

# 『鉄筋軽量コンクリート造学校建築物の水平加力破壊実験』

三谷 勲・久徳 琢磨・徳広 育夫  
(受理 昭和60年5月30日)

## HORIZONTAL LOADING TEST ON LIGHT-WEIGHT REINFORCED CONCRETE SCHOOL BUILDING

Isao MITANI, Takuma KYUTOKU and Ikuo TOKUHIRO

Inelastic behavior of a school building was investigated under alternating horizontal forces. A building with a parallel two plane frame, 3 -stories, and 2 -bays was selected for the test. The horizontal forces were alternately applied on the second and top floors of the frame.

The ultimate strength and the inelastic horizontal load-displacement curve of the frame were calculated and the experimental results were compared with them.

The experimental observations and the discussions are summarized as follows :

- 1) When the relative horizontal displacement reached  $h/100$  ( $h$  = story height ) in the first story, the maximum horizontal load was observed. And a window pane was broken in the first story.
- 2) The concrete block wall, which tends to be neglected in the structural calculation, affects the strength and crack patterns of the column with it.
- 3) The horizontal ultimate strength of a frame with weak-columns and strong-beams can be estimated by summing up the smaller of the values for either bending or shearing ultimate loads carrying capacity of a column.
- 4) The calculated inelastic curve based on Sugano's method fairly well agrees with the envelope of the horizontal load-displacement curves obtained from the tests.

### 1. 序

1968年の十勝沖地震で数多くの学校建築が大きな被害を受けた<sup>1)</sup>。その主因は雑壁（構造計算時に無視されがちな腰壁・たれ壁など）付の柱がじん性の乏しい短柱としての変形性状を呈したためであろうと推論され<sup>2)3)</sup>、これを教訓に日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（1971）」<sup>4)</sup>（以下 RC 規準と略称する）は部材のじん性を確保する方向に改定された。

学校建築物は災害時に被災者の収容施設となることが予定されており、他の一般建築物よりも高い耐震安全性が要求されている。しかし、地震被害例<sup>1)5)</sup>が示

すように旧規準に基づいて建設された校舎の耐震安全性は社会的要請を満たしているかどうか疑わしい。

地震で被害を受けた建物は、地震に耐えられなかったことを実証してはいるが、骨組の剛性がどのように低下し、破壊に至ったかについての資料は残していない。RC 造部材や骨組が地震時荷重を受けるときの終局耐力や破壊に至る変形性状を把握する目的で、多くのモデル実験がおこなわれている<sup>6)</sup>。モデル解析や実験で得られた知見と実在建築物の性状との対応を検討することは、工学的に有意義なことである。しかし実在建築物を利用しての水平加力実験をおこなう機会が少ないため、モデル実験等で得られた知見と地震荷重

に相当する水平力を受ける実在建築物の性状との比較をおこなった研究は少ない<sup>7)-12)</sup>。

筆者らは、このたび K 大学の研究棟を利用して準静的水平加力破壊実験を行う機会を得た。この研究棟は特殊な細・粗骨材(南九州で広く産出されるシラス・軽砂・軽石)を用いた鉄筋軽量コンクリート造であるが、昭和30年代に建設された南九州の学校建築にはこの軽量コンクリートを使用したものが多い。また、鉄筋コンクリート部材の終局耐力、スケルトンカーブ等に関する既往の諸提案式は普通コンクリートを用いた実験結果に基づいており、鉄筋軽量コンクリート造への適用性に関する検討はほとんどなされていない。

従って、鉄筋コンクリート造建築物全般からみれば、実験建築物は特殊な建築物ではあるが、この種の鉄筋軽量コンクリート造建築物の耐力低下域を含む荷重-変形関係を調べ、既往の研究結果との比較を行っておくことは社会的・工学的に有意義なことである。

既往の実在建築物に関する破壊実験では、すべて1構面架構を試験体として用い、構面外変形が生じないよう実験上の工夫を行ったうえで静的破壊実験あるいは静的破壊実験と振動実験とを組合せた実験を行っている。

骨組を構成する各部材の塑性変形が進行すると、各部材の剛性が低下し、場合によっては耐力低下を伴う。材料特性や断面寸法の不均一性が RC 造部材の塑性変形性状に大きく影響するために、最大耐力が現われるまでの範囲ではねじれ変形が小さい架構・加力条件であっても、大変形域では骨組全体のねじれ変形が大きくなる可能性がある。

本実験は実在建築物の構面内変形性状を得ることを主目的としているが、塑性変形の進行に伴って生ずるねじれ変形も得られるように、RC 造床板で一体化されている平行な2つの平面架構を試験体とし、平面架構に平行な静的水平力を二構面の中心線に加えるよう計画した。

本論文では実験結果について検討を行った上で、終局耐力、およびスケルトンカーブに関して実験結果と既往の研究結果との比較を行い、既往の諸強度推定式(終局強度、剛性低下率等)の実在建物への適用性を検討している。

## 2. 実験

### 2.1 建物概要および試験体

実験に使用した建物は、昭和34年に竣工された軽量

RC 造・地上3階建の研究棟で、南九州で広く産出されるシラス・軽砂・および軽石を細・粗骨材に用いている。また基礎は  $f_c=7t/m^2$  (長期地耐力) で設計されている。

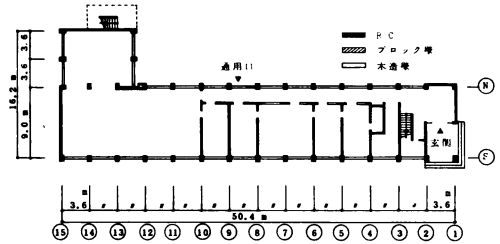


図-1 1階平面図

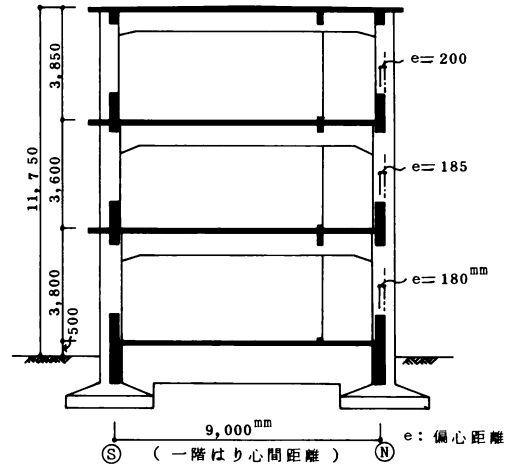


図-2 断面図

実験建物の1階平面図および断面図をそれぞれ図-1および図-2に示す。図-1中、黒塗の壁は軽量RC造である。図-2に示すように、けた行方向の梁はR階を除き中間にスラブを有する壁ばりで、はり芯と柱芯とは18~20 cm偏心している。

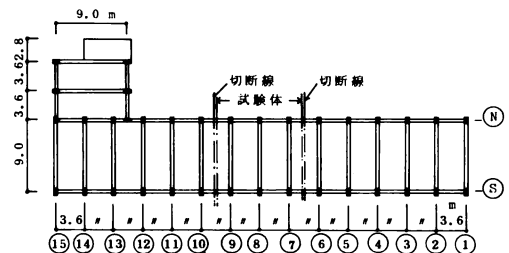


図-3 はり伏図

はり伏図を図-3に示す。同図に示す位置で2-R階のはりおよびスラブを切断し、3層2スパンの2つの平面架構を試験体とした。切断部を含む試験体の南・北立面を図-4(a)(b)に示す。図-4(b)からわかるように、N通り(北面)には通用口があり、N通りと8通りの交点の柱(以下柱名は通り名の交点で呼ぶ、たとえばN8柱)には厚さ15cm(仕上を含む)のブロック壁が付設されている。この建物の窓等の開口部は木製サッシュで窓台および中鴨居の断面は約50×25(mm)である。

仕上は屋内側がモルタル下地プラスター塗、屋外側がモルタル下地リシン吹付である。

柱、はり、およびスラブの寸法は下地モルタルを含む寸法とRC部のみの寸法とを測定した。設計図書に基づく配筋詳細図を図-5(a)(b)に示し、設計図書および実測寸法に基づく柱、はり断面リストを表-1に示す。同表からわかるように、柱のフープ量( $p_w$ )が現行の日本建築学会・RC規準に示される最低必要

量(0.2%)より少なく、1階柱のけた行方向は0.065%、梁間方向は0.12%である。

柱のじん性を支配する要因の1つである開口部高さ $h_0$ と柱せい $D$ (本実験では短辺)との比 $h_0/D$ の値は全て5.38(但し、仕上を含む断面での値)である。但し、N8柱については、ブロック壁の頂部から

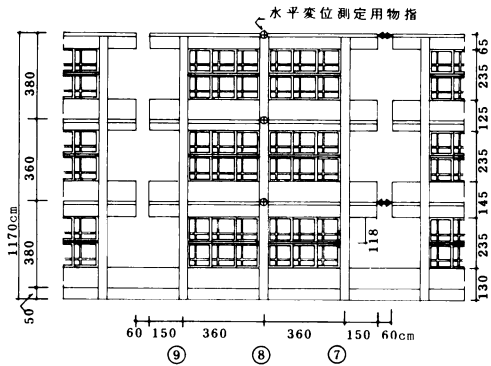


図-4(a) 南立面図

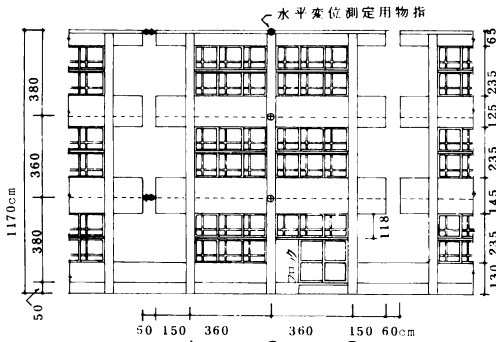


図-4(b) 北立面図

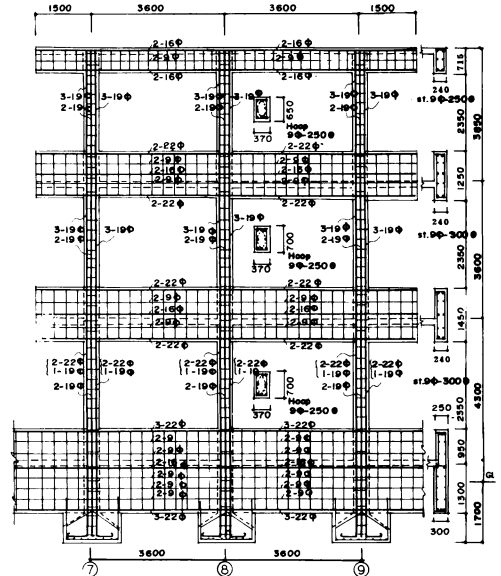


図-5(a) 南側架構配筋詳細図

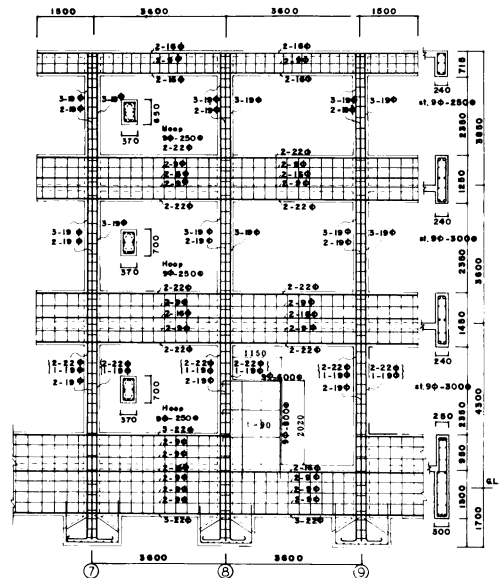


図-5(b) 北側架構配筋詳細図

表-1 断面リスト (単位:mm)

階	R	3	2	1
はり				
b×D	240×715	240×1250	240×1450	250×2250
含仕上	265×800	300×1350	300×1510	
上端主筋	2-16φ	2-22φ	2-22φ	3-22φ
下端主筋	2-16φ	2-22φ	2-22φ	3-22φ
pt(%)	0.19	0.19	0.17	0.20
スタラップ	9φ	9φ	9φ	9φ
Pw(%)	@ 250	@ 300	@ 300	@ 300
	0.19	0.14	0.14	0.17
柱				
b×D		650×370	700×370	750×370
含仕上	● 22 ○ 19 ∅ 16 ・ 9	695×426	743×430	786×437
主筋		8-19φ	8-19φ	4-22φ 4-19φ
pt(%)		0.29	0.27	0.30
フープ		9φ @ 250	9φ @ 250	9φ @ 250
Pw(%)		0.073	0.068	0.065

b = 断面幅 D = 断面せい  
 pt =  $Q_t / bD$  (仕上含む)  
 $Q_t$  = 引張鉄筋断面積  
 pw = せん断補強筋比 (=  $Q_w / b \times$  仕上含)  
 $Q_w$  = 一組のあはら筋又は帯筋の断面積  
 $\alpha$  = あはら筋又は帯筋の間隔

表-3 材料の機械的性質等

コンクリート	
Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	112
E <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$0.692 \times 10^5$
$\nu$	0.199
単位容積重量 (ton/m <sup>3</sup> )	1.42 (14)
	Fc = 圧縮強度 E <sub>c</sub> = 割線係数 (0 = Fc/3) $\nu$ = ポアソン比
鉄筋	
鉄筋径 (mm) φ	22φ 19φ 16φ 9φ
降伏点強度 (ton/cm <sup>2</sup> )	3.08 3.30 2.86 2.80
引張強さ (ton/cm <sup>2</sup> )	4.36 4.91 4.47 3.78

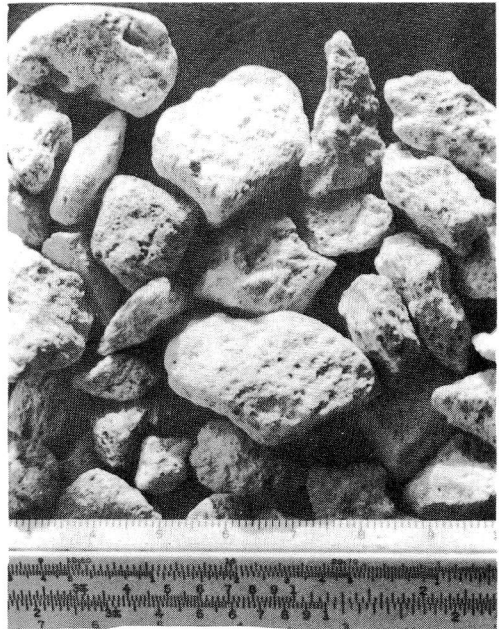


写真-1 軽石の外形

2階はり下端までを開口部高さ  $h_0$  とすると、 $h_0/D=2.70$  である。

2.2 材料の性質

本建物に使用された粗骨材と同一産地の軽石の外見を写真-1に、その組成成分および物理的性質<sup>13)</sup>を表-2に示す。非試験体部分より実験終了後採取した鉄

表-2 カルデラ系軽石の性質<sup>13)</sup>

成分	(%)	物理的性質	
SiO <sub>2</sub>	69.7	真比重	2.36~2.45
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15.0	吸水率(o/wt)	36.8~39.1
CaO	3.7	空けき率(o/vl)	64.2~67.1
FeO	2.1	圧縮強度(kg/cm <sup>2</sup> )	41.2~112.0
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		鹿児島県古江産、粒径5~25mm	
MgO	1.2		
TiO <sub>2</sub>	0.5		

2.3 加力方法および測定方法

本実験では鉛直荷重は固定荷重のみである。水平加力装置の概要を図-6に、その詳細を図-7に示す。図-7からわかるように、加力装置は床上面に設置している。このため、水平力の作用線は床スラブ中心から上方へ17.5cm偏心している。図-6, 7中の補強材は床スラブの曲げ抵抗力およびはりのねじれ抵抗力の不足を補うためのもので、補強材(H-150×150×7×10)と加力台(H-200×200×8×12)とは溶接接合されてお

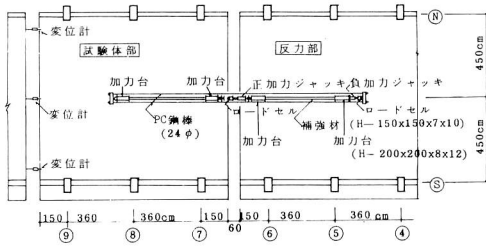


図-6 加力装置の概要

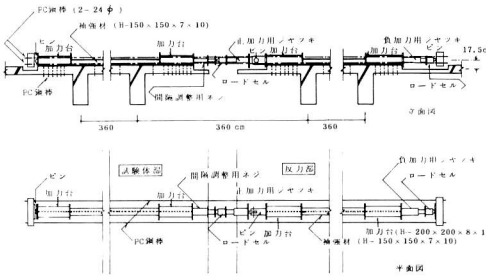


図-7 加力装置詳細

り、両者とも PC 鋼棒 (22φ) を用いて床に固定されている。

反力部 (1~6 通りの非試験体部分) の加力装置の両端には油圧ジャッキ (容量 50 トン、ストローク 15 cm) が取り付けられている。試験体側端部の油圧ジャッキは正加力用で、他端の油圧ジャッキは負加力用である。負加力用の油圧ジャッキによる水平力は PC 鋼棒 (4-24φ) を介して試験体に伝えられる。

大変形域に至る正負加力が容易にできるように、正加力用の油圧ジャッキ先端のロードセルと試験体部の加力装置の間に間隔調整用ネジを挿入している。

図-6 に示す水平加力装置を 2 階および R 階 (写真-2 参照) に設置し、正負の水平力を試験体に加えた。2 階と R 階に加える水平力の比率は 1:1 とし、

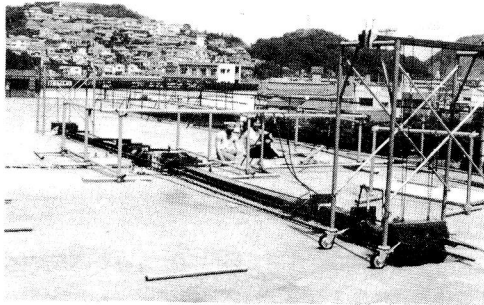


写真-2 加力装置

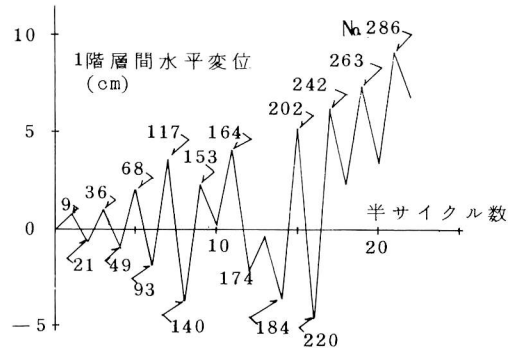


図-8 載荷プログラム

初期の段階では荷重制御、最大耐力以後は図-6 に示す中央の変位計による水平変位を参考にしつつ、正方向にのみ一定荷重 (約  $0.7Q_{max}$ :  $Q_{max}$  は正側最大耐力) 振幅で変位制御加力をおこなった。1 階の層間変位で表わした載荷プログラムは図-8 に示す通りである。同図中、 $M_i$  は測定点番号である。水平荷重は各油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルにより検出した。各階の水平変位は、N, S 通りとも図-4 (a), (b)中に示す ⊕ 印の位置 (床スラブ中心) に最小目盛が 1 mm の鋼尺を貼付し、地上に設置したトランシットを用いて鋼尺の目盛を読み取ることにより測定した。R 階の構面外変位も水平変位と同様の方法で測定した。試験体の 2 階床レベルでのねじれ変形は図-6 に示す両側の変位計により測定した。

亀裂の観察は目視によりおこなった。既存亀裂 (加力前から存在する亀裂) と加力によって生じる亀裂との区別ができるように、既存亀裂には前もってマークを入れておいた。

### 3. 実験結果およびその検討

#### 3.1 荷重-変位関係および観察結果

各階の層せん断力-層間変位 ( $Q-\Delta$ ) 関係を図-9 (a)~(c)に示す。水平変位は N 通りと S 通りの平均変位で、横軸に付した層間変形角 ( $\Delta/h$ ) は各階の階高 (図-4 (a)参照) を用いて得られる値である。図-9 (a)中、履歴ループに付した数値は測定点番号で、黒丸印は各測定点である。また同図には実験中に観察された主な事柄を記入している。

1 階柱の初亀裂 (曲げ亀裂) は、測定点  $M_{21}$  へ向う載荷時に、S 通りの柱および N8 柱に発生し、測定点  $M_{36}$  へ向う時に、N7, N9 両柱にも発生した。初斜

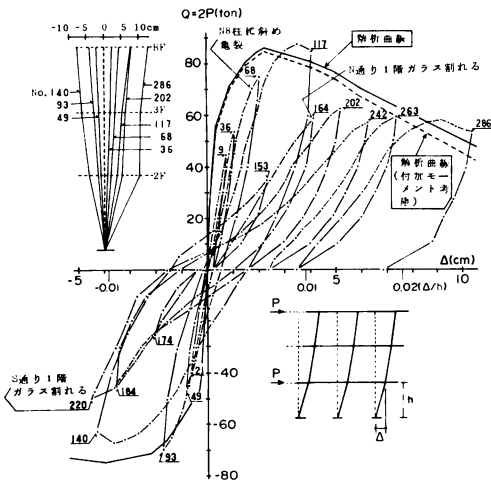


図-9(a) 1階層せん断力-層間水平変位関係

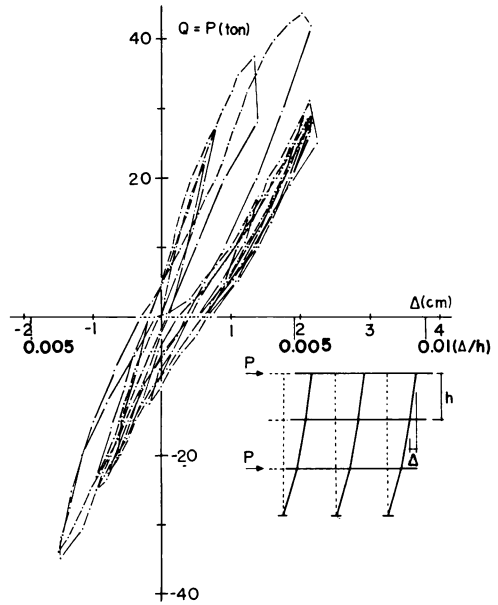


図-9(c) 3階層せん断力-層間水平変位関係

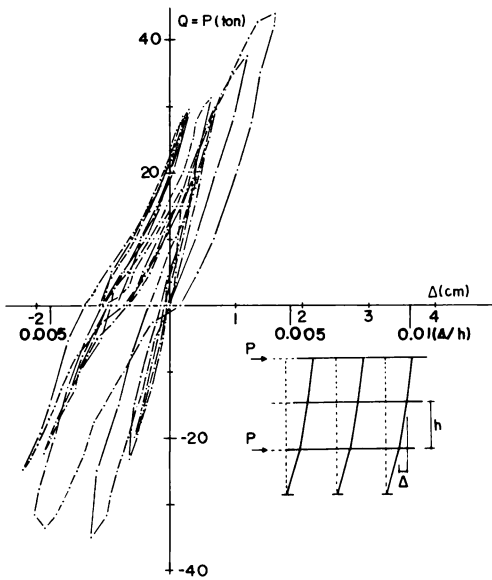


図-9(b) 2階層せん断力-層間水平変位関係

以上では逆 S 字形である。最大耐力時の 1 階層間変形角は正負とも約 0.008rad. で、最大耐力は正加力時 87.6 トン、負加力時 69.6 トンである。本試験体の 1 階柱脚での柱軸力の総和は 191 トンであるので、負側最大耐力時のベースシャー係数は 0.36 となる。

正負の最大耐力の絶対値が 18 トン異なっている。この主因として、N8 柱に付設されているブロック壁が柱の変形を拘束すること、および拘束の度合いが正・負加力時で異なることが挙げられよう。すなわち、正加力時(図-4(b)で水平力は右方向へ加える)には、ブロック壁が柱の曲げ圧縮側に位置し柱の変形を拘束する。負加力時には、ブロック壁は曲げ引張側に位置するため柱の変形に対する拘束効果が小さい。この拘束効果を確認する目的で片側ブロック壁付柱の実験を行った。この実験結果は付録に示している。

め亀裂(せん断亀裂)は測定点No.67のとき N8 柱に音を伴って発生した。N7, N9 両柱には、測定点No.117 へ向う载荷過程で斜め亀裂が発生し、最大耐力時には全ての柱に斜めあるいは縦亀裂が認められた(図-10 参照)。施錠した状態の 1 階の窓ガラスは測定点No. 164 および 220 (層間変形角で約 0.01rad.) で破損した。

図-9(a)からわかるように、変位振幅が  $\pm h/200$  以下の範囲ではループ形状は紡錘形に近く、 $\pm h/100$

### 3. 2 亀裂状況

2 階, 3 階の柱および各階のには亀裂はほとんど生じなかった。1 階柱の亀裂の様子を図-10 および写真-3(a), (b)に示す。図-10は展開図であるが、各 3 面のうち中央部が外面で屋内側は省いている。柱高さの中間部に示す斜線印は窓の中鴨居、上下端部に示す縦線印はブロック壁(N8 柱のみ)およびはりで、

柱名	S9	S8	S7	N7	N8	N9
初亀裂時近傍						
最大耐力時近傍						
耐力低下域						
測定点No.	20	20	20	35	20	35
測定点No.	117	117	117	116	116	116
測定点No.	220	220	220	202	202	202

図-10 亀裂状況



写真-3(b) N 通り柱の最終亀裂状況

印の部分にはコンクリートの剝離あるいは圧壊が生じた箇所である。

初亀裂時近傍, 最大耐力時近傍, および耐力低下域での亀裂の特徴を以下に記す。

初亀裂時近傍：初亀裂はいずれも柱材軸に垂直な亀裂である。

最大耐力時近傍：S 通りの柱 (S7, S8, S9 柱) では柱材軸に垂直な亀裂の数が増し, 材軸に平行な亀裂も発生している。N 通りの柱 (N7, N8, N9 柱) では材軸に垂直な亀裂の数が S 通りの柱に比べ少なく, 柱材端部と中鴨居位置を結ぶ斜め亀裂が各柱に発生している。但し N9 柱の斜め亀裂はコンクリートの充てん不良 (材料分離) に起因する亀裂である。

耐力低下域：亀裂の数が増すとともに, 最大耐力時に存在していた亀裂の長さおよび幅が増し, コンクリートの剝離あるいは曲げによる柱脚部のコンクリートの圧壊が随所に生じた。

### 3. 3 ねじれ変形

各サイクルの最大水平変位時のねじれ角と水平変位との関係を図-11に示す。同図の縦軸は2階床レベ

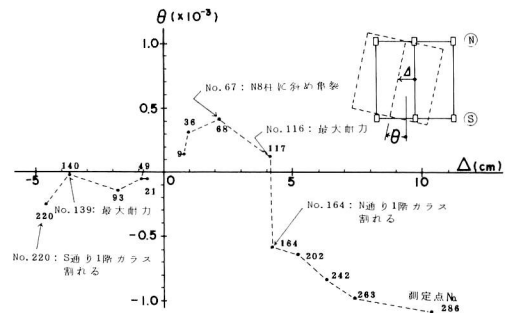


図-11 第1層のねじれ角—水平変位関係



写真-3(a) S9 柱の亀裂状況

ルでのねじれ角  $\theta$  で、横軸は1階の層間水平変位  $\Delta$  である。 $\theta$  および  $\Delta$  は同図中に示す方向を正としており、 $\Delta$  が正の領域が正加力時、負の領域が負加力時である。

正加力時において、最大耐力以前(測定点No.117より前)では  $\theta$  の符号は正であるが、測定点No.68以降  $\theta$  の値が減少している。これは、N8柱に亀裂が生ずるまでの範囲ではブロック壁がN通りの柱の変形を拘束しその剛性を高めているが、N8柱に斜め亀裂が発生した後はN8柱の剛性が著しく低下し、測定点No.117以降ではN通りの剛性はS通りの剛性よりも小さくなったことを意味している。

正加力時に比べると負加力時のねじれ変形  $\theta$  の絶対値は小さく、最大耐力(負側の最大耐力は測定点No.139のとき)以後もその変動が小さい。これは、負加力時にはN8柱に付設されているブロック壁が柱の曲げ引張側に位置するため、正加力時に比べると柱の変形に対するブロック壁の拘束効果が小さいことを意味している。

#### 4. 既往の提案式に基づくスケルトンカーブと実験曲線との比較・検討

建築構造物の耐震安全性を検討する際、上部構造物に限れば、(i)骨組の剛性、(ii)終局耐力、および(iii)じん性が主要な資料となる。ここでは骨組の終局耐力、およびスケルトンカーブについて既往の提案式により算定される値と実験結果との比較・検討をおこなう。なお、RC部材のひび割れ発生形式・破壊形式は、曲げ形、せん断形、および付着形に大別されるが、本実験では試験体の主筋量が小さい、また使用鉄筋は全て丸鋼であるという理由により、付着形の場合については検討の対象外とする。

##### 4.1 仮定

解析に用いた仮定を以下に記す。

1° 部材の断面寸法には下地モルタル厚をも含め、下地モルタルの機械的性質は軽量コンクリートと同一とする。

2° はりの剛性は無限大とする(本試験体では、剛域を無視すると、2階はりの剛度:1階柱の剛度=18:1)。

3° 部材のスケルトンカーブは、図-12に示すよう

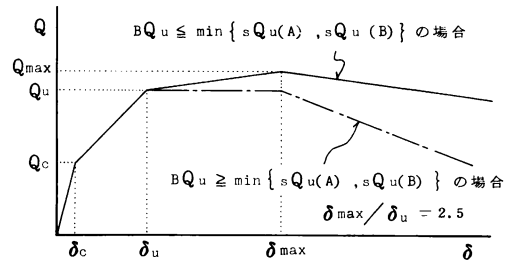


図-12 部材のスケルトンカーブの仮定

な4本の折線で近似する。

4° 部材の弾性変形は、曲げ変形  $\delta_b$  とせん断変形  $\delta_s$  の和とする  $\delta_b$ 、 $\delta_s$  は次式による。

$$\delta_b = \frac{Qh^3}{12E_c I_c}, \quad \delta_s = \frac{\alpha Qh}{G_c A_c}$$

ここに、 $h$  = 可撓部材長

$E_c$  = コンクリートのヤング係数

$G_c$  = コンクリートのせん断弾性係数

$A_c = b \cdot D$

$I_c = b \cdot D^3 / 12$

$b, D$  = 部材断面の幅およびせい

$\alpha$  = 形状係数 (=1.2)

5° ひび割れ強度  $Q_c$  は、曲げひび割れ強度  $Q_{bc}$ 、せん断ひび割れ強度  $Q_{sc}$  のうち小さい方とする。

$$Q_{bc} = 2 \left\{ 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot Z_e / A_c l / h^{15} \right\} \dots \dots (1-a)$$

$$Q_{sc} = (1 + \sigma_0 / 150) 0.085 k_c (500 + F_c) / [(M/Qd) + 1.7] b j^{16} \dots \dots (1-b)$$

ここに、 $F_c$  = コンクリートの圧縮強度

$Z_e$  = 鉄筋を考慮した断面係数

$N$  = 軸力

$\sigma_0 = N / bD$

$k_c$  = 断面寸法による補正係数<sup>4)</sup>

$M/Q$  = 強度算定断面における曲げモーメント  $M$  とせん断力  $Q$  との比

$d$  = 断面の有効せい

$j = 7d/8$

6° 曲げ終局強度  ${}_b Q_u$  は (2-a)、(2-b) 式で与えられ、せん断終局強度  ${}_s Q_u$  は (3-a)、(3-b) 式のうち小さい方で与えられる。

$${}_b Q_u = 2 j_s \cdot \alpha_t \cdot \sigma_y + 0.5 N D [1 - N / (b D F_c)] / h^{17} \\ (0.4 b D F_c \geq N \geq 0) \dots \dots (2-a)$$

$${}_b Q_u = 2 j_s \cdot \alpha_t \cdot \sigma_y + 0.5 j_s N / h^{17} \\ (0 > N \geq N_{min}) \dots \dots (2-b)$$



$$sQ_u(A) = {}_BQ_{su} + 0.1\sigma_b j^{18)} \quad \dots\dots (3-a)$$

$$sQ_u(B) = (0.9 + \sigma_b/250) {}_BQ_{su}^{18)} \quad \dots\dots (3-b)$$

ここに、

$${}_BQ_{su} = \left\{ \frac{0.115 k_u k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.115} + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b j^{19)} \quad \dots\dots(4)$$

- $j_s$  = 引張・圧縮鉄筋重心間距離
- $N_{min}$  = 中心引張時終局強度 =  $-a_g \sigma_y$
- $a_t$  = 引張主筋断面積
- $a_g$  = 柱主筋全断面積
- $\sigma_y$  = 鉄筋の降伏点強度
- $k_u$  = 断面寸法による補正係数<sup>4)</sup>
- $k_p = p_t$ による補正係数<sup>4)</sup>
- $p_t = a_t/(bD) \times 100$
- $p_w$  = せん断補強筋比
- $\sigma_{wy}$  = せん断補強筋の降伏点強度

7° 最大耐力  $Q_{max}$  は、 ${}_BQ_u \leq \min\{sQ_u(A), sQ_u(B)\}$  の場合は  $Q_{max} = 1.1 {}_BQ_u$  とし、 ${}_BQ_u \geq \min\{sQ_u(A), sQ_u(B)\}$  の場合は  $Q_{max} = \min\{sQ_u(A), sQ_u(B)\}$  とする。また、図-12に示す  $\delta_{max}$  と  $\delta_u$  との比は文献20)に従い2.5とする。

8° 降伏時の剛性と弾性曲げ剛性との比  $\alpha_y$  は次式による。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.65 n P_t + 0.043 a/D + 0.33 \eta_0)(d/D)^{21)} \quad (a/D = 2 \sim 5) \quad \dots (5-a)$$

$$\alpha_y = (-0.083 + 0.159 a/D + 0.169 \eta_0)(d/D)^{21)} \quad (a/D = 1 \sim 2) \quad \dots (5-b)$$

ここに、 $n$  = ヤング係数比 (=30.35)

$$a = M/Q$$

$$\eta_0 = \sigma_0/F_c$$

9° 最大耐力後の負勾配を示す係数  $k_{s\mu} = [1 - (Q/Q_{max})]/(\mu - \mu_{max})$  (ここに、 $\mu$  = 塑性率、 $\mu_{max}$  = 最大耐力時の塑性率)は文献20)に従い、せん断引張破壊の場合  $k_{s\mu} = 0.11$ 、曲げ破壊の場合  $k_{s\mu} = 0.05$  とする。本試験体の柱破壊モードは破壊状況から判断して、N7柱、N8柱はせん断引張破壊、他の柱は曲げ破壊とした。

10° ブロック壁 (N8柱に付設) を考慮する場合は、別途おこなった実験結果 (付録参照) に基づいて、正加力時には剛とし、負加力時には無視する。

11° 柱の可撓部長材  $h$  は、開口部高さ  $h_0$  とする。

ただし、直交壁 (S9柱に付設) では部材内法高さとする。

12° 柱の軸力は、固定荷重による軸力と最大耐力時の水平荷重による転倒モーメントから求めた変動軸力との和とする。

13° 既存亀裂およびはりと柱の偏心接合の影響は無視する。なお、数値計算に際しては直交壁の断面寸法には実測値  $b \times D = 671 \times 23$  (単位 cm) を、(2-a)、(2-b) 式中の  $j_s$ 、および (3-a)、(3-b) 式中の  $d$  の値は実測値の平均 (柱では  $j_s = 23.1$  cm,  $d = 34.9$  cm, 直交壁では  $j_s = 12.4$  cm,  $d = 17.7$  cm) を用い、(1-b)、(4) および (5-a)、(5-b) 式中の  $M/Q (=a)$  は  $h/2$  とする。

#### 4.2 計算結果と実験結果との比較・検討

本試験体では第1層が崩壊を起したので、1階部の各部材の強度およびスケルトンカーブを前節の仮定を用いて求めた。その計算結果を表-4、および図-13

表-4 ひび割れ強度、曲げ終局強度およびせん断終局強度 (単位: ton)

柱名	S7	S8	S9	N7	N8 <sup>1)</sup>	N9	直交壁
$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	正	-5.05	17.89	-5.77	9.23	17.16	2.68
	負	20.93	10.04	-8.09	20.21	-8.82	
QC	正	3.57	7.41	9.41	3.38	14.35 (7.21)	9.47
	負	10.19		2.79	10.01	9.23	2.61
BQU	正	3.9	12.3	16.1	3.5	23.6 (11.9)	6.8
	負	17.3		2.3	17.1	2.0	
sQU(A)	正	18.2	21.8	23.3	18.0	31.5 (21.6)	18.9
	負	24.4		17.1	24.2	16.9	
sQU(B)	正	17.1	18.2	17.4	17.0	27.4 (18.2)	15.2
	負	19.1		16.9	19.0	16.9	

$\sigma_0$  : 半荷重方向応力度  
 $BQU$  : (2-a)、(2-b)式に基づく水平耐力  
 $sQU(A)$ 、 $sQU(B)$  : それぞれ (3-a)、(3-b)式に基づく水平耐力  
 注1) ( ) 内は、ブロック壁を無視した場合の計算値

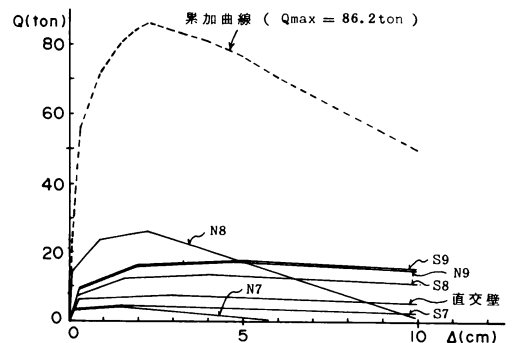


図-13 各部材のスケルトンカーブ、および累加による骨組のスケルトンカーブ (正加力時)

に実線で示す。ブロック壁が付設されている N8 柱については、ブロック壁を考慮した場合と無視した場合について求め、ブロック壁を無視した場合の値を同表の ( ) 内に示している。表-4 から分かるように、全ての柱は  ${}_sQ_u < {}_sQ_u$  となり、耐力算定上の破壊形式は全て曲げ破壊となる。しかし、実際の破壊形式は N7, N8, N9 ではせん断破壊であった(特に N7 柱の正方向では  ${}_sQ_u$  は  ${}_sQ_u$  の約 1/5 の値である)。したがって、曲げ強度とせん断強度との大小関係から破壊形式を単純には推定できないといえよう。

骨組のスケルトンカーブは、各部材のスケルトンカーブの累加により求めた。その結果を図-9(a)に実線で示し、最大耐力に関する実験値と計算値との比較を表-5 に示す。本解析では鉛直荷重による転倒モーメント(付加モーメント)を考慮していないので、参考のために2階以上の全重量が2階スラブ中央に集約しているとして、鉛直荷重による付加モーメントを考慮した場合の曲線を求めた。その結果を図-9(a)に破線で示した。

#### A. 骨組の最大耐力

表-5 および図-9(a)に示すスケルトンカーブからわかるように、正加力に対してはブロック壁を剛とし、負加力に対しては無視した場合(仮定  $10^\circ$ )の計算最大耐力は、正負方向とも実験値とよく対応している。

正方向において、ブロック壁からの拘束のために特にもろい破壊を生じた柱(N8柱)があるにもかかわらず実験で得た最大耐力と計算最大耐力との差異が少ない原因としては、1)骨組全体としてじん性に富む部材が多い(文献22)により各部材の種別を判定すると N8 柱は FB, 他の柱は全て FA となり、構造物全体としては FA である)こと、2)軸力の再分配によりせん断破壊柱が負担していた軸力の一部が隣接柱へ流れ、隣接柱の曲げ・せん断耐力が増加する。この結果、

表-5 骨組の実験最大耐力と計算最大耐力との比較(単位: ton)

加力方向	実験値	計算値	実験値/計算値
正方向	87.6	86.2	1.016
負方向	69.6	85.5 (74.6)	0.814 (0.933)

注: 表中 ( ) 内の値は、ブロック壁を無視した場合の計算値

構造体全体としては、せん断破壊柱の耐力低下の一部が補なわれること、が挙げられよう。

また、本実験では、正側と負側の最大耐力に 18 トンの差が生じている。この主因はブロック壁の柱への拘束効果が加力方向によって異なることを前述したが、補足実験、既往の実験結果、および耐力計算結果に基づいて、その根拠を列記すると次の通りである。

- 1) 補足実験により、片側にブロック壁を有する柱では加力方向により最大耐力が異なる。
- 2) ブロック壁の拘束を考慮して求めた正負最大耐力の差が実験最大耐の差とほぼ対応する。
- 3) 両側に対称な形状の壁を持つ柱では、せん断破壊する場合でも正負最大耐力の差異は少ない<sup>23)</sup>。
- 4) 本試験体において、ブロック壁の N8 柱への拘束効果が正負両方向で同一とし、軸力の影響を考慮して正負最大耐力を求めると正側で 86.2 トン、負側で 85.5 トンとなり正負最大耐力の加力方向による影響はほとんどない。

#### B. 骨組のスケルトンカーブ

最大耐力点以前では、図-9(a)からわかるように、正負方向とも最大耐力前の計算剛性がかなり高く、特に正方向の初期剛性に関してその傾向が著しい。このように正方向で高い剛性を示した原因は、解析上の仮定で、(i)はりの剛性を無限大としたこと(仮定  $2^\circ$ )、(ii)ブロック壁を正加力方向において剛としたこと(仮定  $10^\circ$ )、(iii)はり・柱接合パネル部を完全に剛としたこと(仮定  $11^\circ$ )、および(iv)試験体の既存亀裂、はりと柱の偏心接合による影響を無視したこと(仮定  $13^\circ$ )が挙げられよう。

最大耐力以後の解析スケルトンカーブは、最大耐力が現われたサイクルおよび定荷重振幅で数回繰り返した後に負勾配が現われたサイクルにおける実験挙動(耐力低下の様子)をよく評価していることが図-9(a)よりわかる。本解析ではせん断亀裂が顕著であった N8 柱についても図-13に示すように直線的に耐力低下が生ずると仮定したが、一般にせん断補強量が少ない RC 造部材のせん断破壊は急激な耐力低下を伴う<sup>2)</sup>。従って、負勾配が現われていない範囲(定荷重振幅載荷の範囲)の実験スケルトンカーブは、解析曲線と本実験の各サイクルの最大荷重点(測定点 #164, 202, 242, 263の荷重点)の間にあるのが妥当であろう。

以上の事から、急激な耐力低下を伴う部材を含む骨

組に対しては修正（急激な耐力低下を表現できる部材復元力特性を用いる）が必要であるが、前節に示した仮定を用いて求めた解析スケルトンカーブは初期剛性については高めの値を示すが全体として実在構造物の最大耐力前、および耐力後の実際の破壊挙動（実験による荷重-変形曲線のスケルトンカーブ）をよく評価しうると言えよう。

## 5. 結 論

実物学校建築の一部を試験体とし、これに準静的繰返し水平力を加え崩壊に至る水平荷重-変位関係を求めた。

また、終局耐力、およびスケルトンカーブについて既往の提案式より得られる値と実験結果との比較・検討をおこなった。

試験体の主な特徴は下記のとおりである。

- (i) シラス・軽砂・軽石を用いた鉄筋軽量コンクリート造である。
- (ii) 柱のせん断補強筋比は 0.065 % で現行規準の規定 0.2 % 以上に比べてかなり小さい。
- (iii) はりは 18~20 cm 偏心して柱に接合されている（偏心量/柱幅 = 0.41~0.46）。
- (iv) 鉛直荷重は固定荷重のみである。
- (v) 水平加力方向の 2 構面のうち、1 構面の 1 部にブロック壁が設けられている。
- (vi) 既存亀裂を有する。

従って、本試験体は一般の学校建築の状況とは異なる点（上記(i), (ii), (iv)）があるが、本実験の条件の範囲で以下の結論を得た。

1° 既往の RC 部材の諸強度推定式（(1-a) ~ (4)）、降伏時の剛性と弾性曲げ剛性との比  $\alpha_y$  に関する菅野博士の提案式（(5-a), (5-b)）および耐力低下域における剛性に関する千葉らの提案式を用いて得られたスケルトンカーブは実験挙動をよく説明できる。

2° ブロック壁が圧縮筋違として柱の変形を拘束する方向に骨組が水平力を受ける場合、剛性ならびに終局耐力におよぼすブロック壁の影響は大きい。また、部材の破壊形式はブロック壁の存在を無視した場合は異なる場合が生ずる。

3° 構造物内での柱の破壊形式はせん断終局強度と曲げ終局強度との大小から単純に推定することはできない。

4° 終局強度は、仕上モルタルを含む断面での計算

値が実験値とよく合う。

## 謝 辞

加力実験は鹿児島大学・工学部・建築学科・建築構造講座の卒論生、同・大学院工学研究科・建築学専攻・建築構造講座ならびに建築構造力学講座の院生（昭和57年度在籍）の協力の下におこないました。実験資料の整理に際しては卒論生・加納嘉氏（現：三井建設株式会社）の協力を得、4. 1 節の剛性計算ならびに図・表の作製に際し大学院生・塩屋晋一及び松田純治氏の協力を得ました。鹿児島大学助教授・久米国幹氏からはシラス、軽砂、および軽石を用いた軽量コンクリートの性質に関する資料・文献の提供を受けました。また、大阪工業大学・教授、福島正人博士からは本建物の建設当時の様子を詳しく御教え頂きました。御協力を賜りました各位に心より感謝の意を表します。

## 文 献

- 1) 日本建築学会：“1968年十勝沖地震災害調査報告”，1968. 12.
- 2) 山田稔：“1968年十勝沖震害における鉄筋コンクリート柱の剪断爆裂に関する考察”，日本建築学会論文報告集，第170号，1970. 4, pp. 19-26.
- 3) 東洋一，大久保全陸，江戸宏彰：“静加力実験による腰壁，たれ壁，そで壁付き鉄筋コンクリート柱の破壊性状と履歴曲線”，日本建築学会論文報告集，第169号，1970. 3, pp. 1-8.
- 4) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，1971. 5.
- 5) 日本建築学会：“1978年宮城県沖地震災害調査報告”，1980. 2.
- 6) たとえば，山田稔：“鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性”，1976，技報堂.
- 7) 中川恭次，広沢雅也，久米稔，黒正清治，松崎育弘，浅川雅巳：“実在 6 層 RC 建物の破壊試験（その 1・実験概要），（その 2・弾性応力と降伏荷重），（その 3・弾塑性変形）”，日本建築学会論文報告集号外，1965. 9, pp. 203-205.
- 8) 大沢胖，青山博之，伊東勝：“八戸工業高等専門学校校の振動及び破壊実験—その 1 実験の目的及び方法—”，日本建築学会論文報告集，第168号，1967. 2, pp. 23-29.
- 9) 青山博之，菅野俊介，中田慎介：“同上—その 2

- 破壊実験について”，日本建築学会論文報告集，第169号，1970. 3, pp. 33~39.
- 10) 村上雅也，北川良知，大沢胖，長田甲斐男：“同一その3 振動実験について”，日本建築学会論文報告集，第170号，1970. 4, pp. 27~38.
- 11) 黒田茂，石井茂：“2層ラーメンの水平加力試験例”，日本建築学会論文報告集 号外，1965. 9, pp. 202.
- 12) 青山博之他：“東京海上ビル旧館の振動および破壊実験（その1，実験の概要），（その2，水平静加力実験），日本建築学会関東支部 第38回学術研究発表会，1967, pp. 81~88.
- 13) 福島正人：“南九州産軽量骨材の利用に関する研究”，1970.
- 14) 工学部建物調査委員会，枝長又夫，上田通夫，久米国幹：“鹿児島大学工学部機械工学科棟と応用化学科棟・軽量コンクリート建物の危険性調査報告書（その2）”，1974. 2.
- 15) 菅野俊介：“鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究—曲げ降伏をするはり，柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究”，コンクリートジャーナル Vol.11, №2, 1973. 2, pp. 1~9.
- 16) 山口育雄：“鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 シリーズ18”，建築雑誌，Vol.95, №1171, 1980. 10, pp. 69~70.
- 17) 日本建築学会：“地震荷重と建築構造の耐震性（1976）”，1977, pp. 121~127.
- 18) 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. 6, pp. 159~161.
- 19) 荒川卓：“鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について”，コンクリートジャーナル Vol. 8, №7, 1970・7, pp. 11~20.
- 20) 千葉脩，柳下和男，福沢六朗：“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その61. 応答結果におよぼす破壊モードの影響：復元力特性）”，日本建築学会大会講演梗概集，1978・9, pp. 1759~1760.
- 21) 菅野俊介，東端泰夫，山口育雄：“鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究（その18. 初ひびわれ時及び降伏時の剛性）”，日本建築学会大会学術講演梗概集，1974・10, pp. 1323~1324.
- 22) 日本建築センター：“改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説”，1982, pp.

156~162.

- 23) 徳広育夫，久徳琢磨：“鉄筋コンクリート造腰壁付柱の弾塑性性状に関する実験的研究”，日本建築学会大会学術講演梗概集，1983・9, pp. 1937~1938.

付録：片側にブロック造腰壁が付設された RC 造柱の実験

## 1. はじめに

片側にブロック壁が付設された RC 造柱に関し，剛性および耐力に及ぼすブロック壁の影響が加力方向によって異なることを確認する目的で実験を行った。

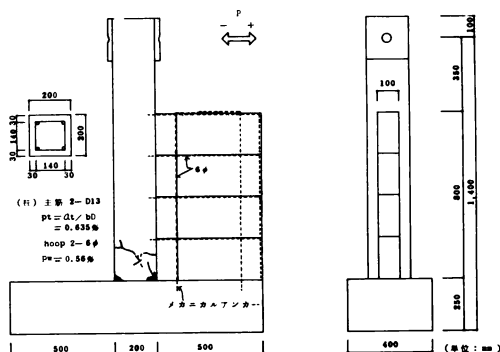
## 2. 実験概要

試験体の形状および寸法を付図-1に示す。この試験体形状は，加力点から柱脚までの距離  $h$  と柱せい  $D$  との比  $h/D$ ，ブロック壁の形状，および壁厚比  $t/b$ （ブロック壁の実質の厚さ  $t$  と柱幅  $b$  との比）が本論文の N8 柱とほぼ相似形となるように計画した。

この試験体の柱部分は文献(23)で使用した試験体 COO のはりおよび柱頭部の亀裂存在部分を研り取り，モルタルで補修を行ったものである。なお，柱脚部は補修を行っていない。

ブロック壁の壁筋の定着は，柱および基礎に打込んだアンカーに壁筋を溶接することにより得た。なお，アンカーの引抜き試験を実験に先立って行い，アンカーの引抜き耐力が壁筋の引張強度よりも大きいことを確認した。

加力は，正負交番繰返し加力である。変位の測定は，



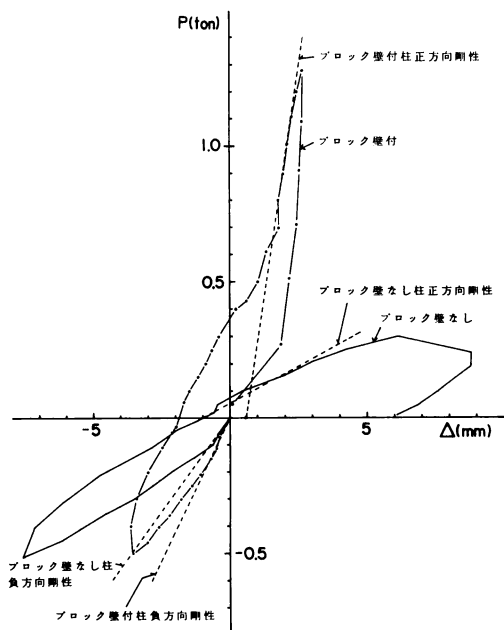
付図-1 試験体形状・寸法

加力点位置で行った。

材料の機械的性質を付表－1に示す。

付表－1 材料の機械的性質

柱コンクリート23)			
圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>5</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
187	18.9	1.38	0.17
鉄筋			
	降伏点強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (x10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup> )
6φ	2609	3641	1.76
D13	3449	5334	1.97
柱モルタル			
圧縮強度(kg/cm <sup>2</sup> )		255	
引張強度(kg/cm <sup>2</sup> )		19.1	
コンクリートブロック			
圧縮強度(kg/cm <sup>2</sup> )		57.7	
		94.2 (正味断面)	
目地モルタル			
圧縮強度(kg/cm <sup>2</sup> )		154	



付図－3 荷重－変位関係の第1サイクル目の拡大図

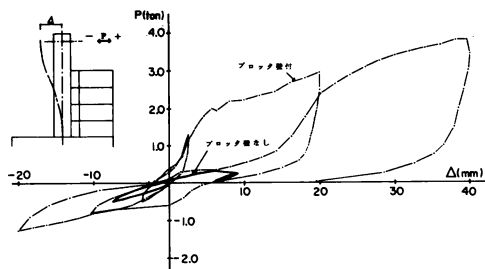
### 3. 実験結果

付図－2にブロック壁付設前の柱および片側ブロック壁付柱の荷重－変位関係を示す。同図中、実線はブロック壁付設前の柱を、一点鎖線は片側ブロック壁付柱を表わしている。同図より、片側ブロック壁付設による耐力上昇は正加力時に顕著であること、片側ブロック壁付設柱の正加力方向耐力は負加力方向耐力の約3倍であることがわかる。

付図－3には荷重－変位曲線の第1サイクル目の拡大図を示す。実験資料に基づく正負弾性剛性として同図中の破線を採用すると、片側ブロック壁付設によ

る剛性の増加は正加力時に顕著であること、片側ブロック壁付設柱の正加力方向剛性は負加力方向剛性の約3倍であることが同図よりわかる。

ブロック壁付設による耐力上昇、剛性増加は柱断面とブロック壁断面の割合等が関係するので定性的な事しか言えないが、この実験により片側にブロック壁が付設された柱では、剛性および耐力が加力方向により著しく異なることが確認できた。



付図－2 荷重－変位(加力点変位)関係