

# 十勝沖地震で被害を受けた実在建物の破壊実験

東京大学 助教授 ○青山 博之

助 手 伊 藤 勝

大学院 菅 野 俊介

同 中 田 慎介

## 1. はじめに

1968年5月16日の十勝沖地震では、鉄筋コンクリート造建物が数多く被害をうけて中には倒壊したものもある。八戸工業高等専門学校も大きな被害が生じ、各棟の1階の大部分の柱がけた行方向に破壊し、水平耐力がほとんど失われた。<sup>1)</sup>

地震の後、建物の一部は補修し、被害の大きなところは取りこわすことになった。この機会に、現在の建物を直接利用して、十勝沖地震による被害原因を究明することを目的として、文部省管理局教育施設部より日本建築学会へ研究委託があった。この研究は日本建築学会学校建築委員会第5小委員会\*が受託し、東京大学工学部建築学科梅村研究室、東京大学地震研究所大沢研究室が適宜分担して振動及び破壊実験を計画した。

これらの実験の目的は第1に軽微な被害に止まっている2, 3階を利用して、建物の構造特性を求めること、第2に地震による1階の被害状況がどの程度の荷重、変形、繰返し回数によるものかを推定して、地震入力推定のための資料とすることである。

実験は1969年5月31日から6月15日にかけて行われた。実験結果に対する解析的検討は現在も一部進行中である。ここには、主として静加力実験の結果について報告する。

## 2. 建物及び被害の概要<sup>1)</sup>

八戸工専は青森県八戸市にあり、震源の西方約180Kmに位置する。敷地はもとりんご園であった所を整地した高台上にある。校舎の平面図を図1に示す。昭和38年8月に第一期工事がはじまり、43年3月までに現在の建物が完成し、以後増築が予定されていた。

今回の実験は取りこわし予定の南棟を使用して行った。南側Aラーメンは腰壁付きの比較的長柱( $h_0/D=4.6$ ,  $h_0$ は柱の内法高さ、 $D$ は柱のせい)を持つラーメンであり、柱頭柱脚が曲げ破壊し、仕上げモルタルもはくりし、コンクリートが圧壊して柱筋が露出しているものもある。

北側Cラーメン①~⑥間は腰壁、たれ壁のついた短柱( $h_0/D=2.2$ )を持つラーメンであり、南棟で最も破壊の進んだ部分である。コンクリートは柱内部まで破壊し、帯筋ははずれ主筋は座屈している。中ラーメンはAに似た曲げ破壊である。

\* 主査 加藤 勉、委員 青山博之、大沢 胖、黒正清治、東 洋一

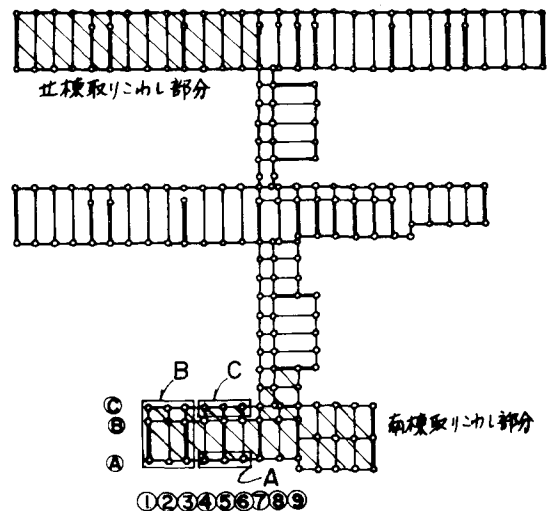


図1 校舎平面図

### 3. 試験体及び材料

#### 3. 1 A試験体

図2に示すよ

うにAラーメン

④柱から⑤柱までの2, 3階分を切り出し、2階2スパンとして振動及び破壊実験を行った。

1階柱は被害を

うけた柱の鉄筋

及びコンクリー

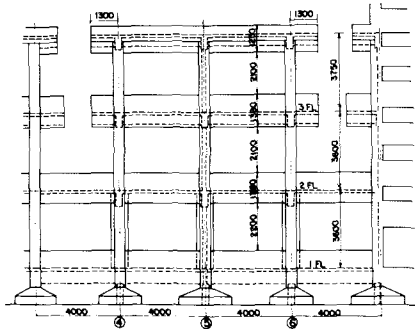


図2 A試験体

トはそのままの状態、まわりにコンクリートを80cm角に打設して補強した。コンクリートはつり後の鉄筋のうち屋階では面外への転倒防止のためスラブ筋の一部を切断せずに残した。

#### 3. 2 C試験体

図3に示すようにCラーメン④柱から⑤柱までの2, 3階分を切り出してAと同様の実験を行った。実験の都合上外柱の腰壁、たれ壁は切断して剛性、強度とも低下させ、中柱のみを試験対象とした。ただし中柱の軸方向力は2階と1階ではちがう上に断面配筋もちがうので、1階の応力状態を再現するために中柱に軸方向載荷をすることにした。軸方向力の大きさは1階の $N$ 、 $p_k$ 、 $B \cdot D$  (550×500)から決まる $\tau = Q/b_j$ と、2階の $N+N_{付加}$ 、 $p_k$ 、 $B \cdot D$  (500×500)から決まる $\tau = Q/b_j$ とが等しくなる大きさとした ( $N_{付加} = 2.6t$ )。

図1のB試験体は3層2×2スパンの建物として振動実験を行ったものであるが、本報告では割愛する。

#### 3. 3 部材断面及び材料

図4に断面リストを示す。A, C試験体とも2階柱脚に鉄筋の継手があり、理論計算にはこれを考慮する。鉄筋のかぶり厚は実測値を平均してA試験体80mm、C試験体70mmとした。

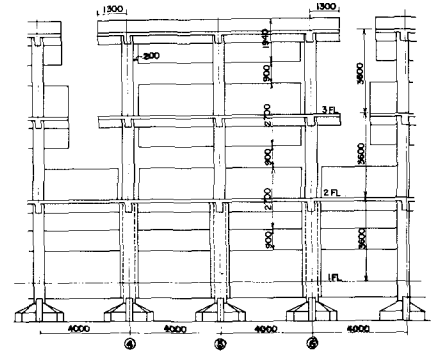


図3 C試験体

|   | A 試験体 | C 試験体 |
|---|-------|-------|
| R |       |       |
| 3 |       |       |
| 2 |       |       |

|   | A 試験体      | C 試験体      | 実測2階柱脚配筋    |
|---|------------|------------|-------------|
| 3 | 500x500    | 500x450    | A C         |
| 2 | 500x500    | 500x450    | 12-19 12-19 |
|   | Hoop 9#200 | Hoop 9#200 |             |
|   | 500x550    | 550x450    |             |
| 1 | 500x500    | 500x450    |             |
|   | 10-19      | 12-19      |             |
|   | Hoop 9#200 | Hoop 9#200 |             |

図4 柱梁断面リスト

設計計算書による使用材料は普通コンクリート  $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ 、普通丸鋼  $S S 39 (S R 24)$  となっている。施工時の記録によるコンクリート強度は  $262 \sim 268 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋は  $\sigma_y = 312 \sim 35.7 \text{ kg/mm}^2$ 、 $\sigma_b = 44.0 \sim 52.1 \text{ kg/mm}^2$  となっている。試験体の材料強度としては、コンクリートは2、3階のシュミットハンマーによる平均強度  $250 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋はC試験体中柱から実験終了時に採掘した試験片の引張試験結果より  $\sigma_y = 36.5 \text{ kg/mm}^2$ 、 $\sigma_b = 49.8 \text{ kg/mm}^2$  とした。

#### 4. 実験の方法

##### 4. 1 加力装置

2 層 2 スパンの屋階、3 階において正負方向に  $50 \text{ t}$  油圧ジャッキにより加力を行った。反力は切断した残りの建物にとり、電動ポンプによって屋階と3階のジャッキを連動させ、正負両方向の加力切りかえはバルブの切りかえ操作だけで出来るように計画した。せん断力は3階で  $P$ 、2階で  $2P$  となっている。

C 試験体の軸力の付加方法は屋上床に  $50 \text{ t}$  油圧ジャッキ2個を用い、屋上床と2階梁下端の各2本の鉄骨梁を4本のPC鋼棒によって連結して軸力を与えた。

##### 4. 2 測定装置

測定は図5に示すように行った。荷重は直径  $80 \text{ mm}$ 、高さ  $150 \text{ mm}$ 、厚さ  $12 \text{ mm}$  の円筒形ロードセルを製作して歪計で測定し、他に正負のロードセルの軸方向2枚のゲージをブリッジに組んで  $X-Y$  レコーダーの入力とした。軸力の検力は油圧によった。

##### 4. 3 加力段階

加力段階はA、C試験体とも2階の層間変位 ( $\text{層間部材角 } R_2 = \delta_2 / h_2$ ,  $h_2 = 360 \text{ cm}$ ) で制御され、 $\delta_2 = 7.2 \text{ mm}$  ( $R_2 = 1/500$ ) での繰返しを  $S_1$ 、 $\delta_2 = 18 \text{ mm}$  ( $R_2 = 1/200$ ) を  $S_2$ 、 $\delta_2 = 36 \text{ mm}$  ( $R_2 = 1/100$ ) を  $S_3$  シリーズとして、それぞれ表1に示す回数の繰返し加力を行った。その後A試験体では  $S_4$  で大変形により破壊に到らしめようとしたが、試験体の面外変形が増大したので中断し次の  $S_5$  で大変形後の小変形の繰返しの性質を見た。またC試験体では  $S_4$  で小変形の性質を見た後  $S_5$  では2階中柱を除去し、付加軸力を抜き長柱2本から成るラーメンとしての実験を行った。なお振動実験は原則として各荷重段階の初回の前後に行われた。

#### 5. 破壊経過

A、C試験体の実験経過を表1に、また破壊状況を図6、7に示した。柱の比較的高い ( $h_0/D = 4.6$ ) A試験体では、地震時及び新たに発生した曲げひびわれが進展し、更に2階柱の曲げ降伏及び一部圧壊が生じて「曲げ型」の破壊経過をたどった。一方短い柱 ( $h_0/D = 2.2$ ) を持つC試験体では、取初2階中柱に大きな斜めきれつが、次に3階中柱にも同様のきれつが生じ、その後の多数回の繰返

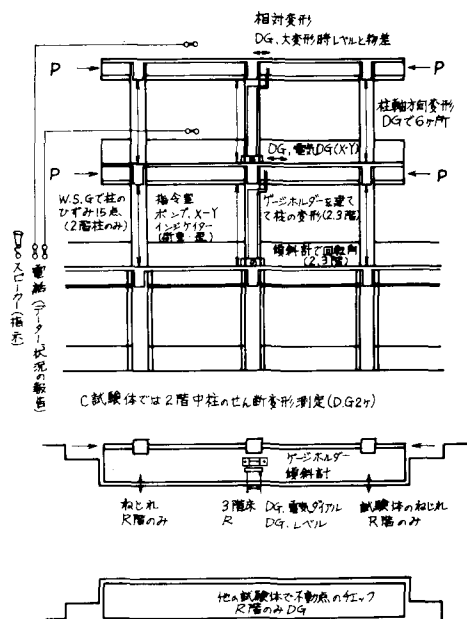


図5 測定計器と測定位置

表 1 実験経過表

|              | 実験段階           | 最大荷重                       | 2階層間変位                         | 3階層間変位                         | 繰り返し回数                     | 損傷状況 その他                                                                                              |
|--------------|----------------|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|              | 階層別            | $P_{max}(t)$               | $\delta_{2max}(\%)$            | $\delta_{3max}(\%)$            | (通算)                       |                                                                                                       |
| A<br>試験体     | S1 - 1<br>2    | 22.0 - 18.0<br>18.8 - 18.0 | 7.83 - 7.95<br>6.88 - 8.08     | 5.30 - 6.51<br>3.42 - 6.68     | (1)<br>(2)                 | 2階部材角 $R_2=1/500$ $P=6t$ 、 $-8t$ にて新たな曲がきれつが発生(2階中柱柱脚) 加力と共に加力前の曲がきれつ伸張。                              |
|              | S2 - 1<br>- 6  | 32.9 - 30.0<br>24.9 - 27.8 | 18.26 - 18.28<br>18.00 - 18.00 | 9.29 - 14.02<br>8.80 - 14.45   | (3)<br>(8)                 |                                                                                                       |
|              | S3 - 1<br>- 10 | 31.2 - 31.7<br>24.1 - 26.0 | 36.10 - 36.05<br>36.00 - 36.00 | 11.70 - 17.85<br>16.50 - 10.90 | (9)<br>(18)                | $R_2=1/500$ 曲がきれつ大きく口さあく(きれつ巾2Fで5mm程度) 右上部モルタルのはく離れあり。S3-10で2階柱に一部圧壊あり。                               |
|              | S4 - 1         | 25.5                       | 41.70                          | 13.50                          | (19)                       |                                                                                                       |
|              | S5 - 1<br>3    | 10.0 - 10.0<br>10.0        | 24.00 - 11.50<br>24.00         | 8.50 - 4.50<br>8.50            | (20)<br>(22)               |                                                                                                       |
|              | C<br>試験体       | S1 - 1<br>2                | 22.0 - 23.8<br>21.1 - 22.8     | 7.27 - 7.24<br>7.22 - 7.20     | 3.84 - 3.82<br>3.71 - 3.82 | (1)<br>(2)                                                                                            |
| S2 - 1<br>10 |                | 32.0 - 29.8<br>19.6 - 18.2 | 18.15 - 18.26<br>18.00 - 18.00 | 6.37 - 6.44<br>5.40 - 4.85     | (3)<br>(2)                 | $R_2=1/500$ S2-1 $P=32t$ にて2F中柱にせん断きれつ発生。 $\delta_2=1.2cm$<br>東方向では3本のせん断きれつ発生。S2-3,4にて3F中柱に小せん断きれつ発生 |
| S3 - 1<br>7  |                | 28.4 - 25.1<br>20.2 - 17.6 | 36.00 - 36.00<br>36.00 - 36.00 | 9.96 - 10.79<br>9.00 - 19.00   | (13)<br>(14)               |                                                                                                       |
| S4 - 1<br>2  |                | 8.0 - 8.0<br>8.0           | 16.90 - 20.95<br>17.30         | 2.10 - 13.50<br>2.10           | (20)<br>(21)               | $R_2=1/500$ $P=\pm 8t$ にて加力制御。平均剛性はS3-7より低い。                                                          |
| S5 - 1       |                | 16.7 - 14.0                | 36.00 - 36.00                  | 16.50 - 16.00                  | (22)                       |                                                                                                       |

し加力及び振動実験により耐力、剛性とも著しく低下して、「せん断型」の破壊経過をたどった。終局時にはコンクリートの圧壊、はく落、主筋の座屈などが生じ、地震により大きなせん断破壊を生じた1階柱の破壊状況とはほぼ同じであった。

測定結果のうち荷重  $P$  と2, 3階の層間変位の関係を図8～11に示す。2階に対する3階の層間変位の比 ( $\delta_3/\delta_2$ ) は、 $\delta_2$  最大の時、A試験体ではS2-6までは0.68～0.52, S3-1以後は0.33～0.35であり、一方C試験体ではS1で0.52, S2-1以後は0.35～0.25であった。これはA, Cともに2階で破壊が大きく進み、それ以後の剛性が急激に低下したことを示している。

#### 6 強度と変形に関する検討

##### 6.1 最大荷重、降伏荷重と変形

実験結果及び曲げ耐力計算値との比較を表2に示す。

1) A試験体 最大荷重は正方向でS2-1 ( $R_2=1/200$ ) の時の32.9t, 負方向ではS3-1 ( $R_2=1/100$ ) の時の31.7tであった。これらは後述の方法による曲げ終局耐力計算値  $P_u$  とほぼ等しい。

曲げ降伏は、正方向では最大荷重に到る直前の  $P=32.0t$  ( $\delta_2=16mm$ ,  $R_2=1/225$ ) で認められたが、

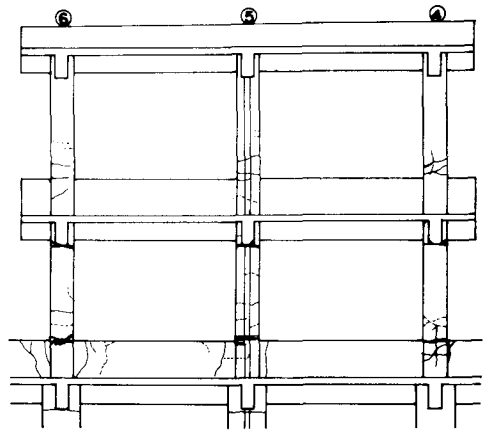


図6 A試験体 (S3-10 終了後)

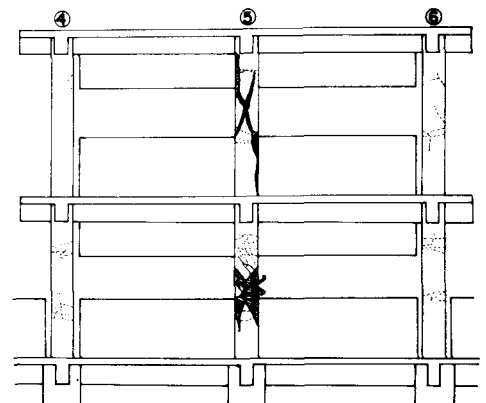


図7 C試験体 (S3-7 終了後)

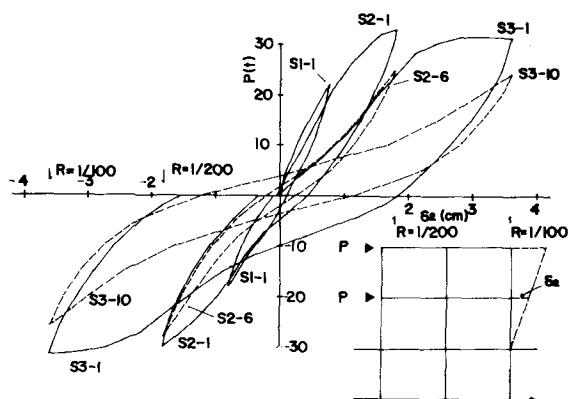


図 8 A 2 階層間変位

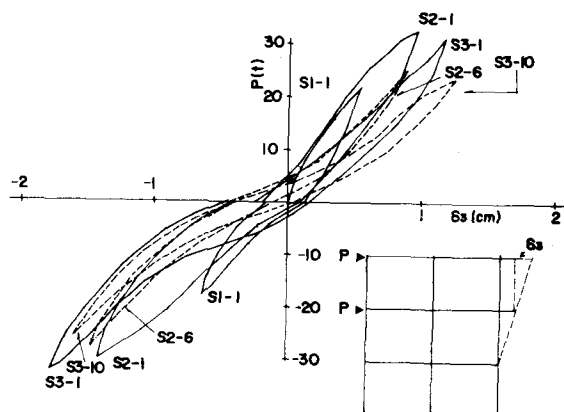


図 9 A 3 階層間変位

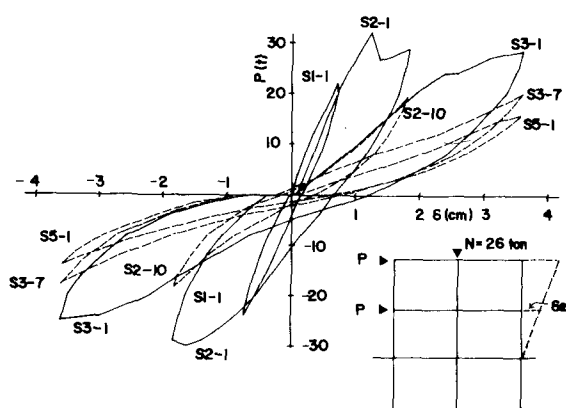


図 10 C 2 階層間変位

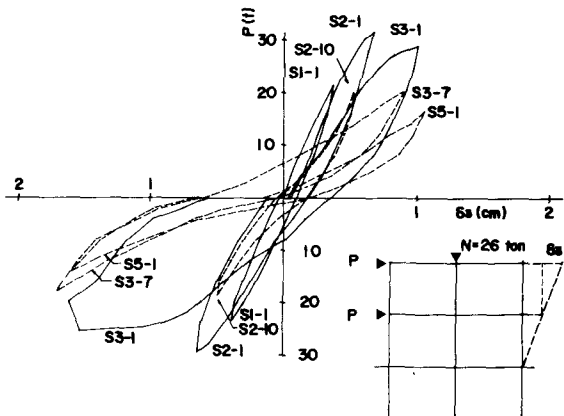


図 11 C 3 階層間変位

表 2 最大荷重，降伏荷重と変形

負方向では明瞭でなかった。しかし  $P-\delta_2$  曲線の形から  $P=30\text{ t}$  ( $R_2=1/200$ ) 付近で降伏したと思われる。これらの降伏荷重は最大荷重の 95% 程度である。

2) C 試験体 最大荷重は正方向で  $\delta_2 = 12\text{ mm}$  ( $R_2=1/300$ ) の時の 32.0 t で、この時 2 階中柱に大きなせん断きれつが発生し、以後変形を増大させてもこの値を超えることはなかった。負方向では  $\delta_2 = 16\text{ mm}$  ( $R_2=1/225$ )

の時の 29.8 t で、この時までには負方向のせん断きれつは 3 本並行に生じていた。これらの最大荷重は曲げ終局耐力計算値  $P_u$  の 72~77% である。せん断破壊は比較的小さな変形で生じて、以後荷重が低下するのが特徴であり、C 試験体も 3 本の柱の曲げ耐力に達しないままに崩壊に到った。

3) 曲げ終局耐力の算定  $P_u$  は危険断面における継手の効果を考慮し、コンクリートは  $e$  関数法で  $c\sigma_s = 250\text{ kg/cm}^2$ ,  $c\epsilon_s = 0.2\%$ ,  $c\epsilon_u = 0.4\%$  とし、鉄筋は  $s\sigma_y = 3650\text{ kg/cm}^2$ ,  $s\epsilon_y = 0.205\%$ , 柱の危険断面は梁面とし、柱の内法高さ  $h_0 = 2300\text{ mm}$  (A) 1100 mm (C) とした。

|                        | A 試験体          | C 試験体          |
|------------------------|----------------|----------------|
| 最大荷重 $P_{\max}$ (t)    | 32.9 (31.7)    | 32.0 (29.8)    |
| 2 階層せん断力 ( $Q_2$ )     | 65.8 (63.4)    | 64.0 (59.6)    |
| " 層間変位 ( $\delta_2$ %) | 18.0 (36.0)    | 12.0 (16.0)    |
| " 部材角                  | 1/200 (-1/100) | 1/300 (-1/225) |
| 曲げ終局耐力計算値 $P_u^*$      | 30.8           | 41.6           |
| $P_{\max}/P_u$         | 1.06 (1.03)    | 0.770 (0.715)  |
| 降伏荷重 $P_y$ (t)         | 32.0 (30.0)    |                |
| $Q_y$ (t)              | 64.0 (60.0)    |                |
| 層間変位 $\delta_2$ (%)    | 16.0 (18.0)    |                |
| 部材角                    | 1/225 (-1/200) |                |
| $P_y/P_{\max}$         | 0.975 (0.945)  |                |

## 6 2 繰返しと耐力の低下

繰返し加力の回数と、その回の最大荷重との関係を図12に示す。

1) A試験体 A試験体は曲げ破壊形式であって比較的靱性に富んだ破壊をするが、それでも同一変形における最初の数回の間は顕著である。 $R_2=1/200$ では第3回までに、また $R_2=1/100$ では第4回までに、そのシリーズの最大荷重の80

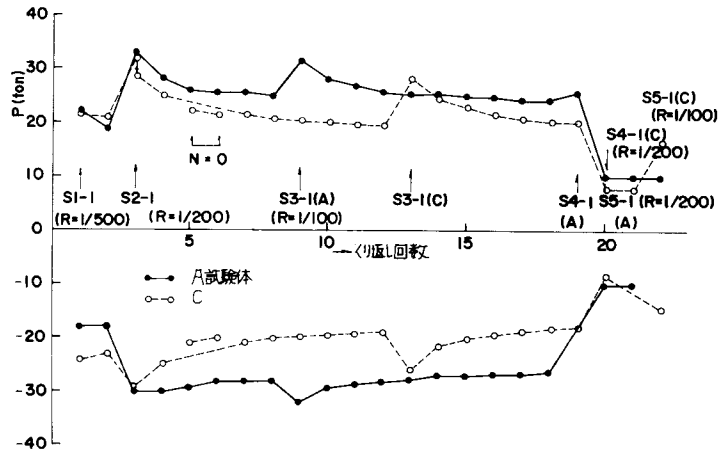


図12 繰返しと耐力の低下

%に荷重が低下している。以後の耐力の変動は僅かで、5回で4%程度の低下を見せるだけである。

2) C試験体 C試験体はせん断破壊形式であるためせん断きれつが発生したS2-1直後の耐力低下はきわめて大きく、S2-2では最大荷重の78%にしか達しない。以後4回の繰返しで更に13%低下し、その後は4回で4%程度の低下率に落ちつく。 $R_2=1/100$ のS3シリーズでの低下はこれほど著しくなく、7回でS3シリーズ最大荷重の71%の荷重になる。このようにC試験体の耐力低下はせん断きれつ発生後の数回を除けば、A試験体とくらべて特に著しいという程ではない。これはせん断きれつ発生後のC試験体が、2階中柱の耐力、剛性を急速に失い、外柱(長柱)2本のみで外力に抵抗する曲げ破壊型のラーメンに移行したためと考えられる。

## 6 3 せん断耐力と変形

1) A試験体 2階中柱のせん断耐力 正方向の最大荷重時の中柱のせん断応力度を、3本の柱のせん断力分担が弾性剛性による分担率のままとして算出すると、 $13.9 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.056 F_c$ )となる。この応力度からはせん断きれつ発生のは危険は考えられず、実際、実験においてもなめきれつはほとんど見られなかった。

2) C試験体 2階中柱のせん断耐力と変形 C試験体の最大荷重となったせん断きれつ発生時の2階層せん断力は $Q_2=64.0 \text{ t}$ 、その時の層間変位は $\delta_2=12 \text{ mm}$ であり、柱の内法高さ $h_0$ 分の有効部材角約 $1/100$ 、せん断歪約 $0.25 \times 10^{-3}$ と測定されている。

実際の建物のCラーメンはこの試験体とことなり、 $h_0/D=2.2$ の短柱ばかりで構成されているので、その性質を見るためにはC試験体の結果から外柱の影響を除く必要がある。そこでS1シリーズでは弾性計算によるD値<sup>3)</sup>からせん断力分担を取り、S2-1以後については外柱2本分の $P-\delta_2$ 曲線を想定して全体から差引くという操作を行った。

外柱の $P-\delta_2$ 曲線を定めるには、まづ外柱の計算上の降伏耐力、S5-1の実験耐力、中柱のせん断破壊以後その軸力が外柱へ移行することなどを考慮して各サイクルの降伏荷重を定め、外柱の降伏たわみを $36 \text{ mm}$ と仮定して各サイクルの最大荷重を推定し、各サイクルについて適当と思われるループ形をA試験体の $P-\delta_2$ 曲線より選んで上記の最大荷重に合うように比例的に修正した。

結果を図13に示す。また各回の最大せん断力の変化を、曲げ終局耐力計算値を基準にしてA試験体中柱とともに図14に示す。

C試験体中柱に最初のせん断きれつが生じた時が全体を通じての最大せん断力で、 $Q_2 = 47.6 \text{ t}$ 、 $\tau = Q_2 / b_j = 28.7 \text{ kg/cm}^2$  ( $0.115 F_c$ ) である。曲げ耐力計算値は $Q_2 = 51.5 \text{ t}$ であり、せん断きれつ発生時の変形が有効部材角にして1/100とかなり大きかったことも考え合せると、せん断きれつ時には柱頭又は柱脚が部分的に降伏していた可能性がある。なお梁のせん断強度に関する荒川博士の実験式<sup>4)</sup>

$$\tau_u = k_u \cdot k_p \frac{0.23}{k_o/d + 0.23} (180 + F_c) + 2.7 \sqrt{p_s \cdot \sigma_y}$$

ここに

$$k_u \approx 0.7, \quad k_p = 0.82 p_c^{0.23}$$

によれば  $\tau = 20.9 \text{ kg/cm}^2$ 、 $Q_u = 34.6 \text{ t}$  となり、実験値はこの1.37倍である。実験値が高い理由としては、軸力の存在による強度の上昇と、外柱のせん断力を差引く際の誤差などが考えられる。最大以後の耐力低下は図にみられるようにきわめて著しい。

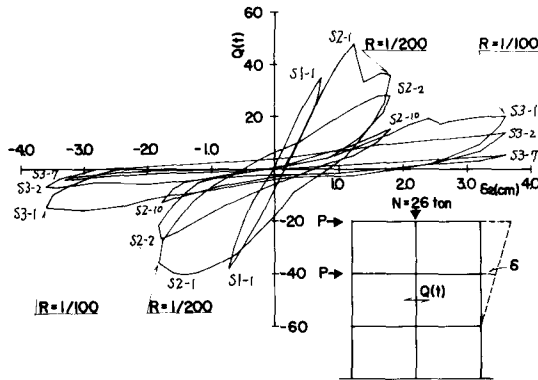


図13 C試験体2階中柱のせん断力

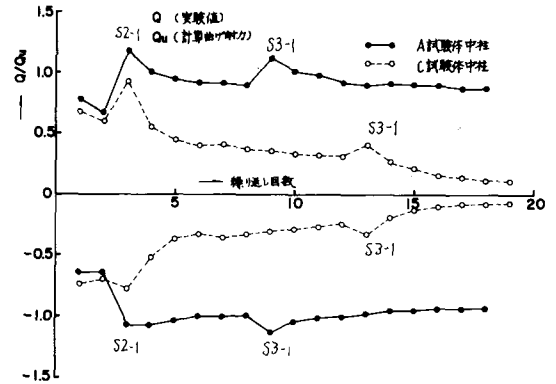


図14 繰返しとせん断耐力の低下

## 7 復元力特性に関する検討

### 7.1 2階の初期剛性

部材を曲げせん断及び剛域を考慮した線材に置換してD法<sup>3)</sup>で求めた弾性剛性に対して、試験体の初期剛性はAが48%、Cが30%であり、低荷重時の平均剛性 ( $P = 0_t \sim 1.2 \text{ t}$ ) はAが28%、Cが24%で、いずれもかなり低い。この剛性の低下は地震により2階にもかなりのひびわれが生じ、部分的には降伏にも達していた可能性もあることを示している。なお、加力開始前の微小振巾の振動実験からは、平均剛性低下率は約50%と推定されている。

### 7.2 繰返しと剛性低下

繰返し回数と2階の平均剛性  $K_p$  及び荷重0付近の剛性  $K_L$  との関係を図15に示す。A、C試験体とも  $K_p$  はS1、S2、S3と変形が増大するともなって段階的に減少し、同一変形の繰返しでは当然ながら図12の耐力低下と同様の減少傾向を示す。 $K_L$  も剛性低下の傾向は大体  $K_p$  と同じであるが、各荷重段階の初回では  $K_L > K_p$  であるのに対して、2回目以後はこの関係が逆転して  $K_L$  の方が小さくなりS3では  $K_p$  の約50%にも低下してしまう。これは各荷重段階の初回にはSoft-

Spring 型である荷重たわみ曲線が、2 回目以後は Hard Spring 型になることを示している。

### 7. 3 繰返しと履歴曲線の面積変化

図 16 に、履歴曲線のループ面積、及びこれから求まる等価粘性減衰定数  $h_e$ <sup>5)</sup> が繰返し回数に応じて減少していく傾向を示した。各荷重段階とも第 3 回くらいまでは面積が急激に減るが、以後の面積変化は小さい。

S 1 → S 2 → S 3 と振巾を増せば、当然ループの面積も増すが、その比率は振巾比よりも大きい。但し C 試験体で S 2 → S 3 ( $R_2 = 1/200 \rightarrow 1/100$ ) の時だけは面積の増大率の方が小さい。これは短柱のせん断破壊にともない C 試験体が長柱を持つラーメン機構に移行したためと考えられ、実際 S 3 では面積、 $h_e$  ともに A 試験体より小さい。

なお C 試験体については 7. 2, 7. 3 の検討は図 13 の柱せん断力にもとづいて行うことも考えられるが、図 13 が直接の測定結果でなく大体の傾向を見るためのものであることを考えて、詳細な検討は行わないことにした。

### 8. おわりに

八戸工専の実物実験により、この建物の桁行方向ラーメンが曲げ破壊する A, B ラーメンと、せん断破壊する C ラーメンから構成されており、特に C ラーメンが強度はかなり有りながらせん断きれつ発生後の繰返し加力に対しては極めて脆弱であることがわかった。また 1/200 程度の層間部材角が数回生じれば、地震の後半や余震の効果によって十勝沖地震で見られる程度の被害は生じる可能性があることもわかった。

謝辞：現地でお世話になった八戸工専、日産建設をはじめ関係方面、機械を貸与された建設省建築研究所、東京大学大型構造物試験室、芝浦工大建築学科、実験に協力された東京大学建築学科及び地震研究所、東京都立大学建築学科の各位に対し、深く感謝の意を表する。

文献：1)「1968 年十勝沖地震災害調査報告」日本建築学会 1968 年 12 月。

- 2) 青山博之、伊藤 勝、「東京海上ビルの振動及び破壊実験」日本建築学会関東支部研'67。
- 3) 武藤 清「耐震計算法」12 章、丸善、'63。
- 4) 荒川 卓「鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗」日本建築学会論文報告集 No. 66, '60
- 5) 大沢胖、柴田明徳「構造部材の履歴特性と振動減衰性」 同上 No. 66, '60

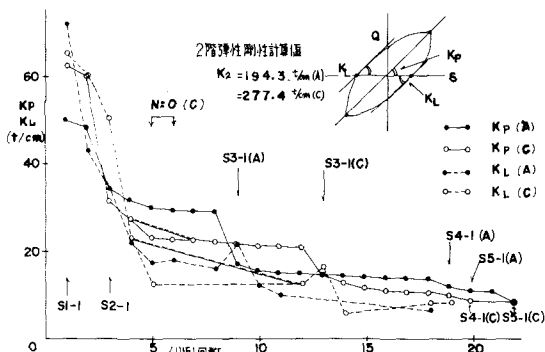


図 15 繰返しと剛性低下

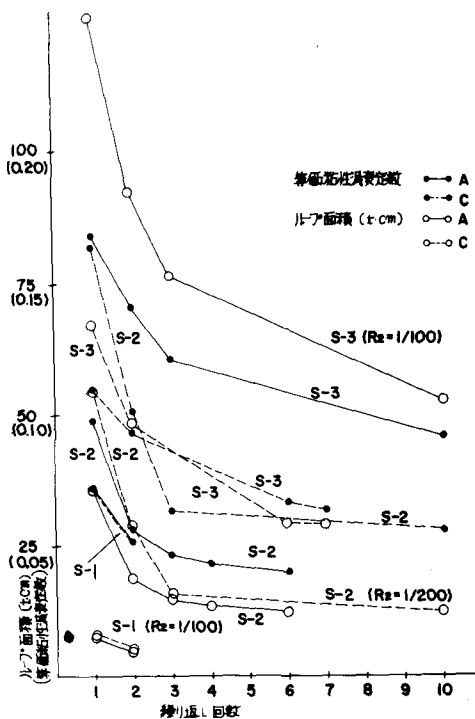


図 16 繰返しとループ面積