

2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定 に関する実験的研究（その1）

若林 實・南 宏一・岩井 哲

EXPERIMENTAL STUDY ON ELASTIC-PLASTIC STABILITY OF SLENDER REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO BIAXIAL BENDING (Part I)

By Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI and Satoshi IWAI

Synopsis

The behavior of pin-ended reinforced concrete columns subjected to biaxially eccentric loads is investigated experimentally and theoretically. Seven short column specimens, whose column length to section depth ratio were 5, with 12×12 cm square cross sections containing eight reinforcing bars were loaded monotonically at various eccentricities. It is observed that, from data of longitudinal strain gages, the plane sections remain plane after biaxial bending and the maximum compressive strain at crushing of concrete reaches 0.005. Computed results of load-deformation response of a column, based on the analytical method presented by the authors in earlier paper, are found to agree well with the test results. Two analytical methods, proposed by Bresler and Ramamurthy, for calculating the ultimate loads of biaxially loaded columns are also examined.

1. 序

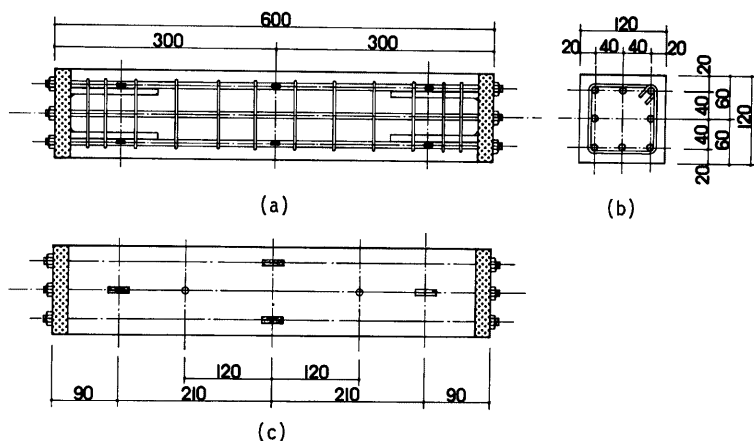
鉄筋コンクリート柱の2軸曲げに関する研究は最近になって行われるようになってきているが、柱部材が2軸曲げを受けた場合の耐力や変形挙動などについての実験的な資料はまだあまり多くはない。例えば部材の変形の際に断面の平面保持が成立しているかとか、最大耐力時に断面の最大圧縮歪がどの程度の大きさになっているのか、そしてその歪の大きさは1軸曲げの場合と比べて差異があるのか、あるいは破壊の状態はどうかなど不明な点も多い。

本研究は、先に報告された2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定に関する解析¹⁾に対して計画された実験の中で、材長が断面せいの5倍で正方形断面を有する鉄筋コンクリート短柱7体の2軸偏心圧縮載荷実験の結果をまとめたものである。ここでは特に部材の耐力及び軸方向変形挙動・破壊状況について調べ、続いて行われる長柱の偏心載荷実験のための基礎資料を得ようとするものである。また先の解析方法による計算結果も合わせて示し、実験結果との対応を調べ、Bresler²⁾、Ramamurthy³⁾らの提案した終局荷重計算法による結果との比較・検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体断面は幅 $b=120\text{mm}$ ・せい $D=120\text{mm}$ の正方形で、部材長は $L=600\text{mm}$ である。試験体の配筋及び断面の詳細をそれぞれ Fig. 1 (a), (b) に示す。主筋は異形鋼 SD30 の D10 を8本用いた対称配筋とし、両端部に $9.5\text{mm}\phi$ のネジ切りを施して、試験体端部の 120mm 角 20mm 厚の鋼板 (SS41材) を貫通させ、ナットによって固定した。但し、試験体 (C250) だけは溶接止めを行った。帯筋には SR24 規格相当



(a) Reinforcing Bar Arrangement and Strain Gages on Bars
(b) Cross Section (c) Strain Gages on Concrete

Fig. 1. Details of Column Specimen.

Table 1. Mix Proportion of Concrete and Mixing Material Properties

Mixing Ratio by Weight	
Water	0.67
Cement	1.00
Sand	1.97
Gravel	2.74
Slump	21 cm
Specific Gravities	
Cement	3.16
Sand	2.61
Gravel	2.58

品で 4.5mm ϕ の丸鋼が用いられ、55mm 間隔で取り付けられた。また試験体端部の鋼板には長さ 120mm の D10 鉄筋 4 本が溶接されて、コンクリートとの定着に供された。

コンクリートの調合には、普通ポルトランドセメント・粒径 1.2mm 以下の砂・粒径 5～10mm の砂利が用いられた。調合及び調合材料の試験結果を **Table 1** に示す。試験体は、断面寸法を正確に成形するために作製された **Fig. 2** 及び **Photo 1** に示すような鋼製型枠を用い、コンクリートの打設を水平打ちとした。こ

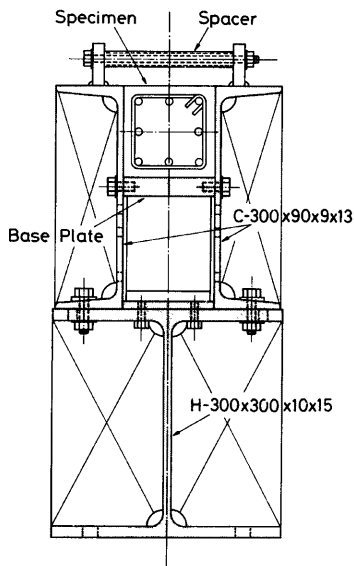


Fig. 2. Section of Metal Form.

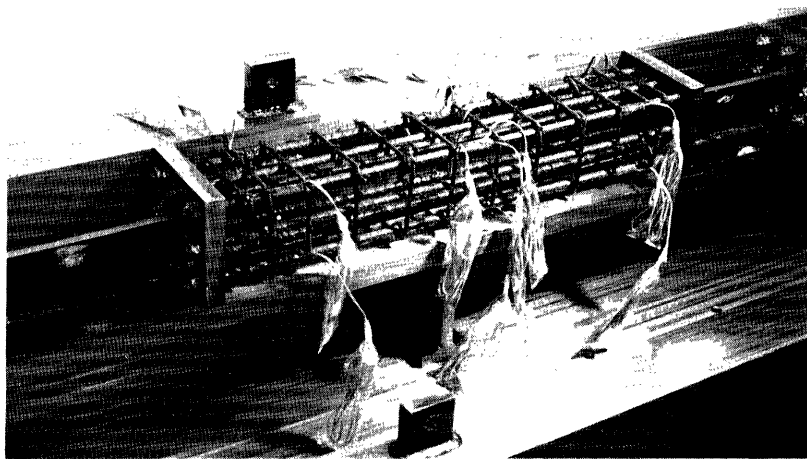


Photo. 1. Set up before Placing Concrete.

れを用いることによって得られた試験体の寸法の誤差は $\pm 0.5\text{mm}$ であった。なお偏心載荷に際しては、コンクリート断面の圧縮縁が型枠で成形された面となり、引張縁がコテ仕上げされた面となるように載荷点を設定した。

試験体数は予備の 1 体を含めて全 8 体で、4 体ずつ 2 回に分けて打設した。また強度試験用供試体 $100\text{mm}\phi \times 200\text{mm}$ を各試験体について 7 本ずつ作製した。試験体は打設 3 日後に型枠からはずし、実験室内で湿布養生を行った。実験時の材齢は 38~90 日であった。

2.2 載荷方法

加力には容量 100 t のアムスラー型油圧式長柱試験機が用いられた。実験変数として、載荷における偏心方向角 θ (0° , 22.5° , 45°) と偏心比 e/D (0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.5) の 2 種をとり、Fig. 3 に示すように中心圧縮と 1 軸偏心圧縮を含む 7 通りの載荷を行った。試験体は上部と下部に既製の球面滑り軸受け(静的負荷容量 224 t)を用いて両端ピン支持とした。球面滑り軸受けは球面半径が 57mm で、回転中心が 200mm 角 40mm 厚の鋼板の外側表面上にあるため、試験体の有効部材長 l は 680mm ($l/D \approx 5.7$) となる。

2.3 測定方法

試験体の変形の測定は軸方向変形のみ限定し、中央部 $2D=240\text{mm}$ を標点距離として、Fig. 4 に示すように各側面に摺動抵抗型変位計が取り付けられた。変位計は材軸に対して対称位置にある 2 本が組となり、直交する 2 組は独立に計測される機構となっている。また Fig. 1 (a), (c) に示すように、隅角部鉄筋 4 本とコンクリート表面に電気抵抗線歪ゲージがそれぞれ部材中央部に 2 枚と両端部に 1 枚ずつ貼付された。歪ゲージの検長は鉄筋用 1mm、コンクリート用 30mm であった。

実験では、偏心載荷を行う前に、弾性範囲とみられる全塑性中心軸圧縮耐力の約 1/3 に相当する 20 t まで

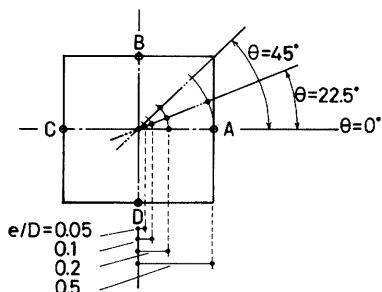


Fig. 3. Loading Point Variation.

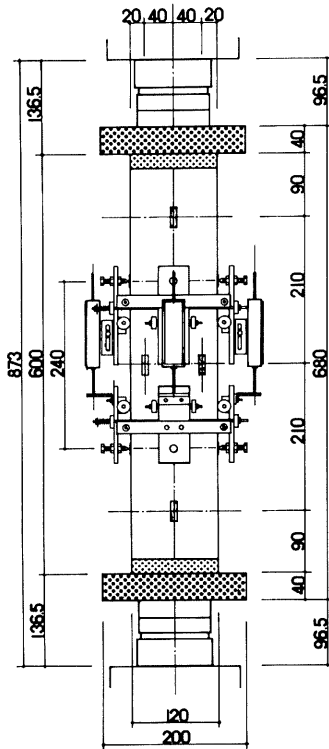


Fig. 4. Loading Arrangement and Measuring System.

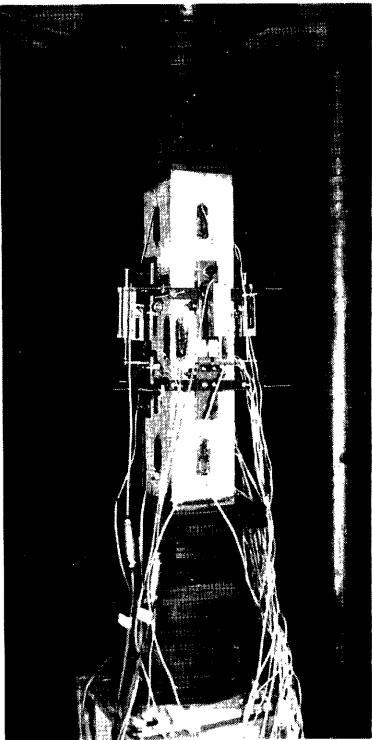


Photo. 2. Biaxially Eccentric Loading Test of Specimen C220.

Table 2. Mechanical Properties of Materials

Specimen Name	θ (deg.)	e/D	Concrete		Reinforcing Bars		
			F_c (kg/cm ²)	ϵ_p (10 ⁻²)	σ_y (kg/cm ²)	σ_u (kg/cm ²)	$\epsilon_{elong.}$ (10 ⁻²)
C 000	0	0	271	0.257	3480	5180	17.3
C 205	22.5	0.05	280	0.285	3390	5130	19.0
C 210	22.5	0.1	267	0.260	3500	5020	17.3
C 220	22.5	0.2	271	0.243	3650	5370	19.3
C 250	22.5	0.5	263	0.280	3720	5510	19.4
C 020	0	0.2	293	0.226	3650	5470	18.5
C 420	45.0	0.2	280	0.259	3420	5200	16.4

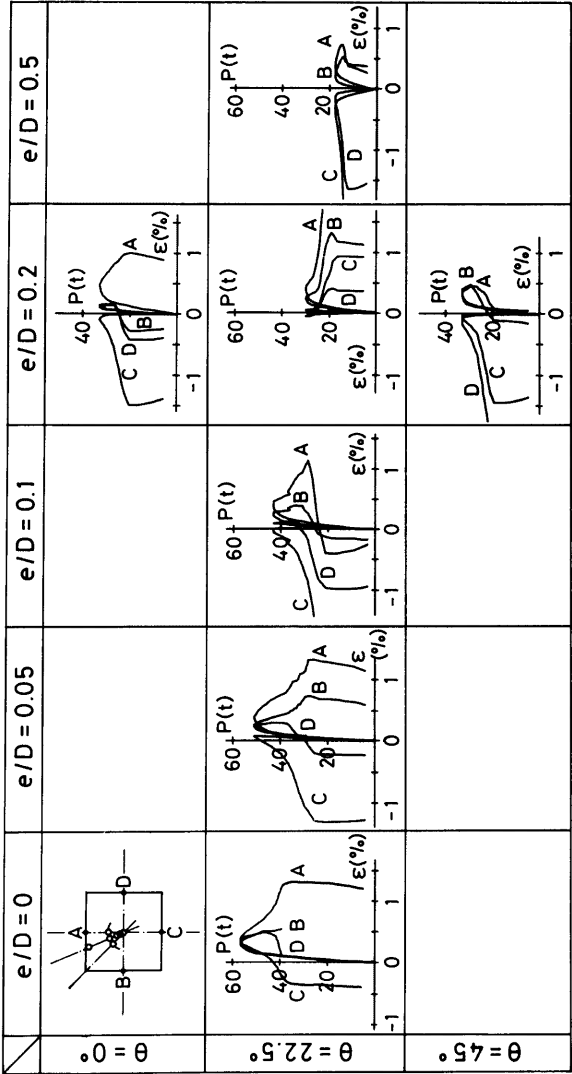


Fig. 5. Load versus Longitudinal Strain Relationships

断面の幾可学的重心について中心圧縮载荷を行った後、除荷して、初期不整を確かめるためこの間の歪履歴を計測した。その後、その幾可学的重心から所定量を偏心させて本実験に入った。これらの中心圧縮载荷及び偏心圧縮载荷の前には端部球座の回転を円滑にするためグリースを塗布した。载荷実験中の計測状況を Photo 2 に示す。

2.4 材料試験結果

試験体に用いられたコンクリート及び鉄筋の材料試験結果を Table 2 に示す。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-軸方向歪関係と実験経過

部材中央部の変位計によって測定された変位量から求められた各側面の幅方向中央点 (Fig. 3 の A・B・C・D の位置) における軸方向歪 ϵ と荷重 P との関係を図 5 に示す。図中の荷重と歪は圧縮を正として表示している。

中心圧縮 C000 ($e/D=0$) の場合は、荷重 50t 付近まで各点の歪はほぼ一致しており、断面内に均等な歪分布が見られて良好な中心圧縮载荷実験がなされたことを示している。また最大耐力に達した後で荷重が低下し始めてすぐにコンクリートの圧壊が観察されたが、最終的に圧壊が著しく生じた部分はコンクリートの打設方向に対して直角方向の側面にあたり、コンクリートを部材の横方向から打設したことによる直接的な影響は認められなかった。

2 軸偏心圧縮 ($\theta=22.5^\circ$) の場合では、偏心距離が大きくなるにつれて最大耐力は低下するが、中央断面の歪分布状況は、偏心距離の大きい試験体 C250 ($e/D=0.5$) を除いて、最大耐力に至るまではほとんど全断面圧縮の状態にあり、わずかに引張歪が計測された場合においても歪が引張亀裂を生じるまで広がるのは最大耐力に近づいてからであった。コンクリートの圧壊が観察されたのはいずれも最大耐力に達する直前あるいはほぼ同時であり、圧壊が始まってからは急激な耐力低下を生じた。圧壊は中央部標点間で発生したが、試験体 C220 ($e/D=0.2$) だけは鉄筋の定着不良によって部材下端部で生じた。^{注1)} 最大耐力以後、試験体の横方

Table 3. Summary of Test Results

Specimen Name	P_{cy} (t)	P_b (t)	$P=P_b$		P_{max} (t)	$P=P_{max}$							
			$d\epsilon_b$ (10^{-2})	$g\epsilon_b$ (10^{-2})		$d\epsilon_0$ (10^{-2})	$d\phi_x$ ($10^{-5}/$ mm)	$d\phi_y$ ($10^{-5}/$ mm)	$d\epsilon_u$ (10^{-2})	$g\epsilon_u$ (10^{-2})	$g\epsilon_{sc}$ (10^{-2})	$g\epsilon_{st}$ (10^{-2})	
C 000	48.3	55.3	0.521	0.537	57.1	0.344	0.32	0.68	0.404	0.564	1.338	—	
C 205	42.4	51.4	0.416	0.523	51.4	0.249	0.16	2.61	0.416	0.523	1.151	0.163	
C 210	34.4				43.3	0.174	1.06	3.08	0.423	0.515	1.198	0.020	
C 220	23.2	29.4*	0.365	0.426	30.0*	0.156	1.54	3.78	0.475	0.471	0.190	-0.082	
C 250	14.7	17.3	0.372	0.477	18.0	0.034	2.86	5.59	0.541	—	1.358	-0.214	
C 020	27.7	29.8	0.222	0.303	33.4	0.168	-0.21	4.71	0.464	0.698	1.644	-0.071	
C 420	24.4	32.5	0.379	0.520	33.3	0.135	2.68	3.42	0.501	0.642	0.788	-0.116	

* failed at the lower end of column.

注 1) これは初めに载荷実験を行った試験体であるが、材端部での鉄筋の固定をナットによって行ったため、鉄筋は引張力に対しては有効に働く。しかし圧縮力に対しては端部鋼板からコンクリートを介して付着によって鉄筋に伝達されることになり、部材中央部ではコンクリートと鉄筋が一体となって働いているが、端部では定着長さが足りずコンクリートに過大な応力が生じて中央部よりも先に圧壊するに至った。従ってこれ以後の試験体については、材端外側に取り付け付けた 40mm 厚の鋼板部の主筋位置に M8 のボルトを設け、鉄筋端部を締め付けることによって鋼板から鉄筋に直接圧縮力が伝えられるようにして問題を解決した。

向変位が目に見えて顕著になり、荷重-軸方向歪曲線においても圧縮域にあった歪曲線は圧縮側から引張側へと移行しており、耐力の低下に伴って中立軸が急速に移動している様子が伺える。

1軸偏心圧縮 C020 ($e/D=0.2$) 及び 45°方向2軸偏心圧縮 C420 ($e/D=0.2$) では、A・B・C・D点の歪状況はそれぞれ明瞭な分布状態を表しており、載荷実験が正しくなされたことが示されている。また最大耐力以後の中立軸の移動状況から、中央断面の圧縮域が急速に減少していることがよくわかる。

実験より得られた各種載荷別の結果をまとめて **Table 3** に示す。ここで P_{cy} は圧縮側鉄筋降伏時の荷重、 P_b はコンクリートの圧壊が初めて観察された時の荷重を示し、 $d\epsilon_b$ はその圧壊時に変位計によって測定された歪分布から推定される隅角部の最大圧縮歪を表し、また $g\epsilon_b$ は同時に記録された(隅角部に最も近い)コンクリートゲージによる最大圧縮歪の実測値である。その右欄には最大荷重 P_{max} とその時の変形状態を表す諸量、断面重心での歪 ϵ_0 、主軸回りの回転に対する曲率 $\phi_x \cdot \phi_y$ 、断面の最大圧縮歪 ϵ_u 、鉄筋の圧縮側及び引張側についてそれぞれ記録された歪 $\epsilon_{sc} \cdot \epsilon_{st}$ を示す。変数の前付添字で d は変位計によるもの、 g は歪ゲージによるものを表す。

圧壊開始時の最大圧縮歪は、部材中央に貼付された歪ゲージのデータによれば、2軸偏心圧縮載荷の場合 $4.8 \sim 5.2 \times 10^{-3}$ の値を示しており、1軸偏心圧縮載荷の場合の 3×10^{-3} に対して1.5倍以上の値となっていることが注目される。

3.2 荷重推移による試験体中央断面の歪分布

中央断面における歪分布状況を、コンクリート及び鉄筋に貼付した歪ゲージによる歪データを用いて、荷重レベルについて段階的に示したものが **Fig. 6** である。中心圧縮 (C000)・1軸偏心圧縮 (C020)・2軸偏心圧縮 (C210) の各場合でそれぞれ左はコンクリートゲージによるもの、右は鉄筋ゲージによるものである。いずれもコンクリートと鉄筋の歪分布面はほぼ一致した平面を構成していることがわかる。ただ最大耐力時においては鉄筋は既に圧縮降伏して局部的に歪が増大しており、歪分布面に乱れが生じて、もはや平面保持が成立しているとは言い難い。試験体 C210 では荷重30tまで断面全体にわたって圧縮歪が増大しており、最大耐力付近で隅角部の圧縮歪が急激に大きくなると共に、反対側隅角部では歪のもどりを生じて引張歪が現れている。

他の試験体でも同様に最大耐力点に至るまでは平面保持が成立していることが確かめられた。

3.3 破壊状況

中心圧縮載荷 (C000)・1軸偏心圧縮載荷 (C020)・2軸偏心圧縮載荷 (C210・C420) の各種載荷による実験終了後の破壊状況を **Photo 3** に示す。圧壊によってコンクリートが剥落した領域は1軸偏心載荷の場合に断面せい D の1～1.5倍程度であるのに比して、2

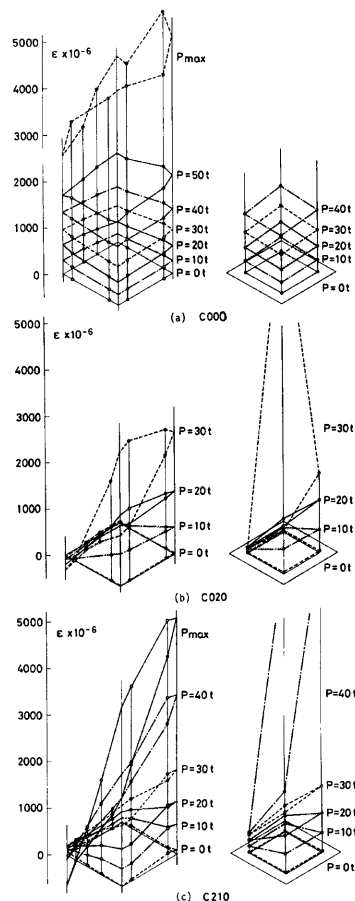


Fig. 6. Strain Distributions at Mid-Height Section of Columns.

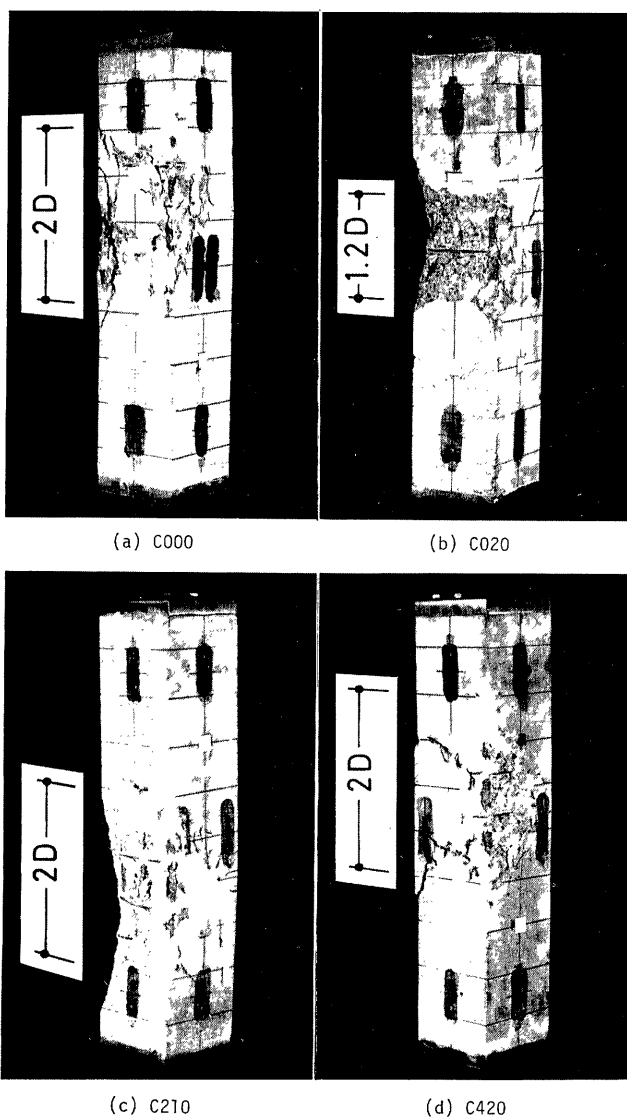


Photo 3. Column Specimens after Testing (Compression Sides).

軸偏心載荷の場合には約2D程度となっていることが観察された。またすべての試験体で圧縮側の鉄筋が帯筋間で座屈を生じていた。

4. 解析との比較

4.1 荷重-軸方向歪関係

ここで実験の挙動を追跡するために用いられた2軸曲げを受ける柱の解析方法は文献(1)で示された数値計算法による精算法である。解析では、コンクリート断面を10×10の100要素に分割し部材長さ方向に10等分して、部材の変形によって生じる軸圧縮力の2次の効果を考慮して各断面位置で力の釣合条件を満足させている。解析で用いられた主な仮定は、断面の平面保持が成立すること、部材のせん断変形・捩れ変形を無視すること、材料の応力-歪関係をFig. 7の形におくことなどである。連立の釣合微分方程式の解法にはRunge-Kutta-Gill法が適用された。

解析の際、材料定数として導入した値は次の通りである。 $\sigma_c = 275 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_p = 0.0026$, $\epsilon_u = 0.005$, $\sigma_y = 3550 \text{ kg/cm}^2$, $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。ここで、材料強度などはTable 2のように試験体ごとに異なるが、ばらつきはそれほど大きくないので、一律に全試験体の平均値を採用した。

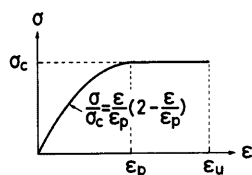
実験で最大耐力点まで測定されたコンクリート面の歪ゲージによる軸方向歪 ϵ と荷重 P との関係をFig. 8(a)の各図に示す。ここで実験は部材中央の各側面の2点の歪ゲージによるものを平均した歪と荷重との関係を表し、A・B・C・Dの文字はFig. 3の断面の位置を示す。また破線は変位計によるもので、Fig. 5と同じ曲線を比較のために重ねている。両者はよく合っており、実験に用いられた測定治具は機能を正しく働かせていることが認められる。歪ゲージのデータの方がやや大きな歪を示しているのは、変位計に比べて歪ゲージは検長が短く、部材中央のより局所的な歪の方が大きくなっているためと思われる(Table 3参照)。

Fig. 8(b)の各図の実線は前述の2軸偏心圧縮力を受ける柱部材の解析による結果を示したものである。破線は変位計による実験結果を比較したもので、実験と解析の結果は耐力・歪分布状況ともよく一致している。なお中心圧縮載荷の場合(C000)については、解析解は初期不整量として $e/D=0.005$, $\theta=22.5^\circ$ を与えて求めた。解析では歪のもどりは考慮されていないが、実験で歪のもどりが生じているのはほぼ弾性の範囲であるため、その影響はあまりないと思われる。また実験で最終的に材端部の圧壊によって破壊した試験体C220($\theta=22.5^\circ$, $e/D=0.2$)の結果を検討すると、最大耐力点の荷重が実験でやや低くなっていることが認められるが、全体の挙動には大差ないことがわかる。

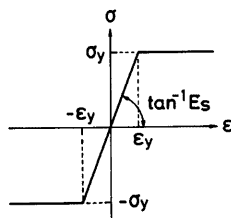
Fig. 8に示された全結果から、変位計による計測値は、引張歪の計測に難点をもつ歪ゲージに比べて充分信頼できるものであり、実験で現れた歪の全過程が記録されているため非常に有用なデータであると言える。

4.2 断面の軸力-曲げモーメント相関関係

終局強度理論に基づく解析¹⁾によって算出された2軸曲げを受ける断面の軸力-曲げモーメント相関曲線に、実験結果の最大耐力点を示したものがFig. 9である。図の横座標は曲げモーメントベクトルの大きさを表している。この解析に導入された材料の応力-歪関係は4.1で用いたものと同じである。また最大耐力点を示す実験値には部材のたわみ変形の影響による曲げモーメントの増分は含まれていない。実験結果は全体に断面耐力に近く、2軸曲げを受ける短柱の最大耐力は終局強度理論に基づく解析によってほぼ評価でき



(a) Concrete



(b) Reinforcing Bar

Fig. 7. Assumptions of Stress-Strain Curves.

る。このことに関しては既に岡田・平沢⁴⁾らも同様の結論を述べている。

4.3 2軸偏心載荷による終局荷重

2軸偏心圧縮を受ける鉄筋コンクリート柱の終局荷重 P_u を計算する方法として1960年に Bresler²⁾が提案した式は次式のようなである。偏心量 (e_x, e_y) で作用するときの P_u は

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{P_0} \quad \dots\dots\dots(1)$$

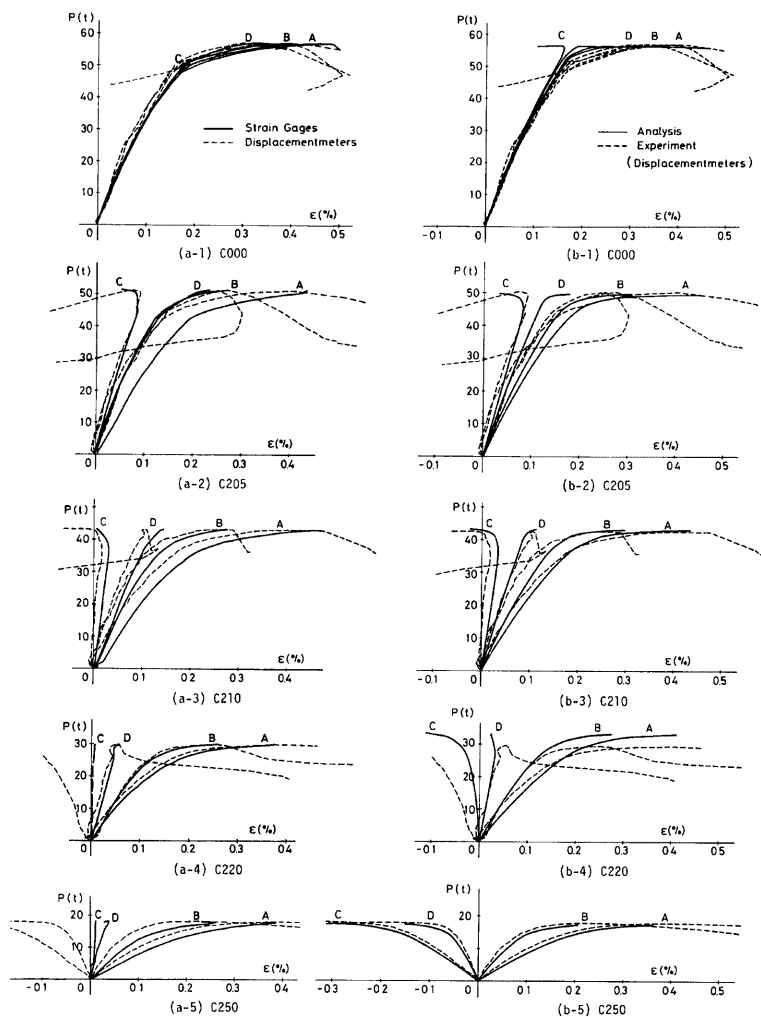


Fig. 8. Load versus Longitudinal Strain Relationships.

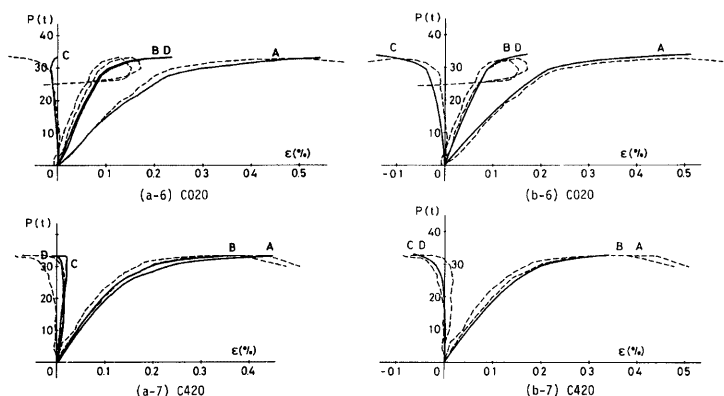


Fig. 8. (Continued) Load versus Longitudinal Strain Relationships.

で与えられ、ここで、 P_x は x 軸方向に e_x だけ偏心したときの1軸偏心圧縮耐力、 P_y は y 軸方向に e_y だけ偏心したときの1軸偏心圧縮耐力、 P_0 は中心軸圧縮耐力である。この式は、形が単純であり、 P_0 、 P_x 、 P_y が比較的簡単に決定されるという長所により、実験や解析の結果などの比較検討のためによく用いられる^{4),5)}。

1軸偏心圧縮耐力 P_x 、 P_y の算定には、1軸曲げと軸力を受ける柱断面の終局強度計算図表を用いればよい。ここではACI Building Code⁶⁾などで使われているコンクリートの等価長方形応力分布と鉄筋の完全弾塑性型応力-歪関係を用いて断面の終局強度計算図表を作成した。ACI Building Codeの方法によれば、コンクリート最大圧縮縁の歪 ϵ_u を0.003、断面におけるコンクリートの圧縮域の応力の分布長さを最大圧縮縁から中立軸までの距離の0.85倍とし、圧縮域のコンクリート強度 σ_c をシリンダー強度 F_c の0.85倍 ($F_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ のとき) において、鉄筋応力は平面保持を仮定して求められる。しかし、このような等価長方形分布を用いた場合には計算値が実験値よりも安全側の値を与えることが報告されているため^{4),5)}、コンクリート強度 σ_c がシリンダー強度 F_c に等しいとにおいて、更に最大圧縮縁歪 ϵ_u を0.003の他に0.004、0.005と仮定し、より実験の挙動に合わせた場合についても図表の作成を行った。

また中心軸圧縮耐力 P_0 については、ACI Building Codeでは初期不整の影響を考慮して全塑性圧縮耐力からの低減を行うことが示されている。例えば帯筋を有する部材の場合、全塑性圧縮耐力の0.80倍以上の軸力をとることができないことになるが、これを適用すると今回の実験で偏心の小さい場合の P_x 、 P_y を算定することも不可能となり、Breslerの意図にも反すると思われるため、ここでは最大軸力の制限を行わず先の曲げ終局強度計算図表において偏心量 $e=0$ の値を P_0 とした。

以上の値を用いて Bresler の式(1)により計算された2軸曲げ終局荷重を **Table 4** に示す。

Ramamurthy³⁾は主筋が8本以上で均等に配筋された正方形もしくは長方形断面柱の等荷重曲線の近似式を1965年に提案した。正方形断面柱に対しては偏心方向角 θ のとき次式で与えられる。

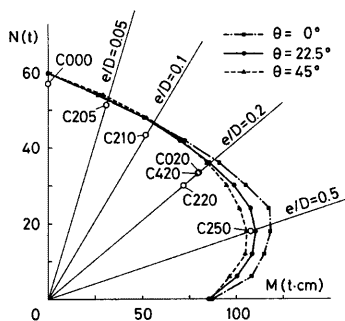


Fig. 9. Axial Force and Bending Moment Interaction.

Table 4. Summary of Analytical Results.

Specimen Name	P_{test} (t)	$P_{cal.}$ (t)				$(P_{test}/P_{cal.})$					
		Analysis	$\sigma_c=0.85 F_c$ $\varepsilon_u=0.003$			$\sigma_c=F_c$					
						$\varepsilon_u=0.003$		$\varepsilon_u=0.004$		$\varepsilon_u=0.005$	
			I *	II **		I *	II **	I *	II **	I *	II **
C 000	57.1	56.5 (1.011)	53.9 (1.059)	53.9 (1.059)	59.8 (0.955)	59.8 (0.955)	59.8 (0.955)	59.8 (0.955)	59.8 (0.955)	59.8 (0.955)	
C 205	51.4	49.6 (1.036)	45.7 (1.125)	47.2 (1.089)	50.8 (1.012)	52.6 (0.977)	51.3 (1.002)	52.9 (0.972)	51.4 (1.000)	53.0 (0.970)	
C 210	43.3	43.3 (1.000)	39.6 (1.093)	41.6 (1.041)	44.1 (0.982)	46.3 (0.935)	44.8 (0.967)	46.7 (0.927)	44.8 (0.967)	46.7 (0.927)	
C 220	30.0	33.3 (0.901)	30.0 (1.000)	31.9 (0.940)	33.4 (0.898)	35.4 (0.847)	34.2 (0.877)	36.0 (0.833)	34.5 (0.870)	36.6 (0.820)	
C 250	18.0	17.2 (1.047)	15.7 (1.146)	17.2 (1.047)	17.3 (1.040)	18.9 (0.952)	17.8 (1.011)	18.9 (0.952)	18.0 (1.000)	18.9 (0.952)	
C 020	33.4	33.9 (0.985)	32.7 (1.021)	32.7 (1.021)	36.3 (0.920)	36.3 (0.920)	36.9 (0.905)	36.9 (0.905)	37.4 (0.893)	37.4 (0.893)	
C 420	33.3	33.0 (1.009)	29.3 (1.137)	31.0 (1.074)	32.6 (1.021)	34.3 (0.971)	33.5 (0.994)	35.0 (0.951)	33.5 (0.994)	35.6 (0.935)	

* Bresler's method (Ref. 2) ** Ramamurthy's method (Ref. 3)

$$M_u = M_{u_{y0}} \left\{ 1 - 0.1 \left(\frac{\theta}{45^\circ} \right) \right\}$$

.....(2)

ここで、 M_u は斜方向の終局曲げモーメント、 $M_{u_{y0}}$ は1軸偏心の場合の終局曲げモーメントである。この式は、 $\theta=45^\circ$ での終局曲げモーメントが1軸偏心の場合の終局曲げモーメントの0.9倍とおいて、その間の終局曲げモーメントを偏心方向角 $\theta(^\circ)$ で線形補間することによって求めることを示している。

ここでは、 $M_{u_{y0}}$ の算定に前の Bresler の式の適用の際に作成された4組の終局強度計算図表を使用した。これより求められた終局荷重を **Table 4** に示す。

これら2つの終局荷重計算法による結果と **4.1** で解析された精算による結果をまとめて **Fig. 10** に示す。いずれの方法によっても計算値と実験値はよく合っていると思われるが、Bresler の提案式²⁾によるものの方

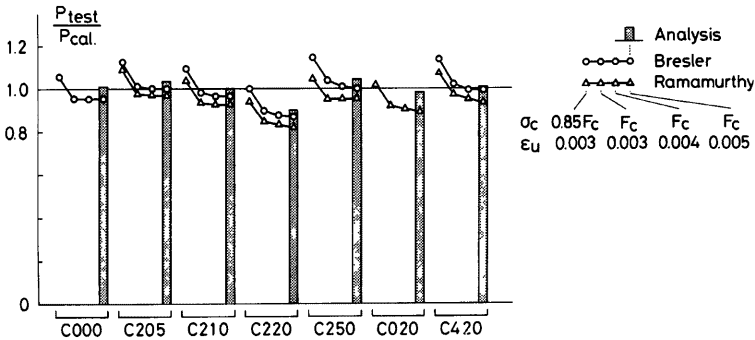


Fig. 10. Comparison of Analytical and Experimental Results.

が Ramamurthy の提案式³⁾ によるものより全体として荷重を低く(安全側に)評価する形になっている。コンクリート応力分布におけるコンクリート強度 σ_c の取扱いとしては、1軸偏心載荷(C020)を除いて、シリンドラ強度 F_c をとる方がより実験値に近くなる傾向を示す。コンクリートの最大圧縮縁歪 ϵ_u の値に関してはそれほど大きな差異は認められなかった。また本解析法による精算値は非常によく実験値に合っていることがわかる。この解析は $\sigma_c = F_c$, $\epsilon_u = 0.005$ を仮定したことに対応しているわけであるが、これらの仮定も実験値と計算値を比較するとき重大な意味をもつと思われる。

5. 結 論

正方形断面で主筋8本を有し材長が断面せいの5倍の鉄筋コンクリート短柱試験体7体について2軸偏心圧縮載荷実験を行い、圧縮耐力及び軸方向変形挙動を調べ、更に解析的な検討を加えた結果、次のことが明らかにされた。

- (1) 今回行われたような偏心量が比較的小さく軸圧縮力が曲げに比べて卓越する載荷の場合には、コンクリートが圧壊し始めるのとほぼ同時に最大耐力に到達することになり、圧壊時もしくは最大耐力時の最大圧縮歪は 5×10^{-3} 前後の値が実測された。これは特に1軸偏心載荷の場合に圧縮縁歪が 3×10^{-3} 程度で圧壊し始めたことに対して注目される。
- (2) 最大耐力点に至るまでの部材中央の歪分布状況から、平面保持がほぼ成立していることが実験的に確認された。
- (3) 実験による破壊状況からコンクリートの圧壊及び剥落が集中している領域は、1軸偏心載荷の場合に断面せいと同じ程度の範囲であるのに比して、2軸偏心載荷の場合にはその約2倍の範囲に広がっている。
- (4) 平面保持を仮定した2軸曲げ解析によって各種載荷実験における耐力及び歪分布状況を追跡することができる。また終局強度理論に基づく断面耐力の計算によっても短柱の耐力をある程度算定することができる。
- (5) Bresler 及び Ramamurthy による2軸曲げを受ける柱の終局荷重の計算法は実験結果によく合うが、それらの計算の際に用いられる1軸曲げ終局荷重の算定には ACI Building Code の方法 ($\sigma_c = 0.85 F_c$, $\epsilon_u = 0.003$) を適用した場合には1割程度安全側に評価されることになり、実験結果と対応させるにはコンクリート強度 σ_c をシリンドラ強度 F_c に等しくとることなどによってより近い評価を得ることができる。

謝 辞

本研究の実験及び実験データの整理にあたって当時大阪工業大学建築学科4年生であった北川匠君に多大なる御尽力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 若林 實・中村 武・岩井 哲：軸力と2軸曲げを受ける鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定解析，京都大学防災研究所年報，第23号B-1，昭和55年(1980)4月，pp. 215-227.
- 2) Bresler, B.: Design Criteria for Reinforced Columns under Axial Load and Biaxial Bending, ACI Journal, Vol. 57, No. 5, Nov. 1960, pp. 481-490.
- 3) Ramamurthy, L. N.: Investigation of the Ultimate Strength of Square and Rectangular Columns under Biaxially Eccentric Loads, Symposium on Reinforced Concrete Columns, ACI Special Publication, No. SP-13, 1966, pp. 263-298.
- 4) 岡田 清・平沢征夫：2方向偏心軸荷重をうける鉄筋コンクリート短柱の破壊強度，コンクリート・ジャーナル，Vol. 7, No. 12, Dec. 1969, pp. 1-11.
- 5) Furlong, R. W.: Concrete Columns under Biaxially Eccentric Thrust, ACI Journal, Vol. 76, No. 10, Oct. 1979, pp. 1093-1118.

- 6) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), American Concrete Institute, Detroit, 1977.

付録——記号

b : 柱断面幅	y : 断面の主軸で断面幅方向を示す
D : 柱断面せい	ε : 軸方向歪
E_s : 鉄筋の弾性係数	ε_{elong} : 鉄筋の終局引張歪
e : 荷重の偏心距離	ε_p : コンクリートの圧縮強度到達時の歪
e_x : 荷重の x 軸方向偏心距離	ε_u : コンクリートの終局歪
e_y : 荷重の y 軸方向偏心距離	$d\varepsilon_b$: コンクリート圧壊時の最大圧縮歪で変位計による計測値
F_c : コンクリートのシリンダー圧縮強度	$d\varepsilon_u$: 最大荷重時の最大圧縮歪で変位計による計測値
L : 柱部材長	$d\varepsilon_0$: 断面重心歪で変位計による計測値
l : 柱有効部材長	$g\varepsilon_b$: コンクリート圧壊時の最大圧縮歪で歪ゲージによる計測値
M : 曲げモーメント	$g\varepsilon_{sc}$: 最大荷重時の圧縮側鉄筋歪で歪ゲージによる計測値
M_u : 斜方向の終局曲げモーメント ((2)式)	$g\varepsilon_{st}$: 最大荷重時の引張側鉄筋歪で歪ゲージによる計測値
M_{uy0} : 主軸回りの終局曲げモーメント ((2)式)	$g\varepsilon_u$: 最大圧縮歪で歪ゲージによる計測値
N : 軸方向力	θ : 荷重の偏心方向角で x 軸となす角度
P : 偏心圧縮荷重	σ : 軸方向応力
P_b : コンクリート圧壊時の荷重	σ_c : 解析で用いられるコンクリート強度
P_{cal} : 終局荷重の計算値	σ_y : 鉄筋の降伏応力度
P_{cy} : 鉄筋圧縮降伏時の荷重	σ_u : 鉄筋の終局引張強度
P_{max} : 最大荷重	$d\phi_x$: x 軸回りの回転に対する曲率で変位計による計測値
P_{test} : 終局荷重の実験値 ($=P_{max}$)	$d\phi_y$: y 軸回りの回転に対する曲率で変位計による計測値
P_u : 2 軸偏心圧縮耐力 ((1)式)	
P_x : x 軸方向に e_x だけ偏心したときの 1 軸偏心圧縮耐力 ((1)式)	
P_y : y 軸方向に e_y だけ偏心したときの 1 軸偏心圧縮耐力 ((1)式)	
P_0 : 中心軸圧縮耐力 ((1)式)	
x : 断面の主軸で断面せい方向を示す	