

論文

[2055] 高軸力および変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性状

正会員○阿満重幸 (株青木建設)

正会員 白井伸明 (日本大学建築学科)

正会員 安達洋 (日本大学海洋建築工学科)

正会員 小野新 (日本大学建築学科)

1. はじめに

筆者らは高軸力および変動軸力下における鉄筋コンクリート(以下"RC"と略す)柱の耐震性能を評価することを目的として、軸力の大きさ及び載荷方法を変動因子としたRC柱の正負水平繰返し載荷実験を行い、実験結果及び検討結果について報告した[1]。文献[1]では、全体水平変形を曲げ変形成分とせん断変形成分に分離し、曲げ挙動についてはファイバー法により説明できることを示した。さらに、全体変形に占めるせん断変形の割合が比較的多いことを指摘し、軸力がせん断挙動に及ぼす影響やせん断抵抗機構の解明を今後の問題点として残した。本研究では、軸力の大きさ及び載荷方法を変動因子としたRC柱の正負繰返し載荷実験を行い、変形性状の詳細な把握並びにせん断抵抗機構の解明を試みる。

2. 実験概要

本実験では、図1に示す寸法及び配筋詳細をもつ3体の同一試験体を製作した。表1に試験体の構造諸元及び変動因子(軸力)を示す。各試験体とも、断面は $B \times D = 27.8 \times 27.8$ cm, 高さは $2a = 64.6$ cm, シアスパン比は $a/D = 1.16$, 主筋比は $P_g = 3.94\%$, 帯筋比は $P_w = 0.89\%$ とした。なお、試験体は文献[2]の30層試設計建物の2階外柱を1/3.25倍に縮尺したものである。また、CB060C及びCB070Tの一定作用軸力は、試設計建物の崩壊メカニズム形成時の軸力に相当する。表2及び表3に、使用した鉄筋及びコンクリー

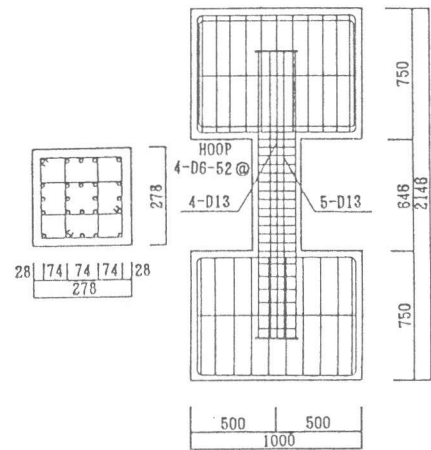


図1 試験体配筋詳細図

表1 試験体構造諸元及び変動因子

試験体名	シアスパン比 a/D	主筋比 P _g (%)	帯筋比 P _w (%)	軸力比 η _c (N/BDF _c)	軸力 N(tf)	備考
CB060C	1.16	3.94	0.89	0.74	268.3	*1 短期圧縮一定軸力
-0.26				-95.9	*2 短期引張一定軸力	
-0.26 ~0.74				-95.9 ~268.3	*3 変動軸力	

*1 $N_c = 0.6cN_{uc} = 0.6(0.85AF_c + A_s f_s^y)$

*2 $N_t = -0.7cN_{ut} = -0.7A_s f_s^y$

*3 $N_c = 0.6cN_{uc}, N_t = -0.7cN_{ut} = -0.7A_s f_s^y$

$N(Q=0) = 0.25[B D + (n-1)A_s] F_c$

表2 鉄筋の材料特性

	降伏点強度 F _s ^y (kgf/cm ²)	ヤング係数 E ^s (kgf/cm ²)
D13	4497	1.74 x 10 ⁶
D6	4219	1.84 x 10 ⁶

表3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 F _c (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	F _c 時の歪 ε _c ^o (x10 ⁻⁶)	ヤング係数 E ^c (kgf/cm ²)
	472	41	2667	2.54 x 10 ⁶

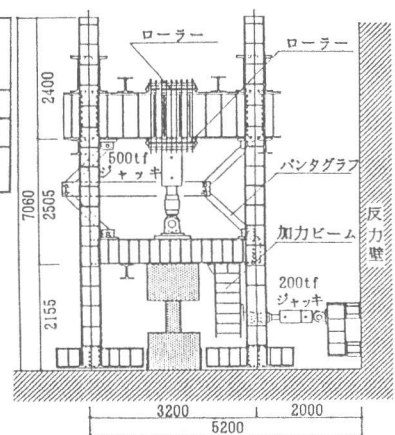


図2 加力装置

トの材料特性を示す。図2に加力装置を示す。軸力は試験体上部の加力梁に取り付けたローラー付き 500tfジャッキにより载荷した。水平力は反力壁に取り付けた200tfジャッキにより载荷した。水平力は詳細な変形の計測を行うため、単調载荷を基本とした。つまり、最大耐力を経験する部材角($R=9/1000$, $\delta=5.81\text{mm}$)まで単調漸増载荷を行ったのち、同部材角で5回の繰返し载荷を行った。その後は最終破壊を確認するため、正負の漸増繰返し载荷を行った。軸力の変動を伴うCB07T06Cでは、図3に示す関係に基づいて軸力(N)と水平力(Q)を作用させた。なお、このN-Q関係は試設計建物の弾塑性増分解析の結果に基づいて仮定したものである[2]。測定は荷重(水平力及び軸力)、試験体の相対水平変位 δ 及び軸方向伸縮量 $\Delta\delta_v$ 、主筋及び帯筋のひずみについて行った。水平変位 δ 及び軸方向伸縮量 $\Delta\delta_v$ は、図4に示すような装置を用い、変位計(精度1/100mm)により計測した。鉄筋のひずみはひずみゲージ(検長2mm)により計測した。また、試験体の材軸方向に沿う曲率分布を求めるため、図5に示すように材軸に沿う2直線上10区間の伸縮量をクリップ型変位計と変位計(精度1/1000mm)により測定した。さらに、試験体の材軸方向4区間のひずみ状態を評価するため、図5に示すように各区間の対角線方向及び材軸直交方向の伸縮量を変位計(精度1/1000mm)により測定した。

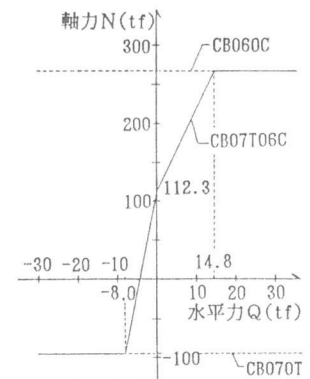


図3 作用軸力と水平力の関係

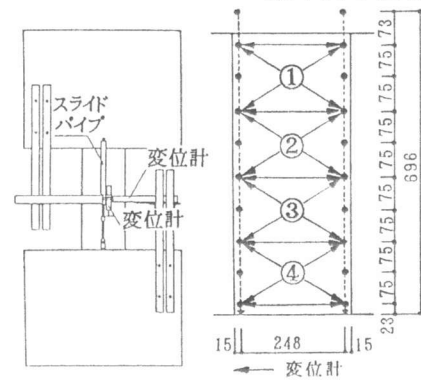


図4 変位測定装置 図5 伸縮量測定装置

3. 実験結果

図6に各試験体の水平力(Q)-水平変位(δ)関係を対応する試験体のひび割れ状況とともに示す。注目すべき点は、一定高軸力のCB060Cのせん断破壊が変動軸力のCB07T06Cに比べ極めて脆性的であり、この破壊状況の差異はQ- δ 関係のピーク後の挙動の違いとして現れている。図7に各試験体の水平力(Q)-軸方向伸縮量($\Delta\delta_v$)関係を示す。 $\Delta\delta_v$ の大きさ及び変動は試験体により違いが認められる。一定軸力のCB060CとCB070Tの場合、 $\Delta\delta_v$ はQの増減に伴う変化は少なく、むしろサイクル数の増大に伴って大きく変化する。一方、変動軸力のCB07T06Cの場合、 $\Delta\delta_v$ はサイクル数の増大に伴う変化は少なく、軸力が引張となる負側での変化が大きい。図8に各試験体の区間②における水平力(Q)-横ひずみ(ε_h)関係を示す。なお、 ε_h は材軸直交方向の伸縮量より求めた。

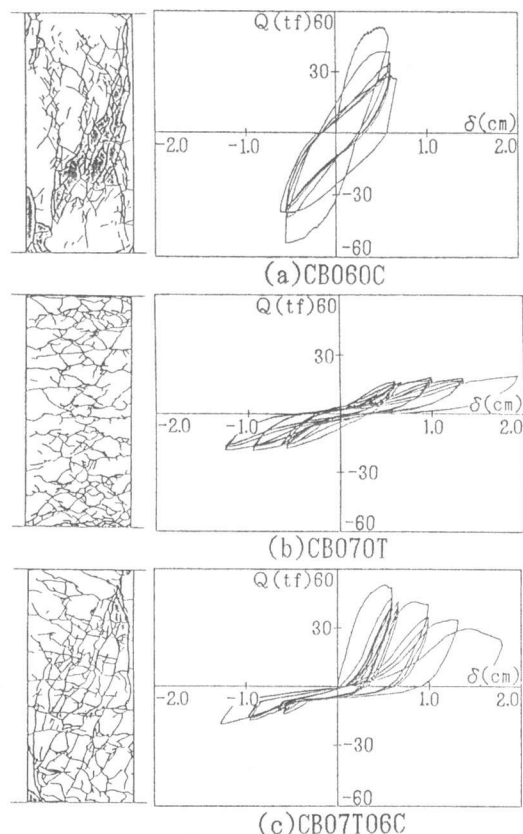


図6 Q- δ 関係及びひび割れ状況

CB070Tの ε_h は極めて小さい。CB060CとCB07T06Cの ε_h は大きく成長しており、特に前者の方が顕著である。なお、両試験体の帯筋のひずみ実測値より、CB060Cでは負側、CB07T06Cでは正側の最大荷重近傍で引張降伏が確認された。従って、最大荷重近傍では帯筋の拘束効果を期待できずコンクリートの劣化が顕著になったと考えられる。

4. 変形状状及び抵抗機構の評価

本研究では、二つの方法により変形状状の分析を試みる。仮に、第一の方法を”曲げ理論”、第二の方法を”せん断理論”と呼ぶ。

〈曲げ理論〉 材軸に沿う曲率分布を求め、これを積分することにより曲げ変形成分(δ_F)を計算する。本研究では、試験体の材軸に沿う10区間について測定した左右の伸縮量より各区間の平均曲率を求めた。さらに、全体変形(δ)から δ_F を差し引いた変形成分をせん断変形成分(δ_s)と定義する。この方法で、変形を分離することにより、マクロな曲げ及びせん断挙動を把握できる。

〈せん断理論〉 この方法は、柱の材軸に沿う4区間のそれぞれについて、曲げによる材軸方向のひずみ成分を除去し、一様なせん断ひずみ場を抽出せんとするものである。図9に柱区間の変形状態を模式的に示す。一般に、柱部材には(a)の変形状態が生じている。状態(c)から(b)を差し引いて曲げ成分を求め、さらに、状態(a)から曲げ成分を差し引くと、軸力とせん断による変形状態(d)が求められる。今、中立軸上の伸縮量 ΔT_y が既知とすれば、状態(b)に対応するx方向及び対角線方向の伸縮量 $\Delta T_x, \Delta T_{13}, \Delta T_{24}$ 及びひずみ $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_{13}, \varepsilon_{24}$ は実測の伸縮量 $\Delta l_{12}, \Delta l_{43}, \Delta l_{14}, \Delta l_{23}, \Delta l_{13}, \Delta l_{24}$ より次式のように求まる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \Delta T_x / l_{12} = (\Delta l_{12} + \Delta l_{43}) / (2l_{12}), & \varepsilon_y &= \Delta T_y / l_{14} \\ \varepsilon_{13} &= \Delta T_{13} / l_{13} = \{ \Delta l_{13} - (\Delta l_{23} - \Delta T_y) \cos \theta \} / l_{13} \\ \varepsilon_{24} &= \Delta T_{24} / l_{24} = \{ \Delta l_{24} - (\Delta l_{14} - \Delta T_y) \cos \theta \} / l_{24} \end{aligned}$$

文献[3]では、単純化のため、 ΔT_y を中心線上の伸縮量($\Delta T_y = (\Delta l_{14} + \Delta l_{23}) / 2$)を仮定し

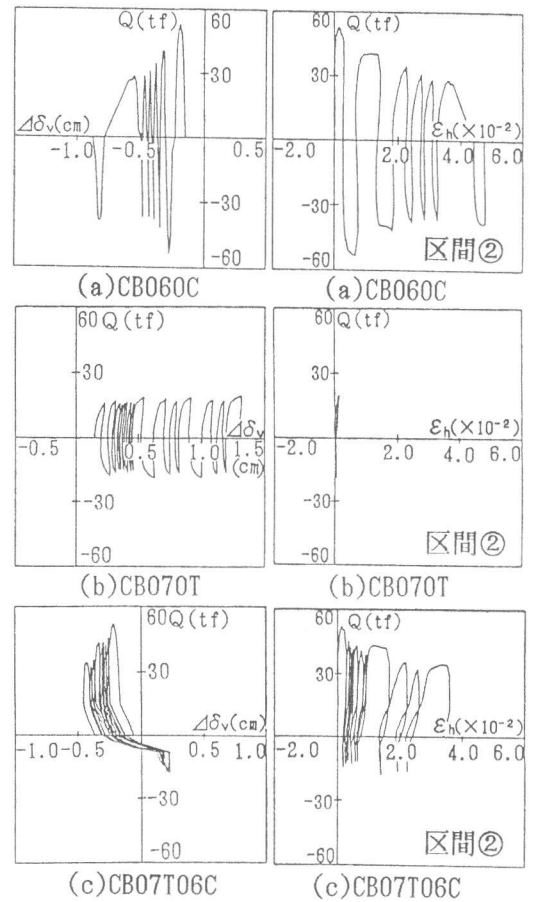


図7 Q- $\Delta\delta_v$ 関係 図8 Q- ε_h 関係

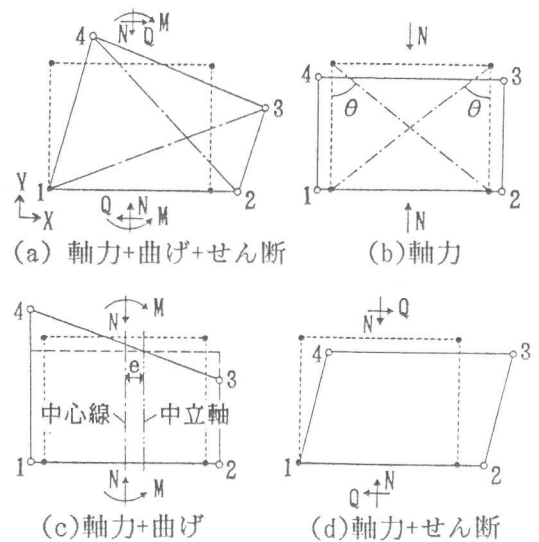


図9 柱区間の変形状態の模式図

たが、本研究では、文献[4]のファイバー法により、実測の軸力及び曲率を入力として ΔT_v を求めた。これらのひずみを用いてモールのひずみ円を描き、状態(d)のひずみ $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}^T$ を評価した。図10に中心線上と中立軸上の ε_y から求めたモールのひずみ円を示す。この方法では、各区間の γ_{xy} に区間長さを乗じ、それらを総和することによりせん断変形成分(δ_s)が求められ、曲げ成分(δ_F)は全体変形(δ)から δ_s を差し引くことにより求める。図11にCB060Cの曲げ理論とせん断理論により求めた水平力(Q)-曲げ変形(δ_F)と水平力(Q)-せん断変形(δ_s)関係を比較して示す。異なった手法に基づいて変形成分の評価を行ったにもかかわらず、比較的よく類似した履歴性状が得られた。曲げ成分は正側で大きく成長し、逆にせん断成分は負側で大きく成長する傾向がある。つまり、正側では曲げ剛性が大きく低下し、最大耐力後の繰返しでは曲げ変形が正側に残留したものである。このことは柱頭、柱脚の圧縮ファイバー近傍の軸ひずみが、最大荷重時には $\varepsilon = 3.43 \times 10^{-3}$ であり、コンクリートの圧縮強度時のひずみを越えていることから説明できる。一方、負側ではせん断剛性が大きく低下している。これは、正側加力時に発生した斜めひび割れのほかに、負側加力時に前者のひび割れに交差する新たな斜めひび割れが発生したためと考えられる。次に、図12は、CB060CとCB07T06Cの正側単調載荷時の全体変形に占める曲げ変形の割合(δ_F/δ)を比較したものである。曲げ理論とせん断理論の結果は概ね類似しており、いずれの試験体とも曲げ成分の割合が多い。なお、図中には文献[5]の試験体(C-2, C-3)の結果も示してある。試験体の諸元は、本研究の試験体とほぼ同じであるが載荷方法が異なる。つまり、最大荷重に至るまで多数回の正負繰返し水平載荷が行われたものである。Cシリーズの曲げ変形の割合は非常に少ない。これは繰返し載荷による二方向斜めひび割れのため、せん断剛性が曲げ剛性より早期に低下したものと考えられる。図13にCB060Cの±1サイクル、部材角 $R = \pm 9/1000$ 時における材軸に沿う区間ごとの曲げ変形(δ_F)、せん断変形(δ_s)、軸方向伸縮量($\Delta \delta_v$)の分布を示す。

曲げ変形は中央近傍で少なく、柱頭・柱脚近傍で大きく集中しており、いずれの試験体とも類似の傾向がみられた。せん断変形は、正側ではほぼ一様、負側では中央近傍で大きく成長している。な

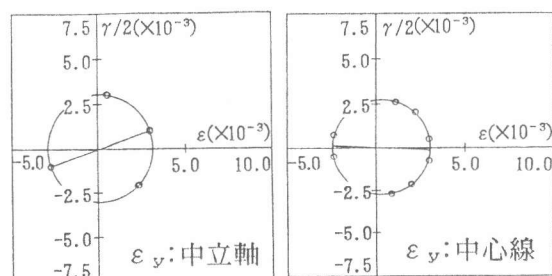
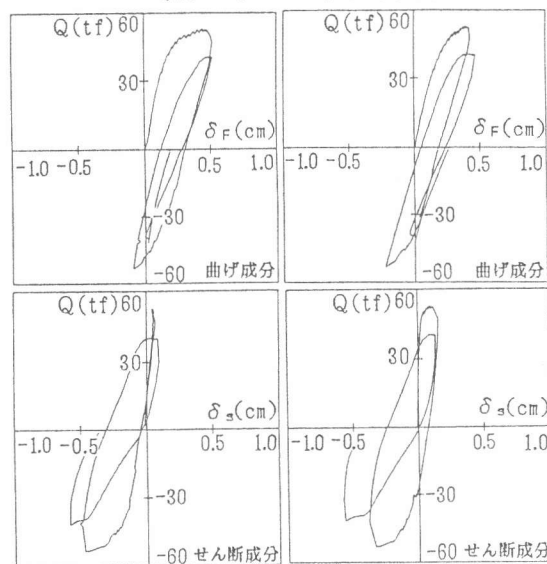
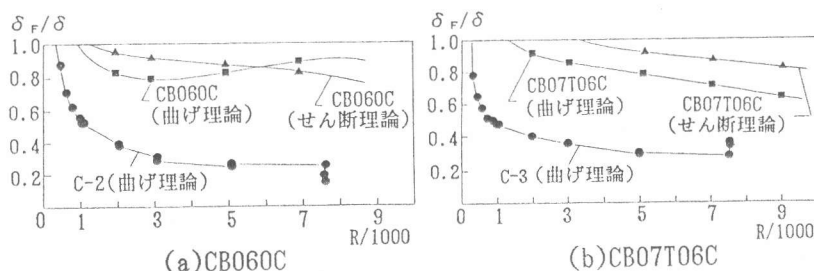


図10 モールのひずみ円(CB060C) (R=+9/1000時 区間②)



(a) 曲げ理論 (b) せん断理論
図11 Q- δ_F 及びQ- δ_s 関係(CB060C)



(a) CB060C (b) CB07T06C
図12 全体変形に占める曲げ変形の割合

お、CB070TとCB07T06CのR = +9/1000時には、柱脚近傍のせん断変形の方が中央近傍より大きかった。軸方向伸縮量の分布は一様ではないが、部位による顕著な差異は認められない。次に、RC柱のせん断抵抗機構を明らかにするため、柱試験体の内部応力分布を求める。応力の評価は図14に示すように、二通りの評価法に基づいて行った。最初の方法では、試験体を材軸方向に4個の領域に分割し、さらに、材成方向を8個のスライスに分割する。作用軸力と領域ごとに実測した曲率を入力としてファイバー法による曲げ解析[4]を行い、各スライスの軸方向応力(σ_y)を計算する。第2の方法では、これらの4個の領域内において一様応力場を仮定し、各領域ごとに実測した伸縮量よりせん断理論に基づいてひずみ ϵ_x , γ_{xy} 及び応力 σ_x , τ_{xy} を求める。上で求めた応力をスライスごとに重ね合わせることにより試験体の応力分布が求まる。図15にCB060CとCB07T06Cの正側最大荷重時における主圧縮応力度分布を示す。明確なアーチ作用が形成されており、このアーチのストラット幅が比較的広いのが特徴的である。次に、図16は単調載荷時における区間③のアーチを形成するスライス(図中の影の要素)の主圧縮応力(σ_d)—主圧縮ひずみ(ϵ_d)関係と主軸と材軸のなす角度(α)の変化を示したものである。いずれの場合も、 σ_d — ϵ_d 関係はシリンダーの応力—ひずみ関係と類似の傾向がみられるが、剛性が幾分高く、最大主圧縮応力はコンクリートの圧縮強度に達していない。圧縮ストラットの有効係数 ν (コンクリートの圧縮強度に対する最大主圧縮応力の比)を評価すると、CB060Cの場合 $\nu \approx 0.75$, CB07T06Cの場合 $\nu \approx 0.74$ となった。また、最大主圧縮応力時の主圧縮応力の方向と材軸のなす角度 α は、CB060Cの場合 $\alpha \approx 12.2^\circ$, CB07T06Cの場合 $\alpha \approx 11.5^\circ$ であった。図17は両試験体の有効係数 ν を主ひずみ比 $|\epsilon_{dt}/\epsilon_d|$ (ϵ_{dt} : 主引

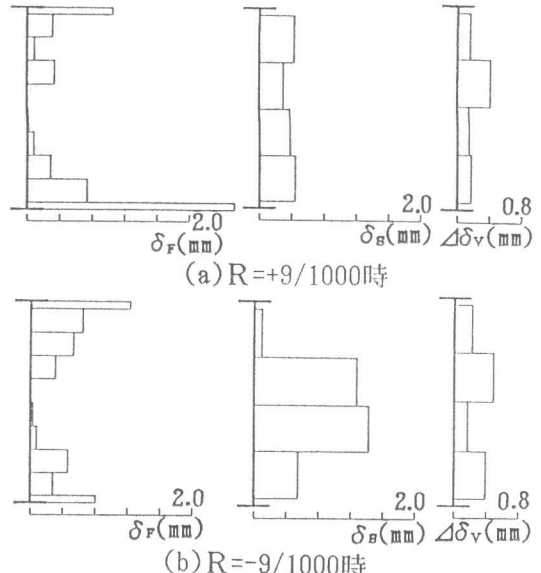


図13 $\delta_F, \delta_S, \Delta\delta_V$ の分布(CB060C)

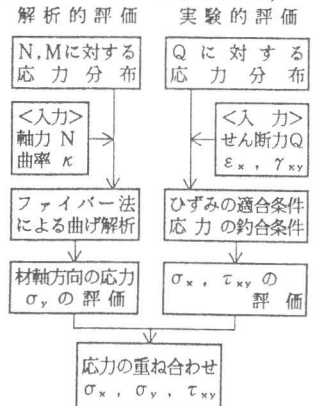


図14 応力評価の手法

伸縮量よりせん断理論に基づいてひずみ ϵ_x , γ_{xy} 及び応力 σ_x , τ_{xy} を求める。上で求めた応力をスライスごとに重ね合わせることにより試験体の応力分布が求まる。図15にCB060CとCB07T06Cの正側最大荷重時における主圧縮応力度分布を示す。明確なアーチ作用が形成されており、このアーチのストラット幅が比較的広いのが特徴的である。次に、図16は単調載荷時における区間③のアーチを形成するスライス(図中の影の要素)の主圧縮応力(σ_d)—主圧縮ひずみ(ϵ_d)関係と主軸と材軸のなす角度(α)の変化を示したものである。いずれの場合も、 σ_d — ϵ_d 関係はシリンダーの応力—ひずみ関係と類似の傾向がみられるが、剛性が幾分高く、最大主圧縮応力はコンクリートの圧縮強度に達していない。圧縮ストラットの有効係数 ν (コンクリートの圧縮強度に対する最大主圧縮応力の比)を評価すると、CB060Cの場合 $\nu \approx 0.75$, CB07T06Cの場合 $\nu \approx 0.74$ となった。また、最大主圧縮応力時の主圧縮応力の方向と材軸のなす角度 α は、CB060Cの場合 $\alpha \approx 12.2^\circ$, CB07T06Cの場合 $\alpha \approx 11.5^\circ$ であった。図17は両試験体の有効係数 ν を主ひずみ比 $|\epsilon_{dt}/\epsilon_d|$ (ϵ_{dt} : 主引

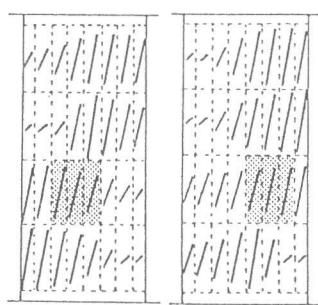


図15 主圧縮応力度の分布(正側最大荷重時)

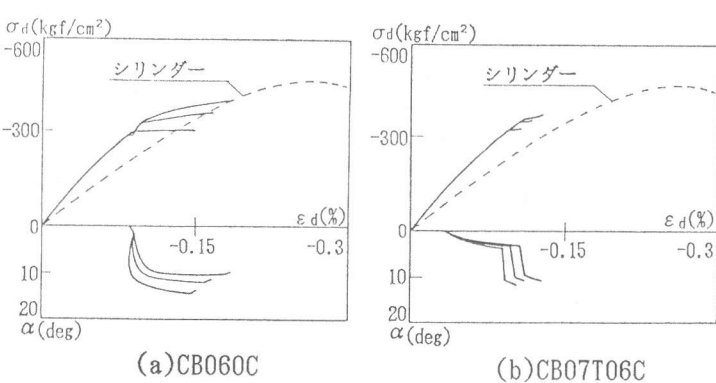


図16 σ_d — ϵ_d 関係

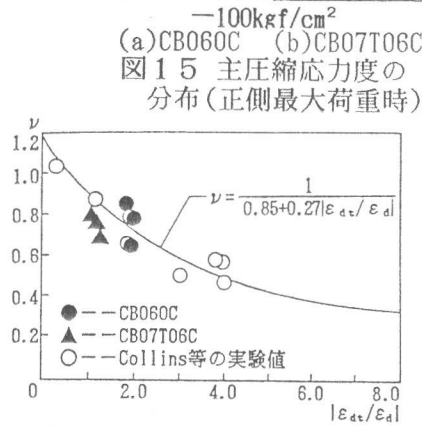


図17 ν — $|\epsilon_{dt}/\epsilon_d|$ 関係

張ひずみ, ε_c :主圧縮ひずみ)に対してプロットしたものである。図中にはCollinsらの実験値及び ν の推定式が併せて示してある[6]。本研究の ν はCollinsの推定式と一致する傾向にある。最後に、RC柱の終局せん断強度 V_u を推定する建築学会指針式[7]をCB060Cに適用する。A法では $\nu=0.46$, $\alpha=11.9^\circ$, $V_u=48.8\text{tf}$ 、B法では $\nu=0.83$, $\alpha=11.9^\circ$, $V_u=49.0\text{tf}$ と推定される。実験の V_u は正側で52.7tf、負側で55.4tfであった。A法、B法とも高軸力の影響は考慮しておらず、 V_u を過小評価している。一方、高軸力の影響を考慮した南・倉本の推定式[7]によると、 $\nu=0.83$, $\alpha=11.9^\circ$, $V_u=54.2\text{tf}$ と推定され、 ν は本研究で評価した値より幾分高いが、 α 及び V_u の適合性はよい。南らの推定式は、 ν を幾分高く見積もっているが、逆に圧縮ストラットの幅を狭く評価し、結果としてこれらが相殺し合って良好な推定結果を与えたものと判断される。

5. 結び

以上、高軸力及び変動軸力を受けるRC柱の変形性状及び抵抗機構を詳細に検討した結果、次のことが明らかとなった。

- ① 軸力が過大になると、材軸方向及び材軸直交方向の伸縮量が増大し、これがコンクリートの劣化につながり、柱のじん性が低下する。
- ② 全体変形を曲げ理論とせん断理論に基づいて曲げ変形とせん断変形成分に分離することが可能である。また、各変形成分が全体変形に占める割合や曲げあるいはせん断剛性の低下は荷重履歴に依存することが判った。
- ③ 軸力と曲げによる材軸方向のコンクリート直応力はファイバー法により、せん断による材軸直交方向のコンクリート直応力及びせん断応力はせん断理論により評価できる。これらの応力を重ね合わせ、RC柱のコンクリート内部応力分布を再現することにより、せん断抵抗機構を把握し、関連するパラメータを定量的に評価できた。

<謝辞>本研究は、日本大学学術助成金(代表:理工学部教授 色部誠)を受けて行われたものである。貴重な助言をいただいた日本大学理工学部佐藤稔雄教授、同中西三和専任講師に感謝いたします。

【参考文献】

- [1]小野新ほか：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，11-2，PP. 495-500，1989
- [2]親松敏和ほか：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状に関する研究(その3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，PP. 855-856，1990. 10.
- [3]阿満重幸ほか：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状に関する研究(その7)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，PP. 863-864，1990. 10.
- [4]神田亮ほか：鉄筋コンクリート部材の弾塑性応答性状に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，第10巻，第3号，PP. 313-318，1988
- [5]牛丸裕ほか：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状に関する研究(その5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，PP. 859-860，1990. 10.
- [6]Vecchio, F. and Collins, M.P. : The Response of Reinforced Concrete to Inplane Shear and Normal Stresses, ISBN Pub. No.82-03, Univ. of Toronto, April 1982
- [7]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」，丸善，PP. 104-150，1990