

論文 柱高さの途中まで存在する鉄骨がRC柱のせん断性状に及ぼす影響

鈴木英之*1・西原 寛*2・松崎育弘*3

要旨: 鉄骨鉄筋コンクリート造から鉄筋コンクリート造へと構造形式が切り替わる柱を想定し、柱高さの途中まで鉄骨が存在する鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験を行った。主な実験変数は部材内に存在する鉄骨の長さとした。その結果、鉄骨が存在することによって、部材の破壊性状が変化し、鉄骨が切断された位置から鉄筋コンクリート部分にかけて破壊が集中した。また、鉄骨の長さが柱高さの半分以下の柱は、鉄骨が無い鉄筋コンクリート柱よりもせん断耐力の低下が見られた。連続繊維シートによるせん断補強はこのような切り替え部を有する柱に対しても有効であった。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 鉄骨, 混合構造, 柱, せん断耐力, 連続繊維シート

1. はじめに

近年、建築物に対する構造的な要求と経済性を両立するために、部位によって構造種別を変化させる混合構造の研究が盛んに行われている。この混合構造の中には、一つの部材の途中で構造形式が切り替わるものも含まれている。例えば比較的地震力が大きい建物の下層階を鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)構造とし、上層階を鉄筋コンクリート(RC)構造とする工法が考えられる。図-1に柱高さの途中で構造形式が切り替わる柱の模式図を示す。文献1)によれば、SRC造からRC造へと構造形式が切り替わる柱では、

下層階から延びる鉄骨は柱の内法高さの半分以上の位置で切断するように記されている。一般的に建物の中間階における柱の設計用せん断力は、柱頭および柱脚に接続される梁の曲げ降伏モーメントにより決定され、それを基に柱のせん断設計が行われる。先の兵庫県南部地震においては、建物の中間階における柱の破壊が多く見られたことが特徴となっているが、その原因の一つとして、中間階における柱の構造形式の変化が取り上げられた。これは、下層階をSRC造、上階をRC造とした場合に、その切り替え部において、適切な処置を行っていなかったために、当該柱付近がせん断破壊したと推定されている。

現在までにコンクリート系構造物の柱や梁部材のせん断性状に関する研究は数多くまとめられており、実験的あるいは理論的に導かれたいくつかのせん断耐力式は確立されつつある。しかし、部材の途中まで鉄骨が存在しているRC部材のせん断性状に関する研究はほとんど無く、前述の文献1)に記載されている鉄骨の切断位置に関する技術的資料も見当たらない。

本研究では、SRC造からRC造へと構造形式



図-1 構造形式が切り替わる柱

*1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (安藤建設(株)技術研究所) 工修 (正会員)
 *2 安藤建設(株)技術研究所 室長(正会員)
 *3 東京理科大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

が切り替わる中間階の柱を想定し、柱脚部から延びる鉄骨の長さを要因とした試験体を製作し実験を行った。

本研究の目的は部材の途中まで存在する鉄骨がコンクリート系部材のせん断性状に与える影響を把握し、今後多様化すると考えられる構造形式の複合化に

対応すべき資料を得ることである。また、このような構造形式の切り替え部を有する柱の耐震補強を想定し、連続繊維シートでせん断補強された試験体を計画し、そのせん断補強効果を確認する実験も行った。

2. 試験体および実験方法

2.1 試験体

表-1に試験体一覧、図-2に試験体形状図の一例を示す。試験体は、SRC造からRC造へと構造形式の切り替えが行われる中間階の柱を想定しており、縮尺は約1/2とした。試験区間の形状は柱幅(b)を400mm、柱せい(D)を400mm、柱の内法スパン長(L)を1200mmとし、せん断スパン比(a/D)は1.5とした。図-2において、鉄骨が内蔵される試験区間左側を柱脚部、反対側を柱頭部と称する。

柱脚部に内蔵される鉄骨はH-200・204・12・12(SS400)とし、簡略化のためH形鋼を強軸方向のみに使用した。いずれの試験体も部材のせん断破壊を先行させる目的で主筋には高強度鉄筋(SD685)を使用し、柱頭、柱脚ともに8-D19とした。また、帯筋にはD10(SD295A)を使用し、

表-1 試験体および実験結果一覧

No.	試験体名	鉄骨種類	定着長 Ls (mm)	斜張力状 ひび割れ eQdc (kN)	最大耐力 eQmax (kN)	変形角R (x10 ⁻³ rad.)	A法計算値 cQsu (kN)	破壊性状
1	S3-00	H-200・204 ・12・12 (SS400)	0	無し	431	9.3	377	せん断破壊
2	S3-30		300	401	401	6.1	377	せん断破壊
3	S3-60		600	325	400	8.4	377	せん断破壊
4	S3-90		900	312	446	9.7	377	せん断破壊
5	CF3-60		600	—	673	32.2	716	せん断破壊

主筋8-D19 (SD685) 軸鉄筋比 $p_g=1.44\%$ eQmax : 最大耐力時せん断力
 帯筋2-D10 (SD295A)@120 帯筋比 $p_w=0.30\%$ R : 同上層間変形角
 軸力比 $N/(b \cdot D \cdot \sigma_B)=0.15$ cQsu : 終局強度指針A法計算値

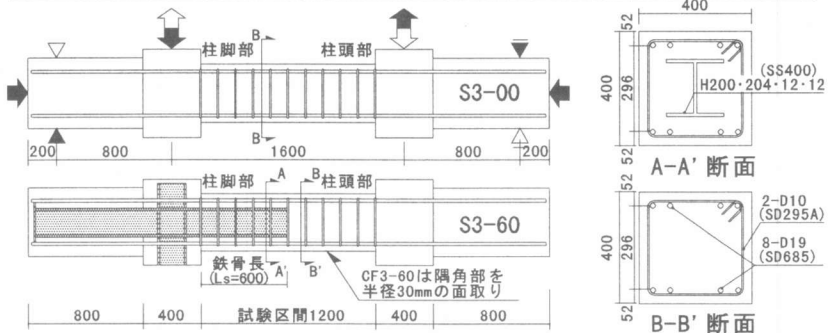


図-2 試験体形状図

帯筋比(p_w)を0.3%とした。S3-00は通常のRC造柱を想定しており、S3-30、S3-60、S3-90はRC部の配筋をS3-00と同じとし、試験区間に定着される鉄骨の長さを、それぞれ内法スパンの1/4、1/2、3/4と変化させた。試験体名の末尾2桁の数字は試験区間に内蔵される鉄骨長(Ls:単位cm)を表す。CF3-60はS3-60と同配筋の試験体を炭素繊維シート(CFシート)でせん断補強した試験体であり、目付量が300g/m²のCFシートを試験区間全体に一層巻きした。表-2に使用材料の試験結果を示す。

表-2 材料試験結果一覧

種類	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ϵ_y (μ)	σ_E (GPa)	コンクリート 試験体No.	$\sigma_{\sigma B}$ (MPa)	$\sigma_{\sigma t}$ (MPa)	σ_E (GPa)
D19	755*1	999		200	NO. 1~4	25.9	2.67	24.5
D10	363	504	2010	181	NO. 5	27.1	2.71	26.4
H200・204	228	430	1270	209	*1	0.2%offset		
CFRP		3430*2		230*2	*2	カタログ値		
σ_y :降伏強度	σ_u :引張強さ	ϵ_y :降伏歪み	σ_E :引張強さ	$\sigma_{\sigma B}$:圧縮強度	$\sigma_{\sigma t}$:割裂引張強度	σ_E :弾性係数		

2.2 加力および計測

図-3に加力図を示す。加力は試験体を横に寝かせた大野式加力とした。試験体に与えた軸方向応力度(σ_0)はコンクリート圧縮強度(σ_B)の0.15倍とした。その軸方向応力度を保持させ

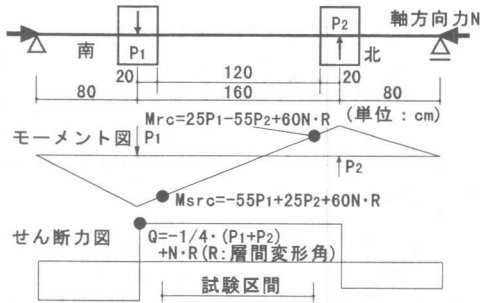


図-3 加力図

表-3 加力サイクル

層間変形角 R(rad.)	繰り返し数 (Cycle)	層間変形角 R(rad.)	繰り返し数 (Cycle)
1/400	±1	1/50	±1
1/200	±1	1/25	±1
1/100	±1		

た状態で、試験区間の両側の加力スタブに取り付けた押し引き油圧ジャッキによって、左右の加力スタブの絶対変位量が逆対称となるように、せん断力を導入した。加力は、急激に破壊が進行したものを除き、表-3に示した加力サイクルに基づいて正負交番繰り返し载荷とした。

本実験では、試験区間の両端で断面形状が異なるため、左右の加力スタブに接続した油圧ジャッキの荷重に差が生じる。試験区間両端部の柱頭、柱脚のモーメントおよびせん断力は、油圧ジャッキに取り付けたロードセルより計測された荷重から、図-3のモーメント図およびせん

断力図を基に算出した。

加力スタブ間の相対変位を変位計で計測し、主筋、鉄骨、帯筋およびCFシートの主要な位置には歪みゲージを貼り付け、歪みを計測した。

3. 実験結果

3.1 実験経過および破壊性状

表-1に実験結果の一覧、図-4に最終破壊状況、図-5にせん断力(Q)－層間変形角(R)関係を示す。S3-90とCF3-60は最大耐力までの間に鉄骨が降伏したが、全ての試験体で主筋の降伏は見られず、せん断破壊で最大耐力が決定された。

鉄骨が無いS3-00は柱頭および柱脚部のせん断ひび割れが開き最大耐力となり、その後の加力で主筋に沿ったひび割れが発生した。鉄骨が内蔵されている試験体は、1/200rad.前後で鉄骨

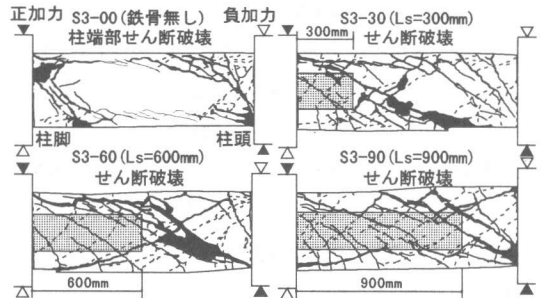


図-4 最終破壊状況

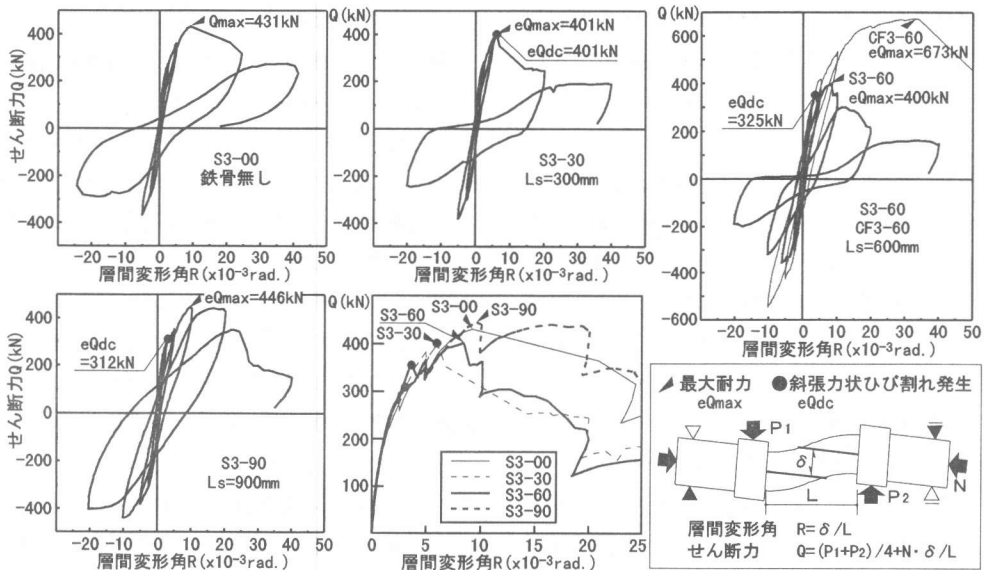


図-5 せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

の切断位置から柱頭部の圧縮域へと向かう大きな斜めひび割れが発生した。このひび割れは比較的短スパンの部材において、材端部の圧縮域を対角に結ぶように発生する斜張力ひび割れに、その形態や発生状況が似ていた。この斜めひび割れを斜張力状ひび割れと称する。このひび割れの発生と同時にS3-30はせん断破壊し、S3-60は剛性が大きく低下した後、S3-30とほぼ同じ耐力でせん断破壊した。S3-90はせん断ひび割れ発生後も耐力の上昇が見られ、鉄骨の切断位置付近でせん断破壊した。

CFシートでせん断補強されたCF3-60は1/100rad.前後で鉄骨が曲げ降伏したが、その後も耐力が上昇し続け、S3-60の約1.7倍のせん断耐力の時にCFシートの破断と同時に激しくせん断破壊した。

図-5に示したQ-R関係の包絡線を見ると、鉄骨が無いS3-00と比較して、鉄骨長さが $1/4 \cdot L$ (L:柱内法スパン)であるS3-30と、同じく $1/2 \cdot L$ であるS3-60はせん断耐力が約7%低下しており、最大耐力時の層間変形角も小さかった。本実験の範囲では、S3-90のように鉄骨の長さを $3/4 \cdot L$ とすることで、通常のRC柱と同等以上のせん断耐力を得ることができた。

3.2 帯筋およびCFシートのひずみ分布

図-6に各試験体の最大耐力時における帯筋およびCFシートの歪み分布を示す。鉄骨が無いS3-00は両材端部の帯筋が降伏していたが、柱脚からの距離が30~90cm間のひずみが小さかった。S3-30, S3-60およびCF3-60は、鉄骨が切断されている箇所から柱頭側に10~20cmの位置のひずみが最も大きくなっており、CFシートのひずみは最大で1%程度であった。S3-90は柱脚側から徐々にひずみが大きくなり、柱頭側の帯筋が降伏ひずみに達していた。

3.3 モーメントの分担

図-7に最大耐力時における鉄骨のモーメント分布を示す。ここで鉄骨のモーメントは、上下のフランジに貼付した歪みゲージの値より算出した。これによるとCFシートでせん断補強さ

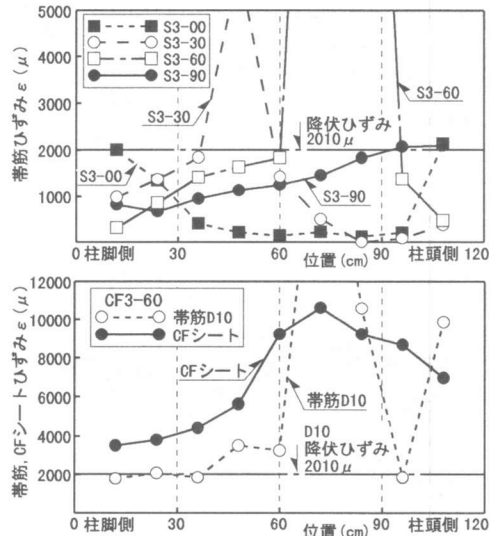


図-6 帯筋およびCFシートの歪み分布

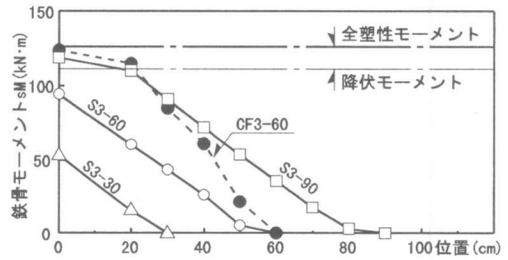


図-7 鉄骨のモーメント分布

れたCF3-60はモーメントの勾配が最も急であり、他の3試験体は、鉄骨の長さによらずモーメントの勾配はほぼ一定であった。

図-8に最大耐力時における鉄骨とRC部分の負担モーメントの分布を示す。ここで、柱頭および柱脚部のモーメントは図-3の加力図より算出し、RC部のモーメントは部材全体のモーメント分布より、前述の鉄骨負担モーメントを差し引いて算出した。これによると鉄骨が長くなるにつれ、柱頭と柱脚のモーメントの差が大きくなり、これに伴い反曲点の位置が柱頭側に移動した。RC部の負担モーメントをみると、反曲点の位置が移動しているのに関わらず、柱頭部と柱脚部でモーメントの差は少なかった。鉄骨の切断位置付近でRC部が負担するモーメントの勾配が変化しており、何らかの形でRC部から鉄骨へのせん断力の伝達が行われているも

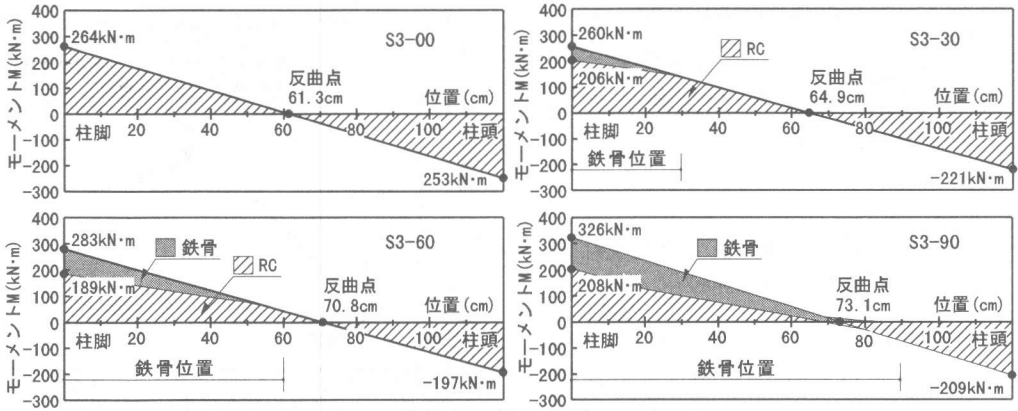


図-8 鉄骨とRC部の負担モーメント

のと考えられる。

4. 耐力の検討

4.1 斜張力状ひび割れ

前述したように、鉄骨が柱の途中まで存在する試験体では、斜張力状のせん断ひび割れが鉄骨の切断位置から柱頭の圧縮域へ向かう方向に生じ、部材の剛性に大きな影響を与えた。このひび割れは鉄骨が長くなるにつれ発生荷重が低くなり、鉄骨無しのS3-00では発生しなかった。図-9に斜張力状ひび割れが形成されると仮定した面と鉄骨長の関係を示す。このひび割れ面は鉄骨切断位置から柱頭の圧縮域へ向かうと考えた。ひび割れ面が材軸となす角度(θ)と、鉄骨長(L_s)の関係を式(1)に示す。

$$\theta = \min\left\{\tan^{-1}\left(\frac{j_t}{L-L_s}\right), \frac{1}{2}\tan^{-1}\left(-\frac{2\tau_p}{\sigma_0}\right)\right\} \quad (1)$$

$$\tau_p = \sqrt{c\sigma_t^2 - \sigma_0 \cdot c\sigma_t} \quad c\sigma_t = 0.313\sqrt{c\sigma_B}$$

ここで、 j_t :主筋間距離(mm) L :柱内法長さ(mm)
 σ_0 :軸方向応力度(MPa)
 $c\sigma_B$:コンクリート圧縮強度(MPa)

θ は L_s が長くなるにつれ大きくなり、第2項から求められる引張主応力面の角度より θ が大きくなる場合はその主応力面の角度を θ とした。図-10に矩形断面の部材にせん断力と軸力が作用するときの応力モデルを示す。材軸と θ の角度をなす面の垂直応力度がコンクリートの引張強度に達した時に斜張力状ひび割れが発生すると考える。図-10の力の釣り合いより、斜

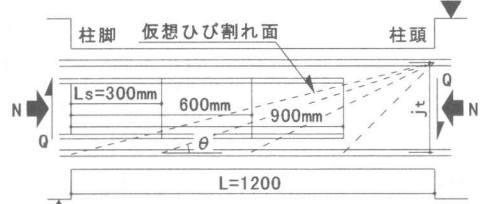


図-9 仮想ひび割れ面と鉄骨長 L_s

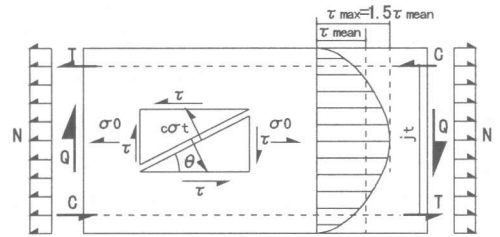


図-10 せん断力と軸力が作用する応力モデル

張力状ひび割れ強度は式(2)から算出される。

$$cQ_{dc} = \frac{c\sigma_t - \sigma_0 \cdot \sin^2 \theta}{2\sin \theta \cdot \cos \theta} \cdot b \cdot D / \kappa \quad (N) \quad (2)$$

ここで、 b :柱幅(mm) D :柱せい(mm)
 $\kappa = 1.5$

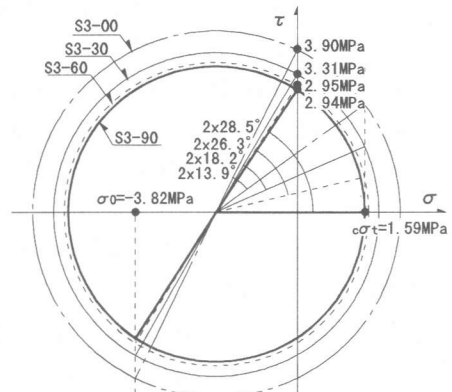


図-11 斜張力状ひび割れ発生時のモールの円

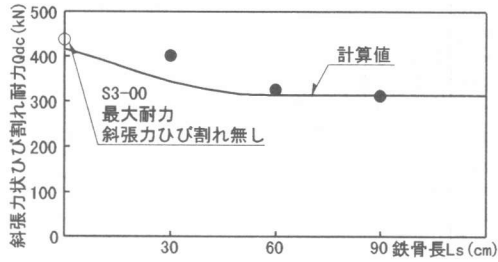


図-12 斜張力ひび割れ耐力の比較

図-11に斜張力状ひび割れ発生時のモールの応力円を示す。S3-90のひび割れ面は主応力面となり、鉄骨が短くなるにつれひび割れ発生応力度が大きくなる。図-12に斜張力状ひび割れ耐力の実験値と計算値の比較を示す。試験体数が少ないが、実験での傾向をよく表していた。

4.2 最大耐力

図-13に最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。ここで、柱頭側の曲げ終局耐力はRC規準略算式(付式(1))より算出し、柱脚側はそれに鉄骨の全塑性曲げモーメントを単純累加することで算出した(付式(2))。鉄骨が途中まで内蔵されている試験体では、通常のRC部材のように材端部の圧縮域を結ぶアーチ機構が形成されるかは疑問であるが、ここでは、RC部分のせん断耐力を終局強度指針式A法で算出した。CFシートでせん断補強した試験体のせん断耐力はCFシートのひずみが1%時の応力をCFシートの有効応力度と考え、文献2)で示されている方法で算出した。

図-13によると、S3-30とS3-60の最大耐力はせん断耐力計算値を若干上回っているが、S3-00およびS3-90と比較すると安全率が小さくなっている。また、CF3-60はせん断耐力計算値よりも低いせん断力でせん断破壊していた。本実験ではCFシートでせん断補強されたRCの試験体がないため、直接比較することはできない。しかし文献2)において同様な方法で計算されたRC試験体が概ね安全側に評価されていることを考慮すると、CFシートでせん断補強された場合においても鉄骨が内蔵されることによってRC部分のせん断耐力が低下したと推測される。

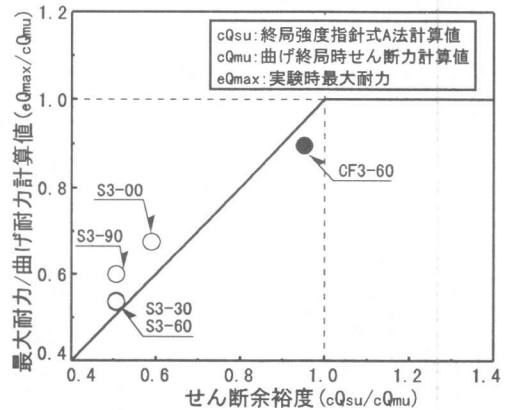


図-13 最大耐力の実験値と計算値の比較

5. まとめ

本実験の結果より以下に示す知見が得られた。

- 1) 鉄骨の切断位置から柱頭部の圧縮域方向に、斜張力状のひび割れが生じた。このひび割れ角度を考慮した斜張力状ひび割れ耐力式を提案した。
- 2) 鉄骨長が柱高さの半分以下の場合、鉄骨が無いRC部材と比較してせん断終局耐力が低下した。また炭素繊維シートによる補強は、柱高さの途中まで鉄骨が存在する柱に対しても効果的であった。しかし、これらのせん断耐力の評価方法については今後の課題である。
- 3) 本実験の範囲ではRC部材と同等以上のせん断性能を得るためには、鉄骨長を柱高さの3/4とする必要があった。

参考文献

- 1) 建築構造設計指針:東京都建築士事務所協会, 1991
- 2) 塚越他:炭素繊維シートによる鉄筋コンクリート柱の耐震補強工法, 連続繊維補強コンクリートに関するシンポジウム論文集, pp.187-192, 1998.5

付録: 曲げ終局耐力計算式

$$rcMu = 0.8at \cdot m \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \{ (1 - N / (bDc \sigma_B)) \} \quad \text{付式(1)}$$

$$srcMu = rcMu + sZp \cdot s \sigma_y \quad \text{付式(2)}$$

$$cQmu = (rcMu + srcMu) / L \quad \text{付式(3)}$$

at (mm²): 引張主筋断面積 mσ_y: 主筋降伏強度(MPa)

N: 軸方向力(N) sZ_p: 塑性断面係数(mm³)

sσ_y: 鉄骨降伏強度(MPa) L: 柱内法スパン長(mm)