

鉄骨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・浅草 肇

EXPERIMENTAL STUDY ON THE INELASTIC STABILITY OF LONG STEEL REINFORCED CONCRETE COLUMNS PART I

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI*
and *Hajime ASAKUSA*

Synopsis

In order to obtain the information on the elasto-plastic instability characteristics of long steel reinforced concrete columns, parametric experimental study carried out on the strength, deflection curve and failure mechanism under eccentrically axial load, using 15 column specimens. Variables chosen for experiments are the effective column length and eccentricity at each end. All column specimens are of the same square cross section (10 × 10 cm) with H-shaped steel component. On the basis of the experimental and theoretical researches on the moment-curvature relationships of the column section under constant axial compression and monotonous applied pure bending, the stress-strain relationship of concrete is formulated. In the instability theoretical analysis, the shape of column deflection is assumed to be a part of cosine wave. From the comparison between the results of the test and the analysis, it is recognized that instability strength of steel reinforced concrete column can be estimated with a sufficient accuracy by the analysis, but that load-deflection relationships from the analysis does not predicted perfectly on the experimental result.

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安全に関する実験的研究¹⁾あるいは理論的研究²⁾は、欧米においてはかなり盛んに行なわれており合理的な設計法³⁾も採用されている。一方、わが国では、実施設計においては、各部材の設計断面力は、地震荷重が支配的であるために、通常の場合不安定挙動を考慮しなければならないような柱寸法を持った骨組が設計される場合は、極めて例が小さい。しかし、通常の設計においても、その骨組が横移動にするような場合には、その柱材の座屈長さは極めて大きくなる場合があり、その不安定挙動を無視できない場合があることが、明らかにされている。そこで、わが国においても、鉄骨鉄筋コンクリート長柱の中心圧縮の実験的研究⁴⁾や、累加強さ理論に基づく設計案⁵⁾も提案されている。

そこで本研究は、鉄骨鉄筋コンクリート長柱に、強軸方向に、一軸等偏心荷重を載荷し、その最大圧縮強度、および、最大圧縮強度以降の挙動を実験的に調べたものである。

しかし、このような長柱における解析の問題としては、複合断面の曲げモーメント曲率関係をどのように把握するかということである。そこで、本研究では最初に、長柱に用いる断面の曲げモーメント曲率関係を、新に開発された実験装置を用いて、実験的に調べた。この結果より、コンクリートの応力度ひずみ度関係、特に、その最大強度以降の強度低下について、解析的な検討を行なった。

2. 曲げモーメント曲率関係の実験

2.1 実験計画

計画された実験変数は、断面の構成と載荷軸力の2種類である。断面の構成としては、鉄骨コンクリート部材(以下、SC と称する)と、帯筋を設けた鉄骨コンクリート部材(SR)である。SR は、偏心圧縮柱の実験に用いる断面である。SC は、帯筋の有無による影響を、SR と比較するための断面である。載荷軸力としては、各断面の中心圧縮塑性強度 N_0 の 0%, 20%, 40%, 60%および80%である。試験体名称と実験変数の組み合わせを **Table 1** に示す。

Table 1. Properties of specimen and test results of moment-curvature relationship.

Specimen	Concrete strength $F_0(\text{kg}/\text{cm}^2)$	Yield strength of H-shaped steel section $\sigma_y(\text{t}/\text{cm}^2)$	Ultimate load of short column $N_0(\text{t})$	Applied axial load $N(\text{t})$	Applied axial load ratio $N/N_0(\%)$	Maximum strength			
						Bending moment $M_{max}(\text{t}\cdot\text{cm})$	Curvature $\phi D(\times 10^{-2})$		
1 SC 0	238.9	2.76	45.2	0.0	0.0	57.1	0.743		
2 SC 2				6.3	13.9	62.9	0.803		
3 SC 4				18.3	40.5	45.9	0.755		
4 SC 6				27.4	60.6	36.6	0.600		
5 SC 8				36.5	80.8	32.1	0.498		
6 SR 0-1	258.2		2.76	47.1	0.0	0.0	57.1	0.798	
7 SR 2-1					9.0	19.1	65.2	0.788	
8 SR 4-1					18.0	38.2	52.3	0.808	
9 SR 6-1					27.0	57.3	42.3	0.600	
10 SR 8-1					36.0	76.4	13.7	0.175	
11 SR 0-2	228.5			2.76	43.8	0.0	0.0	54.4	1.115
12 SR 2-2						8.9	20.3	60.5	0.974
13 SR 4-2						17.8	40.6	52.5	1.087
14 SR 6-2						26.7	60.9	42.0	0.574
15 SR 8-2						35.6	81.2	19.3	0.640

実験方法は、所定の軸力を中心圧縮状態で載荷した後に、載荷軸力を一定に保持した状態で、変形制御により断面の強軸方向に曲げモーメントを単調に載荷した。一定軸力が保持できなくなるか、あるいは、所定の曲率に達した時点で、実験を終了した。

2.2 試験体

各試験体の形状を、**Fig. 1.2** に示す。各試験体には、実験装置に固定するための 25mm 厚の端部板が、H 型鋼に溶接されている。H 型鋼 (H-50×50×6×6) は、SS41 鋼板より切出し溶接組立加工し、残留応力除去のために焼鈍処理し、作製したものである。降伏軸力は 23.25t、降伏応力度は $2.76\text{t}/\text{cm}^2$ である。

SC は、H 型鋼をコンクリートで被覆した断面である。SR は、さらに、帯筋を設けた断面である。帯筋としては、SR24 相当の 3mm 筋 (降伏応力度 $3.38\text{t}/\text{cm}^2$) を用いて、50mm 間隔に配している。この帯筋を固定するために、通常の主筋位置 (四隅角部) に、1.5mm 筋 (降伏応力度 $3.63\text{t}/\text{cm}^2$) を用いた。この 1.5mm 筋は、端部板の 2mm の窪穴に差し込まれているだけで、固定されていない。

コンクリートの設計および調合については、**付録(b)** に示す。コンクリートの打設に際しては、鋼製型枠を用いて、変形と直交する方向からの横打ちとした。コンクリート強度は、**付録(c)** に示すように、試験体と同様に横打ちして作製された、 $10\times 10\times 40\text{cm}$ の角柱供試体強度 F_0 を用いた。

油圧ジャッキを用いた。軸力の測定には、容量 50t のロードセルを用いた。また、軸力を中心圧縮状態とするために、ナイフエッジと、すり合せを用いた。

曲率の測定に際しては、Fig. 4 に示すように変位計を取付けた。たわみ曲線を、Fig. 5 に示すように、円弧の一部と仮定すると、相対的な中央部での変位量 δ は、測定区間距離 l_0 、曲率半径 ρ を用いて、

$$\delta = \rho(1 - \cos\theta) \approx \rho \frac{\theta^2}{2}$$

また、 $\frac{l_0}{2} \cdot \frac{1}{\rho} = \sin\theta \approx \theta$ であるから、

$$\delta = \frac{\rho}{2} \left(\frac{l_0}{2\rho} \right)^2 = \frac{l_0^2}{8\rho}$$

よって、曲率 ϕ は、

$$\phi = \frac{1}{\rho} = \frac{8\delta}{l_0^2}$$

として得られる。 δ は、DG7~9 により得られ、この方法によって、各試験体の曲率測定区間での平均曲率を求めた。また、DG11, 12 は、試験体コンクリート部分に H 型鋼まで穴を開けて、測定用フレームを固定し、H 型鋼の圧縮側および引張側の変位量を測定し、H 型鋼の平均曲率を比較のために求めたものである。

2.4 実験結果

Table 1 に実験結果の概要を、また、Photo. 1 に破壊状況を示す。全試験体において、部材端のコンクリート部分と端部板との間に、隙間を生じることはなく、このような形状の試験体で、確実に曲げモーメントが載荷できることが示された。コンクリートが、圧縮破壊をして剥落する部分の長さは、15~25cm であった。また、コンクリートの剥落により、SC では、鉄骨面が露出したのに対して、SR では、そのようなことはなかった。

Fig. 6 は、実験結果の曲げモーメントと曲率との関係を示す。縦軸は、試験体中央部での付加曲げモーメントを考慮した、曲げモーメント (t・cm) を示し、横軸には、断面高さで無次元化された曲率に関する量

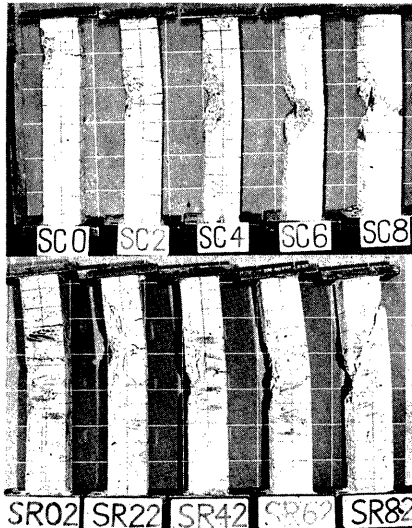


Photo. 1. Specimens after test of SR and SC.

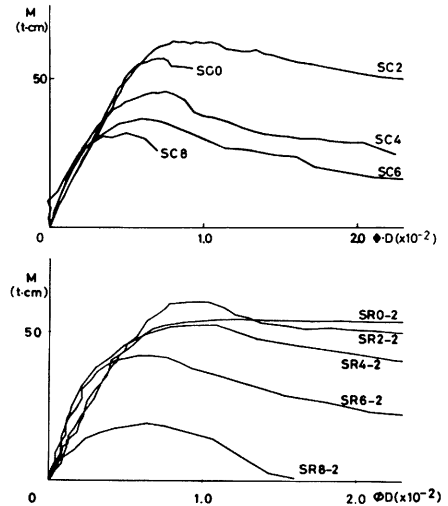


Fig. 6. Test results of moment-curvature relationships.

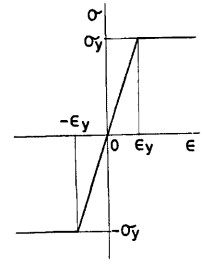
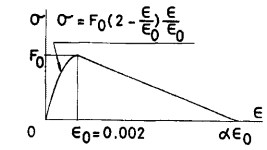
を、それぞれ示す。

3. 曲げモーメント曲率関係の解析

3.1 仮定

計算に際しては、次のことを仮定する。

- 1) 材料の応力度ひずみ度関係は、Fig. 7 に示すように仮定し、既知とする。コンクリートについては、2次曲線と、最大強度以降変数 α により示される直線的な強度低下を示すものと仮定する。鋼材については、完全弾塑性と仮定する。
- 2) 平面保持を仮定する。
- 3) ひずみの戻りは、考慮しない。



(a) Assumption of stress-strain relationship of concrete. (b) Assumption of stress-strain relationship of steel.

Fig. 7.

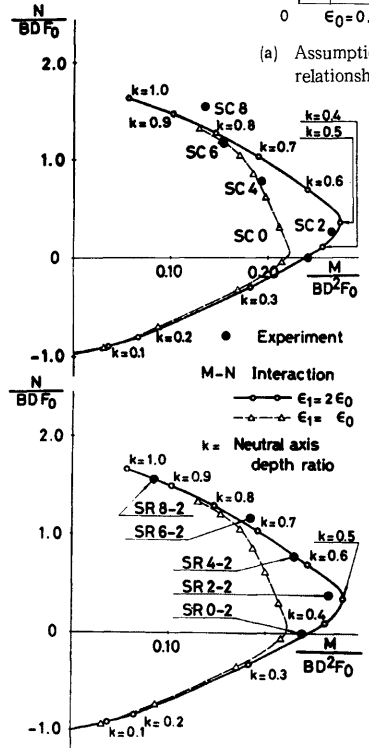


Fig. 8. Interaction diagrams and test results.

3.2 軸力曲げモーメント相関関係

実験値の最大強度を評価するために、Perang⁹⁾らの示した方法により、平面保持を仮定した終局強度理論に基づく、軸力曲げモーメント相関曲線を求めた。相関曲線を求めるに際しては、コンクリートの応力度ひずみ度関係における強度低下率を $\alpha=6^*$ とした。最外縁の圧縮ひずみ度は、0.4% ($2\epsilon_0$)とし、参考のために0.2% (ϵ_0)とした場合についても併せて示した。Fig. 8 にその結果を示す。縦軸および横軸は、コンクリート強度により無次元化された、軸力および曲げモーメントに関する量をそれぞれ示す。実験値は、最大強度時の軸力と曲げモーメントを示す。SC, SR ともに計算結果と良く一致している。

3.3 曲げモーメント曲率関係

一定軸力下での曲げモーメント曲率関係を求めるためには、断面を有限の繊維要素に分割し、各要素が、Fig. 7 に示すような材料の応力度ひずみ度関係を持つものとする。各曲率段階で、重心軸上のひずみ度を仮定すれば、平面保持の仮定から各要素のひずみ度が決定でき、Fig. 7 より各要素の応力度が求まるから、断面軸力が計算できる。この軸力が、与えられた一定軸

* Fig. 17 に示すように、 α の値による相関関係への影響は小さい。

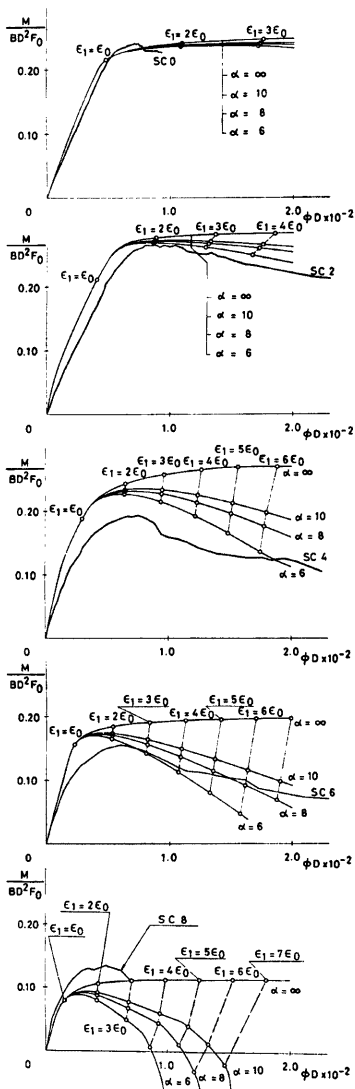


Fig. 9. Moment-curvature relationships for SC.

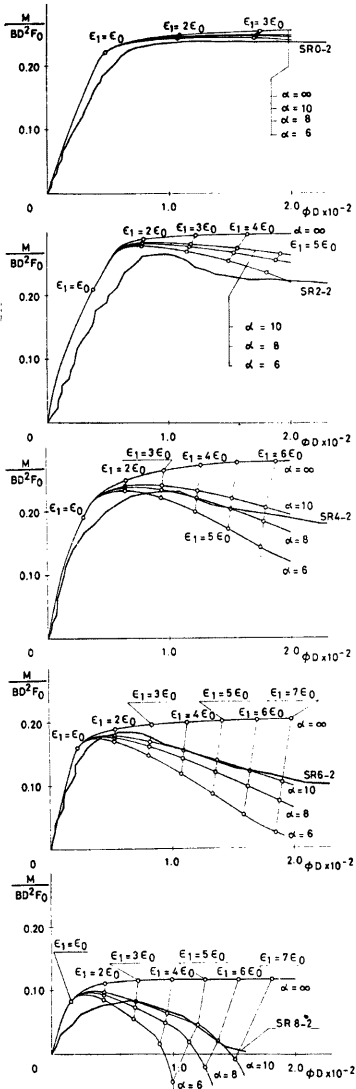


Fig. 10. Moment-curvature relationships for SR-2.

力と等しくなるような重心軸上のひずみ度を試行錯誤法により求め、このときの断面の曲げモーメントを計算すれば、一定軸力下での曲げモーメント曲率関係が得られる。

計算に際しては、コンクリートの応力度ひずみ度における強度低下率を $\alpha=6, 8, 10, \infty$ として、それぞれの場合について実行した。Fig. 9, 10 に α を変数とする曲げモーメント曲率関係と実験結果との比較を示す。縦軸は曲げモーメントに関する量を、横軸は断面高さにより無次元化された曲率に関する量をそれぞれ示す。また、図中 ϵ_1 は、その段階での圧縮側最外縁のひずみ度を示す。

3.4 結論

最大強度は、Fig. 8 により良く評価されている。帯筋の有無による最大強度および変形状態に関する明確な影響は示されなかった。コンクリートの応力度ひずみ度関係における強度低下率 α は、軸力が大きくなればなる程、その最大強度にも変形能力にも大きな影響を与えることが示された。また、実験結果との比較より、 $\alpha=8\sim 10$ 前後とするのが適当であることが示された。強度低下率は、各コンクリート要素に対して、ひずみ度勾配の影響や、帯筋および鉄骨フランジによる横方向拘束の影響を、考慮しなければならぬのであるが、ここに示された値は、その影響を全断面について、平均化して示したものである。

4. 偏心圧縮柱の実験

4.1 実験計画

計画された実験変数は、材長と載荷荷重の偏心量との2種類である。材長としては、50, 100, 150, 200, 250, 300cm の6種類である。偏心量としては、0.25, 0.50, 1.00, 2.00cm の4種類である。実験変数の組み合わせについては、Table. 2 に示すように、材長が100, 200, 300cm の場合には、偏心量は1.00cm だけであり、15体の試験体が計画された。

実験に際しては、まず、予想強度の1/3を限度として軸力を載荷して、試験体中央部での横方向変位量が0.1mm 以下になるような、中心圧縮状態に試験体を設置した。その後、断面の強軸方向に所定の偏心量

Table 2. Properties of specimen of long columns.

Specimen		Length l_0 (cm)	Effective length l (cm)	Slenderness ratio λ	Eccentricity e (cm)	Concrete strength F_c (kg/cm ²)	Yield strength of H-shaped steel section σ_y (t/cm ²)
101	A 025	50	64	22	0.25	190	2.80
102	A 050		64	22	0.50	190	2.80
103	A 100		62	21	1.00	191	2.76
104	A 200		64	22	2.00	190	2.80
105	B 100	100	112	39	1.00	238	2.76
106	C 025	150	164	57	0.25	210	2.80
107	C 050		164	57	0.50	225	2.80
108	C 100		162	56	1.00	212	2.76
109	C 200		164	57	2.00	225	2.80
110	D 100	200	212	73	1.00	212	2.76
111	E 025	250	264	91	0.25	210	2.80
112	E 050		264		225	2.80	
113	E 100		262		238	2.76	
114	E 200		264		225	2.80	
115	F 100	300	312	108	1.00	191	2.76

だけ偏心させた。次に、軸力を、試験体中央部での横方向変位量による変形制御により、単調に载荷した。原則として、横方向変位量が、有効材長の5%になった時点で実験を終了した。

4.2 試験体

試験体断面および形状は、Fig. 11, 12 に示すように、帯筋を設けた鉄骨コンクリート断面である。この断面は、既に、曲げモーメント曲率関係が実験的調べられた SR 断面と同一*)である。試験体端部には、軸力を载荷するための19mm厚の端部板が、H型鋼(H-50×50×6×6)に溶接されている。

コンクリートの設計および調合については、付録(b)を示す。コンクリートの打設に際しては、文献4)に示す方法により、鋼製型枠を使用して、変形と直交する方向からの横打ちとした。コンクリート強度は、付録(c)に示すように、試験体と同様に横打ちして作製された、10×10×40cmの角柱供試体強度 F_c を用いた。

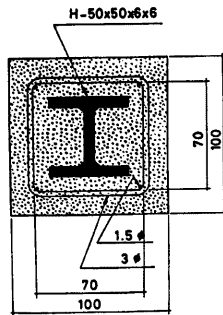


Fig. 11. Cross section of long column.

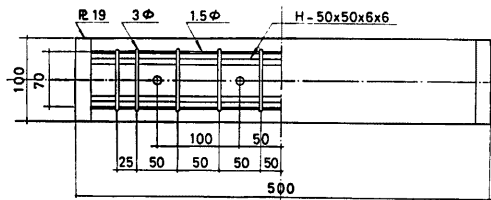


Fig. 12. Specimen of long column.

4.3 実験装置

軸力の载荷は、大阪工業大学建築学科所有の容量100tの長柱油圧試験機により行なった。実験装置の概略をPhoto. 2に示す。Fig. 13に装置詳細を示すように、試験体を両端ピン支持状態とするためには、ナイフエッジを用いた。したがって、有効材長はナイフエッジ間距離により示され、偏心量が1.00cmの場合には[材長]+12cmであり、他の偏心量の場合には[材長]+14cmである。所定の偏心量を与えるためには、副尺付スライド装置を用いた。また、面外方向の偏心および試験体端部板の傾きを矯正するために、すり合せ装置を用いた。軸力の測定には、容量50tのロードセルを用いた。

変形の測定に際しては、ナイフエッジ先端位置より測定用フレームを取付け、試験体中央部および1/4材長の位置での面内および面外方向変位を測定した。Aシリーズ試験体(材長:50cm)では、試験体中央部でのみ測定した。また、ナイフエッジ間距離変位より、試験体の材長方向変位を測定した。

4.4 実験結果

実験結果の概要として、①最大圧縮強度時、②コンクリートが圧縮破壊をして剥落をするに至る亀裂が、コンクリート表面の材軸方向に発生した時点、③コンクリート表面に曲げ引張りひび割れが発生した時点、のそれぞれの場合の軸力と試験体中央部での横方向変位量とをTable 3に示す。

Photo. 3に、A, C, Eシリーズの破壊状況を示す。Photo. 4は、Cシリーズ(材長:150cm)の破壊状況であり、同一材長の場合の偏心量による破壊状況の相異を示す。Photo. 5は偏心量が0.50cmの場合の破壊状況を示し、同一偏心量の場合の材長による破壊状況の相異を示す。コンクリートが剥落をして、塑性

*) 試験体断面詳細については、2.2 試験体を参照。

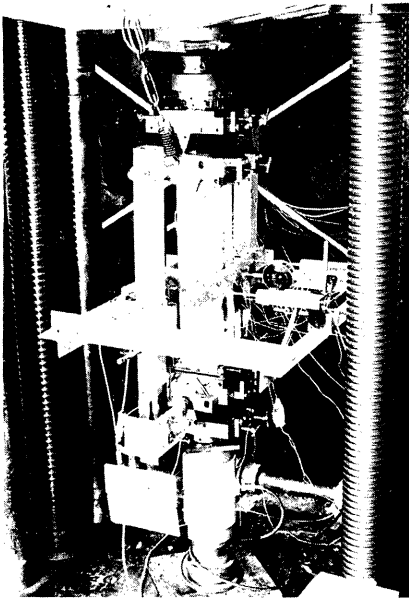


Photo. 2. Detail of apparatus.

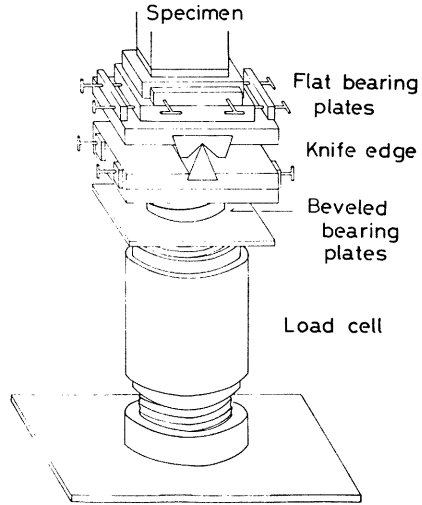


Fig. 13. Detail of apparatus.

Table 3. Test results of long columns.

Specimen		Maximum load		Crashing load		Tensile cracking load	
		Axial load (t)	Lateral deflection ($\text{cm} \times 10^{-3}$)	Axial load (t)	Lateral deflection ($\text{cm} \times 10^{-3}$)	Axial load (t)	Lateral deflection ($\text{cm} \times 10^{-3}$)
101	A 025	36.0	155	35.1	232	28.9	394
102	A 050	31.4	187	31.3	247	31.4	215
103	A 100	29.7	224	28.5	109	—	—
104	A 200	20.2	303	20.1	342	1.8	9
105	B 100	25.9	621	22.0	1354	—	—
106	C 025	30.9	513	22.7	1847	30.1	422
107	C 050	28.1	778	23.3	1775	28.1	778
108	C 100	19.4	1105	16.9	2256	—	—
109	C 200	15.2	1871	14.2	2759	4.6	255
110	D 100	15.5	2230	13.2	3838	—	—
111	E 025	18.2	1114	16.2	2607	18.2	1411
112	E 050	15.7	1412	11.1	5903	15.5	1656
113	E 100	11.5	3608	9.9	5696	—	—
114	E 200	9.4	4444	7.8	6994	0.6	55
115	F 100	8.7	4473	7.2	7781	—	—

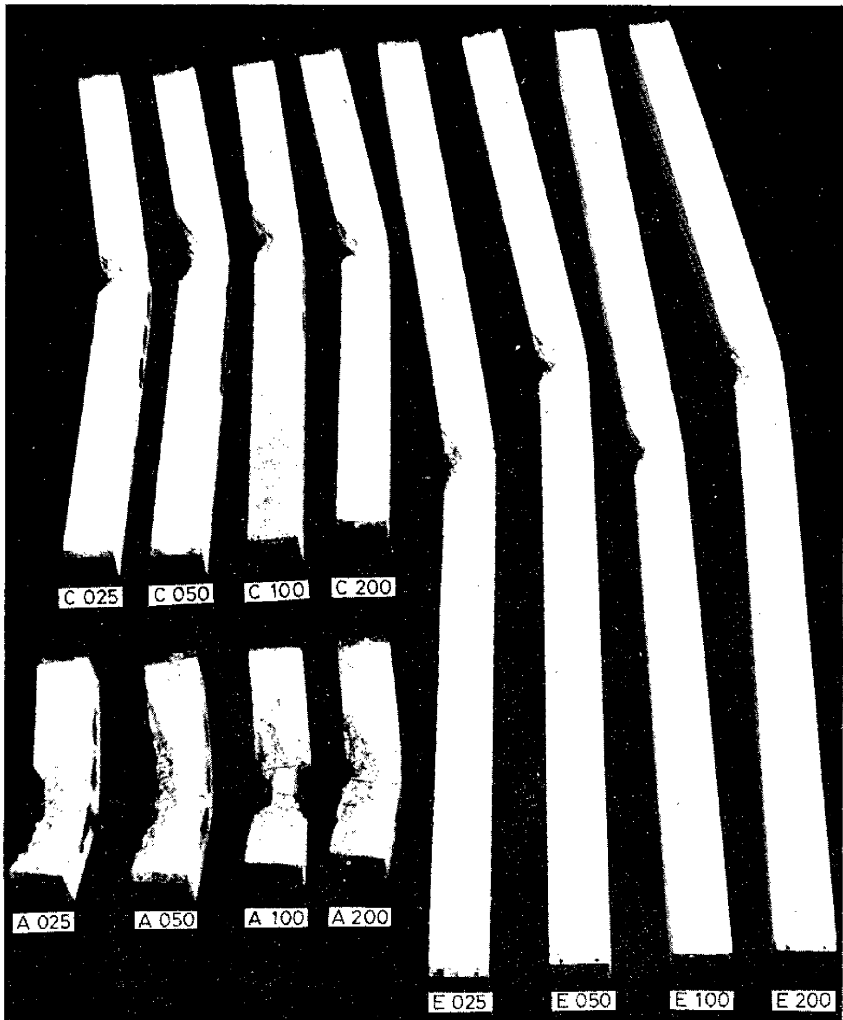


Photo. 3. Specimens after test of A, C and E series.

ヒンジが形成された位置は、試験体中央部から、上下 15cm 以内に集中したが、中央部に形成されたものは、ほとんどなかった。このことは、偏心量の大きな試験体であっても部材中央部に、コンクリートの剥落が生じなかったこと、また、実験中に最初に部材中央部のコンクリート表面に圧縮亀裂が発生したが、その後、変形の増大に伴って他の部分にコンクリートの剥落を生じたことなどから、初期偏心によるモーメント勾配や、試験体の不整形（初期たわみ）が原因ではないと考えられる。また、コンクリートが剥落をした部分の長さは、A シリーズの試験体においては 30~40cm におよんでいるが、他のシリーズの試験体では材長、偏心量に関係なくほぼ断面高さの 2 倍前後となっている。



Photo. 4. Failure pattern of C series.



Photo. 5. Failure pattern (e=0.50 cm).

5. 偏心圧縮柱の解析

5.1 解析方法

解析において、既に 3.1 で示したように、1) 材料の応力度ひずみ度関係は、Fig. 7 に示すように仮定する。2) 平面保持を仮定する。3) ひずみの戻りを考慮しない。さらに、部材のたわみ曲線は Fig. 14 に示すように、部材中央部での変位量 y_m と材長 l を用いて、

$$y = y_m \cos \frac{\pi}{l} x \tag{A}$$

と仮定する。(A)式より

$$y'' = -\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 y_m \cos \frac{\pi}{l} x \tag{B}$$

部材中央部 ($x=0$) における曲率 ϕ は、 $y'' = -\phi$ より

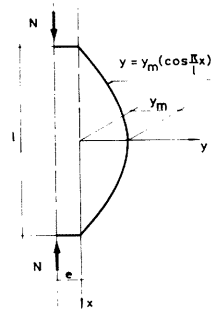


Fig. 14. Assumption of the deflection curve.

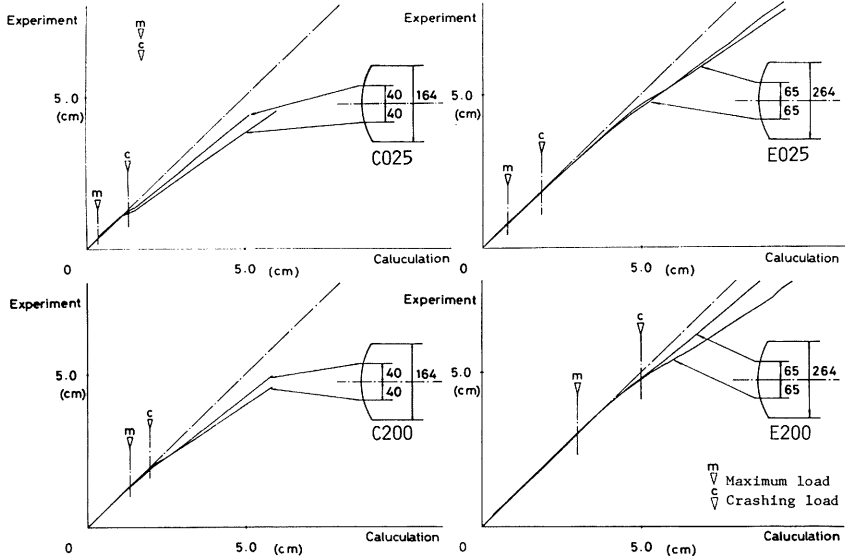


Fig. 15. Check of the deflection curve.

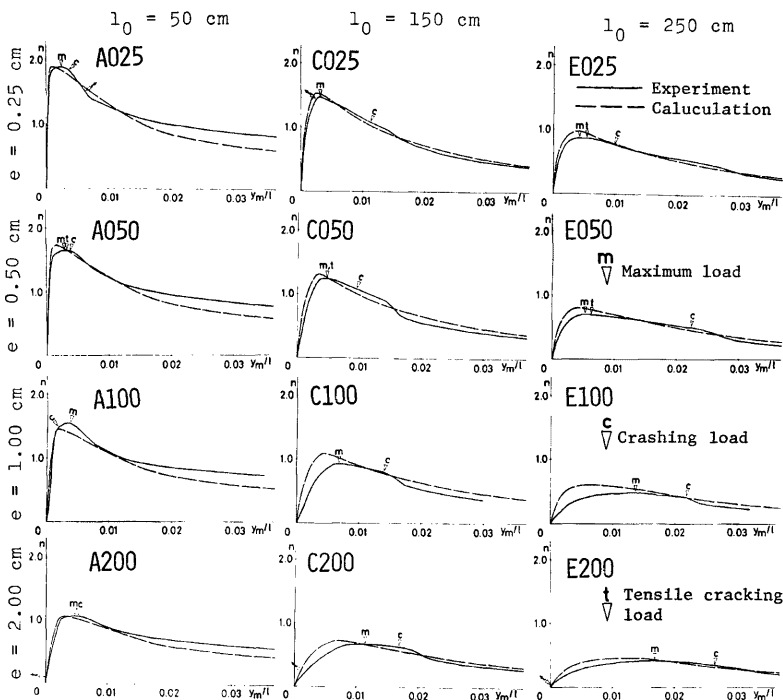


Fig. 16. Load-deflection curves.

$$\phi = \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 y_m \tag{C}$$

として与えられる。したがって軸力 N と部材中央部での変位量 y_m と偏心量 e による、外力曲げモーメント M_0 は、

$$M_0 = N(y_m + e) \tag{D}$$

である。一方、内力曲げモーメント M_1 は、曲率と軸力との関数として、

$$M_1 = f(N, \phi) \tag{E}$$

と表わされる。

したがって、部材中央部での変位量を与えれば、(C) 式より曲率が得られる。この変位量と曲率とを用いて、(D), (E) 式を同時に満足させる軸力を、試行錯誤法により求めれば、荷重変形関係が得られる。

5.2 解析結果

Fig. 15 は、たわみ曲線を、(A) 式と仮定することの妥当性を検討したものである。図中の横軸は、実験により測定された y_m を用いて、(A) 式において $x = \pm l/4$ として求められた計算値を示す。縦軸は、 $x = \pm l/4$ の位置での横変位の測定値を示す。また図中 ∇ 、 ∇ 印は、最大圧縮強度が発現したときの変位、および、コンクリート表面に圧縮破壊が生じたときの変位をそれぞれ示す。この結果より、材長、偏心量に関係なく最大圧縮強度が発現し、さらに、コンクリート表面に圧縮破壊が生じる前後までの部材のたわみ曲線は、(A) 式で十分正確に評価できることが認められた。また、圧縮破壊後の挙動としては、部材の中央部に塑性

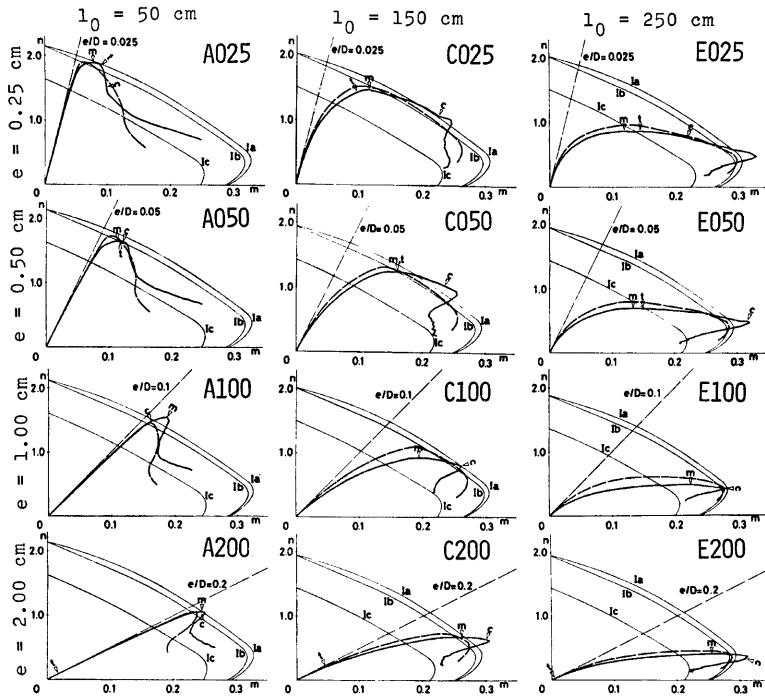


Fig. 17. Interaction diagrams.

ヒンジを形成する、「<」の字形の変形状態が認められた。

この結果、5.1 で示した解析方法により実験結果の検討を行なった。計算に際して、コンクリートの応力度ひずみ度関係における強度低下率は、3.4 の結論より $\alpha=8$ とした。

Fig. 16 は、軸力と中央横変位との関係を示す。縦軸は軸力に関する量 $n(=N/BDF_0)$ を、横軸は部材中央部での横変位に関する量 y_m/l を示す。Fig. 17 は、部材中央部における軸力と曲げモーメントに関する量 $m(=M/BDF_0^2)$ を示す。図中、実線は実験値を、破線は計算値をそれぞれ示す。 ∇ 、 \odot 、 \square 印は、最大圧縮強度時、圧縮破壊時、および、曲げ引張り割れ時をそれぞれ示す。Fig. 17 において、断面強度を示す軸力曲げモーメント相関曲線として、平面保持を仮定した終局強度理論に基づき、Ia、Ib、Ic の 3 種の断面強度を示した。Ia は、全断面有効としコンクリートの応力度ひずみ度関係における強度低下率を $\alpha=\infty$ と仮定した場合の断面強度を示す。Ib は、全断面を有効とし $\alpha=6$ と仮定した場合の断面強度を示す。Ic は、帯筋の内側の素材のみが有効であると $\alpha=\infty$ と仮定した場合の断面強度を示す。Fig. 16 より、コンクリートに圧縮破壊が生じた後に、若干の軸力の低下が認められた。Fig. 17 より、部材は、偏心量に関係なく材長が 50cm の場合においては、断面強度に達した時点で最大圧縮強度を示し材料破壊をしたものと認められ、また、材長が 100cm 以上の場合においては、断面強度に達する以前に最大の軸力を示し部材は不安定破壊をしたことが認められた。最終的な部材の保有強度としては、Ic の断面強度に漸近することが示された。

Fig. 18 は、ACI の設計式⁷⁾であるモーメント拡大法により、逆に、材長を考慮した軸力曲げモーメント

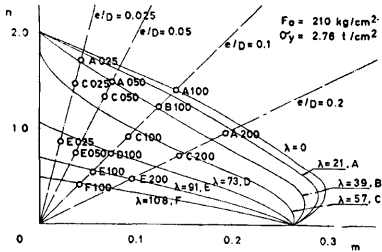


Fig. 18. Comparison of the test results.

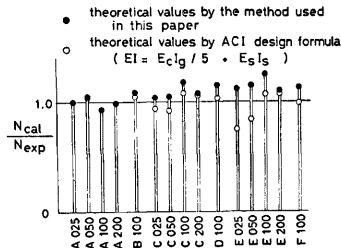


Fig. 19. Comparison of the test result and the calculation.

相関曲線を求めて、実験値と比較したものである。横軸は部材端での曲げモーメントに関する量 m を、縦軸は軸力に関する量 n をそれぞれ示す。相関曲線を求める際には、コンクリート強度を 210kg/cm^2 、H型鋼降伏点を 2.76t/cm^2 とし、曲げ剛性は $EI = E_s I_g / 5 + E_s I_s$ として、計算した。また、実験値もコンクリート強度 210kg/cm^2 で無次元化して示してある。このような比較方法であるにも拘らず、実験値の性状と良く一致している。

Fig. 19 は、部材のたわみ曲線を (A) 式と仮定して計算された最大圧縮強度 (●印)、および、ACI 設計式により計算された最大圧縮強度 (○印) と、実験値の最大圧縮強度との割合を縦軸に示し、各試験体について、比較したものである。たわみ曲線を (A) 式とした場合の計算値は、材長が長いときに最大圧縮強度を大きく評価することが示され、また、ACI 設計式による場合には、材長が長く、かつ、偏心量が小さい場合に最大圧縮強度を小さく評価することが示された。材長が 50cm の場合には、偏心量に関係なく双方の計算値に差はなく、また、実験値とも良く一致することが示された。

5.3 結論

A シリーズの試験体は、偏心量に関係なく、材料破壊をし、他のシリーズの試験体では、材長、偏心量に関係なく不安定破壊をしたことが示された。不安定破壊をした試験体では、材長に関係なくコンクリートが圧縮破壊をして剥落をする部分の長さは、ほぼ一定である。

部材のたわみ曲線は、コンクリートが圧縮破壊をするまでは、余弦波と仮定して十分に正確である。その後は、コンクリートが剥落した部分が塑性ヒンジとして回転するものと考えられる。

本解析手法により、実験結果の傾向は追跡できることが示された。最大圧縮強度については、材長が短く偏心量が小さい程実験値と計算値が一致し、材長が長く偏心量が大きい程計算値が実験値を上回ることが示されたが、その誤差は10%前後である。

最大強度以降の挙動としては、コンクリートが圧縮破壊をした後に若干の軸力の低下が見られ、その後、また安定した挙動を示している。不安定破壊をする部材ではコンクリートの圧縮破壊は、材料強度に達した時点で生じることが認められた。

6. 結論

曲げモーメント曲率関係の実験より、コンクリートの応力度ひずみ度関係における最大強度以降の強度低下率は、軸力が大きくなる程、最大強度にも変形能力にも大きな影響を与えることが示された。強度低下率の値としては、 $\alpha = 8 \sim 10$ 前後が適当であることが示された。

偏心圧縮柱の実験から、

- 1) 細長比が39を超える部材については、不安定破壊をしたことが示された。
- 2) 不安定破壊をした部材のコンクリートが圧縮破壊をして剥落する部分の長さは、細長比、偏心量に関係なく、一様に断面高さの約 2 倍前後である。

- 3) コンクリートが圧縮破壊をして剥落をするまでは、たわみ曲線は、余弦波と仮定して良い。
- 4) 本解析手法により、最大圧縮強度は評価できるが、挙動については明確にされなかった。
- 5) 終局的な部材の保有強度は、帯筋の内側の断面強度に漸近することが示された。

7. 謝 辞

本研究は、大阪工業大学建築学科 南・柴田研究室の諸兄、とくに、森谷崇、宮崎泰男、脇坂昌三、渡辺保男、古林俊明、吉岡浩一の諸氏の惜しめない協力と努力とによってなされたものである。また、実験に際して、住友金属工業株式会社より多大なる御援助をいただいたことをここに記し、感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 例えば、Stevens, R. F. : Encased Stanchions, The Structural Engineer, Vol. 43, No. 2, Feb., 1965 pp. 59-66
- 2) 例えば、Basu, A. K. : Computation of Failure Loads of Composite Columns, Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol. 36, March, 1967, pp. 557-558
- 3) 例えば、Recommendations for an International Code of Practice for Reinforced Concrete, Comité Européen du Béton, Paris, 1964
- 4) 若林実・南宏一・柴田道生・忠田圭史：中心圧縮力を受ける鉄骨コンクリート・鉄筋コンクリート長柱の弾塑性挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），Oct., 1975, pp. 1207-1208
- 5) 例えば、若林実・吉田望：細長い合成柱の設計式（その1），京都大学防災研究所年報，第20号B，1977, pp. 85-108
- 6) Perang, E. O., C. P. Siess and M. A. Sozen, : Load-Moment-Curvature Characteristic of Reinforced Concrete Cross Section, Journal of ACI, Vol. 61, No. 7, July 1964, pp. 763-778
- 7) ACI Committee 318, : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71), ACI, Detroit, 1971

付 録

(a) 記号

- A_c : コンクリート断面積
- A_s : 鋼材断面積
- B : 断面幅
- D : 断面高さ
- EI : 等価曲げ剛性
- E_c : コンクリートのヤング係数
- E_s : 鋼材のヤング係数
- F_0 : 角柱供試体コンクリート強度
- F_c : 円柱供試体コンクリート強度
- I_g : 全断面の断面2次モーメント $= BD^3/12$
- I_s : H型鋼の断面2次モーメント
- M : 曲げモーメント
- N : 軸力
- N_0 : 中心圧縮塑性軸力 $= F_0 A_c + \sigma_s A_s$
- c : 中立軸位置
- f_c : コンクリート強度
- i : 断面2次半径 $= \sqrt{I_g / (BD)}$

k : 中立軸比= c/D

l : 有効材長

l_0 : 試験体長さ

$m = M/BD^2F_0$

$n = N/BDF_0$

y_m : 部材中央部での横方向変位量

e : 載荷荷重の偏心量

α : コンクリートの応力度ひずみ度関係における最大強度以降の強度低下率を示す変数

ϵ_1 : 圧縮側最外縁のひずみ度

ϵ_2 : 引張側最外縁のひずみ度

ϵ_c : 重心軸上のひずみ度

ϵ_0 : コンクリートの応力度ひずみ度関係における最大強度時のひずみ度

λ : 細長比= l/i

ϕ : 曲率

σ_y : 鋼材の降伏点強度

(b) コンクリートの調合設計

コンクリート調合設計に際しては、設計強度 210kg/cm²、スランブ 21cm とした。セメントとしては、

Table (b)-1. Fine and coarse aggregates.

Specimen	Fine aggregate			Corse aggregates	
	Gravities	Weight of unit volume (kg/l)	Fineness modulus	Gravities	Weight of unit volume (kg/l)
SR-1, SC, PC	2.60	1.83	2.06	2.63	1.58
A~F 100	2.56	1.49	2.05	2.49	1.61
SR-2 A, C, E 025 A, C, E 050 A, C, E 200	2.53	1.49	2.04	2.56	1.57

Table (b)-2. Mix proportions of concrete.

Specimen	Water-cement ratio (%)	Mix proportion ratio by weight		
		Cement : Fine aggregate : Corse aggregate		
SR-1, SC, PC	70	1	: 2.59	: 2.98
A100, F 100	69	1	: 2.40	: 2.13
B 100, C 100 D 100, E 100	65	1	: 2.28	: 2.03
SR-2 A, C, E 025 A, C, E 050 A, C, E 200	70	1	: 2.58	: 2.90

普通ポルトランドセメントを使用し、細骨材としては1.2mm以下の川砂を使用し、粗骨材としては10mm以下、5mm以上の単一粒度の川砂利を使用した。調査に際しては、粗骨材が単一粒度であるためにその絶対容積を300~350/m³となるようにして、スランプの改善を行なった。各試験体に用いた骨材の性質については、Table (b)-1に、また、調査結果については、Table (b)-2にそれぞれを示す。

(c) 供試体形状によるコンクリート強度

コンクリート強度の測定にあたっては、供試体として、10^φ×20cmの標準円柱供試体、また、実験用試験体と同様に横打ちして作製された、10×10×20cmの幅高さ比1:2の角柱供試体、および、10×10×40cmの幅高さ比1:4の角柱供試体の3種類をそれぞれ作製した。

各供試体の強度については、Table (c) および Fig. (c)-1~3 にそれぞれ示す。Fig (c)-1 は、縦軸に10×10×40の角柱供試体強度₄₀F₀を、横軸に10^φ×20の標準円柱供試体強度F_cをそれぞれ示し、本研究で用いたコンクリート強度(₄₀F₀)と、標準円柱供試体強度との相異を示す。Fig. (c)-2 は、縦軸に₄₀F₀を、横軸に10×10×20の角柱供試体強度₂₀F₀をそれぞれ示し、幅高さ比による影響を示す。Fig (c)-3 は、縦軸に₂₀F₀を、横軸にF_cをそれぞれ示し、形状による影響を示す。

以上の結果より、供試体の形状によるコンクリート強度の相異は、明確には得られなかった。実験に用いた各試験体のコンクリート強度としては、コンクリートの打設の際の条件を考慮して、10×10×40cmの角柱供試体強度₄₀F₀を基準として、採用した。

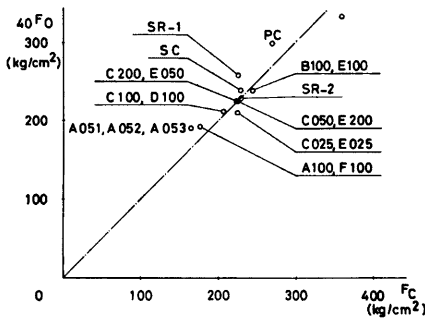


Fig. (c)-1. Concrete strength.

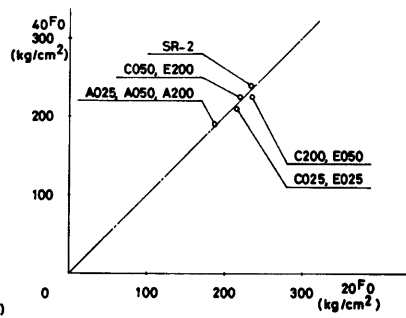


Fig. (c)-2. Concrete strength.

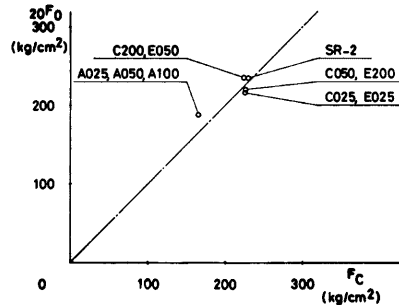


Fig. (c)-3. Concrete strength.

Table (c). Concrete strength (kg/cm²).

Specimen	Prism strength 10×10×40cm $_{40}F_0$	Prism strength 10×10×20cm $_{20}F_0$	Cylinder strength 10 ^φ ×20cm F_c	Split tensile strength 10 ^φ ×20cm
A025, A050, A200	190.4	187.8	165.4	16.60
C025, E025	210.0	215.8	225.5	19.68
C050, E200	224.7	219.9	226.1	23.07
C200, E050	225.3	235.2	223.7	20.37
A100, F100	190.5	—	176.2	19.18
C100, D100	211.7	—	206.2	20.21
B100, E100	238.2	—	244.6	21.62
SR-1	258.2	—	226.0	23.42
SR-2	228.5	234.6	229.6	20.15
SC	238.9	—	229.1	22.82
PC	298.5	—	270.4	28.22
RC	332.8	—	360.5	—

(d) 無筋コンクリート断面の軸力・曲げモーメント・曲率関係

コンクリートの応力度ひずみ度関係において、最大強度以降の強度低下が、軸力・曲げモーメント・曲率関係(以下 $n-m-\phi$ 関係とする)に、どのような影響を与えるのかを解析的に調べるために、応力度ひずみ度関係をFig. (d)-1 に示すように、直線的に最大強度に達した後に変数 α により示される強度低下をするものと仮定する。断面形状およびひずみ度分布は Fig. (d)-2 に示すように仮定する。

Fig. (d)-3 は、縦軸には圧縮側最外縁のひずみ度 ϵ_1 を、横軸には引張側最外縁のひずみ度 ϵ_2 を示し、典型的な応力度分布状態を示す。ひずみは、圧縮ひずみを正、引張ひずみを負とする。応力度分布状態は、[CASE I~IV] の4つの典型的な場合に別けられることが示されている。以下に、それぞれの場合について $n-m-\phi$ 関係を導く。

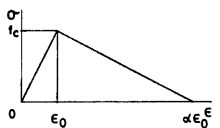


Fig. (d)-1. Assumption of the stress-strain relationship of concrete.

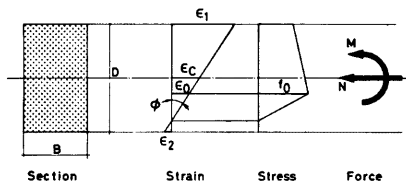


Fig. (d)-2.

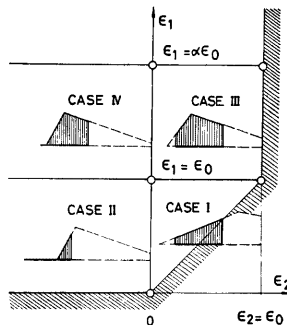


Fig. (d)-3.

i) CASE I

$$\begin{cases} n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} & (1) \\ m = \frac{1}{12} \frac{\phi D}{\epsilon_0} & (2) \end{cases}$$

(1), (2) 式の成立範囲は,

条件 1) $0 \leq \epsilon_1 \leq \epsilon_0$ より, $0 \leq \frac{1}{2}(2\epsilon_c + \phi D) \leq \epsilon_0$ であるから, (1)式より $0 \leq 2n\epsilon_0 + \phi D \leq 2\epsilon_0$ となる。
 $0 \leq 2n\epsilon_0 + \phi D$ は常に成立。よって,

$$\phi D \leq 2(1-n)\epsilon_0 \quad (3)$$

条件 2) $\epsilon_2 \geq 0$ より, $2\epsilon_c - \phi D \geq 0$ であるから, (1)式より,

$$\phi D \leq 2n\epsilon_0 \quad (4)$$

また, ϵ_1 は, (1)式より, $2\epsilon_c = \epsilon_1 + \epsilon_2 = 2n\epsilon_0$, (2)式より, $\phi D = \epsilon_1 - \epsilon_2 = 12m\epsilon_0$ であるから

$$\epsilon_1 = (n + 6m)\epsilon_0 \quad (5)$$

ii) CASE II

$$\begin{cases} n = \frac{1}{2} \frac{\epsilon_1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} = \frac{1}{2} \frac{\epsilon_1^2}{\phi D \epsilon_0} & (6) \\ m = \frac{1}{12} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_1 - \epsilon_2} \right)^2 \left(\frac{\epsilon_1 - 3\epsilon_2}{\epsilon_0} \right) & (7) \end{cases}$$

(6)式より, $n = \frac{1}{2} \frac{\{(2\epsilon_c + \phi D)/2\}^2}{\phi D \epsilon_0}$ であるから

$$\epsilon_c = \frac{1}{2} \{\sqrt{8n\phi D \cdot \epsilon_0} - \phi D\} \quad (8)$$

また(6)式より,

$$\epsilon_1 = \sqrt{2n\phi D \cdot \epsilon_0} \quad (9)$$

(7)式における $(\epsilon_1 - 3\epsilon_2)$ は,

$$\epsilon_1 - 3\epsilon_2 = \frac{1}{2} \{(2\epsilon_c + \phi D) - 3(2\epsilon_c - \phi D)\} = -2(\epsilon_c - \phi D)$$

(8)式を代入して, $= 3\phi D - \sqrt{8n\phi D \cdot \epsilon_0}$ (10)

よって, (7)式に, (6), (9), (10)式を代入して,

$$m = \frac{1}{6} \{3 - 2\sqrt{2n\epsilon_0/\phi D}\} n \quad (11)$$

(11)式の成立範囲は,

条件 1) $0 \leq \epsilon_1 \leq \epsilon_0$ より, (9)を代入して, $0 \leq \sqrt{2n\phi D \cdot \epsilon_0} \leq \epsilon_0$ となる。 $0 \leq \sqrt{2n\phi D \cdot \epsilon_0}$ は常に成立。よって,

$$2n\phi D \leq \epsilon_0 \quad (12)$$

条件 2) $\epsilon_2 \geq 0$ より, (9)式を代入して, $\epsilon_2 = \epsilon_1 - \phi D = \sqrt{2n\phi D \cdot \epsilon_0} - \phi D \geq 0$ であるから,

$$2n\epsilon_0 \leq \phi D \quad (13)$$

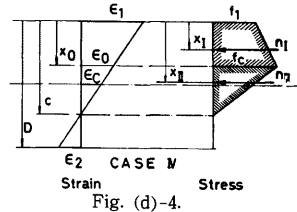
iii) CASE IV

Fig (d)-4 に示すような, ひずみ度および応力度分布を仮定する。軸力および曲げモーメントは次式で示される。

$$\begin{cases} n = n_I + n_{II} & (14) \end{cases}$$

$$\begin{cases} m = n_I \left(\frac{1}{2} - \bar{x}_I \right) + n_{II} \left(\frac{1}{2} - \bar{x}_{II} \right) & (15) \end{cases}$$

ただし, $\bar{x}_I = x_I/D$, $\bar{x}_{II} = x_{II}/D$ (16)



したがって, n_{II} , n_{II} , x_1 , x_{II} を, n , ϕ で示せば良い。そこで,

$$f_1 = \frac{1}{\alpha-1} \left(\alpha - \frac{\epsilon_1}{\epsilon_0} \right) f_e \quad (17)$$

$$x_0 = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_0}{\epsilon_1 - \epsilon_2} D = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_0}{\phi D} D \quad (18)$$

$$x_1 = \frac{1}{3} \frac{2f_e + f_1}{f_e + f_1} x_0 = \frac{1}{3} \frac{(3\alpha-2)\epsilon_0 - \epsilon_1}{(2\alpha-1)\epsilon_0 - \epsilon_1} \frac{\epsilon_0 - \epsilon_1}{\phi D} D \quad (19)$$

$$x_{II} = x_0 + \frac{1}{3}(c - x_0) = \frac{1}{3} \frac{3\epsilon_1 - 2\epsilon_0}{\phi D} D \quad (20)$$

$$n_1 = \frac{1}{2} B(f_1 + f_e) x_0 / B D f_e = \frac{1}{2} \frac{(2\alpha-1)\epsilon_0 - \epsilon_1}{(\alpha-1)\epsilon_0} \frac{\epsilon_1 - \epsilon_0}{\phi D} \quad (21)$$

$$n_{II} = \frac{1}{2} B f_e (c - x_0) / B D f_e = \frac{1}{2} \frac{\epsilon_0}{\phi D} \quad (22)$$

(19)~(22)式は, ϵ_1 と, ϕ の関数であるから, ϵ_1 を, ϕ と n で示せば良い。(21), (22)式を, (14)式に代入すれば,

$$n = \frac{1}{2} \frac{\alpha(\alpha-1)\epsilon_0^2 - (\epsilon_1 - \alpha\epsilon_0)^2}{(\alpha-1)\epsilon_0\phi D}$$

よって, $(\epsilon_1 - \alpha\epsilon_0)^2 = (\alpha-1)\epsilon_0(\alpha\epsilon_0 - 2n\phi D)$ (23)

(23)式において, 条件 $\epsilon_1 \leq \alpha\epsilon_0$ より, $\epsilon_1 - \alpha\epsilon_0 \leq 0$ であるから,

$$\epsilon_1 = \alpha\epsilon_0 - \sqrt{(\alpha-1)\epsilon_0(\alpha\epsilon_0 - 2n\phi D)} \quad (24)$$

(23)式において, 右辺 ≥ 0 より

$$\alpha\epsilon_0 - 2n\phi D \geq 0 \quad (25)$$

したがって, (15)式に, (19)~(22), (24)式を代入すれば, 曲げモーメント (m) は, 軸力 (n) と曲率 (ϕ) とによって示される。この成立範囲は,

条件1) $\epsilon_0 \leq \epsilon_1$ より, (24)式を代入して,

$$(\alpha-1)\epsilon_0 \geq \sqrt{(\alpha-1)\epsilon_0(\alpha\epsilon_0 - 2n\phi D)} \quad \text{であるから,} \\ 2n\phi D \geq \epsilon_0 \quad (26)$$

(25), (26)式より

$$\epsilon_0 \leq 2n\phi D \leq \alpha\epsilon_0 \quad (27)$$

条件2) $\epsilon_2 = \epsilon_1 - \phi D \leq 0$ より, (24)式を代入して,

$$\alpha\epsilon_0 - \phi D \leq \sqrt{(\alpha-1)\epsilon_0(\alpha\epsilon_0 - 2n\phi D)} \quad (28)$$

iv) CASE III

Fig. (d)-5 に示すような, ひずみ度および応力度分布を仮定する。軸力および曲げモーメントは, (14), (15)式で示される。この場合, f_1 , x_0 , x_1 および n_1 は, それぞれ, (17), (18), (19) および (21) 式で示され, さらに,

$$f_2 = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_0} f_e \quad (29)$$

$$x_{II} = x_0 + \frac{1}{3} \frac{f_e + 2f_2}{f_e + f_2} (D - x_0) = \left\{ \frac{\epsilon_1 - \epsilon_0}{\phi D} + \frac{1}{3} \frac{\epsilon_0 + 2\epsilon_1 - 2\phi D}{\epsilon_0 + \epsilon_1 - \phi D} \frac{\phi D - \epsilon_1 + \epsilon_0}{\phi D} \right\} D \quad (30)$$

$$n_{II} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{f_2}{f_e} \right) \left(1 - \frac{x_0}{D} \right) = \frac{1}{2} \frac{\epsilon_0^2 - (\epsilon_1 - \phi D)^2}{\epsilon_0\phi D} \quad (31)$$

(14)式に, (21), (31)式を代入し, ϵ_1 に関して展開すれば

$$\alpha \cdot \epsilon_1^2 - 2\{\alpha\epsilon_0 + (\alpha-1)\phi D\}\phi D \cdot \epsilon_1 + \{\alpha\epsilon_0^2 + (\alpha-1)(\phi D)^2 + 2n(\alpha-1)\epsilon_0\phi D\} = 0 \quad (32)$$

この2次方程式より

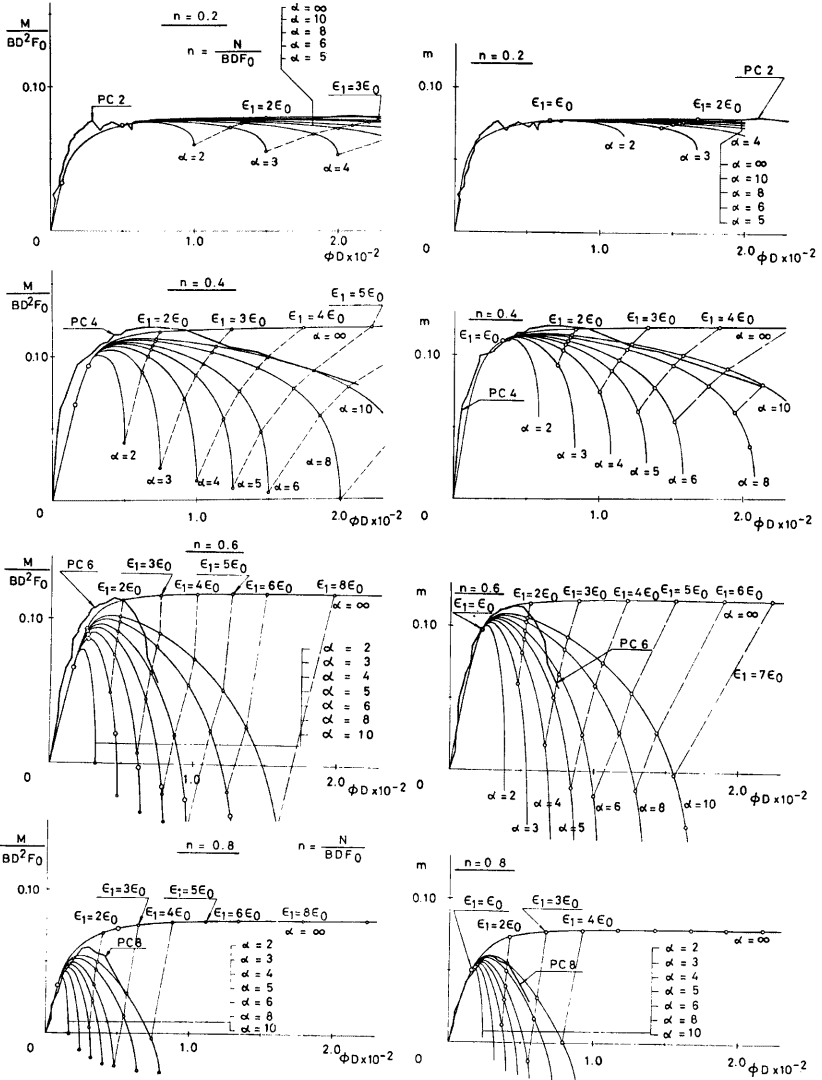


Fig. (d)-7. Analytical moment-curvature relationships of concrete cross section.

Fig. (d)-8. Numerical moment-curvature relationships of concrete cross section.

$$\epsilon_1 = \frac{\alpha\epsilon_0 + (\alpha-1)\phi D}{\alpha} - \frac{\sqrt{(\alpha-1)\{2\alpha(1-n)\epsilon_0 - \phi D\}}\phi D}{\alpha} \tag{33}$$

(32)式において、根号の中が正という条件より、

$$2\alpha(1-n)\epsilon_0 \geq \phi D \tag{34}$$

(32)式の2次方程式の他の根(符号:正)については、CASE 1 との境界($\epsilon_1 = \epsilon_0$)における連続条件を満足しないから、(32)式の解は(33)式でなければならない。したがって、(15)式に(19)、(21)、(30)、(31)式を代入することによって、 m は、 n と ϕ とによって示される。また、その成立範囲については、(34)式および、既に、(3)、(28)式により示されている。

以上の結果に基づいて、Fig (d)-6 には、縦軸にコンクリート強度により無次元化された軸力を、横軸に

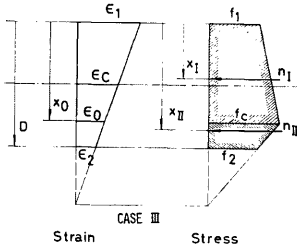


Fig. (d)-5.

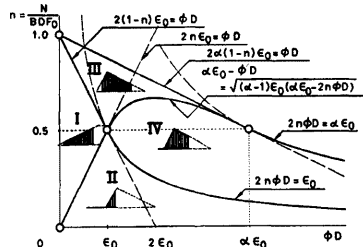


Fig. (d)-6.

断面高さで無次元化された曲率を示し、典型的な応力度分布の状態とその成立範囲を示す。これより、一定軸力下で変動曲げモーメントを受ける断面の経験する応力度分布の状態は、 $n=0.5$ を境として異なり、さらに、変形能力にも大きな差を生じることが示された。また、強度低下を示す変数 α が大きくなると、変形能力も大きくなることが示された。

Fig. (d)-7 は、以上の解析的に得られた無筋コンクリート断面の一定軸力下での、 α を変数とする、曲げモーメント曲率関係と実験値との比較検討例*)を示す。実験値は、10cm の短形断面 ($F_0=298\text{kg/cm}^2$) より得られたものである。縦軸は、コンクリート強度で無次元化された曲率を示す。

Fig. (d)-8 は、コンクリートの応力度ひずみ度関係を、Fig. 7a に示されるように仮定した場合の曲げモーメント曲率関係と実験値を、解析解と比較するために、示したものである。

以上の結果より、強度低下を示す変数 α は、 $\alpha=6\sim 10$ 前後が適当であることが、示された。

*) 解析に際して、 f_c は、角柱供試体コンクリート強度 (F_0) とした。