱のシアースパン比の異なる低強度コンクリート RC 造柱を3体作製した。それに対し、シアースパン比をパラメータとした静的加力実験を行い、実験結果から低強度コンクリート RC 造柱の破壊性状の検討を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

柱試験体諸元を表 1 に、試験体配筋図を図 1 に示す。柱試験体は、シアースパン比をパラメータとした内法高さ 700mm の極脆性柱(LcFS00)・内法高さ 1000mm・1250mm のせん断柱（それぞれ、LcFM00・LcFH00 とする）の3体とした。

スケールは実大の 50% 程度とし、試験区間の断面は全試験体共に  $400 \times 400\text{ mm}$  とした。配筋は、LcFS00 では主筋を 8-D13 (SD295) とし、せん断補強筋は 2-D6@75 (SD295) とした。LcFM00 では主筋は 12-D16 (SD295) とし、せん断補強筋は 2-D10@150 (SD295) とした。LcFH00 では主筋は 12-D19 (SD295) とし、せん断補強筋は 2-D10@150 (SD295) とした。

表 1 試験体諸元

試験体	b × D (mm)	h <sub>0</sub> (mm)	主筋 (SD295)	フープ (SD295)	h <sub>0</sub> /D	軸力比
LcFS00	400 × 400	700	8-D13 Pt=0.24(%)	2-D6@75 Pw=0.21(%)	1.75	0.36
LcFM00		1000	12-D16 Pt=0.50(%)	2-D10@150 Pw=0.24(%)	2.50	
LcFH00		1250	12-D19 Pt=0.72(%)	2-D10@150 Pw=0.24(%)	3.13	

b: 柱幅 D: 柱全せい h<sub>0</sub>: 柱内法高さ : N/bDF<sub>c</sub>

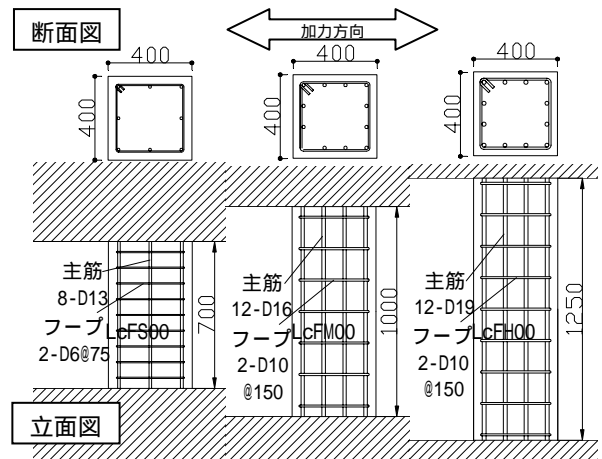


図 1 試験体配筋図

### 2.2 材料特性

コンクリートは  $F_c=10\text{ N/mm}^2$  の普通コンクリートとした。水セメント比が 100% を超える今回のコンクリートでは、無対策で打ち込むと骨材分離が生じ、ブリージングも激しく生じる。これを防止するため、混和材として粒径がセメントよりやや小さい石灰石粉を用い、適度なコンシステンシーと所要の圧縮強度が得られるような調合とした。表 2 に材料特性を示す。

なお、材料試験結果におけるコンクリートの圧縮強度は、打設してから十分な時間が経過しており、ほぼ一定

\*1 横浜国立大学 大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

\*2 (株)大林組 技術研究所 (正会員) \*3 横浜国立大学 大学院 工学研究院 教授 (正会員)

\*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 (正会員)

の値  $B=11\text{N/mm}^2$  を示した。また、鉄筋 D6 全ての供試験体と D10 の一部の供試験体においては、引張試験の際に明確な降伏歪が現れなかったため、0.2% オフセット降伏点を用いている。さらに表中の破断歪は破断伸びのことである。

表 2 材料特性

試験体	材齢	コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
LcFS00	111	11.4	$16.2 \times 10^3$
LcFM00	98	11.2	$16.5 \times 10^3$
LcFH00	88	11.1	$17.9 \times 10^3$

鉄筋種	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	破断歪 (%)
D6(SD295)	$1.80 \times 10^5$	338	0.39	494	14.9
D10(SD295)	$1.81 \times 10^5$	365	0.34	526	19
D13(SD295)	$1.81 \times 10^5$	357	0.22	509	20.3
D16(SD295)	$1.83 \times 10^5$	341	0.19	483	21
D19(SD295)	$2.07 \times 10^5$	340	0.23	526	17.2

### 2.3 加力方法

加力は図 2 に示す加力装置を用いて行った。試験体に定軸力(軸力比 = 0.36)を載荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称曲げを加える、静的正負交番繰り返し載荷とした。加力履歴は各試験体とも、まず荷重制御で載荷パス  $\pm 100\text{kN}$  を目標とし、その後は変形制御として層間変形角  $R=\pm 1/2000$ ,  $R=\pm 1/1000$  (rad) を 1 サイクル,  $R=\pm 1/500$ ,  $R=\pm 1/250$ ,  $R=\pm 1/150$ ,  $R=\pm 1/83$ ,  $R=\pm 1/50$ ,  $R=\pm 1/25$  (rad) を 2 サイクルとし、載荷を行った。ピーク時の荷重が最大耐力の 80% 以下となったサイクルの正負 1 回目のサイクル後、軸力保持限界に至るまで水平加力を行った。

測定項目は、水平荷重、水平変形、鉛直変位、全体および部分の曲げとせん断変形および鉄筋歪とした。

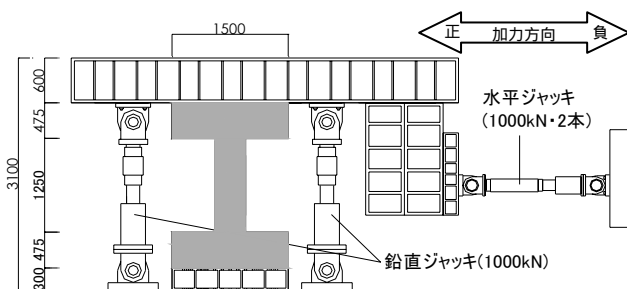


図-2 加力装置図

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊経過

図-3 に水平力 - 水平変形関係を、図-4 に水平力 - 水平変形の包絡線図を示す。なお、図-3 のグラフ中の直線は P- 効果を考慮した補正直線である。

図-3 中に示した写真から、全ての試験体において、最大耐力近傍では、せん断ひび割れが確認された。

また、図-4 より、最大耐力時の層間変形は全ての試験体においてほぼ同程度であったが、終局部材角はシアースパン比が大きくなるほど増加する傾向にあった。

以下に各試験体それぞれの傾向を述べる。

〔LcFS00〕LcFS00 は、 $R=\pm 1/2000$ (rad.)サイクルで曲げひび割れ、 $R=\pm 1/1000$ (rad.)サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R=\pm 1/250$ (rad.)サイクル中、柱せいの中央位置に縦ひび割れが発生した。 $R=- 1/500$ (rad.)、 $R=+ 1/250$ (rad.)サイクルで最大耐力に達した。なお、 $R=\pm 1/250$ (rad.)サイクルで主筋の圧縮降伏が確認された。 $R=\pm 1/150$ (rad.)サイクルでフープの降伏が生じ、ピーク時の荷重が最大耐力の 80% 以下となり、柱頭・柱脚のせん断ひび割れが、また、柱中央部の縦ひび割れが共に顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らなかった。ひびわれの発生状況、最大耐力時以降の耐力低下が著しいこと、最大耐力以前に主筋の降伏がそれほど見られなかったことから、せん断で最大耐力となり、最大耐力以降の水平力の繰り返し載荷によってさらにせん断破壊が進み、最終破壊モードはせん断破壊となったと考えられる。

〔LcFM00〕LcFM00 は、 $R=\pm 1/1000$ (rad.)サイクルで曲げひび割れ、 $R=\pm 1/250$ (rad.)サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R=- 1/500$ (rad.)、 $R=+1/250$ (rad.)サイクルで最大耐力に達し、 $R=\pm 1/150$ (rad.)サイクルで主筋配列面に沿う付着ひび割れが発生した。なお、 $R=- 1/250$ (rad.)、 $R=+1/150$ (rad.)サイクルで主筋の圧縮降伏が生じた。 $R=\pm 1/83$ (rad.)サイクルでピーク時の荷重が最大耐力の 80% 以下となり、柱頭・柱脚のせん断ひび割れが、また、主筋配列面に沿う付着ひび割れが共に顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らなかった。最大耐力近傍のひび割れの発生状況、最大耐力以前に主筋の降伏が見られなかったことから、せん断で最大耐力となったと考えられる。ただし、最大耐力以降の水平力の繰り返し載荷によって付着破壊が起こり、最終破壊モードは、せん断破壊と付着破壊の混合的な破壊となったと思われる。

〔LcFH00〕LcFH00 においては、加力中のトラブルから、LcFH00 は層間変形角  $R=1/250$  サイクルまでは、全てのサイクルにおいて、予定していた層間変形角に対して 3 分の 4 倍した値が目標値となった。以後、実際に加力した層間変形角を用いて記述する。

LcFH00 は、 $R=\pm 1/750$  (rad.)サイクルで曲げひび割れ、 $R=\pm 1/375$  (rad.)サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R=\pm 1/188$  (rad.)サイクルで最大耐力に達した。 $R=- 1/150$ (rad.)、 $R=+ 1/83$ (rad.)サイクルでピーク時の荷重が最大耐力の 80% 以下となり、柱頭・柱脚のせん断ひび割れが、また、主筋配列面に沿う付着ひび割れが共に顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らなかった。なお、加力終了時まで、主筋・フープの降伏は確認されなかった。

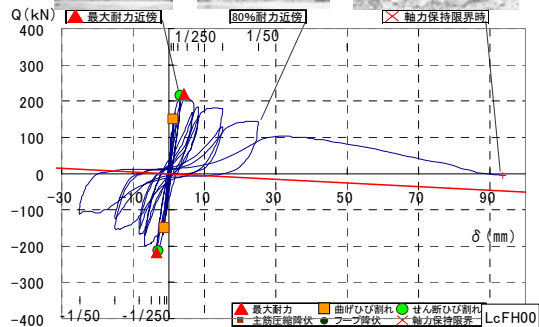
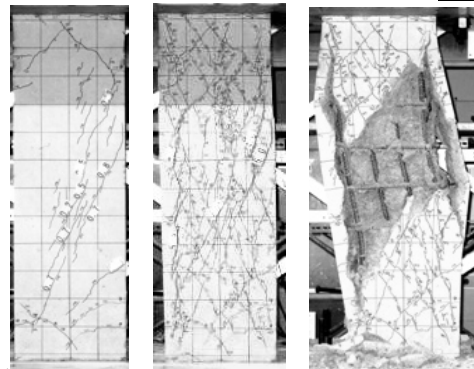
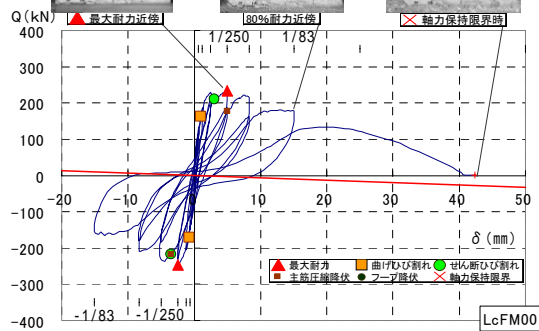
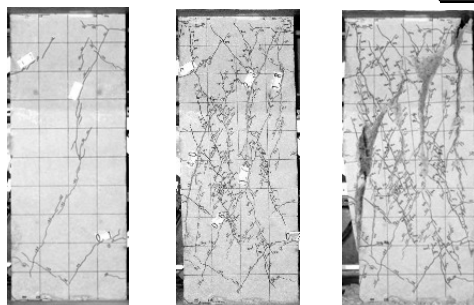
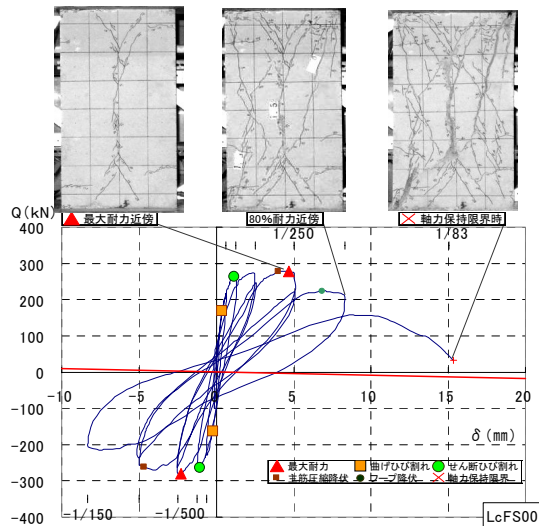


図 3 水平力 - 水平変形関係

最大耐力近傍のひびわれの発生状況，最大耐力以前に主筋の降伏が見られなかったことから，せん断で最大耐力となったと考えられる。ただし，最大耐力以降の水平力の繰り返し载荷によって付着破壊が起こり，最終的にはせん断破壊と付着破壊の混合的な破壊となったと思われる。

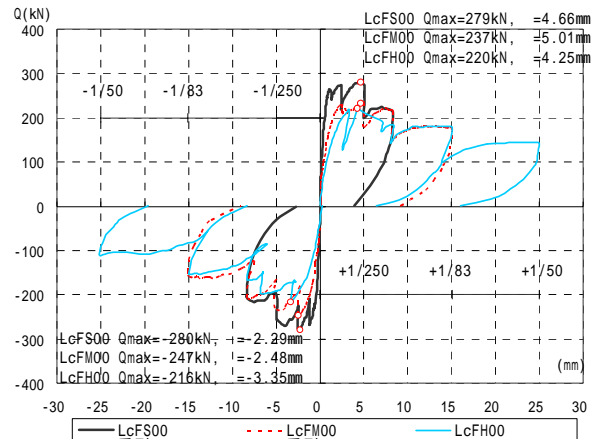


図 4 水平荷重 - 水平変形関係の包絡線

### 3.2 水平力 - 水平変形量関係

各試験体に設置した変位計の変形量より，曲げ・せん断変形量を算出した。

図-5 に各試験体の曲げ，せん断変形量の算出方法を，図-6 に各試験体の曲げ-せん断変形量の割合を示す。

図-6 においては，最大耐力時以降は損傷が著しく進展するため，最大耐力となるサイクルまでの変形量を示している。以下に各試験体それぞれの傾向を述べる。

〔LcFS00〕LcFS00 においては，最大耐力となるサイクルまでせん断変形成分が大半を占めている。また，変形が進むにつれてせん断変形の割合が増加していく傾向が見られる。最大耐力時の  $R = +1/250(\text{rad.})$  では曲げ変形成分が 13.1%程度，せん断変形成分が 87.8%程度であり， $R = -1/500(\text{rad.})$  では，曲げ変形成分が 16.1%程度，せん断変形成分が 73.9%程度であった。

〔LcFM00〕LcFM00 においては，最大耐力に至るまでは曲げ変形成分の割合はほぼ一定で 50%程度を占めている。最大耐力時の  $R = +1/250(\text{rad.})$  では曲げ変形成分が 26.3%程度，せん断変形成分が 70.9%程度であり， $R = -1/500(\text{rad.})$  では，曲げ変形成分が 54.4%程度，せん断変形成分が 39.4%程度であった。

〔LcFH00〕LcFM00 においては，最大耐力に至るまで曲げ変形成分が 50%程度を占めているという傾向があった。最大耐力時の  $R = +1/250(\text{rad.})$  では曲げ変形成分が 30.5%程度，せん断変形成分が 63.0%程度であり， $R = -1/500(\text{rad.})$  では，曲げ変形成分が 57.2%程度，せん断変形成分が 39.0%程度であった。

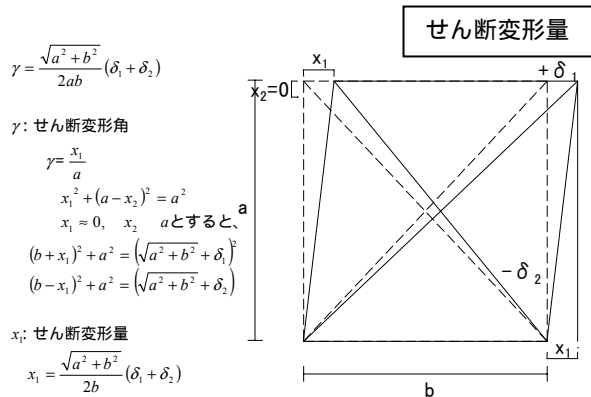
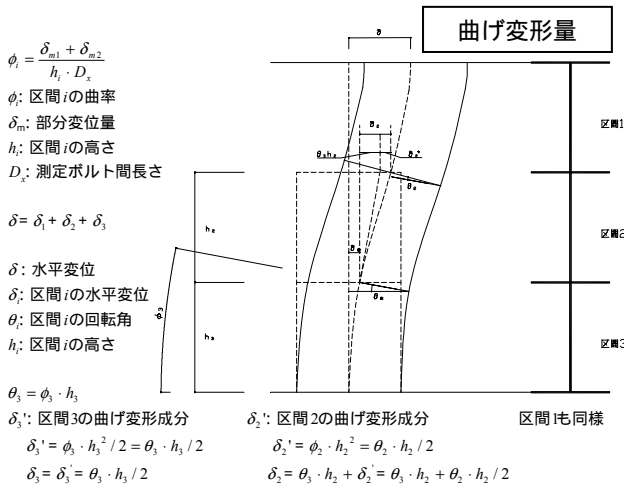


図 5 曲げ，せん断変形量の算出法

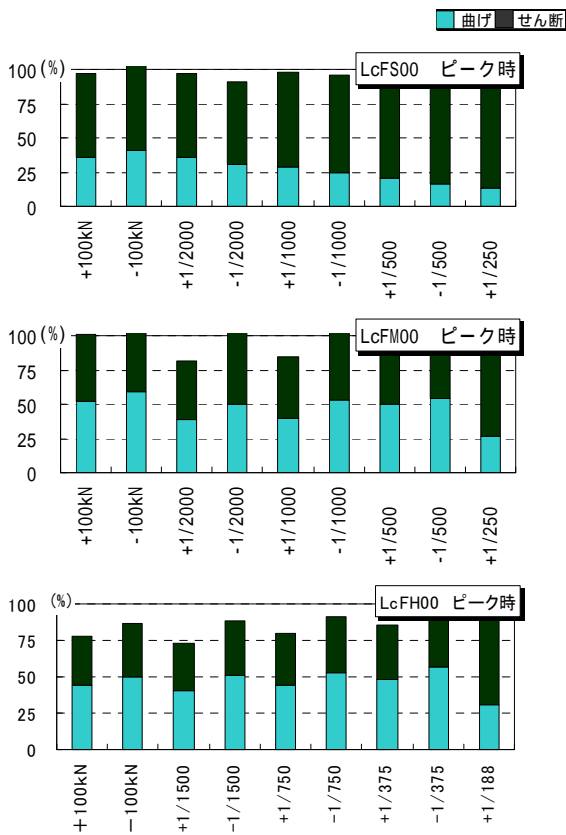


図 6 曲げ - せん断変形量の割合

### 3.3 トラス機構によるコンクリートの圧縮応力の検討

3.1 破壊経過のひび割れ発生状況から，また，3.2 の曲げ・せん断変形量の割合から，全ての試験体において，破壊モードはせん断破壊と考えられる。しかし，図-3より，最大耐力近傍でフープの降伏は見られなかった。従って，文献<sup>3)</sup>のトラス機構によるコンクリートの圧縮スラットの破壊によりせん断破壊が生じた可能性があり，トラス機構によるコンクリートの圧縮応力の検討を行った。

図-7 にトラス機構によるコンクリートの圧縮応力の求め方を，図-8 に主筋付着力とコンクリートの圧縮力のなす角度 (tan )と層間変形角の関係を，図-9 にコンクリートの圧縮応力と層間変形角の関係を示す。コンクリートの圧縮応力は，文献<sup>3)</sup>によるトラス機構のせん断応力伝達機構を参考に算出した。

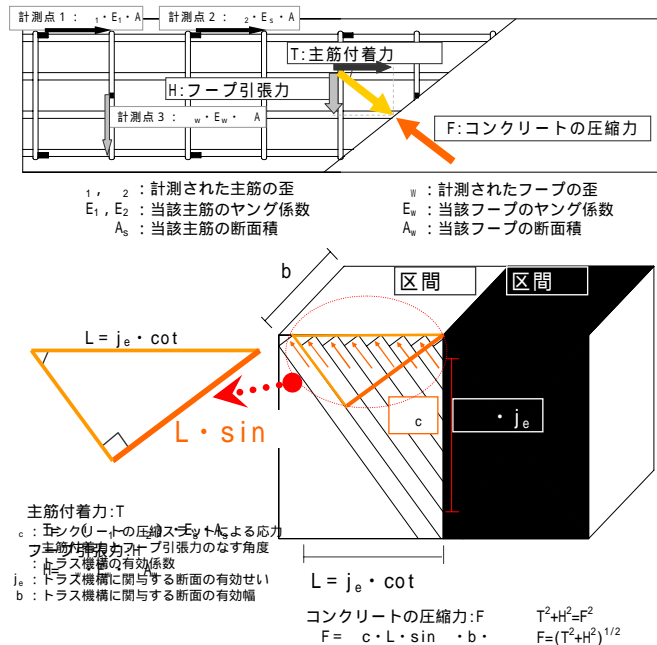


図 7 コンクリートの圧縮スラットの算出法

主筋の付着力 T は，図-7 中の計測点 1・2 で求まる主筋引張力の差で，圧縮領域に配される主筋の総和である。フープの引張力 H は，計測点 3 により求まる値で，L 中に配されるフープの総和である。圧縮スラットの角度は，計測区間で一定であると仮定し，主筋の付着力 T とフープ引張力 H の合力とコンクリートの圧縮力 F が釣り合っていると考え， $c$  を求めた。

$$c = F / (L \cdot \sin \cdot b \cdot ) = F / (j_e \cdot \cot \cdot \sin \cdot b \cdot ) = F / (j_e \cdot \cos \cdot b \cdot )$$

また，図中に示す区間で計測された主筋の歪を用いてコンクリートの圧縮応力を算出している。

図 8 より，すべての試験体において，最大耐力時に tan の値とコンクリートの圧縮スラットが負担するせ

せん断力の値は最大となった。その破壊時のコンクリートの圧縮応力度  $\sigma_c$  は、図-9,よりすべての試験体において文献<sup>3)</sup>によるコンクリート有効圧縮強度  $0.6 \sigma_B = 6.8(N/mm^2)$ と比べて低かった。

以上より、各試験体において最大強度時にコンクリートの圧縮スラットがせん断力を負担したため、フープが降伏する前にコンクリートの圧壊が生じたと考えられ、また、低強度コンクリートにおいてはコンクリートの有効圧縮係数が0.6よりも小さくなると推測される。

以下に各試験体それぞれの傾向を述べる。

〔LcFS00〕LcFS00において、 $\tan \theta$  は共に、 $1/2000(\text{rad.})$ から最大強度時まで増加した。最大耐力時、 $\sigma_c = 3.6 < 0.6 \sigma_B = 6.8(N/mm^2)$ であった。

〔LcFM00〕LcFM00において、 $\tan \theta$  は最大耐力時直前のサイクルまでほぼ一定の値をとり、最大耐力時に急激に増加した。また、試験体の上下部分よりも中央部の方がその値は大きく、最大耐力時にトラス機構が成立したと考えられる。最大耐力時、 $\sigma_c = 3.4 < 0.6 \sigma_B = 6.8(N/mm^2)$ であった。

〔LcFH00〕LcFH00において、 $\tan \theta$  は最大耐力時直前のサイクルまでほぼ一定の値をとり、最大耐力時に急激に増加した。また、試験体の上下部分よりも中央部の方がその値は大きかったといえる。従って、最大耐力時にトラス機構が成立したと考えられる。最大耐力時、 $\sigma_c = 5.13 < 0.6 \sigma_B = 6.8(N/mm^2)$ であった。

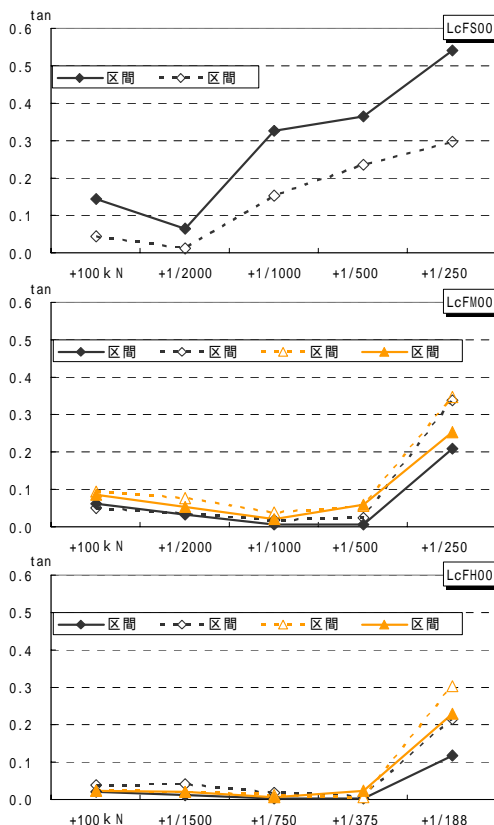


図 8 主筋付着力とコンクリート圧縮力のなす角度 ( $\tan \theta$ ) 計算値を大きく上回る結果であった。ここで、 $V_u$  は文献

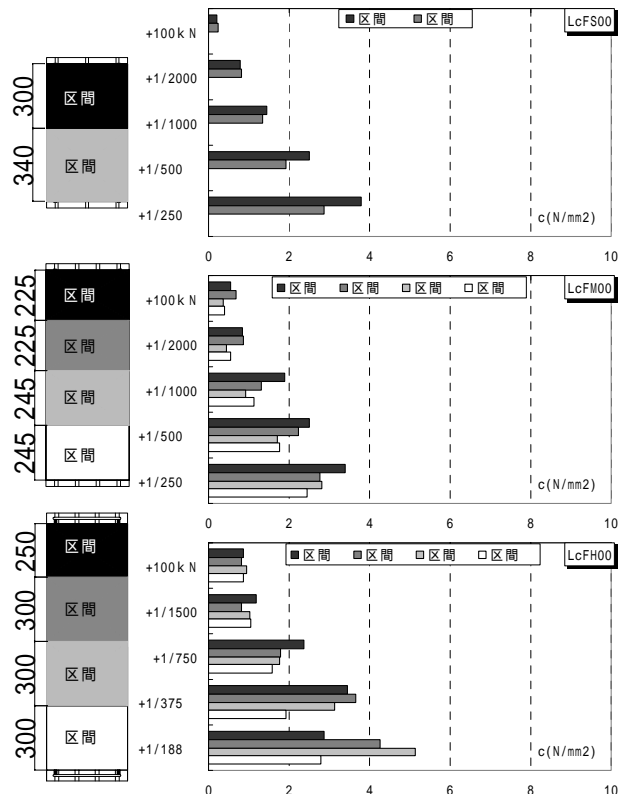


図 9 トラス機構によるコンクリートの圧縮応力度

LcFM00・LcFH00 は、 $\tan \theta$  - 層間変形角、 $\sigma_c$  - 層間変形角において、共に似たような傾向を示した。この二つの試験体を比較すると、シアースパン比が大きくなるほど最大耐力時の  $\sigma_c$  は大きくなった。また、シアースパン比が大きくなるほど、最大耐力時直前のサイクルまでの  $\tan \theta$  の値は 0 に近い値でほぼ一定化するのではないかと考えられる。

以上より、低強度コンクリートせん断破壊型 RC 造柱は、鉄筋に比べてコンクリートの圧縮強度が小さいため、比較的せん断補強筋比の値が小さい場合でも、フープの降伏よりもコンクリートの圧壊が先行し、せん断で最大耐力となることが推測される。また、シアースパン比が大きくなるほどその傾向は現れると考えられる。

### 3.4 耐力評価

表 4 に材料試験値を用いて求めた各計算耐力を、図 10 に実験値 計算値比較の図を示す。

せん断耐力の比較に用いた式は、荒川 min 式、文献<sup>3)</sup>によるせん断強度式、および文献<sup>3)</sup>による付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度式である。

実験値の最大強度は荒川 min 式によるせん断強度  $Q_{sumin}$  の計算値と比較的良好一致しているが、シアースパン比が大きくなるほど計算値を下回る傾向がある。一方、 $V_u$  の計算値と比較すると、全ての試験体において実験値は

3)に従い、 $V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$ とした、LcFS00は $V_{u1}$ が、LcFM00・LcFH00は $V_{u2}$ が最小であったが、フープ降伏前にせん断破壊したことを考慮して表4には $V_{u3}$ も示している。

図10および表4より、低強度コンクリートを用いたシアースパン比が大きい柱のせん断耐力は、必ずしも既往の耐力式で評価できるとは限らないと考えられる。

以下に各試験体それぞれの傾向を述べる

〔LcFS00〕LcFS00は、ひび割れ状況や最大耐力後せん断変形量が増加する傾向にあったこと、最大耐力がRC

規準の荒川min式によるせん断強度 $Q_{sumin}$ を上回ったこと、および3.1の破壊経過から破壊性状はせん断破壊と判定した。

〔LcFM00〕および〔LcFH00〕LcFM00およびLcFH00は、ひび割れ状況や最大耐力後せん断変形量が増加する傾向にあったこと、最大耐力はRC規準の荒川min式を超えなかったが文献<sup>3)</sup>によるせん断信頼強度 $V_u$ を上回ったことから、最大耐力時フープの降伏はみられなかったがトラス機構によるコンクリートの圧縮スラットの破壊によってせん断破壊が進んだと考えられる。3.1の破壊経過と併せて、破壊性状はせん断破壊と判定した。

表4 実験結果 - 計算値

試験体		実験値			
		exp $Q_{max}$ (kN)	exp $R_{max}$ (rad.)	exp $Q_{80\%}$ (kN)	exp $R_{80\%}$ (rad.)
LcFS00	正	+279.14	+1/250	+207.64	+1/50
	負	-280.36	-1/500	-207.16	-1/150
LcFM00	正	+234.00	+1/250	+176.66	+1/83
	負	-247.172	-1/500	-157.62	-1/83
LcFH00	正	+219.60	+1/250	+178.36	+1/83
	負	-216.43	-1/250	-165.92	-1/150

試験体		計算値						
		$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{sumin}$ (kN)	$V_{u1}$ (kN)	$V_{u2}$ (kN)	$V_{u3}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$Q_{bu}$ (kN)
LcFS00	正	364.3	261.1	196.4	197.2	248.6	196.4	275.2
	負							
LcFM00	正	341.6	252.0	189.5	177.0	208.3	177.0	258.6
	負							
LcFH00	正	333.9	239.9	200.9	180.4	212.9	180.4	249.4
	負							

exp $Q_{max}$ : 最大耐力 exp $R_{max}$ : 最大耐力時の層間変形角  
 exp $Q_{80\%}$ : 最大耐力の80%耐力以下時の強度  
 exp $R_{80\%}$ : 最大耐力の80%耐力以下時の層間変形角  
 $Q_{mu}$ : RC規準による曲げ強度  $Q_{sumin}$ : 荒川min式によるせん断強度  
 $V_{u1-u3}$ : 文献<sup>3)</sup>によるせん断信頼強度  $V_u$ : 文献<sup>3)</sup>による $\min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$   
 $Q_{bu}$ : 文献<sup>3)</sup>による付着強度

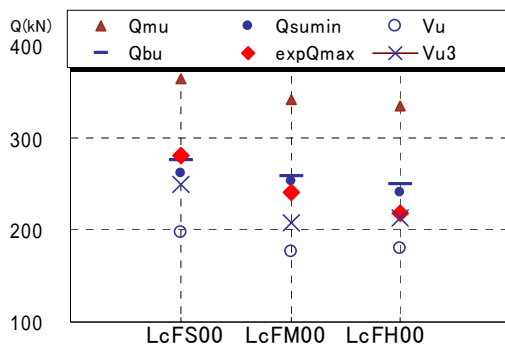


図10 実験値-計算値比較

#### 4.まとめ

比較的高い軸力下でせん断余裕度0.7~0.8程度のせん断破壊を想定した低強度コンクリート造RC柱の静的加力実験により以下の知見を得た。

- 1) 最大耐力時の層間変形は全ての試験体においてほぼ同程度であったが、終局部材角はシアースパン比の増加に伴い増加した。
- 2) LcFS00はRC規準の荒川min式の計算値を上回り、LcFM00・LcFH00は下回ったが、その差は小さかった。
- 3) 低強度コンクリートを用いたシアースパン比が大きい柱のせん断耐力は、必ずしも既往の耐力式で評価できるとは限らないと考えられる。
- 4) 全試験体において最大耐力時にフープの降伏は見られなかったが、トラス機構によるコンクリートの圧縮スラットの破壊によって最大耐力に達したと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 既存建築物の耐震診断・耐震補強設計マニュアル 2003年版 増補版 2007年 平成19年12月
- 2) 水野 生, 安岡 威, 増田 安彦, 田才 晃: 低強度コンクリートRC柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp1153-1158, 2006
- 3) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 1999年8月