

1. 炭素繊維シート巻付けによる鉄筋コンクリート柱の耐震補強効果に関する実験研究

中澤 敏樹
佐藤 尚隆
森 浩二

要 旨

本報告は、炭素繊維シートで補強した鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験を行った結果について述べたものである。今回行った実験の範囲では、炭素繊維による補強量が増加すると柱の最大せん断耐力および変形性能が向上した。また最大せん断耐力は、帯筋によるせん断補強量と炭素繊維によるせん断補強量を累加することで荒川min式によって評価できることを確認した。しかし炭素繊維補強した柱は、従来から行われている鋼板巻き補強した柱と比較して、最大せん断耐力の上昇量は小さかった。また、損傷を受けた柱に樹脂注入を行い炭素繊維シートによって補強すれば、無損傷の柱に同様の補強を行った場合と同等の耐震性能を有することを確認した。

キーワード

鉄筋コンクリート／せん断補強／補修／炭素繊維シート／鋼板／樹脂注入

目 次

1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. 考 察
5. ま と め

1. EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECTS OF CARBON FIBER SHEET COVERING METHOD ON SEISMIC RETROFIT OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Toshiki Nakasawa
Hisataka Sato
Koji Mori

Abstract

This paper describes the results of bending shear tests of reinforced concrete columns strengthened with carbon fiber sheets. The test results show that an increase in shearing strength with carbon fiber resulted in increases in maximum shearing strength and in ductility. It was confirmed that the maximum shearing strength could be evaluated by the Arakawa's formula for obtaining the minimum value, by accumulating additional strength obtained with hoops and carbon fibers. The columns strengthened with carbon fibers, however, experienced smaller increases in the maximum shearing strength than those strengthened by the conventional steel plate covering method. It was also confirmed that resin grouting into damaged columns followed by strengthening with carbon fiber sheets could provide the same seismic capacity as similar strengthening of non-damaged columns.

1. はじめに

阪神・淡路大震災以降、現行基準に適合しない建物の耐震補強が急務とされるなか、シート状に加工された炭素繊維を既存の鉄筋コンクリート部材に巻き付ける補強工法が注目され、実用化されている。炭素繊維シートによって補強した柱の終局せん断耐力は、帯筋のせん断補強量と炭素繊維の補強量を累加することによって、文献1)等)に示される既往のせん断耐力式をもとに算定されているが、その明確な評価方法は確立されていない。

本報では、炭素繊維シートでせん断補強した鉄筋コンクリート（以下RC）柱の曲げせん断実験を行い、既往の終局せん断強度式による評価の妥当性について検討した結果を述べる。また、損傷を受けたRC柱を補修・補強したときの補強効果についても検討した結果を述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

本実験では、耐震補強を行う対象建物として旧基準に基づき設計された中層鉄筋コンクリート造建物を想定した。

実験の目的は、耐震補強されたRC柱のせん断耐力を検討することであり、従って試験体は全てせん断破壊型の短柱とした。今回の実験では、補強方法別に「無補強」、「炭素繊維シート巻き補強」、「鋼板巻き補強」、「損傷柱の補修・補強」という4シリーズの試験体を設定した。

図-1にRC柱の断面形状と配筋を示す。

試験体は実大の1/3～1/2モデルを想定しており、内法高さ75cm（せん断スパン比：1.25）、断面形状は正方形（300mm×300mm）、主筋に10-D19（ $p_t=3.2\%$ ）、せん断補強筋にD6-@200（ $p_w=0.11\%$ ）を用いた。柱隅角部は炭素繊維シート貼り付けを考慮して20mmの面取りを行った。

図-2に試験体の補強概要、表-1に試験体一覧を示す。

無補強の試験体（以下RCシリーズ）は、基本試験体であるRC-1の他、炭素繊維・鋼板による補強効果を帯筋による補強の場合と比較するために、帯筋量を大きくしたRC-2、RC-3を作製した。

補強試験体のRC部分は全てRC-1と同一の断面と

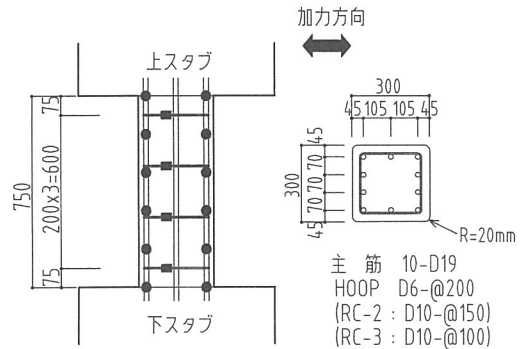


図-1 試験体図（RC柱）

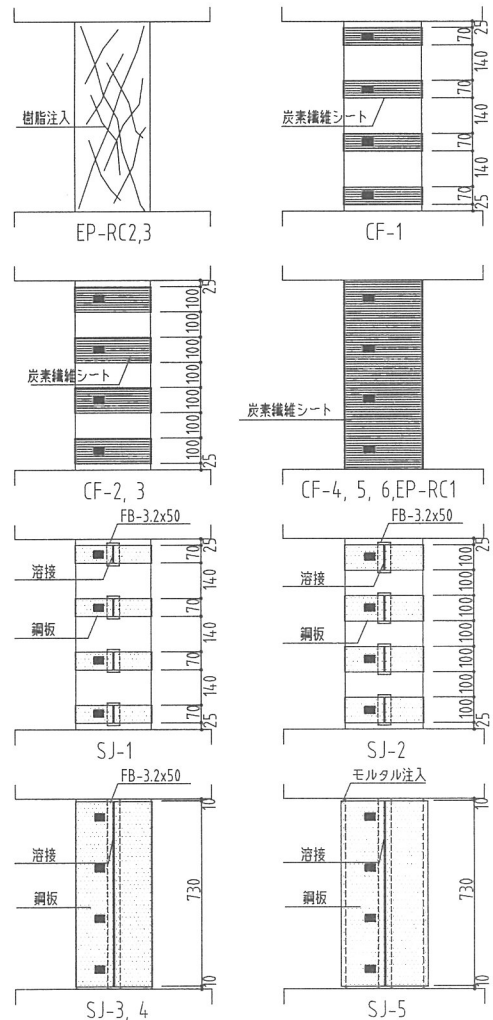


図-2 補強概要図

註) 図中の●印、■印は歪みゲージの貼付位置を示す。

表－1 試験体一覧

シリーズ	試験体名称	RC部※1		コンクリート強度 (kgf/cm ²)	補 強 方 法		横補強比 (%)※2	換算補強量 $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$	備 考
		HOOP	p_w (%)		補強材料	巻 き 形 状			
RC	RC-1	D6-@200	0.11	213	補強なし		—	4.37	基本試験体
	RC-2	D10-@150	0.32	223	補強なし		—	12.94	比較用試験体
	RC-3	D10-@100	0.46	216	補強なし		—	19.41	比較用試験体
CF	CF-1	D6-@200	0.11	243	炭素繊維(A)	帯状巻き(1層) 幅: 70mm×@210	0.03	11.89	低補強試験体
	CF-2	↑	↑	231	炭素繊維(A)	帯状巻き(1層) 幅: 100mm×@200	0.04	15.11	低補強試験体
	CF-3	↑	↑	251	炭素繊維(A)	帯状巻き(2層) 幅: 100mm×@200	0.07	24.50	同一補強比による 巻き形状の比較
	CF-4	↑	↑	270	炭素繊維(A)	全面巻き(1層)	0.07	24.50	
	CF-5	↑	↑	258	炭素繊維(B)	全面巻き(1層)	0.11	37.11	高補強試験体
	CF-6	↑	↑	261	炭素繊維(A)	全面巻き(2層)	0.15	44.63	高補強試験体
SJ	SJ-1	D6-@200	0.11	262	鋼板厚1.2mm	帯状巻き 幅: 70mm×@210	0.27	10.82	エポキシ樹脂による 直接躯体への貼付工法
	SJ-2	↑	↑	246	鋼板厚1.2mm	帯状巻き 幅: 100mm×@200	0.40	13.59	
	SJ-3	↑	↑	252	鋼板厚1.2mm	全面巻き	0.80	21.65	
	SJ-4	↑	↑	257	鋼板厚2.0mm	全面巻き	1.33	27.31	
	SJ-5	↑	↑	251	鋼板厚1.2mm	全面巻き(隙間: 15mm)	0.80	19.68	モルタル注入
EP	EP-RC1	D6-@200	0.11	275	炭素繊維(A)	全面貼り(1層)	0.07	24.50	損傷度: Ⅲ
	EP-RC2	D10-@150	0.32	275	エポキシ樹脂注入による補修のみ		—	12.94	損傷度: Ⅲ
	EP-RC3	D10-@100	0.46	265	エポキシ樹脂注入・モルタルによる補修		—	19.41	損傷度: Ⅳ

※1 RC柱断面 $b \times D$ 300×300
(共通) 主筋 10-D19

※2 横補強比: $p_w = 2 \cdot t_s / b$
 t_s : 炭素繊維シート・鋼板の厚さ b : 部材幅

し、補強量を変動因子として、炭素繊維シート巻き補強の試験体（以下CFシリーズ）6体、鋼板巻き補強の試験体（以下SJシリーズ）5体を作製した。

CFシリーズについては、補強量の小さいCF-1、CF-2の巻き形状を帯状とした。そこで巻き形状が耐震性能に与える影響を確認するため、炭素繊維を全面に巻いたCF-4と帯状に巻き補強量を同一としたCF-3を設定した。また炭素繊維シート端部の重ね代を100mmとした。

SJシリーズについては、鋼板が曲げ性状に影響を与えないように柱頭および柱脚部に無補強の部分設けた。鋼板の取付け方法は、CFシリーズと比較条件を一定にするため、エポキシ樹脂による直接貼り付けを原則とした。施工方法が耐震性能に与える影響を把握するため、RC柱との間に隙間（15mm）を設け、無収縮モルタルを注入したSJ-5を作製した。補強鋼板はコ型の形状のものを2枚突き合わせ、その接合は溶接とした。

損傷柱を補修・補強した試験体（以下EPシリーズ）は、実験終了後のRCシリーズの試験体に以下に示す補修または補強を施したものである。部材の損傷程度が補修・補強効果に与える影響を把握するため、水平

載荷による損傷度がRC-1・RC-2ではⅢ、RC-3ではⅣとなるように実験を行った。損傷度は「震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針」（日本建築防災協会）の部材の損傷度分類基準に基づいた。

表－1中の $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$ は換算せん断補強量であり、下式を用いて評価した。

$$\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{w1} \cdot \sigma_{wy1} + p_{w2} \cdot \sigma_{wy2} \quad \text{—— 1式}$$

p_{w1} : 既存柱のせん断補強筋比

σ_{wy1} : 既存柱のせん断補強筋の降伏点強度

p_{w2} : 炭素繊維シート、鋼板のせん断補強比

σ_{wy2} : 炭素繊維シートの引張強度の2/3、鋼板の降伏点強度

使用した鋼材、炭素繊維シートの材料試験結果を表－2に示す。コンクリートの設計基準強度は、 $F_c = 210$

表－2 材料試験結果

炭素繊維シート		繊維目付 (g / m ²)	厚 さ (mm)	引張強度 (kgf / cm ²)	弾性係数 (kgf / cm ²)
炭素繊維(A)		200	0.111	40800	2.36E+06
炭素繊維(B)		300	0.167	44100	2.47E+06

鉄筋・鋼板		材 質	降伏点 (kgf / cm ²)	引張強度 (kgf / cm ²)	ヤング係数 (kgf / cm ²)
せん断補強筋	D6	SD295A	4100	5680	2.10E+06
せん断補強筋	D10	SD295A	3800	5420	1.95E+06
主 筋	D19	SD345	3800	5580	2.08E+06
補 強 鋼 板	PL-1.2	SS400	2160	3390	2.10E+06
補 強 鋼 板	PL-2.0	SS400	1720	3230	1.83E+06



写真－1 エポキシ樹脂注入

【EP-RC1の補修補強概要】

- ① ひび割れにエポキシ樹脂を注入(写真－1)
- ② 剥離した被りコンクリートを除去
- ③ 無収縮モルタル塗りによる断面修復
- ④ 炭素繊維シート巻付け (CF-4と同様)

【EP-RC2、EP-RC3の補修概要】

- ① ひび割れにエポキシ樹脂を注入
- ② 断面欠損部に樹脂モルタルを充填

kgf/cm²とした。

2.2 試験方法

加力は、図-3に示す逆対称加力装置により、軸力を一定 ($0.2 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$) に保った状態で、正負交互繰り返し静的载荷を行った。図-4に加力スケジュールを示す。試験体上下のスタブに取付けた変位計によって層間変位を測定した。また主筋、帯筋、炭素繊維シートおよび鋼板表面にひずみゲージを貼付し、主要位置でのひずみを計測した。ゲージの貼付位置を図-1, 2に示す。

3. 実験結果

3.1 実験経過

柱せん断力Qと変形角Rの関係を図-5.1~4に示す。

試験体の実験中における観察状況を以下に示す。なお全ての試験体で主筋は降伏しなかった。

【RCシリーズ】

RC-1は、部材角 $R=2.5/1000\text{rad}$ で柱の対角線に沿って大きな斜めひび割れが発生し、急激に耐力が低下した。その後 $R=4.8/1000$ で帯筋が降伏し、ひび割れ幅が1.0~2.0mmとなったため損傷度をⅢと判断し実験を終了した。RC-2、RC-3でもRC-1と同様に $R=2.5/1000$ 付近で対角線に沿った斜めひび割れが発生した。その後45°方向に小さなひび割れが発生し全面に広がった。RC-2は $R=6.5/1000$ 付近で帯筋が降伏し、ひび割れ幅が1.0~2.0mmとなった。またRC-3は、 $R=4.2/1000$ で最大耐力となった後、 $R=10.0/1000$ でコーナーの主筋に沿って付着割裂によるひび割れが発生した。最大ひび割れ幅が5.0mmとなり、帯筋は降伏しなかった。

【CFシリーズ】

最も補強量の小さいCF-1は、変形角 $R=2.4/1000$ で最大耐力を示した後、対角線に沿った斜めひび割れ

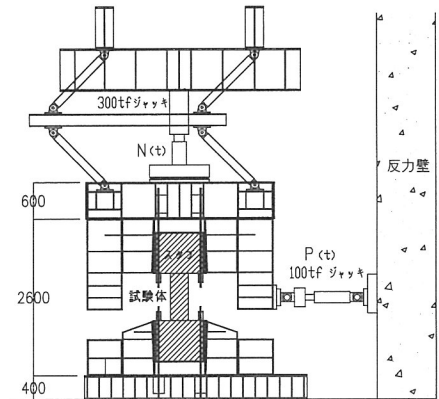


図-3 試験機

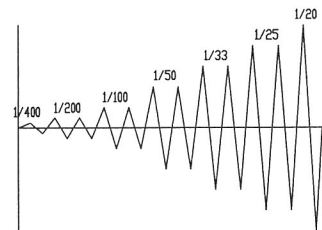


図-4 加力スケジュール

が発生し耐力が低下した。その後45°方向の小さなひび割れが全面に広がり、 $R=16.5/1000$ で帯筋が降伏するとともに柱中央部の炭素繊維が破断した。シートの最大ひずみは約10000 μ を記録した。

CF-2, 3は、ともに $R=2.5/1000$ 付近で柱上部に小さな斜めひび割れが発生した。その後耐力は徐々に上昇しそれぞれ $R=3.4/1000$, $5.2/1000$ で最大耐力を示した。その後CF-1と同様の斜めひび割れが全面に広がり、 $R=20/1000$ 付近から無補強部分のコンクリート表面が剥離した。CF-2では $R=-20/1000$ 、CF-3では $R=-30/1000$ で炭素繊維が破断した。炭素繊維シートを全面に補強したCF-4~6については、CF-1~3と同様に $R=2.5/1000$ 付近で初期ひび割

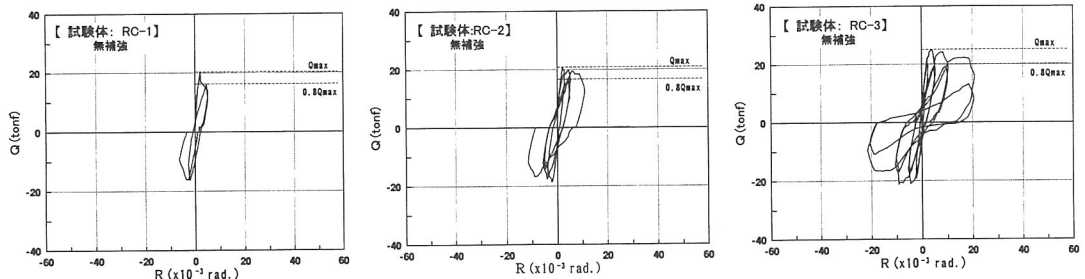


図-5.1 荷重-変形履歴曲線 (RCシリーズ)

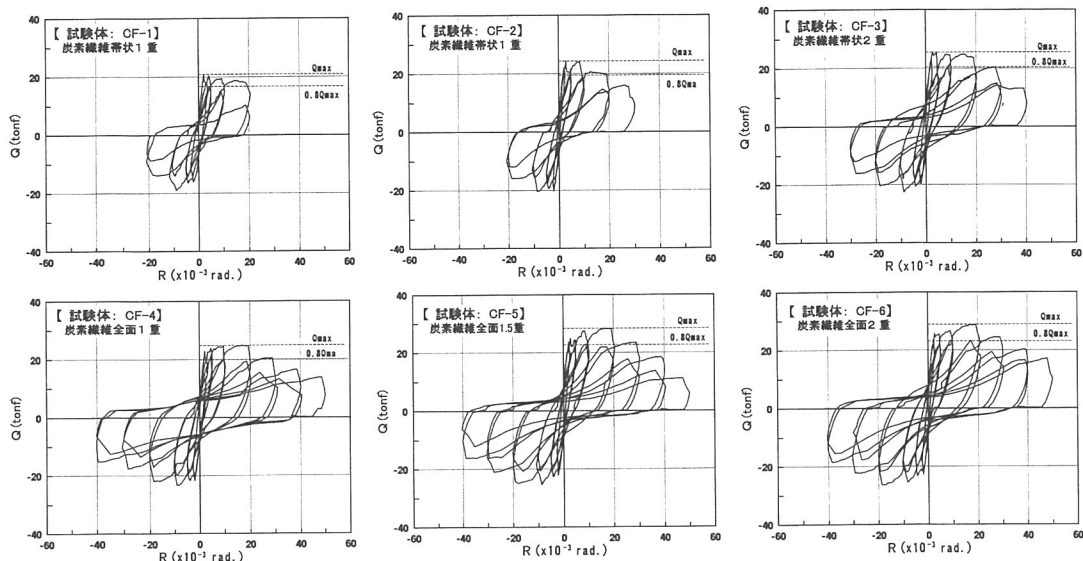


図-5.2 荷重-変形履歴曲線 (CFシリーズ)

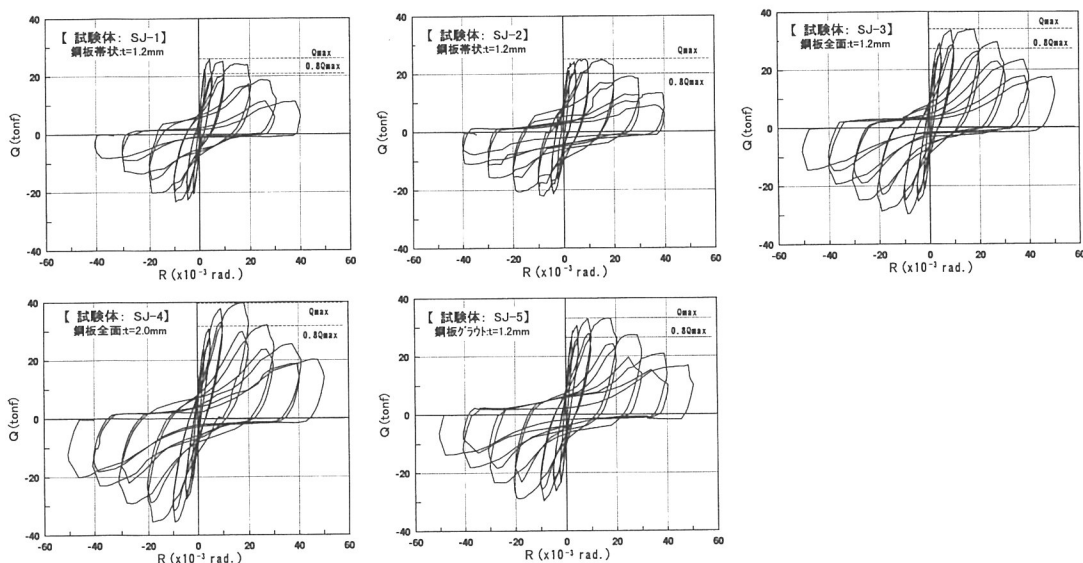


図-5.3 荷重-変形履歴曲線 (SJシリーズ)

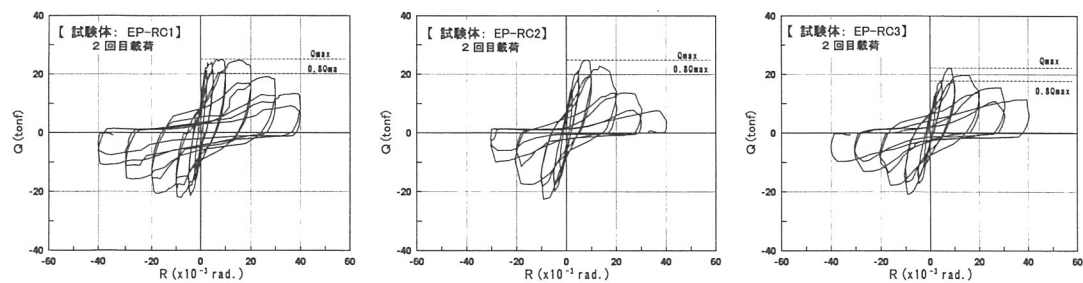


図-5.4 荷重-変形履歴曲線 (EPシリーズ)

れが発生した。その後耐力は上昇し、ともに $R=20/1000$ 付近で最大耐力となった。最大耐力以降も耐力の低下は小さく、CF-5 のみに $R=30/1000$ 付近で炭素繊維の破断が発生した。

【SJシリーズ】

鋼板を樹脂によって直接貼付けたSJ-1～4は、CFシリーズと同様に全て $R=2.5/1000$ 付近で斜めひび割れが発生した。鋼板を帯状に補強したSJ-1, SJ-2では、 45° 方向のひび割れが全面に発生し、コーナーの主筋に沿って付着割裂によるひび割れが発生した。同様のひび割れは鋼板撤去後のSJ-3,5にも観測され、CFシリーズと異なる性状を示した。鋼板を全面に補強したSJ-3～5は、ともに $R=20/1000$ 付近で最大耐力となった。最も補強量の大きいSJ-4では、柱脚部のコンクリートが一部圧壊し剥落した。鋼板とRC柱の間にモルタルを注入したSJ-5では、初期ひび割れ荷重が大きくなったが、その後の耐力はSJ-3とほぼ

等しくなった。鋼板の降伏は、各試験体とも $R=10/1000$ までに観測された。

【EPシリーズ】

RC-1を補修し炭素繊維シートで補強したEP-RC1は、CF-4とほぼ等しい性状を示した。エポキシ樹脂注入による補修のみを行った2試験体は、 $R=1/1000$ 付近から補修したひび割れが再び開き始めた。その後ともに $R=10/1000$ 付近で最大耐力となり、斜め方向のひび割れが全面に広がった。EP-RC3（損傷度Ⅳ）ではコーナーの主筋に沿ってかぶりコンクリートが大きく剥落した。

実験で観測された主な現象時におけるせん断力Qと変形角Rを表-3に、実験終了後の主な試験体の状況を写真-2に示す。表中の限界変形角は、各変形角ごとの初回載荷時の頂点を結んだ包絡線上において、耐力が最大耐力の80%に低下した時点の変形角とした。

表-3 実験結果一覧

シリーズ	試験体名称	初期剛性	せん断ひび割れ		帯筋降伏		最大荷重		限界変形角	破壊形式
		K (tf/rad.)	R_{cr} ($\times 10^{-3}$ rad.)	Q_{cr} (tf)	R_{sy} ($\times 10^{-3}$ rad.)	Q_{sy} (tf)	R_{max} ($\times 10^{-3}$ rad.)	Q_{max} (tf)	R_{80} ($\times 10^{-3}$ rad.)	
RC	RC-1	12217	2.5	20.4	4.8	12.8	2.5	20.4	5.3	せん断
	RC-2	11720	2.9	20.4	6.5	18.9	2.5	20.8	10.8	せん断
	RC-3	12768	2.6	22.2	降伏せず		4.2	25.1	20.6	せん断
CF	CF-1	11056	2.4	20.9	16.5	18.7	2.4	20.9	20.4	せん断
	CF-2	12745	2.2	20.8	6.9	22.8	3.4	24.4	20.6	せん断
	CF-3	12596	2.5	22.7	31.2	13.3	5.2	25.5	29.3	せん断
	CF-4	12486	2.6	22.7	32.5	14.4	18.8	24.8	31.7	せん断
	CF-5	13301	2.6	22.1	26.3	23.0	20.6	28.4	32.1	せん断
	CF-6	13492	2.5	22.2	34.8	19.0	20.6	28.9	33.1	せん断
SJ	SJ-1	12398	2.5	22.4	降伏せず		4.6	26.0	20.8	せん断・付着割裂
	SJ-2	12192	2.4	21.1	降伏せず		9.6	25.2	20.2	せん断・付着割裂
	SJ-3	12987	2.5	23.0	降伏せず		20.1	34.0	27.2	せん断・付着割裂
	SJ-4	12873	2.4	21.8	降伏せず		20.0	39.7	31.8	付着割裂・曲げ圧縮
	SJ-5	14879	2.9	28.2	降伏せず		19.2	33.1	26.5	せん断・付着割裂
EP	EP-RC1	10126	3.7	22.0	降伏せず		9.6	25.2	27.0	せん断
	EP-RC2	7276	観測不能		降伏せず		9.5	24.9	21.5	せん断
	EP-RC3	7361	観測不能		降伏せず		9.6	22.2	25.2	せん断

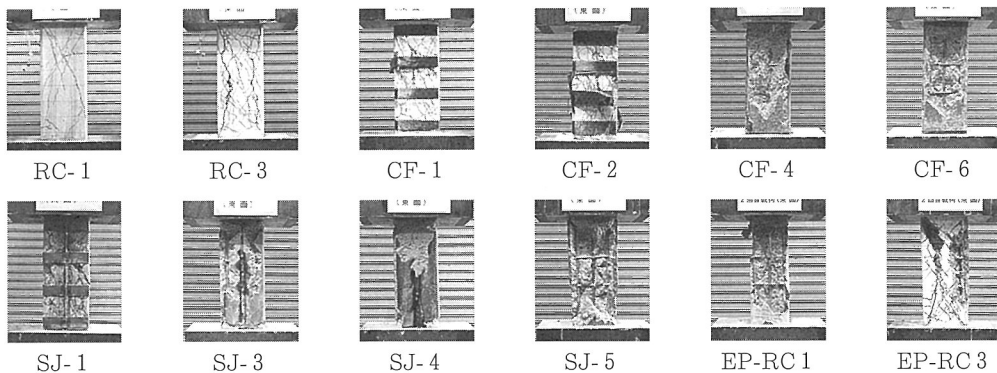


写真-2 最終状況

4. 考察

4.1 荷重-変形関係の比較

各試験体の正加力側の包絡線を図-6に示す。

図-6のa, b, cは炭素繊維補強を行った試験体について比較を行ったものである。各試験体ともひび割れ発生まではほぼ同じ性状を示すが、その後の性状については補強量の大きいものほど最大耐力が大きくなる。ただし補強量の小さいCF-1では無補強のRC-1との差が認められず、補強量の大きいCF-5とCF-6の差も僅かである。CF-3とCF-4の包絡線形状は $R=1/33$ まではほぼ同一であり、今回の実験の範囲では、帯状巻きとすることが最大耐力に与える影響は小さいと思われる。

図-6のd, eは鋼板補強した試験体の比較である。炭素繊維による補強試験体と同様に補強量の大きいものほど最大耐力が高くなる傾向が認められる。ただしSJ-1とSJ-2の間では違いが現れておらず、最大耐

力以降の耐力低下についても各試験体間に大きな差は認められない。SJ-3とSJ-5の比較では、包絡線はほぼ同一であることから、モルタル注入が最大耐力や変形性能に与える影響は小さいと思われる。

図-6のf, gは各補強法ごとに換算補強量の比較的近い3体について比較したものである。SJシリーズが、最大耐力でRCシリーズ・CFシリーズを上回り、耐力の低下も小さくなっている。CFシリーズの最大耐力は、帯筋量を増やしたRCシリーズとほぼ同等の結果となった。

図-6のh, iは補修・補強を施した試験体の比較である。EP-RC1は補強前の柱の耐力を大きく上回り、無損傷の柱に補強を施したCF-4とほぼ同等の性状を示した。樹脂注入のみによる補修試験体では、損傷度ⅢのEP-RC2はRC-2の耐力を上回り、損傷度ⅣのEP-RC3はRC-3の耐力を下回った。ひび割れ幅が2mm程度までは、樹脂注入補修により耐力が回復することが確認できた。

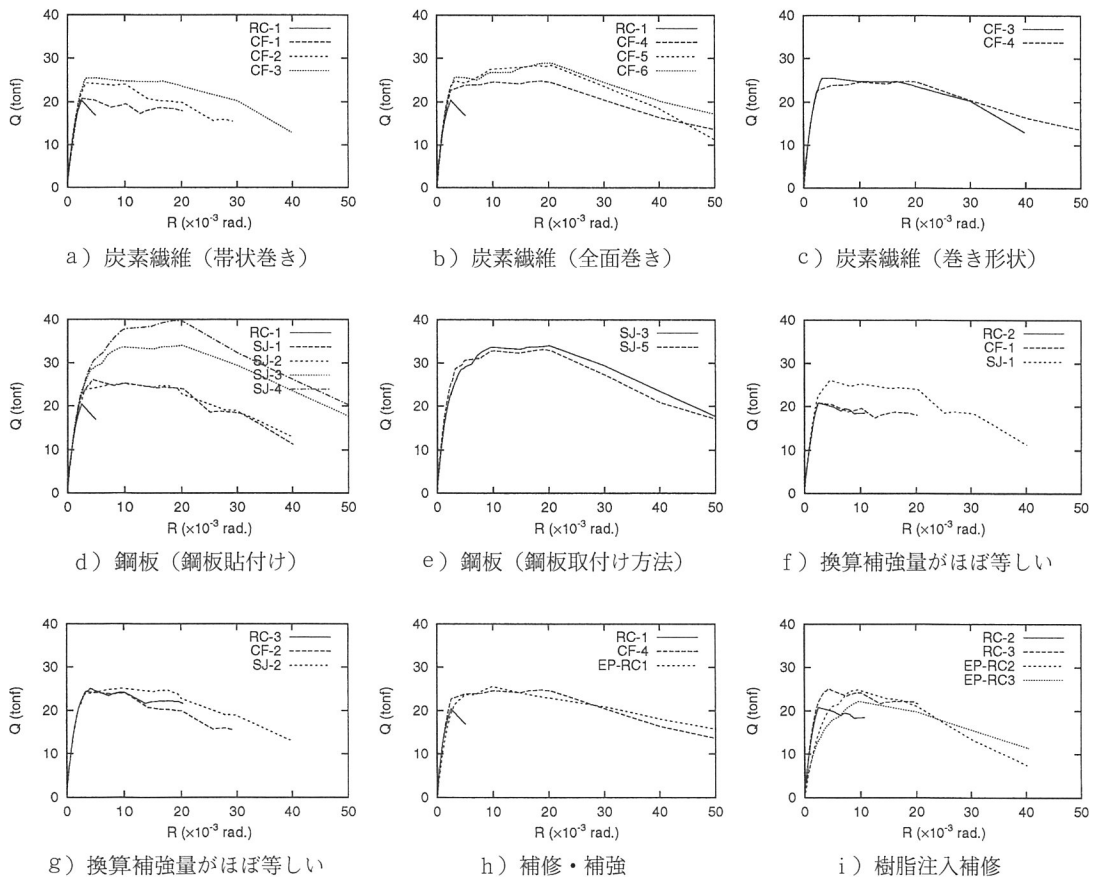


図-6 荷重-変形包絡曲線

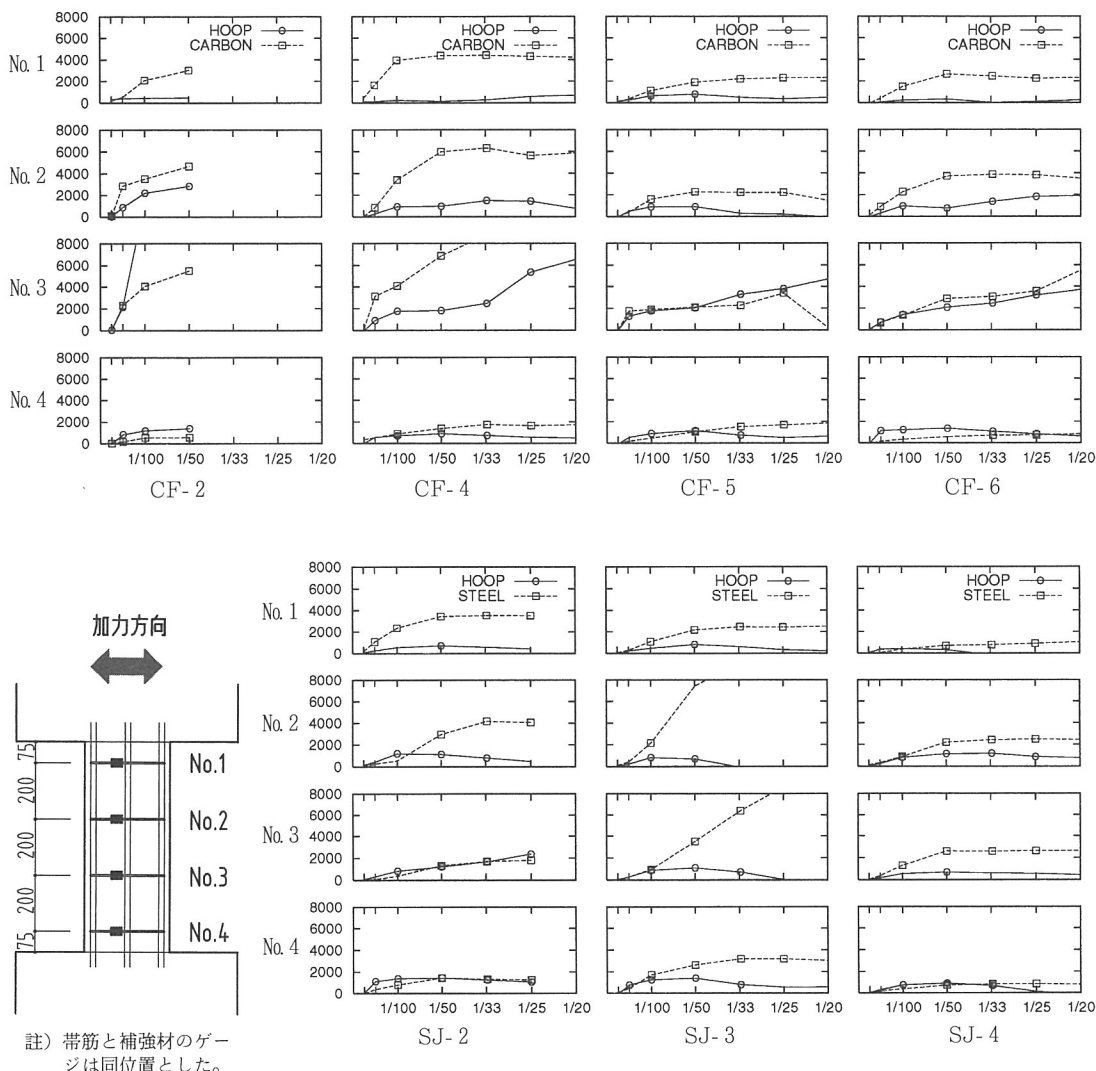


図-7 帯筋と補強材の歪み図

4.2 帯筋と補強材のひずみ

炭素繊維のような高強度の材料は、保有する強度を全て利用することはできないため、有効強度について検討する必要がある。ここでは帯筋と補強材のひずみを基に、最大耐力時の負担応力について検討する。

CFシリーズ、SJシリーズの代表的な試験体について、変形角： $R = 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25$ における帯筋および補強材のひずみを図-7に示す。

CFシリーズについて、最大耐力時における炭素繊維の最大ひずみは、約 2300μ (CF-5)～ 6500μ (CF-4) となり、応力に換算するとそれぞれ約 $6400\sim 15000$

kg/cm^2 となる。これらは材料試験における破断時のひずみ：約 16000μ に対して約 $15\sim 40\%$ となる。

CF-5、CF-6では、最大耐力時以降のひずみがほぼ横ばいとなっている。これは、内部コンクリートの破壊によって炭素繊維による拘束が弱まったためと考えられる。

4.3 初期剛性

RC, CF, SJ各シリーズの初期剛性とせん断補強量の関係を図-8.1に示す。ここで初期剛性は変形角 $R = 1/1000$ における水平剛性とした。

各試験体とも初期剛性はほぼ一定の値となっており補強の影響は見られない。これは初期ひび割れが入るまで補強材にほとんど歪みが発生せず、補強材が部材の初期剛性に影響を与えない結果とよく一致する。

鋼板補強試験体では、柱頭・柱脚に無補強の部分を設けて曲げに対する抵抗をなくすようにしてあるが、モルタル注入を行った試験体SJ-5では、他の試験体と比較して約20%初期剛性が高くなっている。これはモルタル注入により実質的な断面積が増大したためと考えられる。

次にEPシリーズについて、変形角 $R = 1/400$ までの荷重-変形関係を図-8.2に示す。

炭素繊維による補強を施したEP-RC1は、原試験体RC-1の初期剛性を約20%下回る結果となった。また樹脂注入補修のみによるEP-RC2, EP-RC3は、原試験体の剛性をともに約40%下回る結果となった。樹脂が微細なひび割れに十分浸透しなかったことが、初期剛性低下の原因になったと考えられる。

4.4 せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度について、実験値と計算値の比較を表-4に、計算値に対する実験値の比と補強量の関係を図-9に示す。

せん断ひび割れ強度： $_{cal}Q_{cr}$ は、文献3)による下式を用いた。

$$_{cal}Q_{cr} = 1.0 \cdot \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \cdot b \cdot D / 1.5 - 2 \text{ 式}$$

σ_T : コンクリート引張り強度 ($= \sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリート圧縮強度

σ_0 : 柱軸方向応力度 b : 柱断面幅 D : 柱断面せい

全般的な傾向として、補強量が増大するに従い実験値が僅かに高くなるが、文献3)における変動係数の範囲内であり、明確な傾向は認められないと言える。またモルタル注入を行ったSJ-5のひび割れ強度が計算値を大きく上回った。

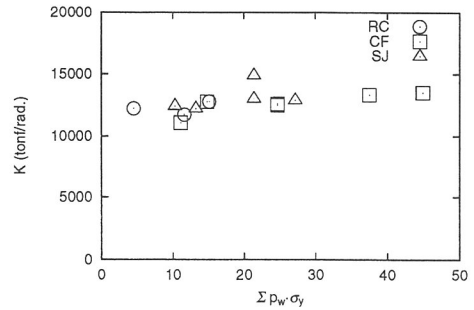


図-8.1 初期剛性と補強量

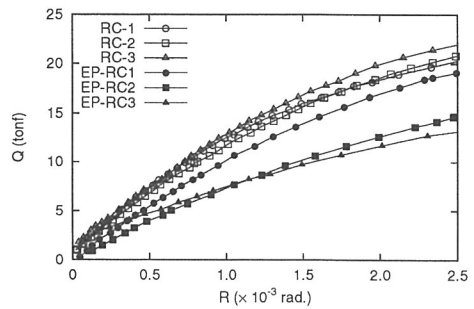


図-8.2 荷重-変形関係 (EPシリーズ)

表-4 ひび割れ強度と計算値の比較

試験体	初期剛性	実験値	計算値	
	K (tf/rad.)	Q_{cr} (tf)	$_{cal}Q_{cr}$ (tf)	$Q_{cr}/_{cal}Q_{cr}$
RC-1	12217	20.4	17.4	1.17
RC-2	11720	20.4	17.7	1.15
RC-3	12768	22.2	17.5	1.27
CF-1	11056	20.9	18.7	1.12
CF-2	12745	20.8	18.4	1.13
CF-3	12596	22.7	19.7	1.15
CF-4	12486	22.7	20.1	1.13
CF-5	13301	22.1	19.8	1.12
CF-6	13492	22.2	19.9	1.12
SJ-1	12398	22.4	22.2	1.01
SJ-2	12192	21.1	19.9	1.06
SJ-3	12987	23.0	19.5	1.18
SJ-4	12873	21.8	19.7	1.11
SJ-5	14879	28.2	19.8	1.42

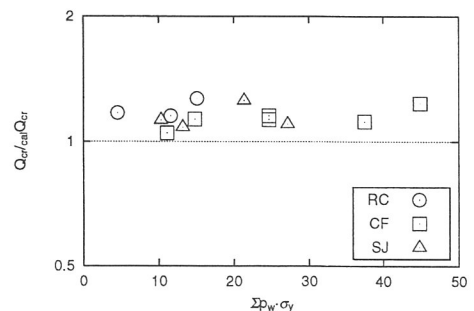


図-9 せん断ひび割れ強度と補強量

4.5 最大耐力

最大耐力と横補強量との関係を図-10.1に示す。

炭素繊維、鋼板補強試験体ともに補強量が增大するに従い最大耐力は高くなっている。しかし炭素繊維補強の場合、鋼板補強ほど耐力の上昇は顕著ではなく、炭素繊維シートによる補強量が最も大きいCF-6では耐力の上昇傾向が鈍化している。

実験での最大耐力と既存の耐力式による計算値との比較を表-5に示す。また、終局せん断耐力計算値に対する実験値の比を補強量を変動因子として図-10.2, 3に示す。

耐力算定は、耐力式一覧に示す3～6式に基づいた。終局曲げ耐力： Q_{mu} は、文献5）による3式を用いた。終局せん断耐力については、荒川min式による4式と終局強度計算式A法（以下終局強度A式）による5式を用いた。付着割裂強度： Q_{bu} は、文献4）による6式を用いた。計算に用いた炭素繊維、鋼材の強度は全て材料試験による値を用いた。

CFシリーズの最大耐力は、全て付着割裂耐力計算値を下回り、付着割裂破壊は生じなかった。

SJシリーズでは、SJ-2を除く試験体で最大耐力が付着割裂耐力計算値を上回り、付着割裂によるひび割れが発生した。しかし補強材の拘束

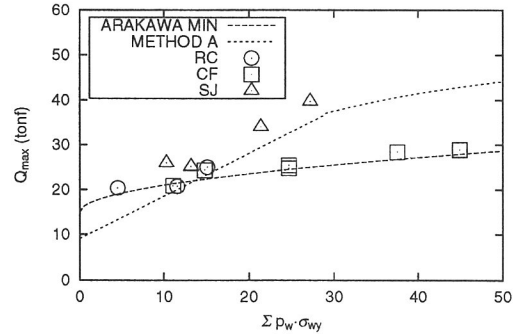


図-10.1 最大耐力と補強量

によってコンクリートの剥離が抑えられたため耐力低下に結びつかなかったと考えられる。

CFシリーズでは荒川min式による計算値が実験値

表-5 最大強度の実験値と計算値の比較

試験体	最大耐力 Q_{max} (tf)	曲げ耐力 計算値 Q_{mu} (tf)	せん断耐力計算値				付着割裂耐力計算値	
			Q_{su1} (tf)	Q_{su1}/Q_{su1}	Q_{su2} (tf)	Q_{su2}/Q_{su2}	Q_{bu} (tf)	Q_{su1}/Q_{bu}
RC-1	20.4	40.3	17.2	1.19	14.7	1.39	21.6	0.94
RC-2	20.8	40.5	19.9	1.05	20.8	1.00	23.7	0.88
RC-3	25.1	40.4	20.6	1.22	23.3	1.08	24.6	1.02
CF-1	20.9	41.6	20.6	1.01	21.4	0.98	24.7	0.85
CF-2	24.4	41.4	21.2	1.15	23.7	1.03	24.9	0.98
CF-3	25.5	42.8	24.3	1.05	32.9	0.78	28.3	0.90
CF-4	24.8	43.0	24.8	1.00	33.6	0.74	28.9	0.86
CF-5	28.4	42.9	26.7	1.06	40.3	0.70	30.4	0.93
CF-6	28.9	42.9	27.9	1.04	43.0	0.67	32.7	0.88
SJ-1	26.1	42.8	23.7	1.10	21.3	1.23	25.4	1.03
SJ-2	25.2	42.9	21.1	1.19	23.0	1.10	25.5	0.99
SJ-3	34.0	42.7	21.5	1.58	30.2	1.13	27.4	1.24
SJ-4	39.7	42.8	23.7	1.68	35.2	1.13	28.9	1.37
SJ-5	33.1	42.9	25.0	1.32	30.1	1.10	27.4	1.21

$$Q_{mu} = 2 \cdot M_u / h_0$$

—— 3式

$$\text{ただし } M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_s}\right) \quad (0.4 \cdot b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0 \text{ の時})$$

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (180 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \cdot \sqrt{\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \times j \cdot D$$

—— 4式

$$Q_{su2} = b \cdot j_t \cdot (\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$$

—— 5式

$$Q_{bu} = \tau_b \cdot \{0.95 + 0.0018 \cdot \sigma_0 - 0.066 (M / (Q \cdot d))\} \cdot n \cdot \phi \cdot d$$

—— 6式

$$\text{ただし } \tau_b = \{0.3 + 0.8C / \phi + 13 \cdot \phi / (M / (Q))\} \cdot \sqrt{\sigma_B} + (a_{w1} \cdot \sigma_{wy1} / x_1 + a_{w2} \cdot \sigma_{wy2} / x_2) / (11 \cdot n \cdot \phi)$$

M_u : 柱頭柱脚の終局曲げモーメント h_0 : 柱内法高さ a_t, σ_y : 引張り主筋の断面積, 降伏点強度 N : 柱軸方向力

p_t : 引張り鉄筋比 $M / (Q \cdot d)$ ($= h_0 / 2$) d : 柱断面有効せい j : 柱応力中心間距離 j_t : 柱主筋間距離

ϕ : トラス機構のコンクリート圧縮角の角度 $\cot \phi = \min \{2.0, j_t / (D \cdot \tan \theta), \sqrt{\nu \cdot \sigma_B / (\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0\}$

θ : アーチ機構のコンクリート圧縮角の角度 $\tan \theta = \sqrt{(L / D)^2 + 1} - L / D$

$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \cdot (\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}) / (\nu \cdot \sigma_B)$ $\nu = 0.7 - \sigma_B / 2000$ ϕ : 引張り主筋径 n : 引張り主筋本数

C : かぶり厚さと主筋1本に対するコンクリート幅の1/2の小さい値 ϕ : 引張り主筋周長 a_{w1} : 帯筋断面積

σ_{wy1} : 帯筋の降伏点強度 x_1 : 帯筋の間隔 a_{w2} : 補強材断面積 σ_{wy2} : 補強材の降伏点強度 x_2 : 補強材の間隔

註) 炭素繊維の強度は $\sigma_{wy2} > 25 \cdot \sigma_B$ となるが、「引張り強度の2/3」をそのまま用いた。

とよく合い、補強量に関わらず最大耐力を安全側に評価できる。しかしSJシリーズでは耐力を過小評価し、この傾向は補強量の増大と共に大きくなっている。

終局強度A式は、SJシリーズの最大耐力を安全側に評価し、CFシリーズではCF-2を除く試験体で危険側の評価となっている。実験値と計算値との差は炭素繊維による補強量が増大すると共に大きくなり、最も補強量の大きいCF-6では計算値の70%以下となっている。

終局強度A式は、せん断補強筋が降伏することを前提に理論的に導かれた耐力式である。CFシリーズでは最大耐力時における炭素繊維の負担応力は引張り強度の約40%以下となっており、炭素繊維強度を引張り強度の2/3の耐力で算定したことが危険側の計算結果となった原因であると考えられる。

これに対して、SJシリーズでは最大耐力時に鋼板は全て降伏しており、終局強度A式にて評価できたと考えられる。

炭素繊維あるいは鋼板を全面に補強した試験体は、補強量に関わらず全て変形角 $R=1/50$ 付近で最大耐力となっている。さらに各試験体とも $R=1/50$ 以降のせん断補強筋の歪みが横ばいか低下していることから、この変形角は内部コンクリートが破壊した時点または健全な応力伝達が不可能になった時点であると思われる。部分補強試験体では、最大耐力時の変形角は $R=1/50$ 以下となっているが、これは無補強の部分のコンクリートの損傷・剥落が影響したと思われる。

最大耐力時以降の応力状況は、炭素繊維自体は耐力上の余裕を持っているが、内部コンクリートが破壊したためトラス機構が成立しなくなったと推定される。

4.6 変形性能

各試験体ごとの限界変形角と横補強量の関係を図-11に示す。

炭素繊維あるいは鋼板で補強した試験体は、補強量が増大するに従い変形性能が向上している。また全面に補強を施した試験体の限界変形角が帯状の補強試験体に比べ大きくなっている。これは内部のコンクリートがせん断力や付着割裂により破壊しても、周囲を取り囲む補強材の拘束効果でコンクリートの剥離・剥落が抑えられたためと考えられる。

最大耐力以降の変形性能の向上には、炭素繊維では最大耐力時における余力分が当てられるため、補強量に応じて変形性能が改善されたと考えられる。

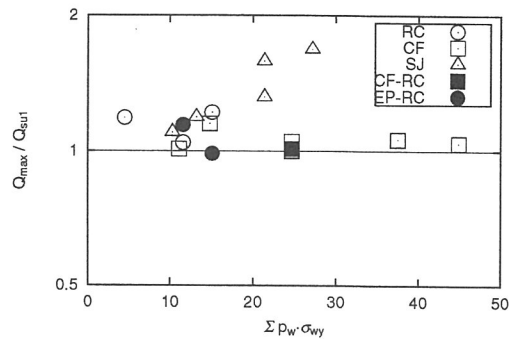


図-10.2 実験値／計算値と補強量（荒川min式）

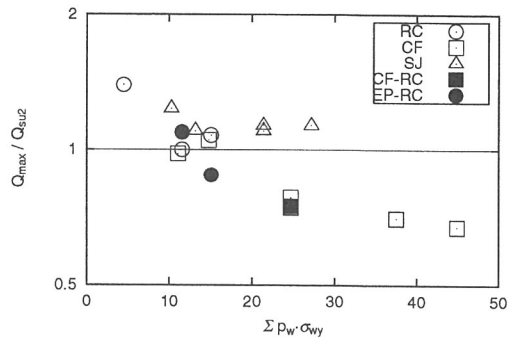


図-10.3 実験値／計算値と補強量（終局強度A式）

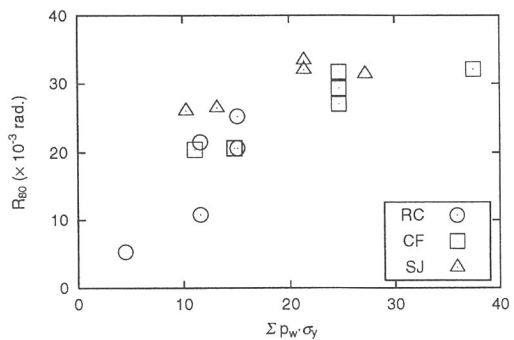


図-11 限界変形角と補強量

5. まとめ

実験の結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 炭素繊維シートによって補強した試験体の最大せん断耐力は、既存のせん断補強筋量に炭素繊維による補強量を累加することで荒川min式によって安全側に評価することができた。また、鋼板で補強した試験体の最大せん断耐力は終局強度計算式A法によって評価することができた。
- 2) 炭素繊維シートによって補強した試験体は、全てせん断破壊したが、鋼板によって補強した試験体はせん断と付着割裂が混在した破壊性状を示した。
- 3) 炭素繊維あるいは鋼板で補強した試験体は、補強量が増大するに従い最大耐力以降の耐力の低下が小さくなった。また帯状に補強を施した試験体は、全面に補強したものに比べ耐力の低下が大きかった。
- 4) 損傷をうけたRC柱を樹脂注入と炭素繊維シートで補修・補強した試験体は、損傷を受けていない柱を炭素繊維シートによって補強した場合と同等の構造性能を示した。
- 5) 樹脂注入による補修のみを行った場合、損傷度Ⅲの試験体では耐力が回復したが、損傷度Ⅳの試験体では、10%以上最大耐力が低下した。またそれぞれの初期剛性はともに約40%低下した。
- 6) 炭素繊維シートによって補強した場合のせん断耐力は、補強量の増大に対して次第に頭打ちになる傾向が見られた。今後はせん断耐力に対する補強量の限度について検討する必要があると思われる。

[謝辞]

本実験は東燃(株)より炭素繊維シートと巻き付け作業の提供を受けて行いました。記して、謝意とします。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説
- 2) 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（案）・同解説
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説
- 4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能
- 5) 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改修設計指針同解説
- 6) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針
- 7) 益尾潔、平井義行、井上寿也：RC造およびSRC造柱、梁部材の耐震補強設計式の検討（実験値と計算値との比較検討）、GBRC、No.82、pp.36-50、1996.4
- 8) 後藤他：炭素繊維シートを用いたRC柱のせん断補強・補修効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp291-294、1996
- 9) 北野他：炭素繊維シートを用いたRC柱のせん断補強・補修効果、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp683-686、1997
- 10) 柳下他：既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp657-660、1997