

コークス炉 RC 柱の弾塑性変形および応力分布に関する研究

(その 3・その 4)

武 田 寿 一
森 高 勇
吉 岡 研 三

概 要

前報¹⁾にひきつづき、その 3 で軽量コンクリートを用いた場合の実験について、その 4 でコークス炉 RC 柱の正負繰返し加力に対する弾塑性履歴特性の解析ならびに変断面 RC 柱の実験と解析について報告する。その 3 では、温度応力に対する変形をしやすいとする目的で、ヤング係数の低い人工軽量コンクリートを用いた柱頭柱脚固定の 1 層 1 スパンラーメンについて実験を行ない、強度、変形、応力分布等を検討した。その 4 は 2 種の報告からなっているが、解析の方針は双方共通の方法で行なっている。はじめに鉄筋コンクリートの弾塑性解析の一方法とその解析例、次に変断面構造物の実験の概要と上記解析方法の適用を述べた。なお本解析は部材を分割し、その要素に曲げと曲率の履歴特性を仮定し、解析を計算機により行なうものである。

その 3 軽量コンクリートを用いたコークス炉体の弾塑性変形に関する研究

序

従来の実験によれば、軽量コンクリートと普通コンクリートとの物理的性状の相違は、圧縮強度が同じであればヤング係数が 1.5 : 2.1 程度違い、せん断強度はやや軽量コンクリートが低いといわれている。温度応力のように強制変位を受けるような場合には、弾性範囲に限れば、構造物に生ずる応力は、普通コンクリートに比べヤング係数の比に比例して低応力でおさまることになる。前回報告の普通コンクリート試験体と同時に製作した人工軽量コンクリート試験体の試験結果を報告し、変形、強度等の比較検討を行なう。

1. 試験体

1.1. 試験体

本試験体の形状寸法、用いた鉄筋の配筋は、その 2 の場合と全く同じである。試験体を図-1 に示す。引鉄筋比は 1% の A 型、2% の B 型の 2 種、柱軸方向応張力度 30 kg/cm²、および 0 の 2 種、計 4 体で実大のコークス炉支構造物の $\frac{2}{3}$ の模型である。試験体記号を表-1 に示す。

1.2. 材料の性質

表-2 にコンクリートの性質を示す。軽量コンクリートの応力度 σ - 歪 ϵ 曲線については未だ定説はな

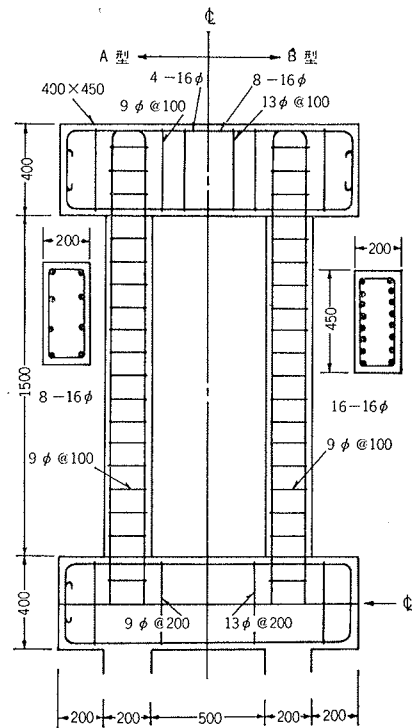


図-1 試験体 (mm)

軸方向応力度 (kg/cm ²)	Pt=1%	Pt=2%
0	AL01	BL01
30	AL11	BL11

表-1 試験体記号

試験体	作製日	実験日	ヤング係数 10 ⁹ kg/cm ²	強度 kg/cm ²	強度時至 10 ⁻⁶	試験体実験日 月/日
	月/日	月/日				
AL01	1/20	1/26	1.56	194	2160	1/26
BL01	"	"	1.47	177	1960	1/26
AL11	"	"	—	195	—	1/26
平均			1.51	189	2060	
BL11	1/20	1/26	1.35	178	1800	1/26
	"	"	1.37	207	2200	
	"	"	1.42	218	2600	
	"	1/24	1.35	213	2200	
	"	"	1.54	237	2300	
平均			1.45	224	2300	

表一 2 コンクリートの性質

主筋	As	Es	σ_y	σ_{max}	ϵ_{max}
S D-35	cm ²	10 ⁶ kg/cm ²	t/cm ²	t/cm ²	%
D-16	1.98*	2.00*	3.95	5.76	0.255

*仮定

表一 3 主筋の性質

いが、ここでは黒正博士の提案式(1)式を用いることにした。(1)式で $\epsilon_B = 2500 \times 10^{-6}$ とした場合の $\sigma-\epsilon$ 曲線とシリンダー試験の結果とは良く一致するものである。

$$\eta = \sin \frac{\pi}{2} (-0.27|\xi-1| + 0.73\xi + 0.27) \quad 0 \leq \xi < 2$$

$$\eta = -0.155\xi + 1.06 \quad 2 \leq \xi \leq 4 \quad (1)$$

本実験では $\sigma-\epsilon$ 曲線を W.S.G. から得ているので、 ϵ_B については正確でなく、後のフレーム解析には、 $\epsilon_B = 2500 \times 10^{-6}$ と仮定した。

鉄筋の性質は前報と同じであるが、表一 3 に示す。

2. 加力および測定方法

前報その 2 と同様であるが、略記すると、軸方向をあたえるには、4本の PC 鋼棒によりローラーを介して一定軸方向力を保つように行ない、柱のせん断力は 300t アムスラーによった。

変形の測定は、柱頭の柱脚に対する変位を 1/100mm ダイヤルゲージにて測定した。

3. 実験結果とその考察

3.1. 破壊経過

表一 4 に最大荷重、ひび割れ発生荷重、主な破壊経過を示す。引張鉄筋比 1%，軸方向力度 0 の AL01 のみが柱頭柱脚の引張鉄筋が降伏した後、圧縮柱引張主筋に沿うひび割れが発生し破壊したが、他はいずれも柱頭柱脚に yield hinge が発生する前にせん断破壊した。破壊写真を図一 2 に示す。

3.2. 降伏強度、終局強度

(1)式を用いて計算した耐力を表一 5 に示す。ただし

試験体	最大荷重 (t)		曲げひび割れ (t)		せん断ひび割れ (t)		shear panel
	正	負	正	負	正	負	
AL01	21	-19	4.0	—	20	—	22.5
	22.5	—	—	—	—	—	
P=22 t (第 2 正) 荷重保持するも変形の流れ多し P=22.5 t せん断ひび割れ中増大、圧縮側柱引張主筋に沿うひび割れ発生し荷重低下しはじめる。							
AL11	30	—	15	—	27.5	—	27.5
	(梁 30 t)						
P=30 t 圧縮側柱、柱脚圧壊、斜め引張破壊が主因							
BL01	29	-21	8	-8	25	—	27
	P=29 t (第 2 正) 圧縮柱に、柱脚から柱頭に向って鉄筋に沿うひび割れを生じ破壊						
BL11	47.5	-43	10	-10	42	-30	—
	34.75	—	—	—	梁 (29, -32)	—	
P=44 t (第 1 正) 柱頭のせん断ひび割れ進展 P=34.75 t (第 2 正) 圧縮側柱下端筋に沿うひび割れ破壊							

表一 4 ひび割れ荷重最大荷重破壊状況

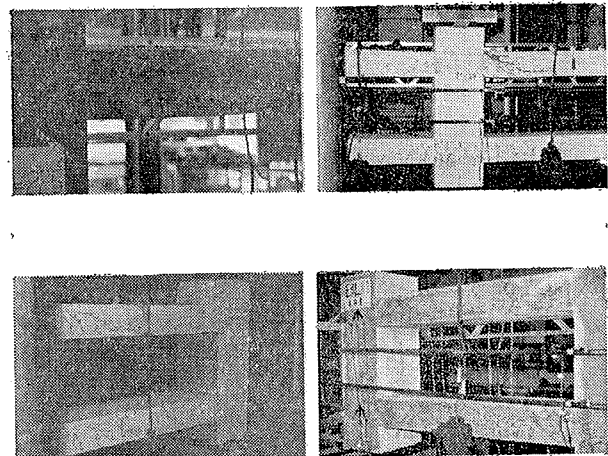
終局時至は 0.25% と仮定した。

AL01 は曲げ降伏しており、計算値より実験値降伏荷重はやや小さい。その他の試験体は鉄筋降伏前にせん断破壊している。

普通コンクリート試験体との強度比較を表一 6 に示す。軸方向力 0、引張鉄筋比 1% の A 型については、軽量、普通とも理論値降伏荷重は同じであるが、降伏荷重、最大荷重とも軽量の方が約 20% 耐力が低い。

材令の十分経過した B 型、軸方向力度 30kg/cm² のものは軽量と普通とで殆んど差がないが、B 型、軸方向 0 の場合、材令を考へてもかなり軽量コンクリートの場合が低いことは注意を要する。

表一 7 にせん断初ひび割れ等の値を示す。曲げ降伏した AL01 のを除いて、AL11、BL01 はせん断初ひび割れが 10kg/cm²、0.05F_c 程度で生じ、その後ほとんど荷重が上昇していない。冬期コンクリート打という条件はあるにしても、現行の RC 規準よりも低く、



図一 2 ひび割れ状況

軽量コンクリートの場合は2~3割せん断耐力を普通コンクリートより下げる方が特策と思える。

従来の実験と異り、柱が丈に比べ長く、柱頭柱脚固定形式の加力であること、引張側の柱より圧縮側の柱にせん断力が集まり、上記平均せん断力以上になっていることも併せ考える必要があるらう。

試験体	降伏荷重 (t)		最大荷重 (t)		備考
	実験	理論	実験	理論	
AL01	21 19(No18)*1 22(No5)*1	23.2 (20.3)	22.5	24.3	降伏後せん断破壊
AL11	—	32.2 (28.0)	30.0	33.5	せん断破壊
BL01	—	44.8 (37.8)	29.0	46.0	せん断破壊
BL11	—	53.9 (46)	47.5	55.0	せん断破壊

()内 引張側柱鉄筋降伏時荷重
*1 No18, No15は圧縮側柱、柱脚、柱頭の鉄筋重から求めた。

表一五 降伏荷重, 最大荷重等

	Fc	降伏荷重		最大荷重	せん断初 ひび割れ	実験日
		実験	理論			
AL01 A01	1.30	0.84	1.00	0.79	—	1/8 1/2
AL11 A11	0.95	—	0.98	0.87	—	1/2 3/8
BL01 B01	1.30	—	1.00	0.71	0.68	1/10 1/2
BL11 B11	1.12	—	0.99	0.99	1.00	1/4 3/8

表一六 普通コンクリートに対する軽量コンクリートの強度比

	AL01*	AL11	BL01	BL11	B01	B11
τ_c	7.7	10.5	9.6	16.2	14.2	16.2
τ_c/F_c	0.041	0.056	0.051	0.073	0.096	0.082
τ_u	8.7	11.5	11.1	18.3	16.2	18.5
τ_u/F_c	0.046	0.059	0.059	0.082	0.110	0.093

*鉄筋降伏後、せき断ひび割れ

表一七 せん断強度

3.3. 荷重—変位曲線

図一三にアムスラー荷重Pと柱頭の柱脚に対する変位 δ との関係を示す。図中の計算値は前報その2の精算1と同じものであるが、コンクリートの応力—歪曲線は(1)式を用いている ($\epsilon_B = 2500 \times 10^{-6}$ と仮定)。

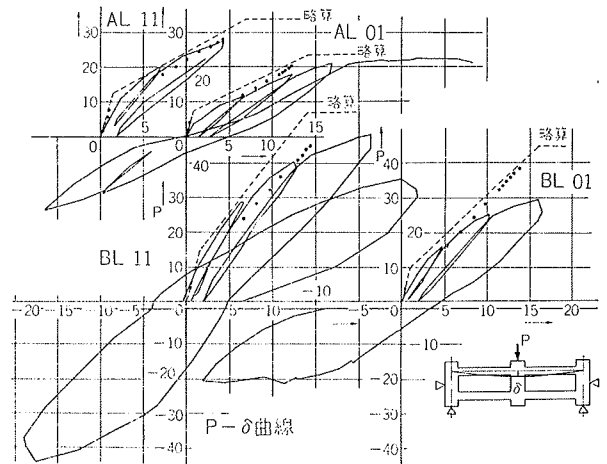
簡単に概略を記すと、

- 1) 柱、梁の軸方向剛性、せん断剛性、梁の曲げ剛性を無限大とし線材置換する。
- 2) ひび割れ発生までは剛域を梁 FACE までとり、発生後は FACE の曲率をそのまま剛域に延長する。
- 3) critical 位置について、(1)式による鉄筋コンクリート塑性理論の曲げ—歪率を満足し、曲率分布は半

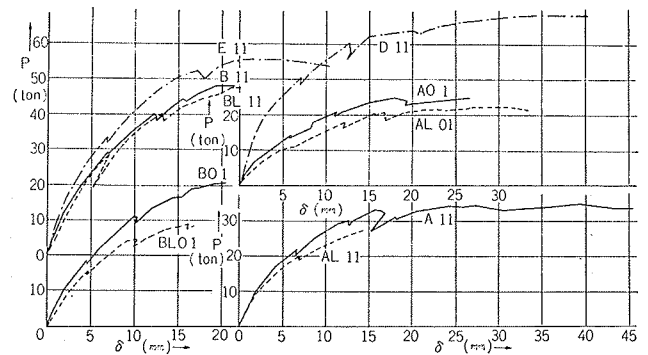
塑性部分を、原点と critical 間直線分布と仮定する。

上記仮定により、引張側柱と圧縮側柱の水平変位が一致するように計算機により解析したものである。

初期剛性については BL 11 を除いて計算値が高い。ひび割れ後については、AL01 は引張側主筋の降伏のためか $P=16t$ 程度から実験値の変形がやや大きく、AL 11 はほぼ一致している。BL 01 については、せん断ひび割れを生ずる $P=25t$ あたりから実験値の変形が大きくなる。BL 11 は他の試験体と比べ半塑性域でやや実験値の方が変形が小さいが、矢張りせん断ひび割れを生じた $P=42t$ あたりから急激に実験値の変形が大きくなっている。



図一三 p— δ 曲線



図一四 p— δ 曲線の包絡線

軸方向力の変化を無視し、降伏時変位とひび割れ発生点を結んだ略算と比較してみると、ひび割れモーメントを多少低くとり、せん断剛性低下を加えれば比較的良く一致すると推定される。

降伏変位についてみると、AL 01 では計算値の2割増し程度であるが、引張側の柱が先に降伏することおよびせん断剛性低下のためと思われる。

降伏変位の実験値が少ないので、略算値について普通と軽量の δ_y の比をみると、1.02~1.14で、ヤング係

数値には降伏時変位は違わない。またこの値は普通と軽量の降伏時曲げ剛性の逆数にほぼ一致している。

降伏変位については軽量コンクリートは普通コンクリートよりやや大きな値を示すと推定されるが、温度応力を受けた場合の塑性設計にそれ程有利になるとは考えられないであろう。

普通コンクリートの荷重変位曲線と比較してみると、処女荷重については普通コンクリートがe 関数法で軽量コンクリートが sin 関数法で、それぞれひび割れ後についても計算し得る。図-4 に荷重～変位曲線の包絡線について、軽量コンクリートと普通コンクリートの場合を同時に示す。B11 と BL11 と余り差がないが、その他の試験体ではかなり軽量コンクリートの変形が大きい。

全体の履歴特性については、軽量コンクリートの場合正負繰返し加力後の初期剛性低下が大きいだが、これは普通コンクリートでも同じである。なお弾性剛性についても普通コンクリート、軽量コンクリートとも剛域 FACE と仮定するとかなり計算値が実験値よりも大きくなる。

3.4. 降伏時変位 δ_y と変形限界 δ_{max}

降伏時変位と変形限界を表-8 に示す。せん断破壊した AL11, BL01, BL11 は特に変形能力が小さい。

曲げ降伏したと思われる AL01 でも普通コンクリートの約半分の変形能力しか示していないが、軽量コンクリートのこの方面のより多くの研究が望まれる。

	降伏変位 mm		変形限界	降伏時変位	降伏時剛性	変形限界
	実験	略算	δ (mm) (R)	Lc/C*1	Lc/C*2	Lc/C
AL01	17.	14.2	33.4 ($\frac{1}{3}$)	1.05	0.95	0.44
AL11	17.2	14.5?	($\frac{1}{3}$)	1.14	0.86	0.25
BL01	16.2	16	($\frac{1}{3}$)	1.02	0.99	0.80
BL11	17.9	21.6	($\frac{1}{3}$)	1.05	0.96	1.03

LC: 軽量コンクリート C: 普通コンクリート
 *1: 略算
 *2: 計算値M- ϵ 曲線上原点と降伏点を結ぶ線

表-8 降伏変位と変形限界

3.5. 鉄筋の歪分布

図-5 に柱頭、柱脚の鉄筋の歪、柱脚コンクリートの歪の荷重に対する包絡線を示す。図中黒点は精算値である。ゲージ位置はコンクリート梁 FACE から 70mm 離れているが補正はしていない。柱脚の歪に比べて全般的に柱脚部分の歪がやや大きい。ほぼ柱頭、柱脚固定の条件を満足しており、普通コンクリートの場合と変わらない。AL 01 を除けば、引張側の柱の引張主筋の歪は圧縮側柱のそれと比べてやや大きく、

引張側の柱の圧縮主筋の歪は圧縮側柱のそれよりもかなり小さい。この点も普通コンクリートの場合と変わらない。

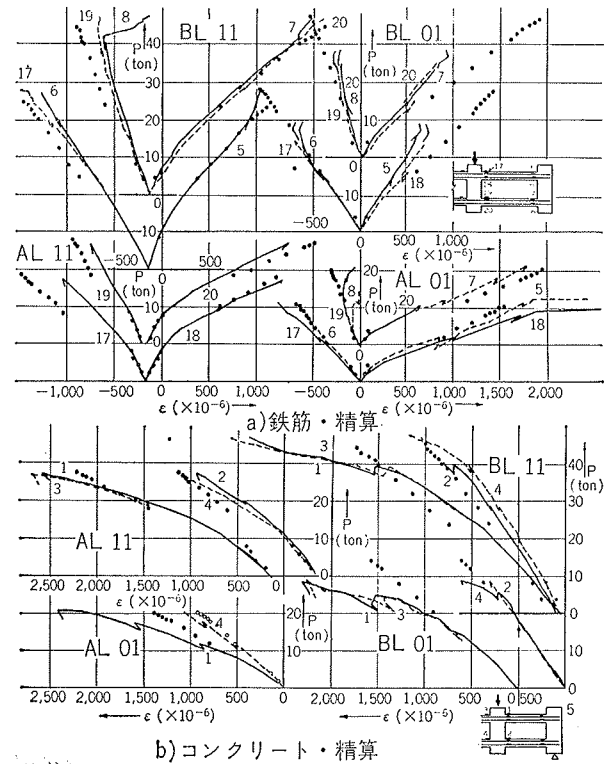


図-5 p-ε 曲線

4. まとめ

1) 人工軽量コンクリートを用いた場合でも、コンクリートの応力～歪曲線を(1)式のように適当な式で表わすことにより、普通コンクリート同様に塑性理論で曲げ耐力、荷重と変位の関係等を求めることができよう。

柱梁交叉域部分については普通コンクリートの場合と同様に、弾性域でも剛域と考えるのは妥当でなく、弾塑性域に亘り、梁FACEの曲率をそのまま延長すれば、やや過大な傾向であるがほぼ求められよう。ただし、本実験では曲げ耐力が計算値よりもやや危険側になったことは注意を要しよう。

2) 柱頭、柱脚の鉄筋の歪は本実験のように軸方向力に大きな変動がある場合でも、塑性理論を用いて推定し得る。コンクリート圧縮縁の歪、圧縮筋の歪も高荷重になるにつれ極めて大きくなるので、鉄筋比の高い場合は十分のフープを必要とする。

3) 軽量コンクリートを用いれば、弾塑性及び半塑性部分の剛性は普通コンクリートのそれより確かに低

いが、降伏変位についてはヤング係数の相違ほど顕著にあらわれないと推定される。

4) セン断耐力、変形限界の点で普通コンクリートよりも多少劣る傾向がみられ、この結論と相俟ってコークス炉支持構造物の設計に普通コンクリートよりそ

れ程有利性は認められない。

5) 軸方向力が高いほど、また鉄筋比の高い柱ほど曲げ耐力が高くなりせん断破壊し易くなる。Britleな破壊を生ぜしめるせん断力に対し設計を十分考慮すべきである。

その4 コークス炉 RC 柱の正負繰返し加力に対する弾塑性履歴特性の解析ならびに変断面 RC 材の実験と解析

A. RC 構造の履歴特性の解析

序

変断面部材も考慮して、鉄筋コンクリートフレームの弾塑性解析を行う。鉛直荷重によるモーメントは無視し、水平力による曲げに対してのみ考慮する。仮定事項は以下の通りである。

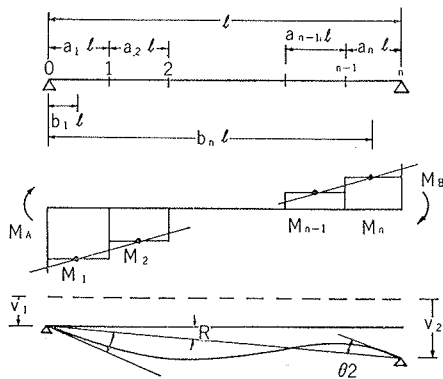
- 1) 部材の軸方向変形、せん断変形、パネルのせん断変形は無視する。
- 2) 水平力による軸方向力の変化を無視する。

1. 計算方針

部材を材軸に直交に分割し、多分割要素の曲げM—曲率 $1/\rho$ を使用して変形を計算する。ただし各要素は一定の曲げを生じているとする。分割の仕方が結果に影響を与えるので、この点さらに研究を要する。

2. 計算方法

図—6 に材端に任意の曲げを受ける単純梁の応力と変形を示す。部材を n 分割し、各分割された曲げ剛性 EI_i をもつ要素の中央位置における曲げモーメントが、その要素に一樣な曲げとして働く。分割が細かければ精密解に近くなると考えられるが、計算時間が多くなる。またイールドヒンジとの関係についても、完全塑性あたりでの曲げ剛性の値と分割数との関係が問題になり得るかも知れない。



符号 $M_A, M_B, \theta_A, \theta_B, R$ 時計回り ⊕
 M_i, \dots 梁下側 ⊕

図—6 梁の応力と変形

図—6 の記号から次式が導かれる。

$$\theta_2 = \theta_1 - l \sum_1^n \frac{M_i}{EI_i} a_i$$

$$v_2 - v_1 - \theta_1 l = -l \sum_1^n \frac{M_i}{EI_i} (1 - b_i) a_i$$

$$M_i = (1 - b_i) M_A - b_i M_B$$

以上から材端モーメント M_A, M_B と材端回転角 θ_A, θ_B 部材角 R に関して変断面撓角法式が成立する。

$$M_A = \varphi (a\theta_A + b\theta_B - 3cR)$$

$$M_B = \varphi (b\theta_A + a'\theta_B - 3c'R)$$

ここに

$$a = \sum_1^n \frac{a_i b_i^2}{EI_i} \quad a' = \sum_1^n \frac{a_i}{EI_i} - 2 \sum_1^n \frac{a_i b_i}{EI_i} + a$$

$$b = \sum_1^n \frac{a_i b_i}{EI_i} - a$$

$$c = (a + b)/3, \quad c' = (a' + b)/3$$

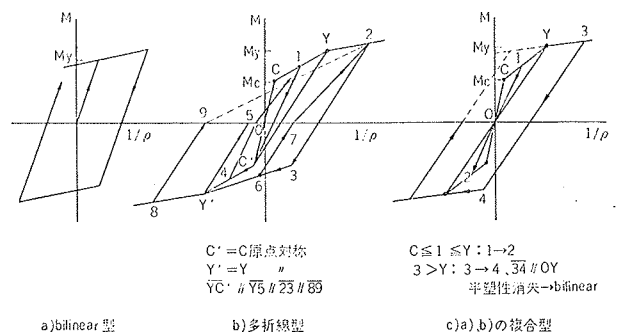
$$\varphi = \frac{1}{l \left\{ \sum_1^n \frac{a_i}{EI_i} \times \sum_1^n \frac{a_i b_i^2}{EI_i} - \left(\sum_1^n \frac{a_i b_i}{EI_i} \right)^2 \right\}}$$

計算は増分荷重に対し EI_i を変化させることにより、撓角法係数をその都度求め、撓角法係数がきまれば各段階の荷重と変形の関係を求めることができる。

3. 履歴特性

RC 構造ではその履歴特性を定型化するのが非常に難しく、今後の研究に待つべき点が多いが、簡略化した数例を図—7 に示す。

$M-1/\rho$ について



$C' = C$ 原点対称
 $Y' = Y$ " " "
 $\sqrt{C} \neq \sqrt{Y} \neq \sqrt{C'}$ " " "
 $C \leq 1 \leq Y: 1 \rightarrow 2$
 $3 > Y: 3 \rightarrow 4, 3/4 \neq 0Y$
半塑性消失 \rightarrow bilinear

a) bilinear 型 b) 多折線型 c) a), b) の複合型

図—7 $M-1/\rho$ 履歴特性

- a) bi-linear 型
 - b) 多折線型
 - c) a), b) の複合簡略型
4. 計算例

図-8に示す廖慶明氏のフレーム実験について図-7c)の履歴特性を仮定して解析を行なった。その結果を図-9に示す。図-7c)のように簡単な断面の

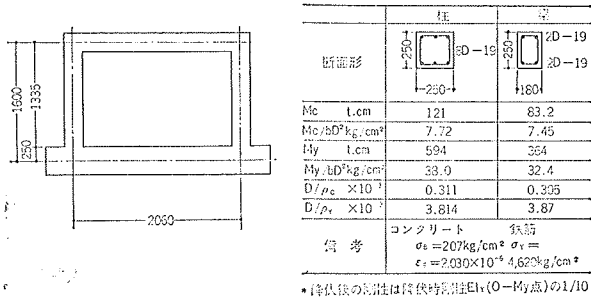


図-8 鉄筋コンクリートフレーム諸元

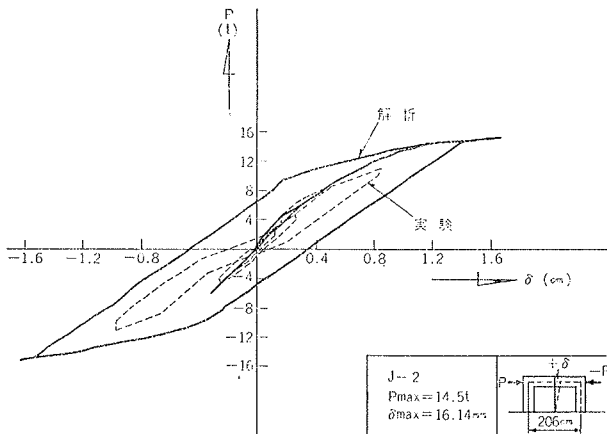


図-9 荷重～撓み曲線

履歴特性では、なかなかフレーム全体の履歴特性を表わし得ないが、本法は、うまい履歴特性を仮定できれば非常に有効であろう。

B. 変断面1層ラーメンD,E型の実験と解析

1. 試験体

形状はA, B型とほとんど同じであるが、柱頭部分は丈65cm×幅20cmの直交梁がついており、40cmの丈、150cmのマットスラブ(梁)がのっている。

D型はA型と柱脚は同じ配筋で、柱頭では柱引張主筋が4-D16→6-D16(2本はハンチ筋)

D型はA型と柱脚は同じ配筋で、柱頭では柱引張主

	強度σ _B	強度時歪ε _B	ヤング係数E _{1/4}
D, E	231kg/cm ²	0.19%	2.4 × 10 ⁵ kg/cm ²

表-9 コンクリートの性質

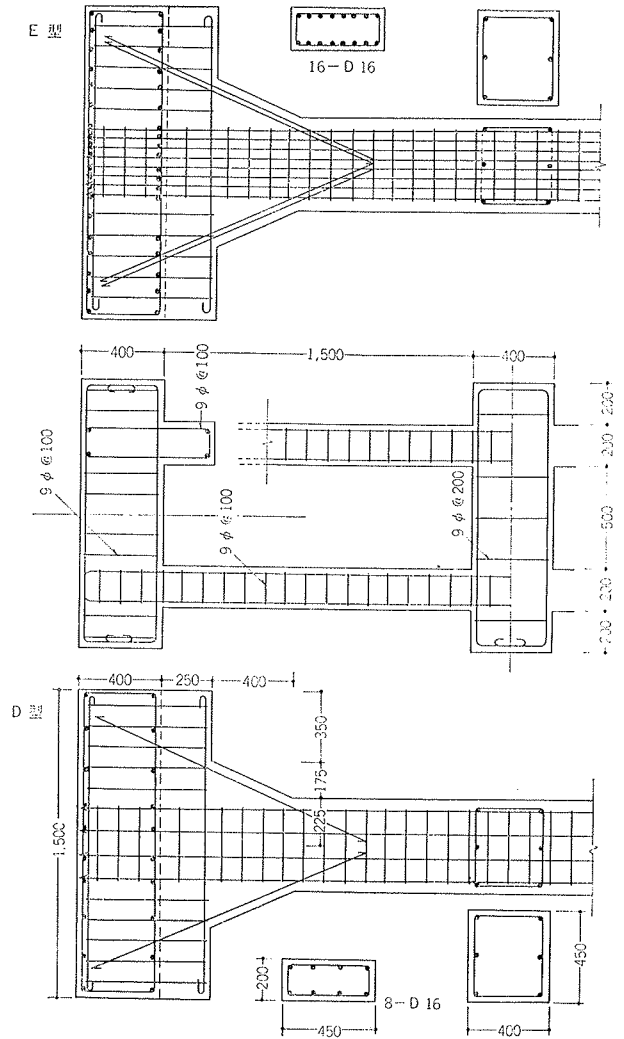


図-10 変断面試験体

筋が8-D16→12-D16(4本はハンチ筋)

と、それぞれ補強されている。

図-10に形状寸法を示す。

D-11	P=37.5 t	柱頭圧縮側柱ハンチ部分にせん断ひび割れ
	40 t	" 引張 " " "
E-11	46 t	柱脚圧縮側柱圧壊始め
	Pmax=48.4 t	" " 圧壊甚だしく柱頭のせん断ひび割れも進む
E-11	P=52.5 t	柱脚圧縮側柱、せん断ひび割れ
	P=54.0 t	" 引張 " " "
	P=55.0 t	柱脚圧縮側柱引張筋に沿う付着破壊
	P=55.7 t	" 引張 " " "

表-10 破壊経過

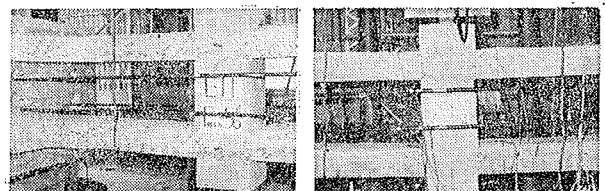


図-11 変断面試験体破壊写真

2. 材料の性質

コンクリートは普通コンクリートを使用した。その性質を表一9に示す。鉄筋は前報その2の場合と同じである。

3. D,E型の破壊状況

破壊経過を表一10に示す。また破壊状況写真を図一11に示す。D-11は圧縮側柱の圧壊により、E-11は柱頭圧縮側鉄筋に沿う付着破壊により終局に達した。

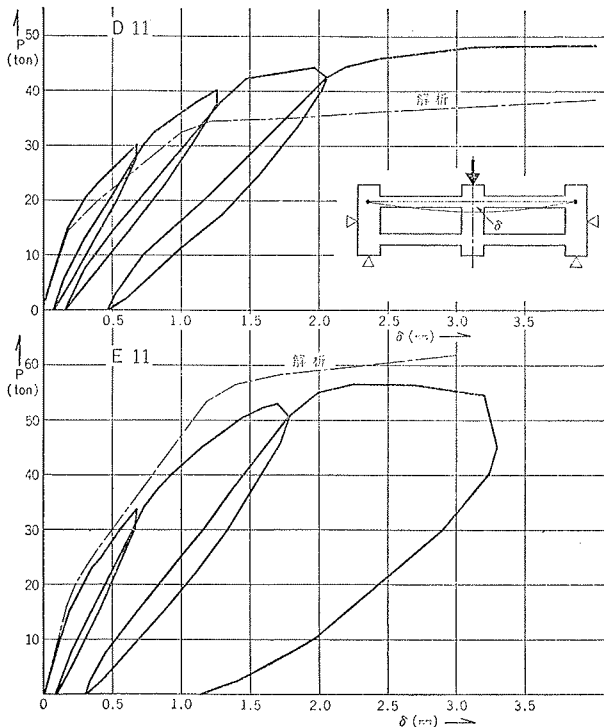
4. 降伏荷重, 最大荷重

試験体	実 験 値					計 算 値			P _Y 実 / P _Y 計
	P _Y (t)	柱 T (t)	脚 C (t)	柱頭 T (t)	柱頭 T (t)	P _{max}	P _Y	P _{max}	
D-11	43	44 (2500)	46 (2500)	不明*1 (-) 不明*2 (1950)	48*1 (2260) 不明*2 (<1800)	48.4	40.0	41.4	1.08
E-11	54	不明 (P=56, 1870)	不明 (P=56, 1500)	不明*1 (P=56, 2370) 不明*2 (P=56, 1150)	不明 (なし)	56.0	66.7	68.0	0.81

() 内 鉄筋歪
T : 引張側柱 *1 通し筋
C : 圧縮側柱 *2 ハンチ筋

表一11 降伏荷重

表一11に実験ならびに計算による降伏荷重, 最大荷重を示す。降伏荷重実験値は荷重～撓み曲線上曲率の最大な点, あるいは柱頭, 柱脚における鉄筋歪から求めた荷重等について示し, 計算値は梅村博士のe関数法による。ただし軸方向力の変動は無視し, 梁 FACE (ラーメン芯から20cm)でのモーメントから算出したものである。



図一12 P-δ 曲線

5. 荷重～撓み曲線

Aで述べた部材分割法により, 各要素の M-1/ρ 曲線から変位を求めた。すなわち梁芯線で骨組をとり出し, 柱頭, 柱脚固定, 軸方向変形, せん断変形は無視している。

分割は20等分, 荷重は critical 荷重で P=0.8 t おきに増分方式により計算を行なった。図一12はD型およびE型の荷重～撓み曲線の実験値と計算値である。

変形は比較的良く合うようにできると思われる。耐力についても critical section で計算すればほぼ求めることができよう。

一方, 鉄筋の歪については, 軸方向応力の変化を考えれば一致するであろう。

まとめ

1. 本解析法により, RC 構造物の履歴特性が把握できよう。ただし, モーメント曲率の履歴特性をより実際に則した型に仮定しなければならない。

2. 変断面材についても本法は有効に使える。ただし, 柱～梁交叉部分の取り入れ方が明確化しない限り, 必ずしも実験結果とピタリ一致することはないが, 部材中心線で普通にラーメン線材置換を行なった本法の場合は比較的一致している。

3. 将来は, 本法を拡張して RC 構造の振動解析を行ないたいと思っている。

参考文献

- 1) 武田, 森高, 吉岡: 「コークス炉 RC 柱の弾塑性変形および応力分布に関する研究」大林組技術研究所報 Vol. 2
- 2) 黒正, 鈴木: 「人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究」日本建築学会論文報告集 S 41. 10 月