

論文 低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維巻き付け補強による補強効果

根口 百世^{*1}・高月 行治^{*2}・塚越 英夫^{*3}・南 宏一^{*4}

要旨：本論では、低強度コンクリート RC 柱に対する炭素繊維巻き付け補強の補強効果を調べた。主な実験変数は、コンクリート強度、主筋種別、引張鉄筋比、作用軸力比および炭素繊維補強量である。実験の結果、炭素繊維巻き付け補強の効果は、異形鋼主筋の場合に対してより顕著に示されたが、丸鋼主筋の場合でも、高圧縮力に対する軸力保持能力の改善効果が得られることを示した。また、無補強柱および補強柱の終局耐力はいずれも主筋のすべりを考慮した塑性理論で求められることを示した。さらに、炭素繊維巻き付け補強による拘束効果について、既往の提案式が低強度コンクリートに対しても適用できることを示した。

キーワード：LSC, 丸鋼, 炭素繊維巻き付け補強, 終局せん断耐力, 塑性理論

1. はじめに

コンクリート圧縮強度が 13.5 N/mm² 未満のコンクリート [以下, 低強度コンクリート(Low Strength Concrete)といい, LSC と略す] の既存鉄筋コンクリート造建物の存在が顕在化していくにつれて, LSC に関する研究の重要性も増してきている。LSC に関する研究は近年増加の傾向にあるが, (社) 日本コンクリート工学協会中国支部に設置された『低強度コンクリートに関する特別研究委員会』¹⁾では, LSC について組織的に実験研究が進められた初めての委員会であると思われる。

本論では, 上記委員会で実施された 36 体の LSC 柱に関する実験研究の中から, 丸鋼および異形鋼を主筋とする LSC 無補強柱および炭素繊維巻き付け補強 [以下, CF 補強という] 柱の実験に関して, 破壊性状および終局耐力の評価方法に関して検討を行い, LSC に対する CF 補強の補強効果について述べる。

2. 実験計画

コンクリート圧縮強度が 5 N/mm² 級および 10 N/mm² 級のコンクリートを用いた柱試験体 [柱断面 300×300 mm², 内法高さ 900 mm] を 10 体製作する。

表-1 に示されるように, コンクリート強度, 軸力比, 作用軸力比, 引張鉄筋比, 補強量を実験変数とし, 無補強試験体 4 体, CF 補強試験体 6 体について実験を行った。せん断補強筋は, 全試験体とも 2-D6 @100 で配筋し, せん断補強筋比は $p_w=0.21\%$ とした。また, 全試験体とも, せん断破壊が先行するように計画した。図-1 は, CF 補強試験体の形状寸法の例を示したものである。

既存建築物の柱は, 設計段階から LSC となるように意図して作られたものではなく, 何らかの原因で LSC になったと考えられることから, 柱材に作用する軸力比は,

コンクリート強度が小さくなるほど大きくなるといえる。また, 地震時には, さらに高軸力を受けることも考えられるため, 軸力比 0.8 の高軸力比の実験も行う。

LSC となっている学校校舎には, 丸鋼を用いられたものも多いことから, 主筋に丸鋼 [16φ または 13φ] を用いていることが, 本実験の特徴として挙げられる。ただし, せん断補強筋については, 材料の入手が困難であったため, 異形鉄筋 D6 を用いた。主筋の定着は, 主筋の上下端の定着部を介して行った。

3. 使用材料

コンクリートの調合設計式は, No.8 および No.12~16 は式(1)で, その他は式(1)を修正した式(2)を用いた。この調合の特徴は石粉 [CaCO₃] によって強度の調整を行うことであり, 一般的な調合設計式で用いるセメント水比の代わりに, 水結合材比 [セメント+CaCO₃] を用い, その値を 65 %, 単位水量 210.0 kg/m³ と固定していることである。

$$\sigma_B = 17.919 \cdot C/W - 2.6371 \quad (1)$$

$$\sigma_B = 16.342 \cdot C/W - 3.3919 \quad (2)$$

ここに, σ_B : コンクリート圧縮強度 [N/mm²]

C: 単位セメント量 [kg/m³]

W: 単位水量 [kg/m³]

上式を用いた調合例を表-2 に示す。表-3 に鉄筋の機械的性質を示し, 図-2 に, 各材料の応力度-ひずみ度関係の例を示す。

4. 載荷方法

載荷は建研式載荷装置を用い, 制御方法は, 柱材の水平変位を材長 900mm で除した変位部材角 R による変位制御によって行った。0.2×10⁻²rad の変位部材角で正負 2

*1 福山大学 南研究室 修士 (工学) (正会員)

*2 広島県東部生コンクリート協同組合

*3 清水建設 (株) 技術研究所 工博 (正会員)

*4 福山大学 工学部建築・建設学科 教授 工博 (正会員)

表-1 実験変数

No.	試験体名	σ_B [N/mm ²]	主筋	軸力比 n	CF 補強	p _t [%]
8	L10240	13.50	16φ	0.4	無補強	1.12
12	DL10240	13.89	D16			1.11
30	L05280S	4.69	13φ	0.8		0.74
32	L10280S	10.56				
13	L1024C1	9.55	16φ	0.4	0.5層	1.12
14	L1024C2	9.60			2層	
15	DL1024C1	9.67	D16		0.5層	1.11
16	DL1024C2	9.74			2層	
33	L0528C2S	4.62	13φ	0.8	2層	0.74
34	L1028C2S	10.56				

σ_B : コンクリート強度, 軸力比 $n = N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)$, N : 軸力[N],
 b : 柱幅(300mm), D : 柱せい(300mm), CF シート目付量: 200g/m²

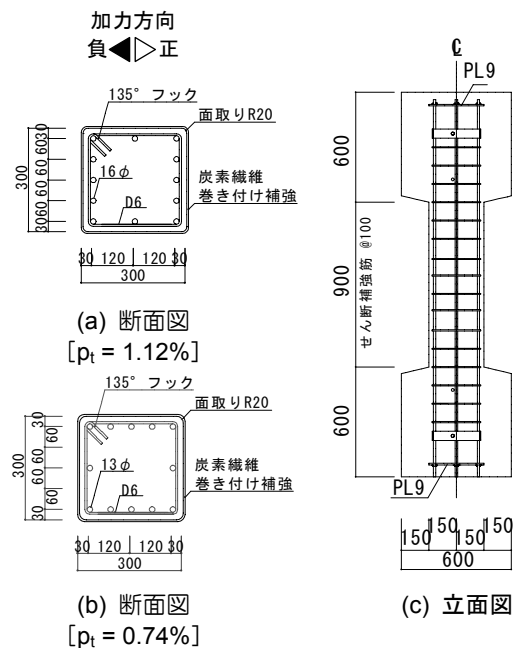


図-1 試験体の形状寸法の例 [単位 mm]

回ずつ繰り返した後に、 $0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ ずつ増加させて荷重を行い、変位部材角 $3.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ を正負 2 回ずつ繰り返した時点で実験を終了した。

なお、作用軸力は、水平力荷重の前に所定の値の作用軸力を導入し、水平力の荷重過程においては一定の軸力を保つように実験を行った。

5. 実験結果

図-3 に荷重-変形関係を示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は変位部材角 R をそれぞれ表し、図中の破線は作用軸力の値を用いて算定した転倒モーメントの値を示している。

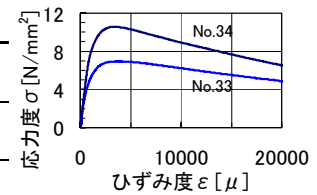
主筋に丸鋼を用いた無補強試験体(a) No.8(L10240)は、異形鋼を主筋に用いた(b) No.12 (DL10240)と比して、最大耐力以後の耐力低下が生じにくいことが示された。こ

表-2 調合表の例

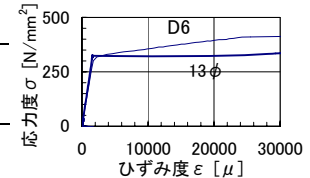
F_c [N/mm ²]	5	10
水 [kg/m ³]	210	210
細骨材率 [%]	49.9	50.2
水結合材比 [%]	65.0	65.0
水セメント比 [%]	221.0	122.0

表-3 鉄筋材料試験結果

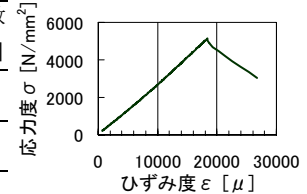
	降伏強度 [N/mm ²]	ヤング係数 [10^5 N/mm^2]
16φ	340	1.88
D16	372	1.77
13φ	320	2.01
D6	320	1.92



(a) コンクリート



(b) 鉄筋



(c) CF シート

図-2 $\sigma - \varepsilon$ 関係の例

の試験体を補強した(e) No.13(L1024C1)および(f) No.14 (L1024C2)は、補強量が増えるほど最大耐力以後の耐力低下が生じにくい傾向が示された。丸鋼を主筋とした試験体には、荷重にともない CF シートにしわが生じたが、亀裂や破断は確認されなかった。

主筋に異形鋼を用いた無補強試験体の(b) No.12 (DL10240)は付着剥離破壊が生じ、最大耐力以後は耐力が大きく低下した。CF シート 0.5 層巻の(g) No.15 (DL1024C1)は CF シートの破断にともなう耐力低下が生じたが、2 層巻の(h) No.16 (DL1024C2)は最大耐力以後、耐力は徐々に低下したものの耐力低下の割合は小さく、最終変位振幅まで比較的高い耐力が維持される結果となり、CF シートの亀裂および破断は確認されなかった。

主筋に異形鋼を用いた柱は、CF 補強の効果が丸鋼を用いた柱よりもより明確に現れ、CF シートの層数が多い方が LSC 柱に対して有効であることが示された。

(c) No.30(L05280S)は、主筋が座屈することなく最終変位部材角まで荷重できたが、(d) No.32 (L10280S)は、正荷重時は $0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、荷重重時は $-0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ で最大耐力に達した後、主筋が座屈し、 $1.6 \times 10^{-2} \text{rad}$ で軸力を保持できなくなったため実験を終了させた。

(i) No.33(L0528C2S)および(j) No.34(L1028C2S)は、CF シート 2 層巻きの補強試験体に高軸力を作用させて荷重を行った試験体であるが、それぞれに対応する無補強試験体 [(c)および(d)] と比べると、最大耐力以後の耐力低下がほとんどなく、特に(j)の場合は、無補強試験体が主筋の座屈のために $1.6 \times 10^{-2} \text{rad}$ で軸力が保持できなかったことに対し、最終変位部材角まで荷重を行うことがで

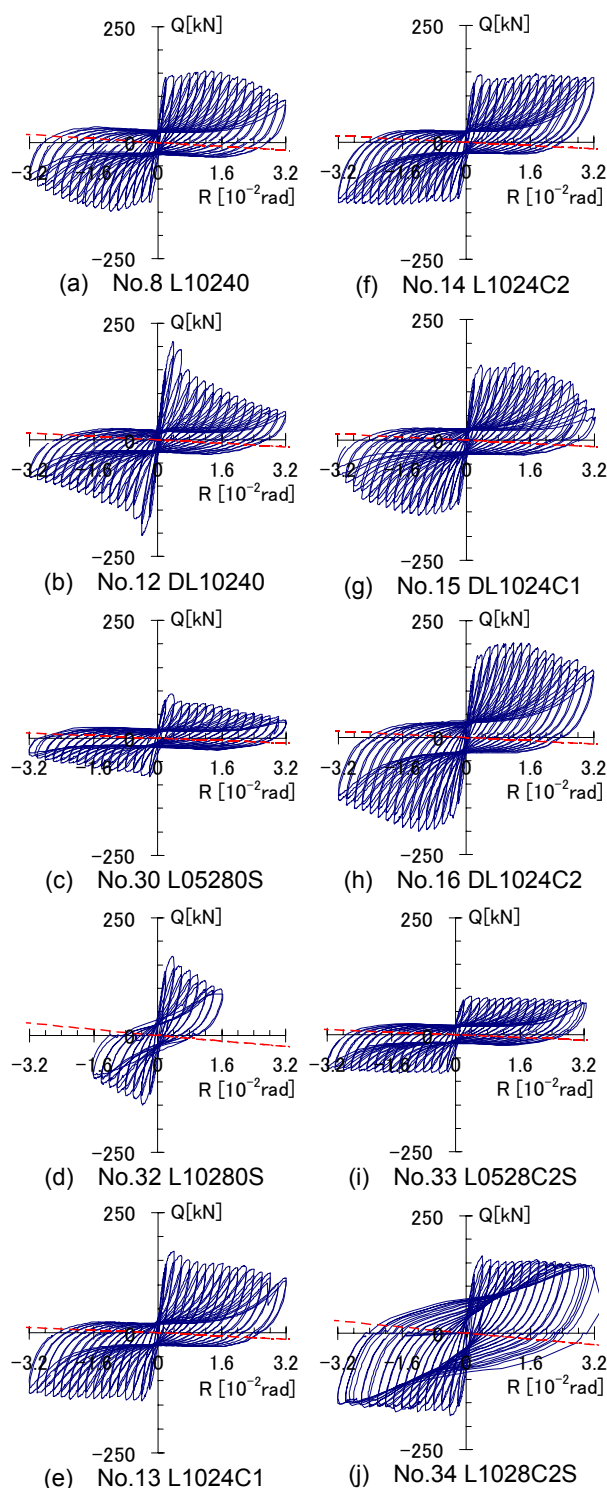


図-3 荷重-変形関係

きた。試験体表面には若干しわが生じたものもあるが、それ以外には、表面に特筆すべき現象は生じなかった。

実験変数のいかんに関わらず、逆 S 字形のループを描いているのが特徴で、軸力比が小さいほど、よりはっきりとした逆 S 字形となる傾向にある。

図-4 は包絡線を比較した例である。実験開始時のコンクリート強度に差があるため、作用せん断力 Q を $b \cdot D \cdot \sigma_B$ で除して無次元化したものを縦軸に、横軸に変位部材角 R をそれぞれ示す。

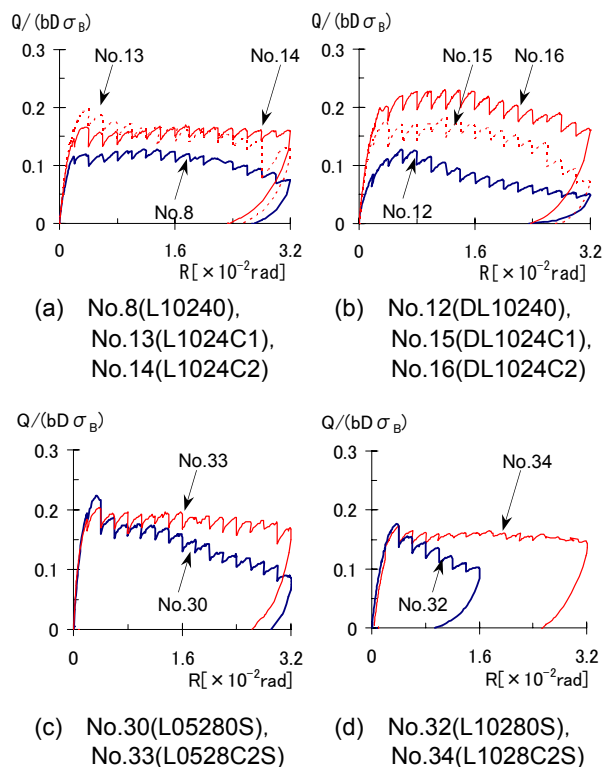


図-4 包絡線の比較

(a)は丸鋼を主筋とした無補強試験体 No.8 (L10240) と CF シート 0.5 層巻の No.13 (L1024C1) および 2 層巻の No.14 (L1024C2) について比較したものである。CF 補強試験体は、補強量のいかんに関わらず、無補強試験体よりも耐力は上昇し、補強量が増大するほど最大耐力以降の耐力低下が生じにくくなっていることが特徴である。

(b)は異形鋼を主筋とした無補強試験体 No.12 (DL10240) と CF シート 0.5 層巻の No.15 (DL1024C1) および 2 層巻の No.16 (DL1024C2) についての比較をそれぞれ行ったものである。異形鋼が主筋の場合は、補強量が増大するほど耐力が大きくなり、かつ、最大耐力以後の耐力低下も生じにくくなる傾向が顕著に表れた。

(c)および(d)はそれぞれコンクリート強度 5N/mm^2 および 10N/mm^2 で引張鉄筋比 0.74% の試験体に関して比較を行ったものである。CF 補強を行った試験体については、コンクリート強度のいかんに関わらず、高軸力下においても最終変位部材角まで載荷することができ、最大耐力以後の耐力低下はほとんど生じないといってもよいほど、極めて緩やかであったことが特徴である。

実験変数のいかんに関わらず、CF 補強を行うことで、変形性能の改善に対して効果がみられた。

6. 塑性理論による検討

柱材の終局耐力を塑性理論を用いて検討する。せん断抵抗機構は、トラス機構とアーチ機構の混在を許容する。トラス機構による耐力は、図-5 に示されるように、主

筋の付着力によって決まると考え、その付着力を伝達するための未降伏のせん断補強筋〔帯筋〕と傾斜角を 45° と仮定した一様なコンクリートの圧縮場は、コンクリート圧縮強度 σ_B を保持するものとして終局せん断力 Q_{Ut} を求める。なお、終局付着応力度 τ_{Ub} は、文献2)に基づいて、式(3)によって求める。

$$\tau_{Ub} = \min(0.09\sigma_B, 0.098 \times 20.25) \quad (3)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度 [N/mm²]

この τ_{Ub} を用いて、トラス機構による終局せん断耐力 Q_{Ut} は、釣合条件より、

$$Q_{Ut} = \tau_{Ub} \cdot \Sigma \phi \cdot j_t \quad (4)$$

ここに、 ϕ : 主筋の周長 [mm]

j_t : 主筋間距離 [mm]

として求められる。なお、トラス機構を形成するコンクリートの圧縮場の幅 b_t は、コンクリートの圧縮場の角度を 45° とすると、次式で求められる。

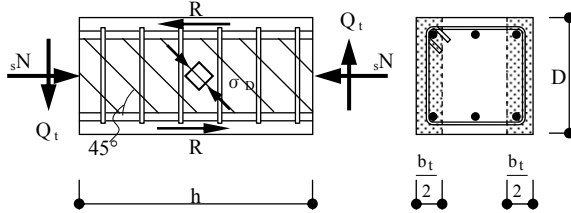


図-5 付着破壊を考慮したトラス機構

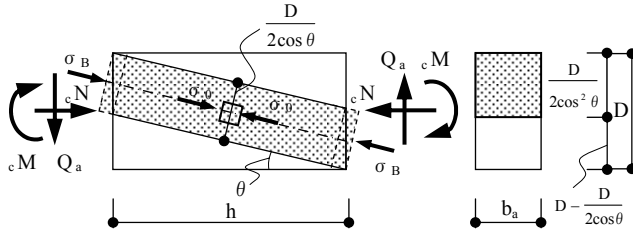


図-6 一様な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 1]

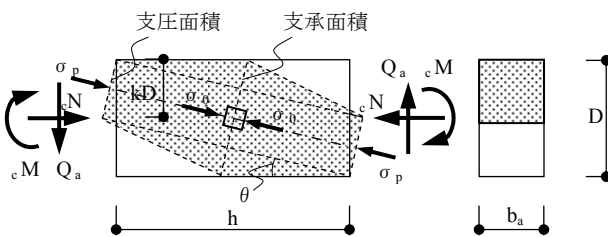


図-7 局所的な圧縮応力場とした場合のせん断抵抗機構 [Model 2]

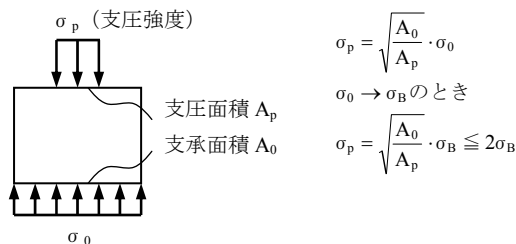


図-8 支圧強度の考え方

$$b_t = 2 \cdot \frac{\tau_{Ub}}{\sigma_B} \cdot \Sigma \phi \quad (5)$$

一方、部材の対角線上に直接的に圧縮されるコンクリートの圧縮束の形成によるせん断力の伝達機構であるアーチ機構については、図-6 および図-7 に示される2種類について検討を行う。

図-6 に示される Model 1 は、対角線上に一様な断面積をもつ圧縮束を考えたものである。いま、このアーチ機構によってのみせん断力が伝達されると考えると、その終局せん断耐力 Q_{sU1} は、文献3)に基づいて、

$$Q_{sU1} = \left[\sqrt{1 + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (6)$$

ここに、 $\eta = h/D$

として求めることができる。

次に、式(5)による付着力で決定されるトラス機構が成立するときのコンクリートの圧縮場の幅 b_t によって決定されるトラス機構の耐力 Q_{Ut} とアーチ機構の耐力 Q_{Ua1} との累加による終局せん断耐力 Q_{sU2} は

$$Q_{sU2} = Q_{Ut} + Q_{Ua1} \quad (7)$$

$$\text{ここに、} Q_{Ua1} = \left[\sqrt{1 + \eta^2} - \eta \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (8)$$

$$b_a = b - b_t \quad (9)$$

として計算できる。

この Model 1 において、トラス機構とアーチ機構が混在する場合のアーチ機構のコンクリートの圧縮束のせいは $D/(2 \cos^2 \theta)$ であり、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた b_t の残りの幅である b_a が寄与するものと考えている。

LSC を用いた丸鋼主筋の試験体の破壊状況は、材端部におけるコンクリートの圧壊が生じるせん断圧縮破壊であることから、材端部に局所的な圧縮力が生じるモデルを提案する。図-7 に示される Model 2 は、文献4)に基づいて、局所的な圧縮効果を考慮した対角線方向のコンクリートの圧縮束は、断面積が線形的に変化するものと仮定する。その場合の支圧強度の考え方は図-8 に示される通りである。コンクリートの圧縮束のせいは柱せい D の $1/2$ にあると仮定し、かつ、その圧縮束の有効な幅は、トラス機構で用いられた b_t の残りの幅である b_a が寄与するものと考えて式(9)によって求める。この場合の終局せん断耐力 Q_{Ua2} は

$$Q_{Ua2} = \left[\sqrt{4 + \left(\frac{\eta}{c n_0} \right)^2} - 4 c n_0^2 - \left(\frac{\eta}{c n_0} \right) \right] \cdot \frac{b_a \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (10)$$

ここに、

$$c n_0 = \sqrt{\frac{3 \eta^2 (1 + \sqrt{1 + \eta^2})}{2}} + \frac{3 \sqrt{\eta^2 (1 - \sqrt{1 + \eta^2})}}{2} \quad (11)$$

表-4 実験結果の検討

試験体 No.	試験体名	σ_B [N/mm ²]	τ_{ub} [N/mm ²]	λ	実験結果		塑性理論式				
					正加力時	負加力時	Model 1		Model 2		
					Q_{sU0} [kN]	Q_{sU0} [kN]	Q_{sU1} [kN]	Q_{sU2} [kN]	Q_{sU3} [kN]	Q_{sU4} [kN]	Q_{sU5} [kN]
8	L10240	13.50	1.22	1.09	160.8	154.0	98.6	157.0	152.2	202.6	214.0
12	DL10240	13.89	2.08	1.09	212.5	206.6	101.4	180.9	156.6	225.1	235.8
30	L05280S	4.69	0.42	1.30	95.0	83.6	34.2	50.7	52.9	67.1	80.8
32	L10280S	10.56	0.95	1.13	170.6	152.8	77.1	114.2	119.1	151.1	164.8
13	L1024C1	9.55	0.86	1.25	171.4	143.2	69.8	111.1	107.7	143.3	166.4
14	L1024C2	9.60	0.86	1.63	154.4	141.4	70.1	111.7	108.3	144.1	202.2
15	DL1024C1	9.67	1.83	1.25	164.8	161.6	70.6	140.8	109.1	169.5	189.8
16	DL1024C2	9.74	2.14	1.62	206.7	206.1	71.1	153.1	109.9	180.5	228.9
33	L0528C2S	4.62	0.42	2.36	84.2	83.1	33.7	50.0	52.1	66.1	128.1
34	L0528C2S	10.56	0.95	1.59	168.0	179.9	77.1	114.2	119.1	151.1	213.1

として求められる。

式(10)における b_a を $b_a = b$ としたときは、アーチ機構のみによって耐力が発揮され、その値を Q_{sU3} として表-4に示す。

次に、式(10)によるアーチ機構の耐力 Q_{Ua2} と式(4)による付着力で決定されるトラス機構の耐力 Q_{Ut} の累加による終局せん断耐力 Q_{sU4} は

$$Q_{sU4} = Q_{Ut} + Q_{Ua2} \quad (12)$$

として計算できる。

さらに、せん断補強筋によるコンクリート圧縮強度に対する拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮強度 σ_B' は式(13)で評価を行う。角形断面の試験体に対する拘束効果は、Richart⁵⁾ による円形断面に対する拘束効果の提案式の係数を半分にした Chan⁶⁾ の提案式に基づいて、本論の拘束効果の評価も式(14)で評価している。なお、この式(14)を LSC 部材に対して用いることの妥当性については、第7章で述べる。

$$\sigma_B' = \lambda \cdot \sigma_B \quad (13)$$

$$\text{ここに、} \lambda = 1 + 2.05 \frac{p_w \cdot \sigma_{wy}}{\sigma_B} \quad (14)$$

式(10)の σ_B を式(13)の σ_B' に置換すると、 Q_{Ua2} に拘束効果を考慮したアーチ耐力 Q_{Ua3} となり、

$$Q_{Ua3} = \lambda \cdot Q_{Ua2} \quad (15)$$

と表すことができる。この Q_{Ua3} と Q_{Ut} とを累加して求めた終局せん断耐力を Q_{sU5} として下式によって求める。

$$Q_{sU5} = Q_{Ut} + Q_{Ua3} \quad (16)$$

以上の式に基づいた計算結果を表-4 および図-9 にそれぞれ示す。

図-9 は、正加力時の実験値と $Q_{sU1} \sim Q_{sU5}$ の計算値の割合について比較を行ったもので、平均値 X および標準偏差 σ の値から、Model 2 で拘束効果を考慮したアーチ機構とトラス機構を累加した場合の Q_{sU5} が、最も実験値との対応が良いといえる。

7. CF シートの補強効果に関する基礎実験

前章で示される式(14)を LSC 部材に適用できるかどうかについて、形状寸法の異なる無補強供試体および CF 補強供試体の圧縮試験を行い、実験的に確認を行う。

7.1 実験変数

実験変数を表-5 に示す。形状寸法の異なる3つのシリーズを計画し、形状寸法の違いおよび CF 補強量が圧縮強度にどのように影響するのかについて調べる。なお、コンクリート強度 F_c は、いずれのシリーズも 10N/mm² とし、供試体作製に用いた LSC は、前述の柱試験体打設時に採取されたものである。

7.2 実験結果

圧縮試験の結果を表-5 に示す。CF 補強は、形状および寸法に関わらず、2 層巻までの範囲では補強量が大きいものほど圧縮強度が増大するという結果が得られた。円柱供試体は、100φ および 150φ のいずれも、無補強供試体に対して、0.5 層巻で約 2 倍、1 層巻で約 3 倍、2 層巻で約 5 倍、圧縮強度が増大している。一方、角柱供試体は、0.5 層巻で約 1.3 倍、1 層巻で約 1.7 倍、2 層巻

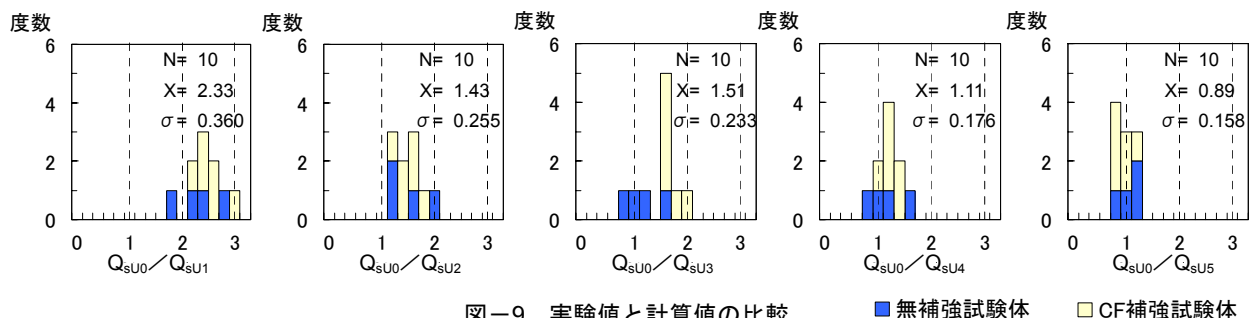
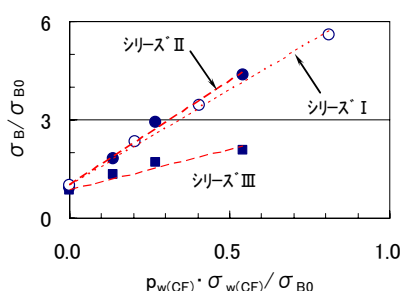


図-9 実験値と計算値の比較

■ 無補強試験体 ■ CF補強試験体

表一5 実験変数

シリーズ	形状 寸法	CF シート数	$P_{w(CF)}$ [%]	$P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)}$ [N/mm ²]	σ_B [N/mm ²]
I	円柱 100φ×200	0 層	0.00	0.00	8.81 (= σ_{B0})
		0.5 層	0.11	1.79	20.18
		1.0 層	0.22	3.57	30.19
		2.0 層	0.44	7.15	49.38
II	円柱 150φ×300	0 層	0.00	0.00	8.01
		0.5 層	0.07	1.19	16.04
		1.0 層	0.15	2.38	25.66
		2.0 層	0.30	4.77	38.53
III	角柱 150角×300	0 層	0.00	0.00	7.47
		0.5 層	0.07	1.19	11.82
		1.0 層	0.15	2.38	14.87
		2.0 層	0.30	4.77	18.14

図一10 $P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)} / \sigma_{B0}$ と σ_B / σ_{B0} の関係

で約 2.1 倍となっており、円柱供試体に比して、CF 補強による効果は小さいといえる。円柱供試体に対する角柱供試体の圧縮強度の割合は、無補強 [0 層] では 0.93 倍、0.5 層巻では 0.73 倍、1 層巻では 0.58 倍、2 層巻では 0.47 倍となっており、CF シートの補強量に比例的に補強効果が小さくなっているといえる。

図一10 は、縦軸に σ_B / σ_{B0} [σ_{B0} は 100φ 無補強供試体のコンクリート圧縮強度] を、横軸に $P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)} / \sigma_{B0}$ をそれぞれ表す。これらの関係を直線式で表すと

$$I : \frac{\sigma_B}{\sigma_{B0}} = 1 + 5.7778 \frac{P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)}}{\sigma_{B0}} \quad (17)$$

$$II : \frac{\sigma_B}{\sigma_{B0}} = 0.91 + 6.6095 \frac{P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)}}{\sigma_{B0}} \quad (18)$$

$$III : \frac{\sigma_B}{\sigma_{B0}} = 0.85 + 2.4664 \frac{P_{w(CF)} \cdot \sigma_{w(CF)}}{\sigma_{B0}} \quad (19)$$

となる。無補強 100φ 供試体に対して、無補強の 150φ および 150□ 供試体の圧縮強度は、それぞれ 91% および 85% となっており、形状寸法に応じて小さくなっていることが示される。補強効果については、100φ と 150φ ではほぼ同じ効果が得られているが、角柱供試体になるとその効果は約 1/3 となっていることが特徴である。すなわち、LSC に CF 補強を行うと、補強量が大きくなるほど圧縮強度が増大するが、補強されるものの形状および寸法によって、その効果に差異が生じるといえる。

前項で示された式(14)の元となる式は、円形断面に対するもので、Richart は 4.1 の係数を与えているが、実験

結果では 100φ 供試体で約 5.78、150φ 供試体で約 6.61 となっており、およそ 1.5 倍の係数となっている。一方、角形断面については、円形断面の 1/2 の 2.05 という係数に対して実験結果は 2.47 であり、その対応は良好である。この基礎実験で用いた供試体は、Richart の行った円形断面の実験よりも断面、高さともに小さいため、単純比較にはならないが、寸法効果が生じるであろうことを考慮すると、前述の 300mm 角の柱試験体の拘束効果を式(14)に基づいて評価することは概ね妥当であるといえる。今後、LSC を用いた 300mm 角あるいはより大きな供試体の拘束効果について実験的に調べることも重要である。

8. まとめ

LSC を用いた柱試験体の実験では、コンクリート強度のいかに関わらず、CF 補強を行うことで、変形性能の改善の効果が認められ、2 層巻までの範囲では、補強量が大きいものほど効果が高いといえる。特に、主筋が異形鋼の場合および主筋が丸鋼で高圧縮力が作用する場合には、変形性能の改善に対して、より顕著な効果が認められた。また、柱部材の終局耐力は全ての試験体に対して塑性理論で評価できるが、その耐力は Model 1 によるものよりも、局所的な圧縮応力場を考えた Model 2 を用いた方が精度良く評価できる。

また、10N/mm² 級の LSC 供試体を用いた基礎実験では、LSC に対しても拘束効果を式(14)によって評価できることが示された。

参考文献

- 1) 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報告書，2009.2
- 2) SR-CF 工法研究会：既存建築物の耐震改修設計施工指針 SR-CF 工法（改訂版），2006.6
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，6 章 セン断と付着に対する設計，pp.104-150，1990.11
- 4) 若林實，南宏一：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第 22 号 B-1，pp.295-316，1979
- 5) Richart, F. E., Brandtzaeg, A. and Brown, R. L. : The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, University of Illinois Bulletin, Vol.26, No.31, 1929.4
- 6) Chan, W. W. L. : The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, Magazine of Concrete Research, Vol.7, No.21, pp.121-132, 1955.11