

論 文

[2083] 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状

正会員 小野 新（日本大学理工学部）

正会員 ○白井伸明（日本大学理工学部）

正会員 安達 洋（日本大学理工学部）

坂橋義夫（東海興業（株））

1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）構造物の高層化に伴い、大きな軸力の変動が生じる下層部柱の地震時の挙動を解明することが、設計上、重要な課題となってきた。黒正らは、高軸力下におけるRC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、せん断補強筋量、せん断スパン比等を変動因子とした実験を行い、これらの因子が強度、韌性、破壊性状等に及ぼす影響を明らかにした[1]。これらの研究は、変動軸力を受けるRC柱の強度や変形性能を評価する上で、設計上、重要な貢献をした。しかし、構造物全体の応答性状をシミュレートする上で、その基礎となる変動軸力を受ける下層階柱の履歴性状については、十分明らかにされていないよう思える。本研究では、第一ステップとして、軸力の大きさ及び載荷方法を変動因子としたRC柱の正負繰返し載荷実験を行い、強度及び破壊性状について検討するとともに、変形性状を詳細に調べる。さらに、ファイバー法[2]による正負繰返し解析を行い、変動軸力を受けるRC柱の弾塑性曲げ挙動について検討する。

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4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 $B \times D = 20 \times 20 \text{ cm}$ 、高さは $2a = 60 \text{ cm}$ 、せん断スパン比は $a/D = 1.5$ 、主筋比は $P_g = 2.13\%$ 、せん断補強筋量は $P_w = 0.914\%$ とした[1]。なお、この試験体は、30階 6×6 スパンのRC造骨組構造物について試設計した最下層外柱を縮小したものである。

また、せん断補強筋量は、軸力比 η ($= N/BDf_c$) が0.4の時の曲げ終局強度に相当するせん断力より、修正荒川 \min 式により算定したせん断終局強度が高くなるように求めた。

つまり、曲げ破壊がせん断破壊に先行するよう設計した。

使用した鉄筋及びコンクリートの材料特性を表2及び表3に示す。

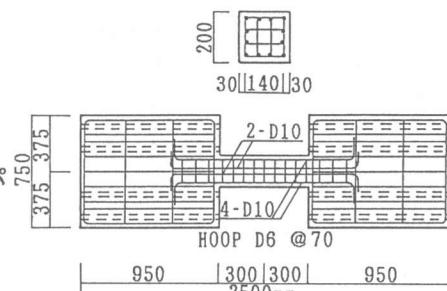


図1 試験体詳細

表1 試験体構造諸元

試験体名	シスパン比 a/D	主筋比 $P_g(\%)$	帯筋比 $P_w(\%)$	軸力比 $(=N/BDf_c)$	軸力 $N(\text{tf})$	備考
CA025C	1.5	2.13	0.914	0.25	27.0	定軸力(長期圧縮軸力)
CA060C				0.60	64.8	定軸力(短期圧縮軸力)
CA010T				-0.10	-10.8	定軸力(長期引張軸力)
CA01T06C				-0.10 ~ 0.60	-10.8 ~ 64.8	変動軸力

表2 鉄筋の材料特性

	降伏点強度 f_y^e (kgf/cm ²)	最大強度 f_u^s (kgf/cm ²)	ヤング係数 E^s (kgf/cm ²)
D10	3686	5434	1.75×10^6
D 6	4344	6063	1.86×10^6

表3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 F_c (kgf/cm ²)	F_c 時の歪 ϵ_c^e (%)	ヤング係数 E_c (kgf/cm ²)
	268.2	0.240	2.31×10^5

加力装置を図2に示す。本加力装置には、試験体上・下の加力ビームが常に平行運動をするようにパンタグラフが取り付けてあり、試験体に逆対称の変形分布を与えることができる。水平力は、反力壁に取り付けた容量45tfのアクチュエータにより加力した。

一方、軸力は、試験体上部の加力ビームに取り付けた容量50tfのアクチュエータと加力ビームに取り付けた試験体両側の容量20tfの串型ジャッキ2台により加力した。なお、変動軸力の場合は、まず、長期に相当する軸力($\eta_0=0.25$)を50tfアクチュエータで作用し、この軸力を保持したまま、2台の串型ジャッキを調節することにより、軸力を変動させた。水平力の正負繰り返し載荷は、基本的には、表4の加力計画に基づいて行った。

また、作用軸力と水平力は文献[1]を参考にし、図3に示す方法で作用させた。

測定は、荷重(水平力及び軸力)、試験体の相対水平変位および軸方向伸縮量、主筋ひずみについて行った。水平力及び軸力は、コードセルにより検力した。相対水平変位 δ は、図4に示すように、精度1/1000mmの変位計により計測した。軸方向伸縮量 $\Delta\delta_v$ は、試験体上・下のスタブ間に張ったピアノ線に取り付けた精度1/100mmのダイヤルゲージにより測定した。また、試験体の材軸方向に沿う曲率分布及び相対水平曲げ変形 δ_F を求めるため、図5に示すように、試験体材軸に沿う2直線上8区間の伸縮量をパイゲージにより測定した。

主筋のひずみは、図5に示す柱頭・柱脚の各2箇所に貼付したひずみゲージ(検長2mm)により測定した。

3. 実験結果

図6に各試験体の最終破壊状況、図7に水平荷重(Q)-変位(δ)曲線の包絡線を示す。また、諸強度に関する実験値と計算値を表5で比較する。なお、実験結果の整理では、軸力による付加せん断力の影響を考慮した。

破壊経過は以下の通りであった。最初に、

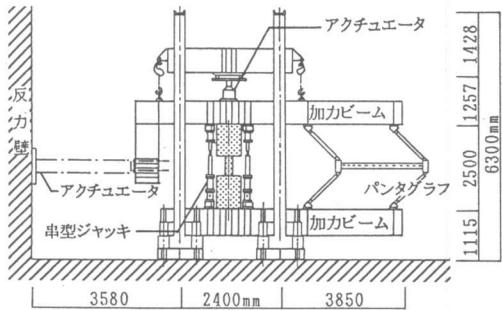


図2 加力装置

表4 水平荷重の加力計画

制御部材角 $R = \delta / 2a$	制御変位 δ (mm)	繰返し回数	サイクル番号
1/1000	± 0.6	1	$\pm 1C$
2/1000	± 1.2	2	$\pm 2C \sim \pm 3C$
5/1000	± 3.0	3	$\pm 4C \sim \pm 6C$
7.5/1000	± 4.5	3	$\pm 7C \sim \pm 9C$
10/1000	± 6.0	3	$\pm 10C \sim \pm 12C$
15/1000	± 9.0	3	$\pm 13C \sim \pm 15C$
20/1000	± 12.0	3	$\pm 16C \sim \pm 18C$
25/1000	± 15.0	1	$\pm 19C$
35/1000	± 21.0	1	$\pm 20C$

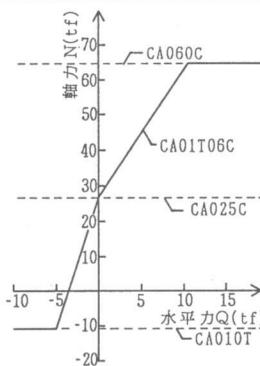


図3 作用軸力と水平力の関係

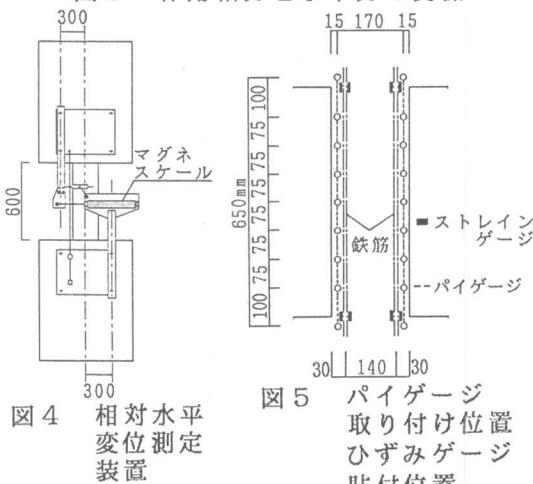


図4 相対水平変位測定装置

図5 パイゲージ取り付け位置
ひずみゲージ貼付位置

CA025Cは、±2サイクルで柱頭・柱脚に曲げひび割れ、+4及び-9サイクルで曲げせん断ひび割れ、+11及び-13サイクルでせん断ひび割れが発生し、同時に柱頭の圧壊が始まった。その後、±13サイクル ($\delta = \pm 9.0\text{mm}$) で最大耐力に達し、せん断破壊により耐力を徐々に失った。なお、主筋は+13 ($\delta = 6.51\text{mm}$) 及び-11サイクル ($\delta = -6.08\text{mm}$) で引張降伏し、+11 ($\delta = 6.07\text{mm}$) 及び-10サイクル ($\delta = -6.10\text{mm}$) で圧縮降伏した。

次に、CA060Cは、±2サイクルで柱頭・柱脚に曲げひび割れ、±4サイクルでせん断ひび割れが発生し、同時に、柱頭・柱脚の圧壊が始まり、±7サイクル ($\delta = \pm 4.5\text{mm}$) で最大耐力に達した。その後、柱頭・柱脚の圧壊が進行し、最終的に±13サイクルでせん断破壊により急激に耐力を失った。なお、主筋は引張降伏せず、+4 ($\delta = 2.48\text{mm}$) 及び-5サイクル ($\delta = -2.47\text{mm}$) で圧縮降伏した。

次に、CA010Tは、引張軸力導入と同時に、材軸に直交方向のひび割れが発生し、水平力の作用後は、これらのひび割れが成長した。さらに、-4及び+5サイクルでせん断ひび割れが発生し、これと前後して、主筋が+5 ($\delta = 3.0\text{mm}$) 及び-5サイクル ($\delta = -3.0\text{mm}$) で引張降伏した。その後、耐力をわずかに上昇させながら大変形に至った。

最後に、CA01T06Cは、-1サイクルで柱頭・柱脚に曲げひび割れ、-3サイクルで引張軸力によるひび割れ、+4サイクルで曲げひび割れ、-4サイクルでせん断ひび割れが発生した。さらに、+7サイクルでせん断ひび割れが発生し、最大耐力に達した。その後、+8サイクルで柱頭・柱脚に圧壊が始まり、徐々に耐力を失いながらせん断破壊した。なお、主筋は+4サイクル ($\delta = 2.54\text{mm}$) で圧縮降伏し、-7サイクル ($\delta = -4.49\text{mm}$) で引張降伏した。注目すべき点は、CA060CとCA01T06Cのせん断ひび割れの傾きが類似しており、

CA025Cのせん断ひび割れより傾斜が急なことである。しかし、CA060Cのせん断破壊は、CA01T06Cに比べ、極めて脆性的であった。

次に、水平荷重-変位曲線の包絡

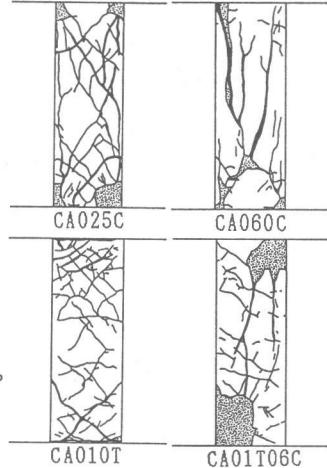


図6 最終破壊状況

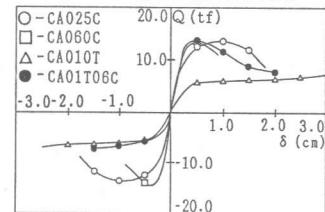


図7 包絡線図

表5 諸強度の比較

		CA025C	CA060C	CA010T	CA01T06C
曲げひび割れ強度 Q _{sc} (tf)	実験値	5.51 -5.51	7.87 -9.07	—	12.27 -3.07
	計算値*1 (実/計)	4.29 (-1.28) (-1.28)	8.46 (0.93) (-1.07)	0.12 (—)	(—)
せん断ひび割れ 強度 Q _{sc} (tf)	実験値	12.17 -13.63	12.94 -13.95	4.48 -4.43	12.56 -4.38
	計算値*2 (実/計)	8.10 (1.50) (-1.68)	10.71 (1.21) (-1.30)	1.85 (-2.42) (-2.39)	(—)
降伏強度 Q _{ty} <Q _{cy} > (tf)	実験値	12.47 -12.50	11.75 <-11.53>	4.48 -5.05	<12.27> -5.40
	計算値*3 (実/計)	11.45 (-1.09) (-1.09)	11.65 (-1.01) (-0.99)	4.20 (-1.07) (-1.20)	(—)
最大耐力 (tf)	実験値 Q _{max}	13.40 -13.63	13.82 -14.42	7.19 -6.75	13.75 -6.83
	計算値 Q _{bu} *4 (実/計)	12.08 (-1.11) (-1.13)	10.82 (-1.28) (-1.33)	2.81 (-2.56) (-2.40)	(—)
	計算値 Q _{umax} *5 (実/計)	12.74 (-1.05) (-1.07)	15.55 (-0.89) (-0.93)	9.93 (-0.72) (-0.68)	(—)
	計算値 Q _{bu} *3 (実/計)	12.70 (-1.06) (-1.07)	12.58 (-1.10) (-1.15)	5.91 (-1.22) (-1.14)	(—)

* 主筋の圧縮降伏時の強度である。なお、計算値は引張降伏時の強度とした。

*1 $Q_{sc} = (1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_e + \frac{N_D}{6}) \frac{1}{a}$ [3]

*2 $Q_{sc} = k_1 \sqrt{F_c} \cdot B D (1 + \frac{\sigma_y}{e \sigma_u}) k^2 (\frac{M}{Q_D})^{k^3}$ [4]

*3 e 関数法による断面解析

*4 $N_{min} \leq N < 0$ の場合 $Q_{bu} = (0.8 a_t + \sigma_y D + 0.4 N D) \frac{1}{a}$ [5]

$0 \leq N \leq 0.4 B D F_c$ の場合 $Q_{bu} = (0.8 a_t + \sigma_y D + 0.5 N D (1 - \frac{N}{B D F_c})) \frac{1}{a}$

$0.4 B D F_c < N \leq N_{max}$ の場合 $Q_{bu} = (0.8 a_t + \sigma_y D + 0.12 B D^2 F_c) (\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4 B D F_c}) \frac{1}{a}$

*5 $Q_{bu,min} = \left\{ \frac{0.092 k_{u,b} (180 + F_c)}{M_D + 0.12} \right\} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_w} + 0.1 \sigma_u B j$ [3]

線について比較する。CA01T06Cの正側及び負側の挙動は、それぞれ、CA060C及びCA010Tの挙動とよく類似している。しかし、正側のピーク後の耐力低下に関しては顕著な差異が認められ、CA01T06Cはゆるやかであるのに対し、CA060Cは急激である。

次に諸強度の実験値を比較する。CA01T06Cの正側の諸強度はCA060C、負側はCA010Tの諸強度と一致する傾向にある。また、諸強度の実験値と計算値を比較すると、降伏強度及び最大耐力については、e関数法による計算値が実験値と一致する傾向にある。なお、以上の実験結果は、文献[1]の結果とほぼ符合した。次に、図8は、各試験体の水平荷重（Q）－水平変形（ δ ）曲線を示す。また、図9は、各サイクルのピーク時における全体変形に対する曲げ変形成分（ δ_F ）の割合 δ_F/δ を比較したものである。なお、曲げ変形成分 δ_F は、柱軸に沿う柱両側の伸縮量より曲率分布を求め、これにモールの定理を適用して算定した。さらに、全体変形から曲げ変形を差し引いた変形成分をせん断変形 δ_s （= $\delta - \delta_F$ ）と定義する。図10、11、12、13は各試験体の±10～±12サイクル（ $\delta = 6.0\text{mm}$ ）における、各々、(a)全体変形、(b)曲げ変形、(c)せん断変形の固有ループを示す。なお、各試験体の荷重及び変形成分は、CA025Cの+10サイクルのピーク値で基準化した。また、図14は、各試験体の水平荷重（Q）－伸縮量（ $\Delta\delta_v$ ）関係を比較したものである。以上の変形性状に関

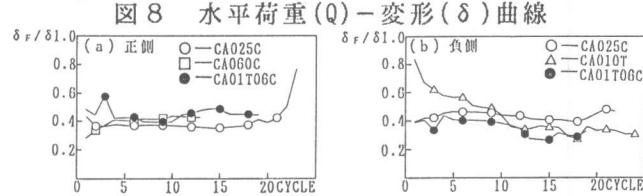
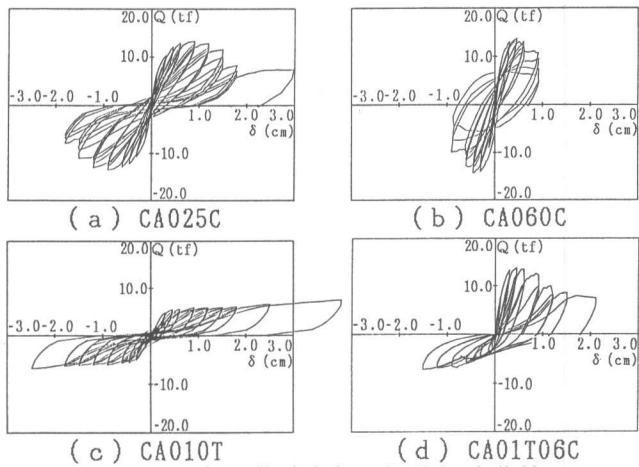


図9 全体変形に対する曲げ変形の割合

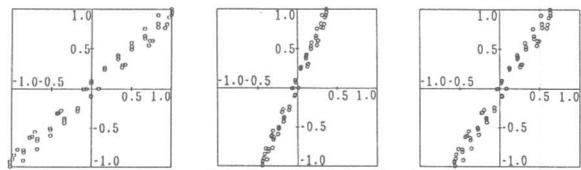


図10 固有ループ(CA025C)

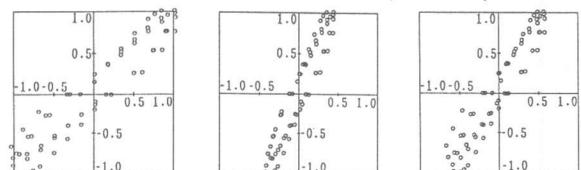


図11 固有ループ(CA060C)

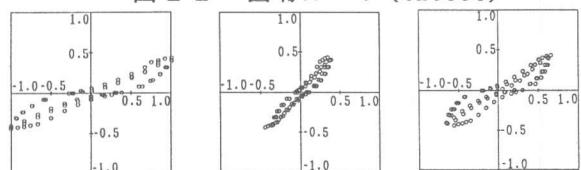


図12 固有ループ(CA010T)

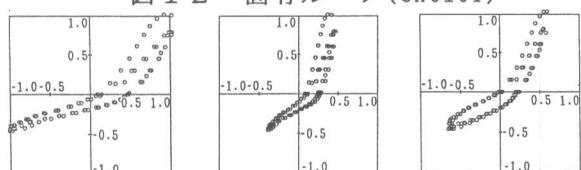


図13 固有ループ(CA01T06C)

する結果を比較すると、次のようにまとめることができる。

①全体変形に占める曲げ変形成分の割合は、引張軸力のCA010Tを除くと、サイクル数および変形の増大に伴う変動は少なく約4割程度である。一方、CA010Tの場合、初期の約8割から徐々に減少し、最終的に4割弱に漸近している。

②変動軸力に対するQ- δ 曲線の包絡線は、高い軸圧縮力及び引張軸力に対するQ- δ 曲線の包絡線を組み合わせることにより近似できる。しかし、包絡線内のループ形状及び剛性には、顕著な差異が認められる。

③いずれの場合も、せん断変形の占める割合が多く、全体変形の固有ループの形状はせん断変形に支配される傾向がある。

④軸方向伸縮量は、試験体により顕著な差異が認められた。CA025Cの場合、 $\Delta\delta_v$ は少量であり、サイクル数及び水平変形の増大に伴う変化は極くわずかである。CA060CおよびCA010Tの場合、水平変形の増大に伴う $\Delta\delta_v$ の変化はほとんど見られないが、サイクル数の増加に伴い徐々に増大する。一方、CA01T06Cの場合、 $\Delta\delta_v$ はサイクル数の増加に伴う変化も多少見られるが、軸力が引張側で変動するときの変化が顕著であり、解析モデルの開発にあたっては、この軸剛性の変化を考慮する必要がある。

4. ファイバー法による曲げ挙動の検討

本節では、CA01T06Cについて弾塑性曲げ解析を行い、変動軸力下におけるRC柱の曲げ挙動について検討する。使用した解析手法は、コンクリートの構成則としてエンドクロニック理論、鉄筋の応力-ひずみ関係としてCiampi等のモデルを用いたファイバー法である[2]。変形分布の逆対称性を利用し、試験体の半分を片持ち部材として解析した。また、部材はせい方向に8層、材軸方向に3領域に分割した。なお、軸力によるP-△効果は無視した。図15は、水平荷重(Q)-曲げ変形(δ_F)関係の実験値と計算値を比較したものであり、両者は正側ピーク後の耐力低下過程及び負側徐荷時の挙動ともよく一致している。次に、図16は柱頭の曲げモーメント(M)-曲率(Φ)関係、図17は水平荷重(Q)-柱頭部主筋ひずみ(ϵ)関係の実験値と計算値を比較したものである。M- Φ 関係の実験値と計算値は類似の傾向がみられる。一方、Q- ϵ 関係は、全体としては、同様のループ性状であるが、解析では付着すべりを無視しているため、特に最大耐力後の鉄筋のひずみ挙動に大きな差異が認められる。なお、図15~17の比較から分かるように、負側の引張軸力負荷時の挙動については、実験と解析の傾向が若干異なる。これは解の安定性を高めるため、鉄筋の降伏後の剛性を幾分高め(弹性剛性の10%)に仮定

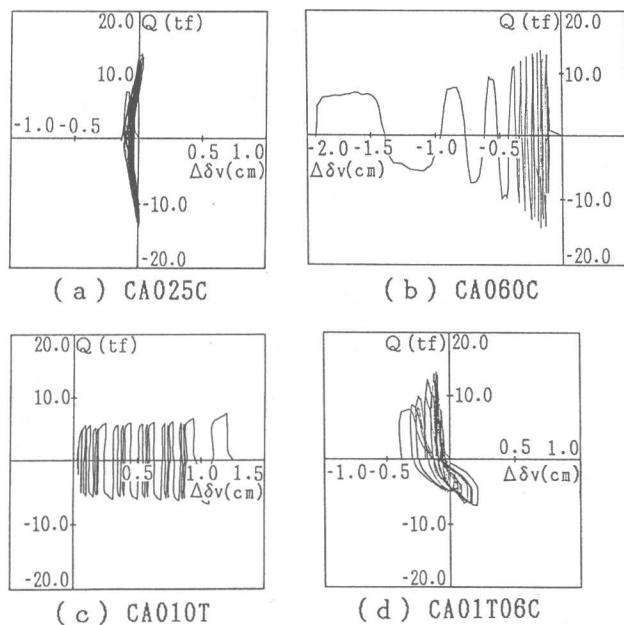


図14 水平荷重(Q)-伸縮量($\Delta\delta_v$)関係

したことによると考えられる。最後に、図18は軸力(N)－伸縮量($\Delta \delta v$)関係の実験値と計算値を比較したものである。両者はよく一致しており、特に、解析は軸力の変動に伴う軸方向剛性の変化をよくとらえている。

5. まとめ

以上の検討結果をまとめると、次の通りである。

- ①破壊性状、諸強度、 $Q - \delta$ 曲線の包絡線については、黒正ら[1]と同様の結果が得られた。
- ②相対水平変形を曲げとせん断成分に分離した結果、せん断成分が卓越しており、せん断が全体挙動を支配したと考えられる。従って、高い圧縮軸力、引張軸力、変動軸力はせん断挙動に及ぼす影響が大きく、せん断挙動を追跡できる解析モデルの開発が望まれる。
- ③軸方向の伸縮量には、軸力の大きさ及び載荷方法によって顕著な差異が生じ、特に変動軸力の場合には、軸方向剛性が引張側で大きく変化する。
- ④変動軸力を受けるRC柱の曲げ挙動は、文献[2]で提案したファイバー法により追跡できる。

＜謝辞＞本研究は文部省科学研究補助金、海外学術研究（代表：日大教授 色部誠）

の一部として行われたものである。貴重な助言をいただいた日大理工学部 佐藤稔雄教授、同中西三和助手、同生産工学部神田亮助手、また、実験に協力いただいた日大大学院豊田将文君に感謝します。

＜参考文献＞

- 1) 黒正清治、松崎育弘、滝口克己、和田章、林静雄、福原正志、小林克己他：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能に関する研究（その1）～（その7）、日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月、PP.2109～2116、昭和59年10月、PP.1729～1734
- 2) 神田亮、白井伸明、安達洋、佐藤稔雄：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
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1982
- 4) 広沢雅也：鉄筋コンクリート部材の強度と韌性、建築研究報告、第76号
- 5) 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、1981

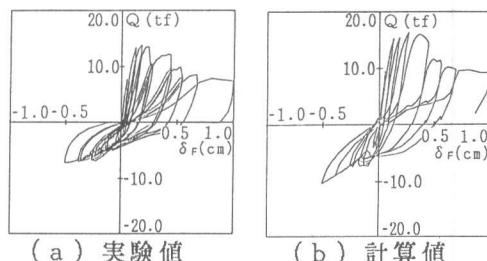


図15 水平荷重(Q)－曲げ変形(δF)関係

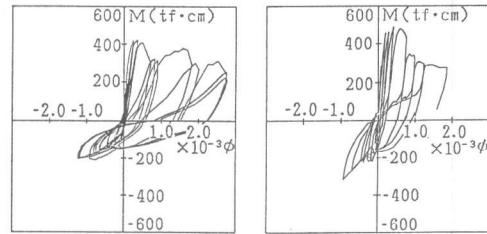


図16 曲げモーメント－曲率関係

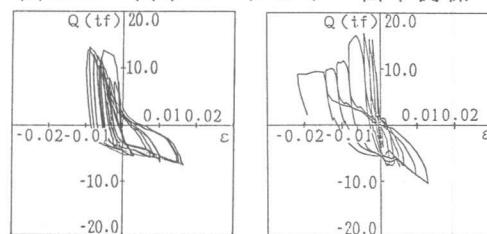


図17 水平荷重(Q)－鉄筋ひずみ(ϵ)関係

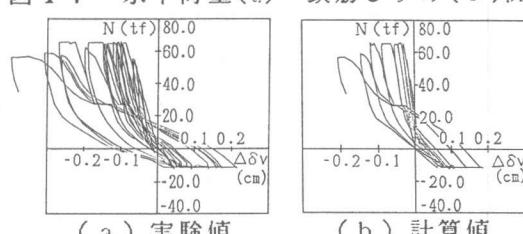


図18 軸力(N)－伸縮量($\Delta \delta v$)関係