

# 繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の 弾塑性性状に関する実験的研究

(その2) 周辺架構の構造形式がひび割れ性状及び最大耐力に及ぼす影響

徳広育夫・三谷 勲・宮崎博茂\*

杉山 宏\*・谷田正人\*

(受理 昭和 58 年 5 月 31 日)

## EXPERIMENTAL STUDIES ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIORS OF REIN- FORCED CONCRETE FRAMED WALLS SUBJECTED TO CYCLIC-LOADING (Part 2) Cracks Patterns and Ultimate Strength of Shear Walls with Various Boundary Frame

Ikuo TOKUHIRO, Isao MITANI, Hiroshige MIYAZAKI,  
Hiroshi SUGIYAMA and Masato YATSUDA

When a frame with wall is subjected to lateral forces, and its angular shear distortion becomes  $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$  rad., shear cracks occur in the wall. Even if the frame reaches this degree of the distortion, cracks due to bending or shear don't occurred in the column or beam of a frame without wall. However, if developed shear cracks in the shear wall penetrate through the boundary frame and strength of the shear wall shows a sudden decrease, ductility of the frame with the wall can't be expected. In order to make the framed wall bear shearing stresses up to large distortion (e.g. up to the limitation of angular shear distortion, 1/200 deformation from floor to floor as shown in the section 82-2 of the 1982' Building Standard Laws), walls should be reinforced by the frame enough to obtain ductility against lateral forces and to prevent wide open-cracks.

References 1) and 2) show that ductility of a wall can be maintained, if the boundary frame prevents expansion of the surface area of the wall which is unisotropic due to shear cracks. Accordingly, in order to design the ductile shear walls, following items may be presented.

- i) The increasing number of reinforcing bars in the wall are effective to prevent the development of shear cracks.
- ii) The walls should be surrounded with rigid frames so as to obtain ductility against lateral forces.

This study deals with the item of ii). "A.I.J. Structural Standard of Reinforced Concrete" (1982) recommends that the size of boundary frame must be large; cross sectional area of columns and beams is not less than  $st/2$  and minimum depth or width of column and beam is not less than  $\sqrt{st}/3$  and not less than  $2t$ , where  $s$ : smaller one of clear span,  $t$ : wall thickness. This paper is discussed under the conditions that the sectional area of the frame and reinforcing bar in the wall are constant and the reinforcing methods to resist shearing stresses are changed.

In the previous paper<sup>3)</sup>, the comparison of the experimental results of the two shear walls, in which one of the walls is surrounded with boundary frame of reinforced concrete frame and the other is surrounded with boundary frame of steel reinforced concrete frame, were discussed. In this report, the test results about eight kinds of shear walls and two kinds of open frames are compared and discussed.

\*鹿児島大学大学院建築学専攻

1. 序

有壁ラーメンに水平力が作用しせん断変形が  $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$  rad. に達すると、壁板に斜めひび割れが発生する<sup>1)</sup>。無壁ラーメンおよび有壁ラーメンのはり・柱部分は、この程度の変形が生じても曲げまたは斜めひび割れは生じない。しかし耐震壁に斜めひび割れが発生し、そのひび割れが周辺架構を貫通することにより急激な耐力低下を起こすようでは、構造物のじん性は期待できない。また構造物全体として耐震壁が有効に働くためには、かなりの変形時(例えば「建築基準法施行令第82条の2(1982)」に示されている層間変形角  $1/200$ )まで耐力を維持しなければならない。文献1)および2)によれば、斜めひび割れによって異方性化した壁板の面積膨張を拘束することによって耐震壁のじん性を確保できることが明らかにされている。従ってじん性に富む耐震壁を設計するには

- i) 壁板内の斜めひび割れの拡大を防ぐために、壁筋量を多くする。
- ii) 壁板がスリップ破壊または斜め方向に圧縮破壊を起こすまで水平せん断力の増大に耐え得るほどの強剛な周辺架構とする。

等を挙げることができる。本研究はii)の項目に着目したものである。これに関して日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(1982)では、付帯ラーメン(周辺架構)の断面を大きくすることを推奨しているが、本研究では断面寸法は一定として、せん断補強方法および鋼材量が耐震壁のひび割れ性状および耐力に及ぼす影響を検討しようとするものである。

前報<sup>3)</sup>において耐震壁の周辺架構が鉄筋コンクリート造(RC造)の場合と鉄骨鉄筋コンクリート造(SRC造)の場合の各1体の試験体について詳細な比較検討を行なった。本報では前報の試験体も含めて計8体の耐震壁試験体および2体の純ラーメン試験体(RC造, SRC造)について検討を行う。

2. 実験計画

2.1 試験体

本実験に用いた試験体の形状・寸法を図-1に示す。試験体名を[A]-[B]-[C]で表わし、[A]はRCとSRCの区別を示し、[B]は鉄骨ウェブの形式(Lはラチス, Fはフルウェブ)とウェブ厚(mm)を、[C]は壁板の厚さ(cm)を表わしている。

試験体の周辺架構のはり・柱断面は  $B \times D = 20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$  である。周辺架構の構造形式は大別するとRC造とSRC造であるが、SRC造はフルウェブのもの(SRC-F3, SRC-F5)とラチスのもの(SRC-L3)とからなっており、合計4種類である。更にせん断補強鋼材量はRC, SRC-L3, SRC-F3, SRC-F5の順に多くなっている。壁厚はそれぞれの構造形式について6cmと10cmの2種類である。比較のために純ラーメン試験体RC-0, SRC-F5-0の2体を加えている。耐震壁試験体において、軸方向筋はSD30(D13, D16)、せん断補強筋(フープ, スターラップ, および壁筋)はSR24(6φ)で、壁筋量は等しい。鉄骨は、SRC-F5-□の場合圧延形鋼

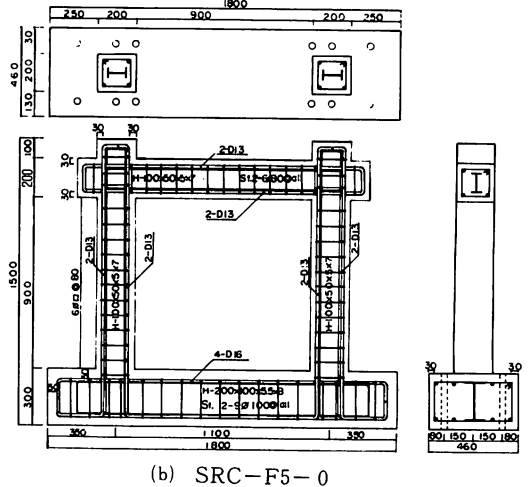
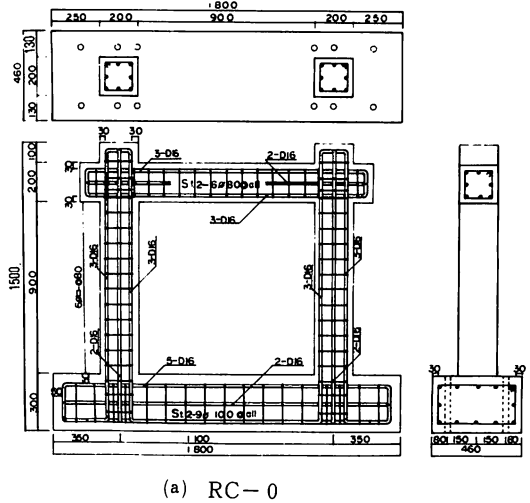


図-1 試験体形状・寸法 (その1)

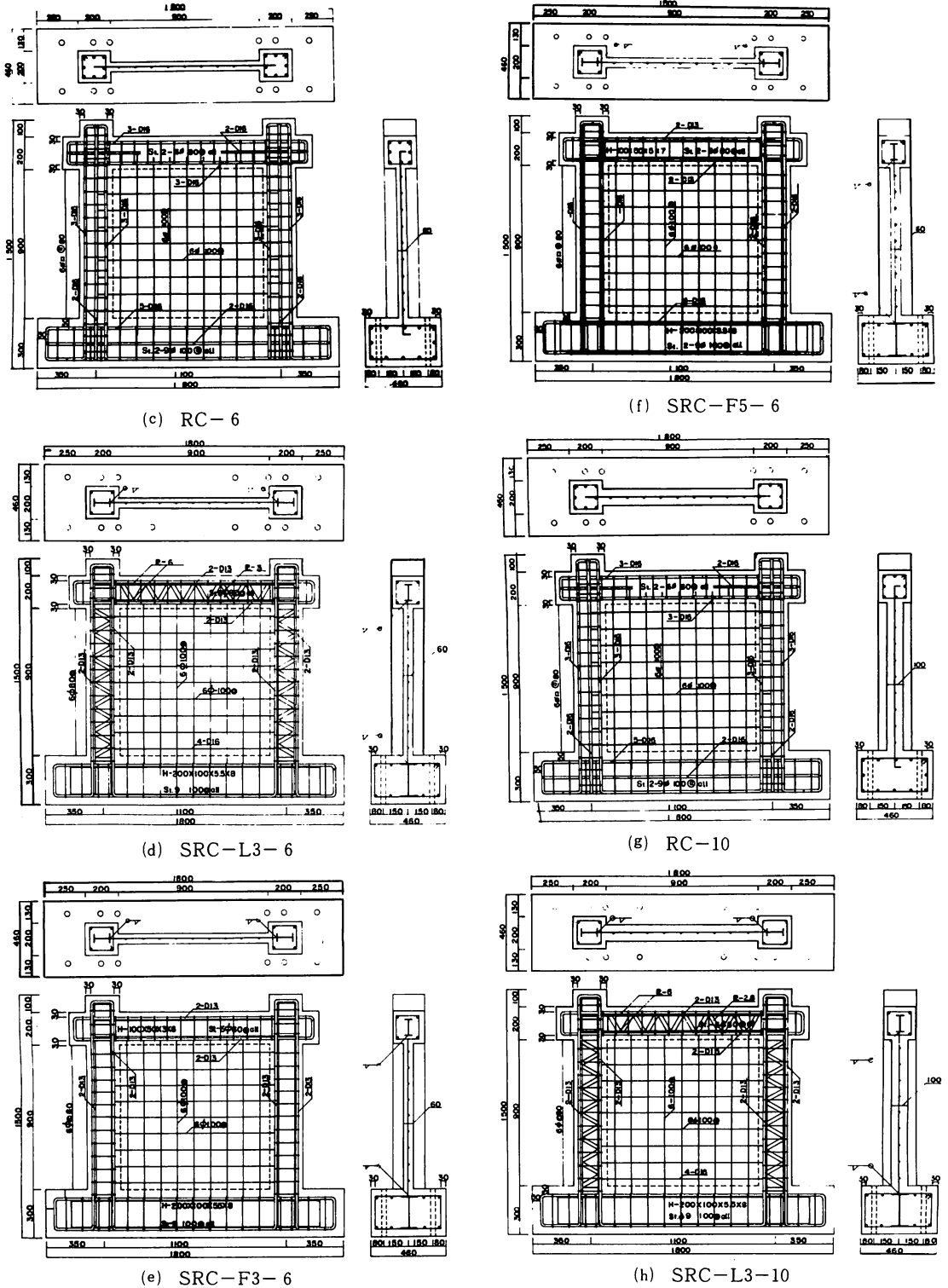


図-1 試験体形状・寸法 (その2)

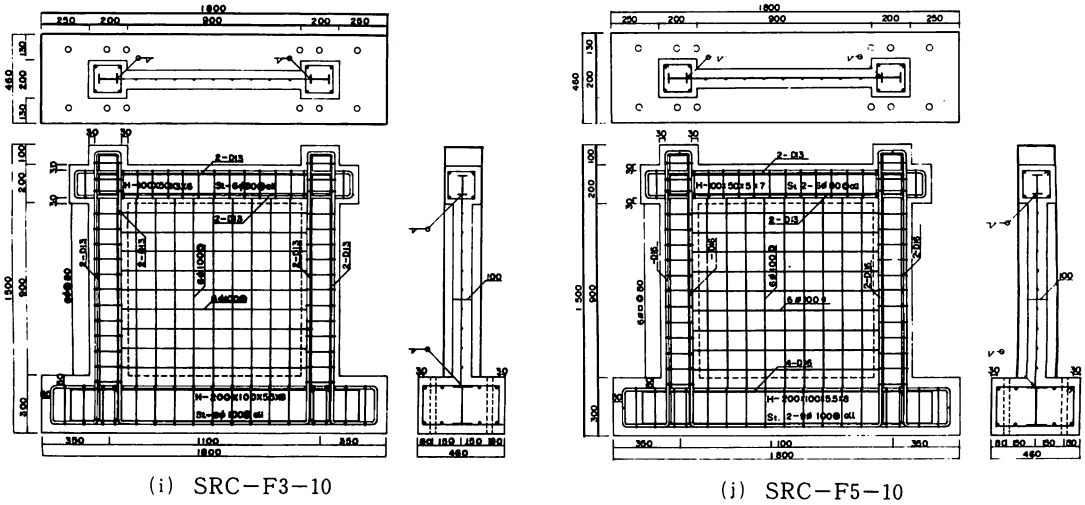


図-1 試験体形状・寸法 単位(mm) (その3)

を, SRC-F3-□ならびに SRC-L3-□の場合溶接組立形鋼を用いている. 試験体製作には木製型枠を使用し, 基礎部分のコンクリート打設後 1~2 週間おいて上部のコンクリートを打ち継いだ.

### 2.2 材料の機械的性質

引張試験により得られた鋼材の機械的性質を表-1 に示す. コンクリートは表-2 に示す割合で練り(60ℓ ミキサー練り), 試験体を製作した. 全試験体

表-1 試験体断面の形状・寸法及び材料の機械的性質

試験体名	Series-0		Series-6				Series-10			
	RC-0	SRC-F5-0	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
柱断面形状 B×D=20×20cm										
主筋(SD30) 主筋比P <sub>g</sub> (%)	8-D16 3.98	4-D13 1.27	8-D16 3.98	4-D13 1.27	4-D13 1.27	4-D13 1.27	8-D16 3.98	4-D13 1.27	4-D13 1.27	4-D13 1.27
帯筋(SR24)	各試験体共通 6φ-◎80						帯筋比P <sub>w</sub> =0.35%			
鉄筋強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏点強度 σ <sub>v</sub> 引張強度 σ <sub>u</sub>		D16 σ <sub>v</sub> =3,910 σ <sub>u</sub> =5,830		D13 σ <sub>v</sub> =3,720 σ <sub>u</sub> =5,290		6φ σ <sub>v</sub> =2,660 σ <sub>u</sub> =3,670			
鉄骨 sp <sub>w</sub> (%) sp <sub>w</sub> :(%) sp <sub>f</sub> (%) フランジ ウェブ		H-100×50×5×7 1.08		H-100×50×3×6 0.36	H-100×50×3×6 0.66	H-100×50×5×7 1.08		H-100×50×3×6 0.36	H-100×50×3×6 0.66	H-100×50×5×7 1.08
フランジ		1.75 σ <sub>y</sub> =3,019 σ <sub>u</sub> =4,586		1.50 σ <sub>y</sub> =2,986 σ <sub>u</sub> =4,487	1.50 σ <sub>y</sub> =2,986 σ <sub>u</sub> =4,487	1.75 σ <sub>y</sub> =3,900 σ <sub>u</sub> =5,400		1.50 σ <sub>y</sub> =2,592 σ <sub>u</sub> =3,857	1.50 σ <sub>y</sub> =2,592 σ <sub>u</sub> =3,857	1.75 σ <sub>y</sub> =3,031 σ <sub>u</sub> =4,606
ウェブ		σ <sub>y</sub> =3,360 σ <sub>u</sub> =4,696		σ <sub>y</sub> =2,686 σ <sub>u</sub> =3,686	σ <sub>y</sub> =2,686 σ <sub>u</sub> =3,686	σ <sub>y</sub> =4,140 σ <sub>u</sub> =5,500		σ <sub>y</sub> =2,363 σ <sub>u</sub> =3,534	σ <sub>y</sub> =2,363 σ <sub>u</sub> =3,534	σ <sub>y</sub> =3,417 σ <sub>u</sub> =4,738
rp <sub>g</sub> +sp <sub>f</sub> (%)	3.98	3.02	3.98	2.77	2.77	3.02	3.98	2.77	2.77	3.02
rp <sub>w</sub> +sp <sub>w</sub> (%)	0.35	1.43	0.35	0.71	1.01	1.43	0.35	0.71	1.01	1.43
壁筋			縦,横 6φ-◎100 壁筋比 r <sub>ps</sub> =0.47(%)				縦,横 6φ-◎100 壁筋比 r <sub>ps</sub> =0.28(%)			
コンクリート割合 F <sub>c</sub> (kg/cm <sup>3</sup> ) F <sub>c</sub> (t <sub>kg</sub> /cm <sup>3</sup> )	47 237 23.4	47 237 23.4	40 214 22.3	71 187 18.9	71 187 18.9	42 215 21.2	67 203 21.8	41 210 22.2	41 210 22.2	67 203 21.8

注) sp<sub>w</sub>(フルウェブのせん断補強鋼材比)=A<sub>w</sub>/(b・D)×100(%) Aw:フルウェブ材の断面積(cm<sup>2</sup>) Ad:ラチス材の断面積(=2.1×0.3=0.63cm<sup>2</sup>)  
 sp<sub>w</sub>(ラチスのせん断補強鋼材比)=A<sub>dsinθ</sub>/(b・x)×100(%) Af:フランジ材の断面積(cm<sup>2</sup>) x:h<sub>w</sub>tanθ+2.5(cm)  
 sp<sub>f</sub>(フランジの鋼材比)=A<sub>f</sub>/(b・D)×100(%) h<sub>w</sub>:鋼材のうちのりせい(cm) θ:斜材と軸とのなす角(=60°)  
 F<sub>c</sub>:コンクリート圧縮強度 F<sub>t</sub>:コンクリート引張強度

表-2 コンクリートの調査表

試験体名	水セメント比 (%)	スランプ値 (cm)	セメント(kg/cm <sup>3</sup> ) (普通ポルトランド)	水 (kg/m <sup>3</sup> )	砂(kg/m <sup>3</sup> ) (海砂)	砕石 (kg/m <sup>3</sup> )	A E 剤 (cc/m <sup>3</sup> )
RC-0	62		341	211	692	1068	136
SRC-F5-0	62		341	211	692	1068	136
RC-6	58		365	212	672	961	146
SRC-L3-6	59		390	229	624	910	192
SRC-F3-6	59	21	390	229	624	910	192
SRC-F5-6	58		365	212	672	961	146
RC-10	62		341	211	692	1068	136
SRC-L3-10	64		330	211	733	955	132
SRC-F3-10	64		330	211	733	955	132
SRC-F5-10	62		341	211	692	1068	136

とも湿潤状態の布で覆い、室内養生を行った。それぞれの試験体の養生日数及び試験体とはほぼ同一条件下で養生を行ったシリンダーの圧縮及び引張（割裂）強度を表-1 の下段に示す。

### 2.3 加力方法

加力装置を図-2 に実験風景を写真-1 に示す。試験体の基礎部分は PC 鋼棒によって反力フレームに固定し、試験体上部に一定荷重（柱 1 本につき 20 ton $\approx$ 0.233 $\sim$ 0.267 $\times$ B $\times$ D $\times$ F<sub>c</sub>、F<sub>c</sub>：コンクリート

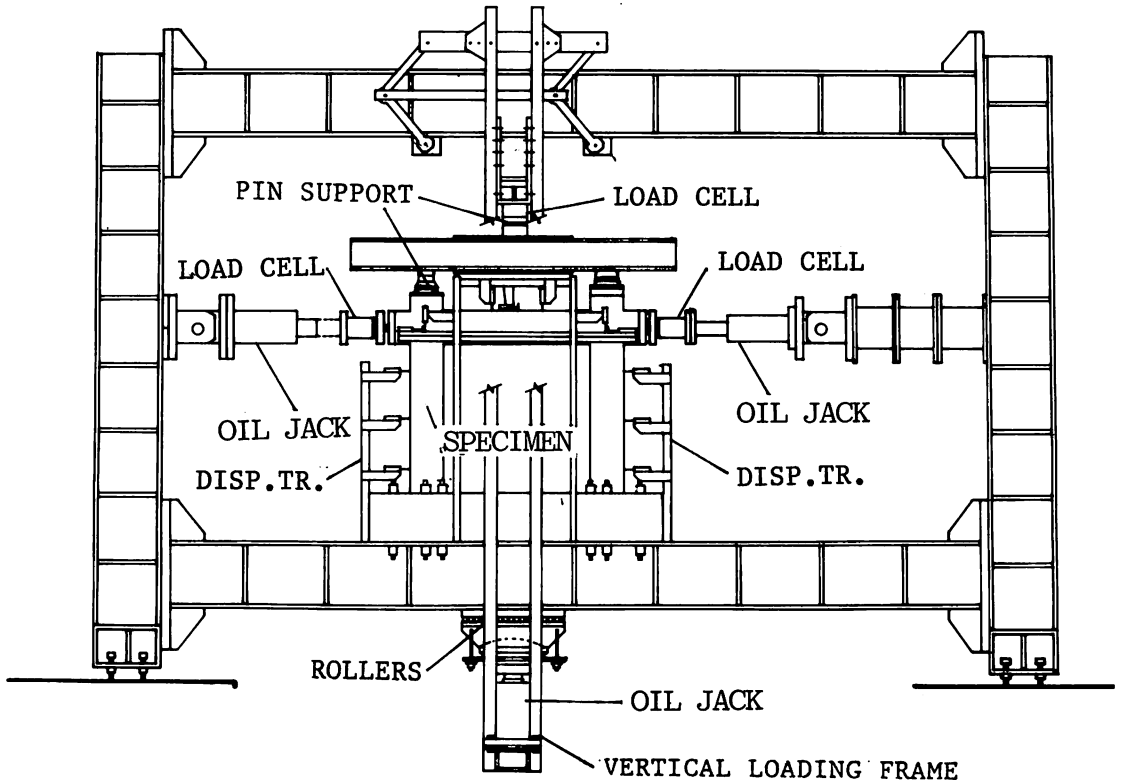


図-2 加力装置及び測定装置

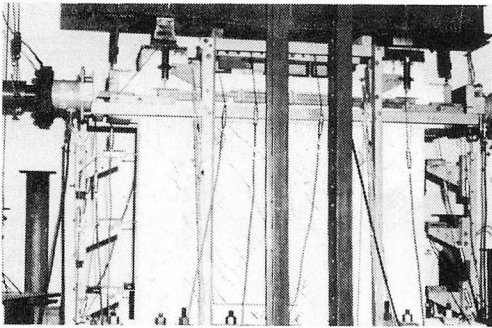
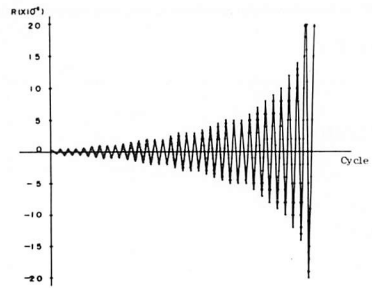
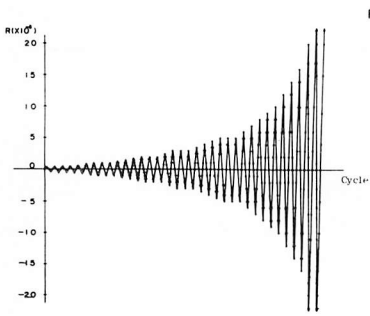


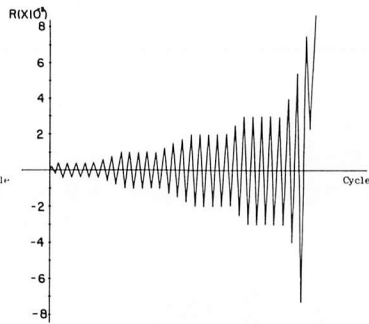
写真-1. 実験風景



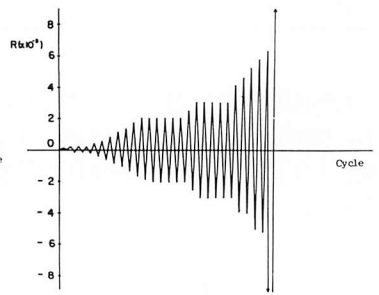
(a) RC-0



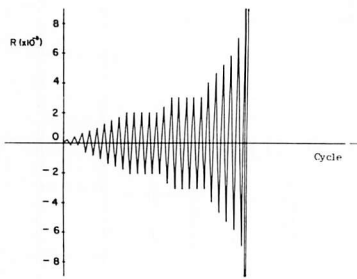
(b) SRC-F5-0



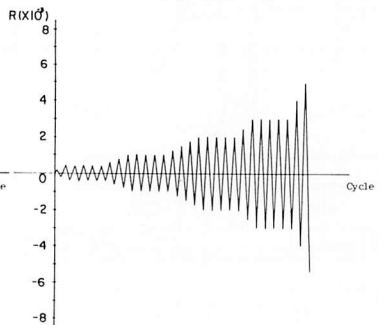
(c) RC-6



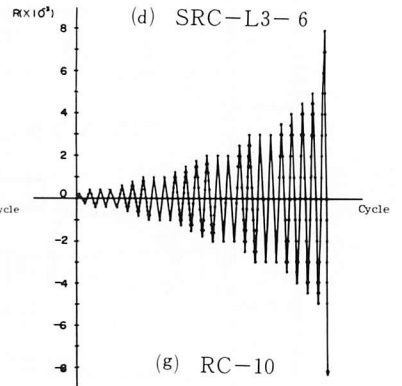
(d) SRC-L3-6



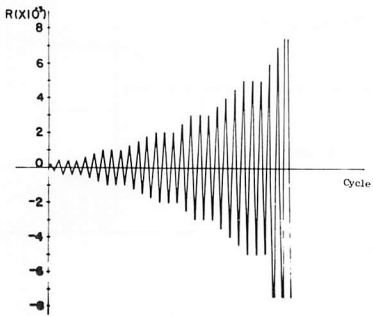
(e) SRC-F3-6



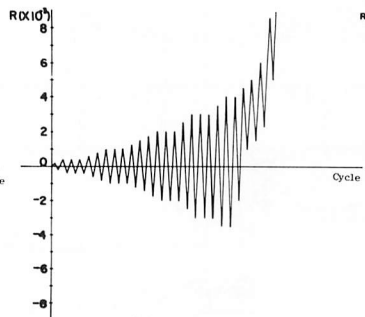
(f) SRC-F5-6



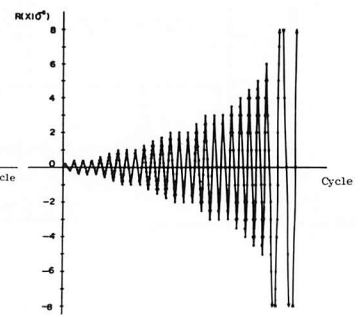
(g) RC-10



(h) SRC-L3-10



(i) SRC-F3-10



(j) SRC-F5-10

図-3 加力プログラム

圧縮強度)と繰り返し水平荷重を加えた。試験体への水平加力方法ははり端部をオイルジャッキにより交互に押す繰り返し加力である。加力プログラムは試験体により異なりその全プログラムを図-3に示す。

## 2.4 測定方法

測定装置の概要は写真-1および図-2に示されている。水平荷重の検出は、オイルジャッキ先端に取り付けられたロードセルを用いて行った。周辺架構の変位検出は撓動型変位計17個を用いて行った。変位計は図-2に示すように基礎ばりにボルトで固定された変位測定用フレームに取り付けられている。また柱頭・柱脚部の主筋・鉄骨、はり両材端部と中央部の主筋・鉄骨、および壁板の四隅と中央部の縦・横筋にストレインゲージを貼付し、それぞれの位置でのひずみの測定を行った。但し本報ではひずみ測定結果は取り扱っていない。

## 3. 実験結果およびその検討

### 3.1 ひび割れ性状

試験体のひび割れは、スケッチ、写真撮影により記録した。全試験体の初ひび割れ時、最大耐力時、崩壊後のひび割れ状況を図-4(a)~(j)に示す。コンクリートおよび柱・はり鉄筋を除去した鉄骨部を図-4の最下部に示す。

各試験体の破壊に至るまでの特徴を以下に記す。

〈RC-6〉 壁板は、壁板上部の水平ひび割れが壁板全長に渡り発生し、破壊した(せん断スリップ破壊)。周辺架構は、柱頭の斜めひび割れが伸展して破壊に至った(せん断破壊)。

〈SRC-L3-6〉 壁板は、斜めひび割れが数多く発生し、中央に近いところでスリップ破壊した(スリップ破壊)。周辺架構は、壁板の斜めひび割れが柱頭部へと伸展し、柱がせん断破壊した。

〈SRC-F3-6〉 壁板の全面に多くの斜めひび割れが発生し、はりと壁の境界にスリップ破壊が生じている(せん断スリップ破壊)。また、斜めひび割れと水平線とのなす角度は、他の試験体では約45°であるのに対し本試験体では約60°でやや大きい。周辺架構の柱脚部は圧壊し、曲げ破壊している。

〈SRC-F5-6〉 壁板は、斜めひび割れが数多く発生し、最終的には圧壊した(せん断破壊)。その後の周辺架構の変形に対応できず、周辺架構と分離し、

壁板のコンクリートが剥落した。周辺架構は、はり両端と両柱脚の計4ヶ所で曲げ破壊による圧壊を起こし、塑性ヒンジを形成して破壊した(純ラーメンとしての曲げ破壊)。

〈RC-10〉 壁板は、斜めひび割れが急激に伸展した。また周辺架構は、急激に伸展した壁板の斜めひび割れが、はり・柱に貫通し破壊に至った(せん断破壊)。

〈SRC-L3-10〉 壁板・周辺架構ともに、せん断破壊である。この破壊形式は、RC-10試験体の破壊形式と同じである。しかし、RC-10試験体の壁板は斜めひび割れの幅は著しく広くなり破壊したが、本試験体は壁板上部に水平ひび割れらしきひび割れも生じ、壁板の柱頭近傍での圧壊と中間部のスリップ破壊とがほぼ同時に起こった。

〈SRC-F3-10〉 壁板は、せん断ひび割れが対角線に大きく伸展し、柱頭近傍でコンクリートが圧壊し、周辺架構は柱頭でせん断破壊した。

〈SRC-F5-10〉 壁板は、壁板上部でスリップ破壊し、周辺架構は、柱頭の斜めひび割れが伸展して破壊に至った(せん断破壊)。

以上のことから、次のようにまとめることができる。

1. 周辺架構がRC造の場合、周辺架構の断面に関する推奨条件を満たしていれば(壁厚6cmの試験体は満たし、壁厚10cmの試験体は満たしていない)、ぜい性的な破壊を避けることができる(RC-6とRC-10との比較)。
2. 周辺架構がSRC造の場合、推奨条件を満たしていれば、ぜい性的な破壊はしない(SRC-F5-6, SRC-F3-6, SRC-L3-6)。また、周辺架構がある程度強剛であれば、壁板と周辺架構が分離し、周辺架構は柱またははりの材端部に塑性ヒンジが形成され、曲げ破壊することがある(SRC-F5-6, SRC-F3-6)。
3. 推奨条件を満たさない場合、周辺架構がRC造のとき、最大耐力以後急激に耐力低下を起こすことがある(RC-10)。SRC造のときでも、SRC-F3-10, SRC-L3-10のように、壁板に比し周辺架構が弱い場合、急激な耐力低下は生じないが、壁板のひび割れが柱を貫通し部材がせん断破壊を起こす。推奨条件を満たしていなくても、SRC-F5-10の場合のように周辺架構が強剛であれば、柱に斜めひび割れが生じてもじん性に富む耐震壁となる。

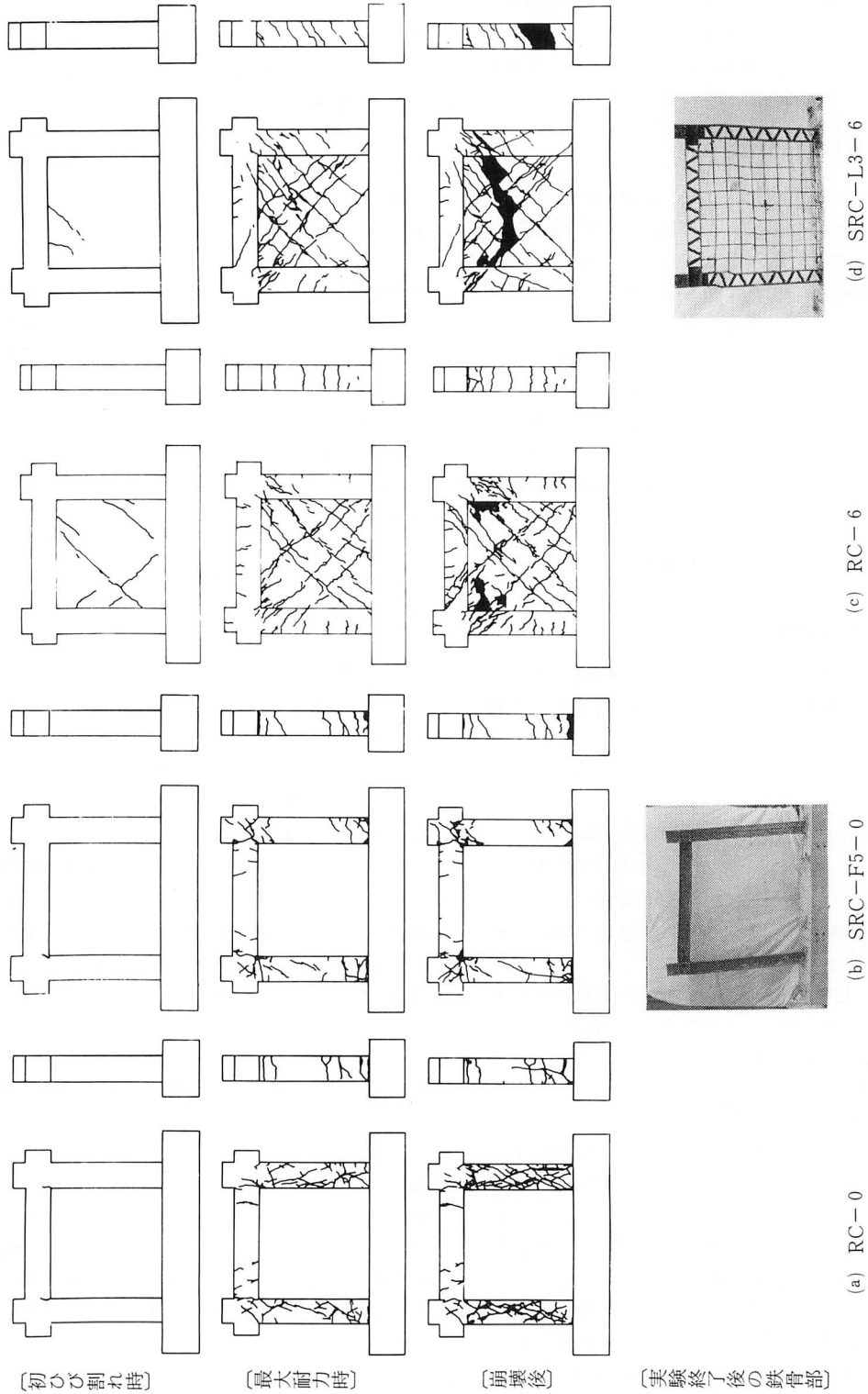


図-4 ひび割れ性状, および実験終了後の鉄骨部 (その1)



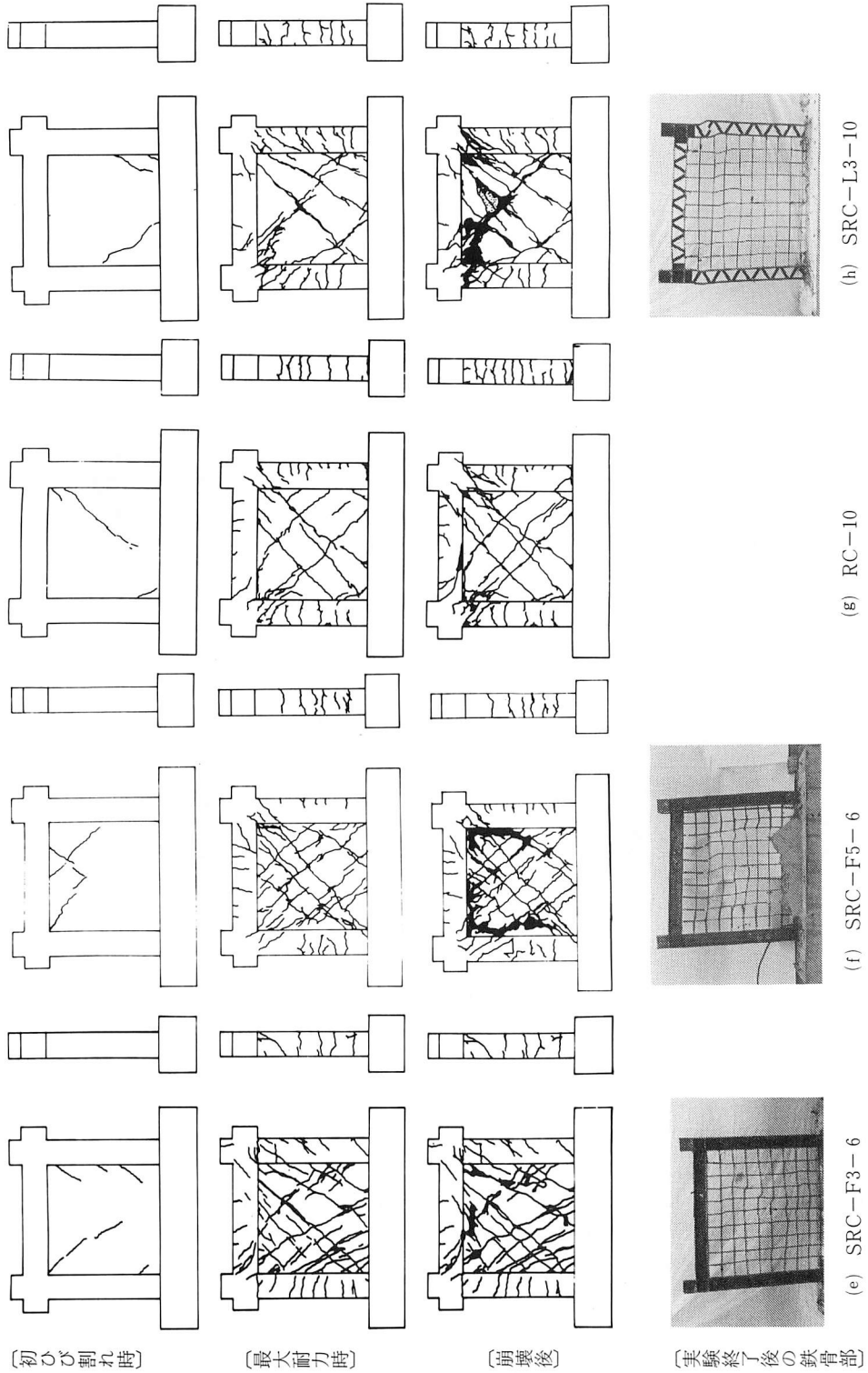


図-4 ひび割れ状況, 及び実験終了後の鉄骨部 (その2)

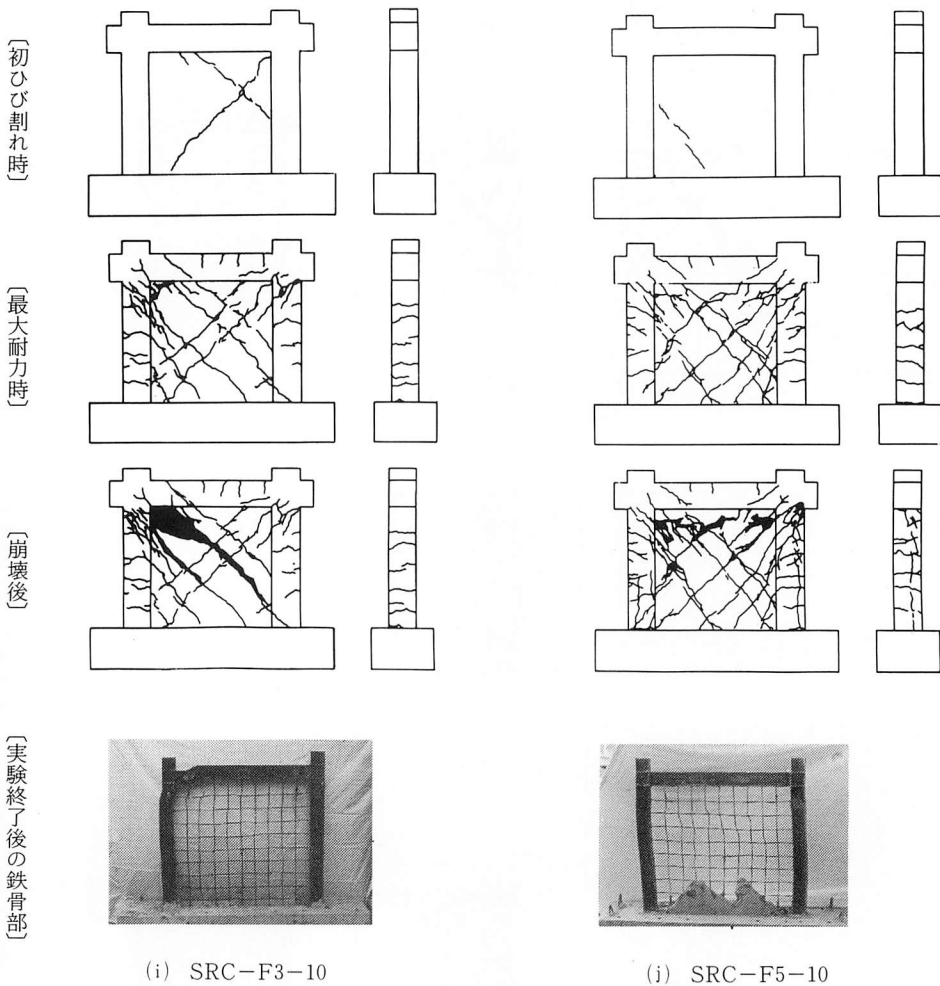


図-4 ひび割れ性状, および実験終了後の鉄骨部 (その3)

### 3.2 水平荷重-変形曲線

本節では水平荷重-変形曲線について検討を行う。本実験における各試験体の荷重-変形曲線および実験終了後の様子を図-5(a)-(j)に示す。各図の縦軸は水平荷重  $P$  を実験最大荷重  $P_{max}$  で割った値  $P/P_{max}$  で、横軸ははり材軸線上の水平変位を柱脚よりはり材軸線までの高さで割った柱の部材角  $R$  (rad.) である。また、各試験体の荷重-変形関係の包絡線、初ひび割れ発生時の荷重と部材角、および最大耐力時の部材角を、それぞれ図-6、表-3 および表-4 に示す。図-6中の一点鎖線部は静的測定不可能領域である。

各耐震壁試験体共に部材角  $R_{cr}=0.2\sim0.4\times 10^{-3}$  rad. で初ひび割れが入っているが、初ひび割れ時の荷重  $P_{cr}$  は壁厚 6 cm の試験体で  $P_{cr}=5\sim 14.5$  ton、壁厚 10 cm の試験体で  $P_{cr}=8\sim 27.7$  ton である。また、 $R\leq 0.4\times 10^{-3}$  rad. までは荷重-変形関係は直線で弾性挙動とみなすことができる。純ラーメンの場合は、両試験体共に  $R_{cr}=0.8\sim 1.0\times 10^{-3}$  rad. で初ひび割れが入り、その時の荷重は  $P_{cr}\approx 4$  ton である。最大耐力時までには、各試験体共に剛性を徐々に低下させながら耐力及び変形を増してゆく。壁厚及び周辺架構の違いによる耐力の差はあるが、荷重-変形関係においては定性的な差異は見られない。

RC-10 を除く各試験体共に最大耐力近傍の荷重 ( $P_{max} \rightarrow 0.97P_{max}$ ) をある程度維持しており、特に SRC-F3-6, SRC-F5-10 の場合は  $3.0 \times 10^{-3}$  rad. に達している。しかし、RC-6 は最大耐力の近傍の荷重をやや維持した後、急激に耐力を低下させじん性は乏しいと言える。また、RC-10 は最大耐力に達すると直ちに崩壊している。RC-6, RC-10 は周辺架構は同じであるが壁厚に対する割合で論ずると、RC-10 の方が周辺架構の拘束効果が小さく、鋼材量が少ないため、ぜい性的なせん断破壊を起こしたものと思われる。

全 SRC 耐震壁試験体は、 $R=0.7 \sim 0.8 \times 10^{-3}$  rad. 付近まである程度耐力を保ち、それ以後周辺架構は、せん断あるいは曲げ破壊に至っている。

以上のことより、斜めひび割れの発生によって生ずる壁板の急激な耐力減少をある程度補い得る周辺架構が設けられていないと、最大耐力以後耐震壁は急激な耐力低下を起こすことになる。建築物は一般には、耐

震壁と純ラーメンが混在し、両者の耐力和で耐震安全性の検討がなされているが、周辺架構がぜい弱な場合には、耐力の加算ができないことになる。

### 3.3 周辺架構の破壊形式と拘束効果

耐震壁の最大水平耐力が、周辺架構の耐力と壁板の耐力との累加により求まるものとすれば、最大水平耐力時の壁板の負担水平力  $Q_w$  は、実験最大耐力 ( $P_{max}$ ) - 周辺架構の終局耐力 ( $Q_f$ ) で求まる。ここでは、周辺架構は壁板から切りはなされているものとし、その終局耐力  $Q_f$  を、周辺架構の部材端に塑性ヒンジが形成されて崩壊する場合と、せん断で崩壊する場合について求め、それぞれの場合について  $Q_w (= P_{max} - Q_f)$  を求める。これより得られる  $Q_w / (t \cdot \ell')$  ( $t$ : 壁厚,  $\ell'$ : 壁板のうちのり長さ) の値が、壁厚ならびに周辺架構の構造形式によってどのように変化するかを論ずる。

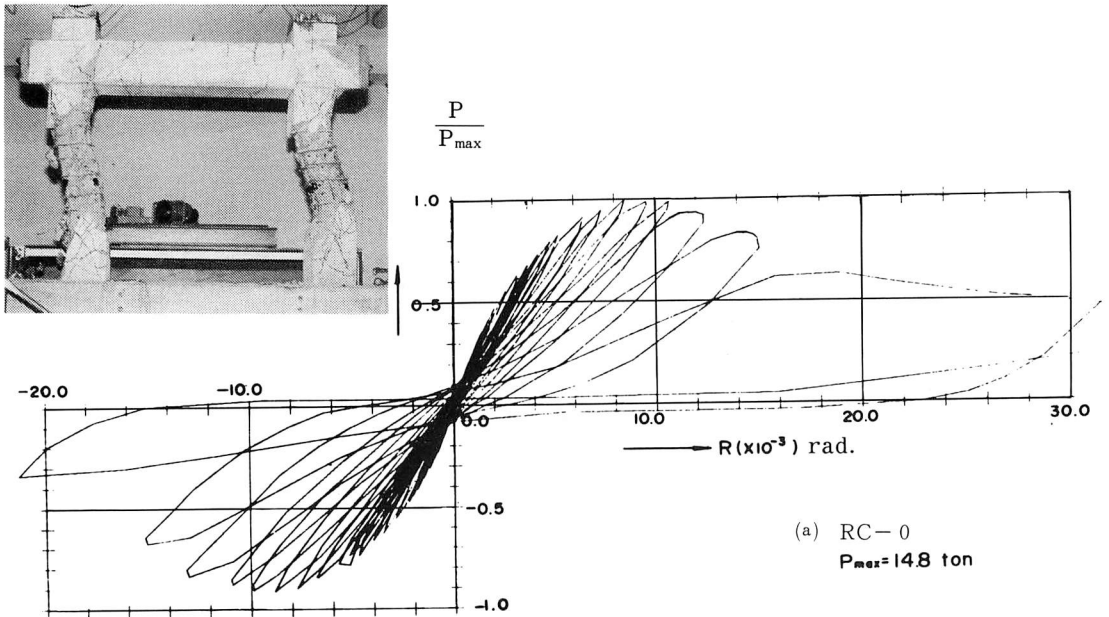


図-5 水平荷重-変形曲線、および実験終了後の試験体(その1)

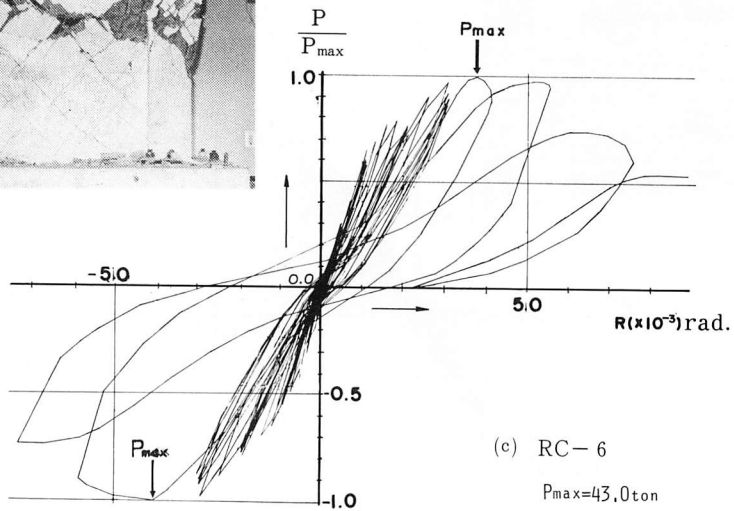
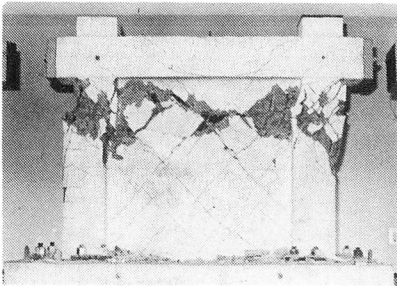
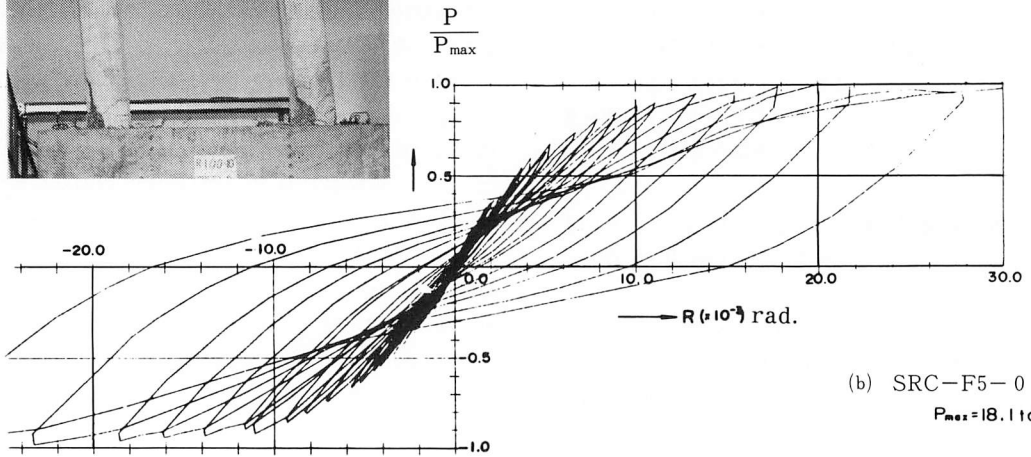
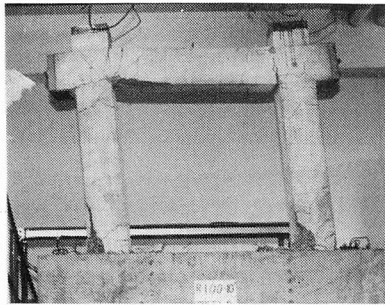


図-5 水平荷重-変形曲線, および実験終了後の試験体 (その2)

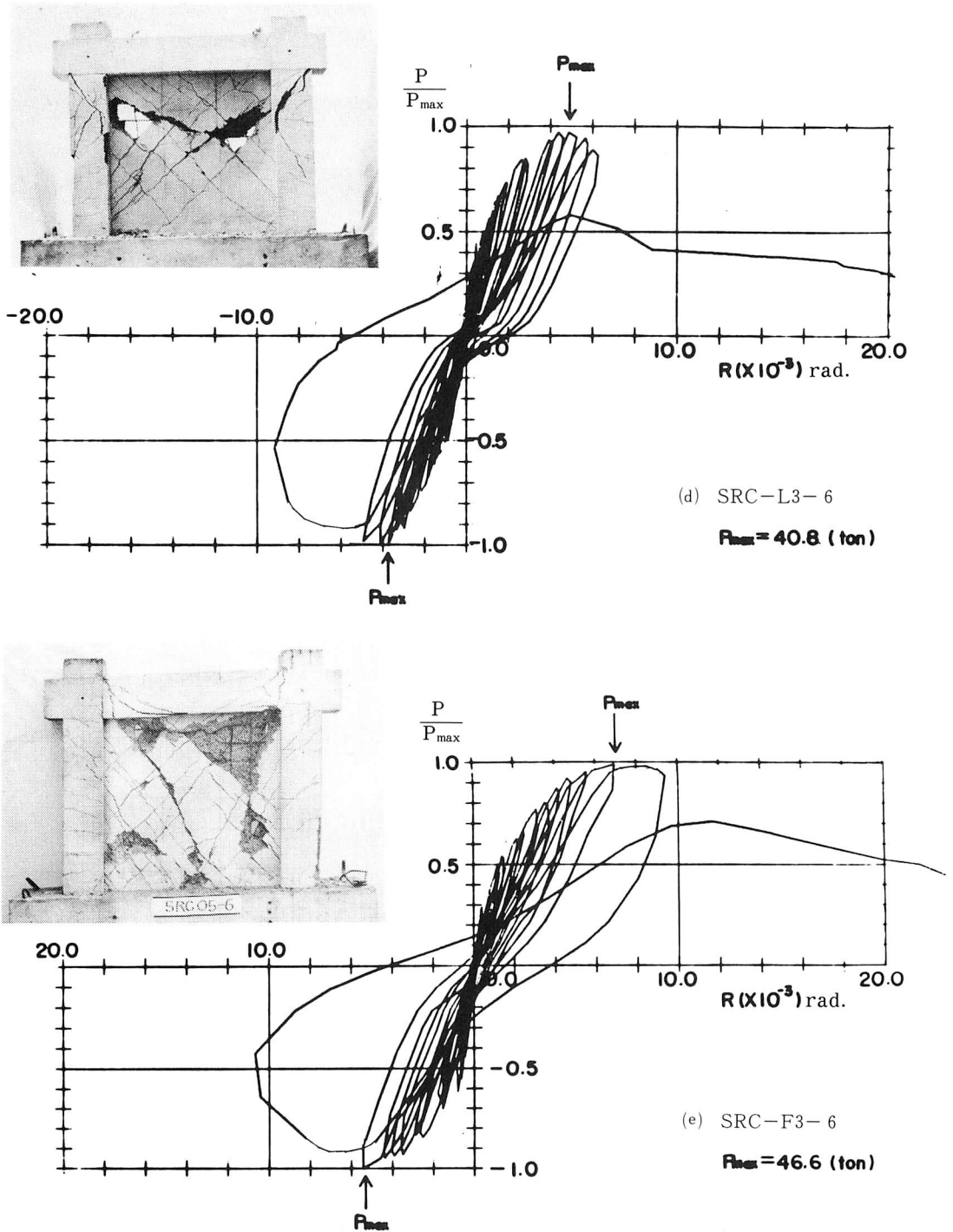


図-5 水平荷重-変形曲線, および実験終了後の試験体 (その3)

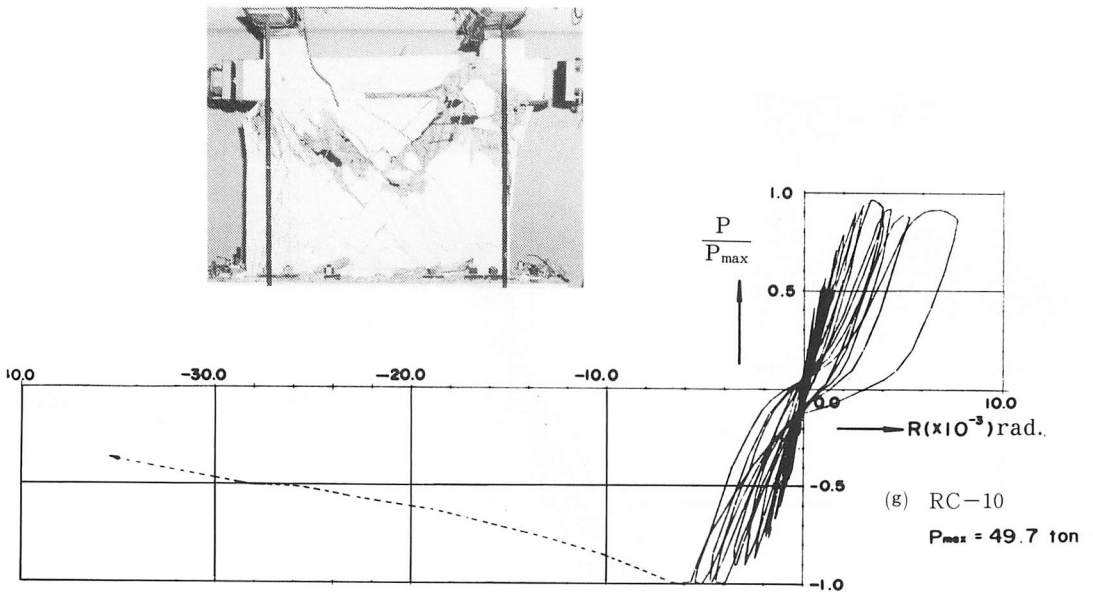
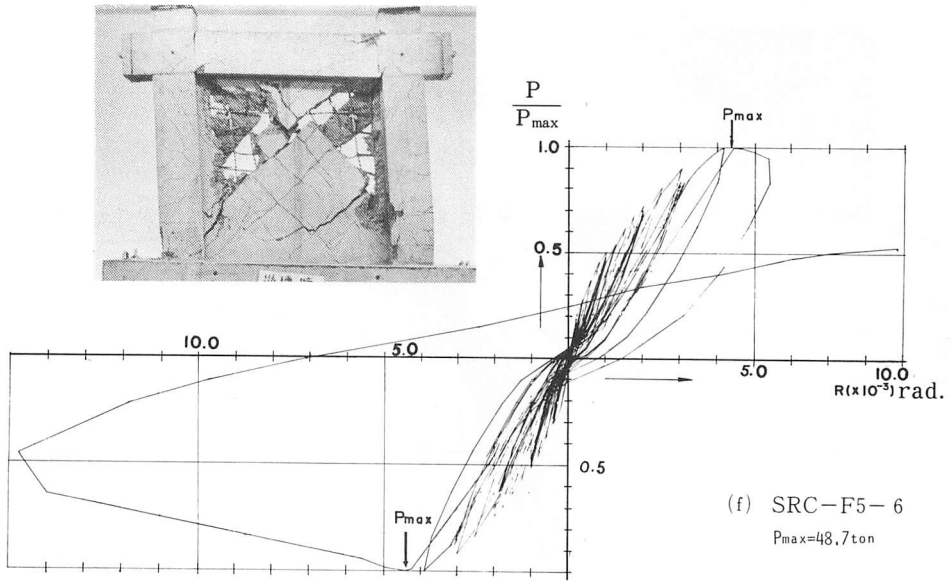


図-5 水平荷重-変形曲線, および実験終了後の試験体(その4)

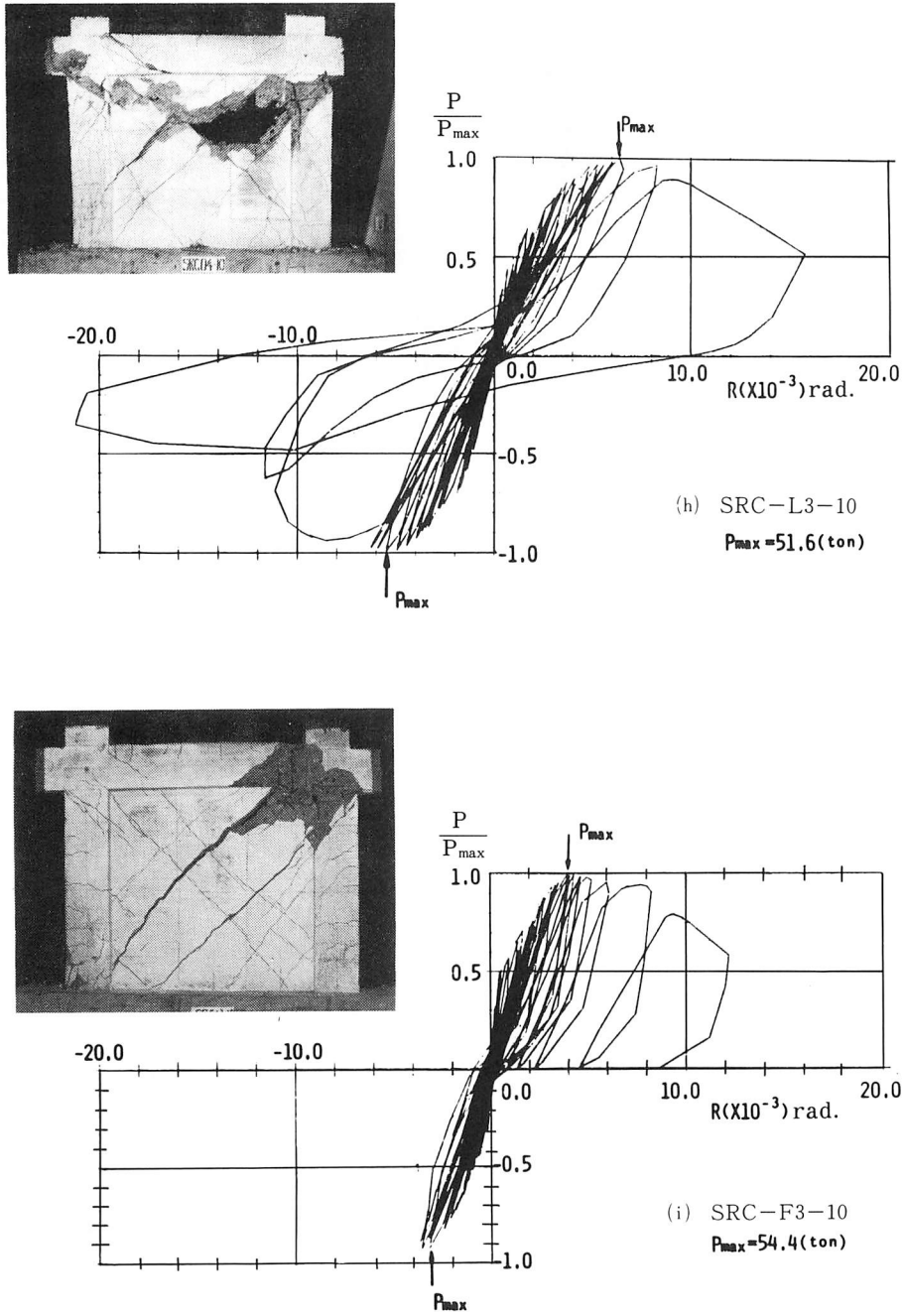


図-5 水平荷重-変形曲線, および実験終了後の試験体 (その5)

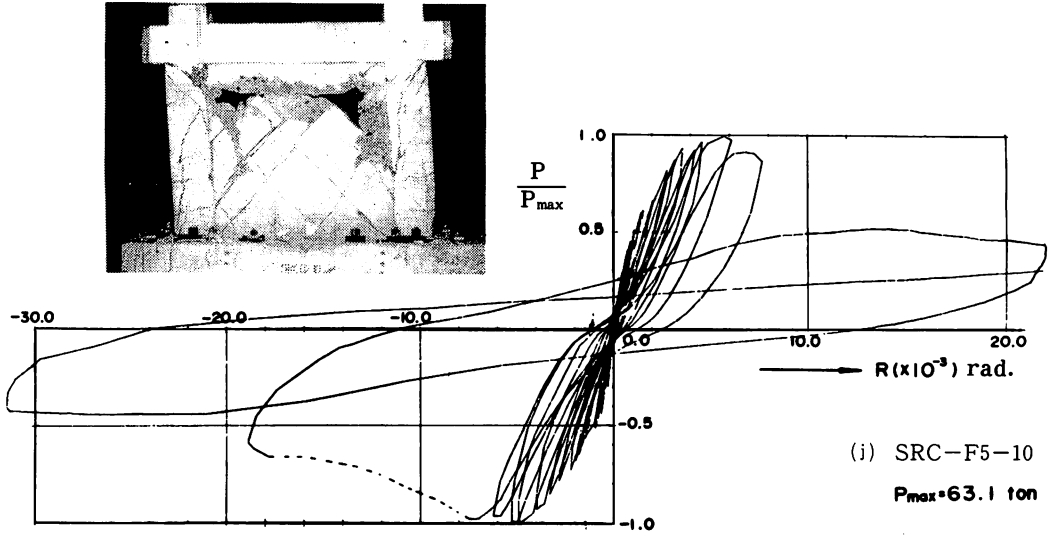


図-5 水平荷重-変形曲線, および実験終了後の試験体 (その6)

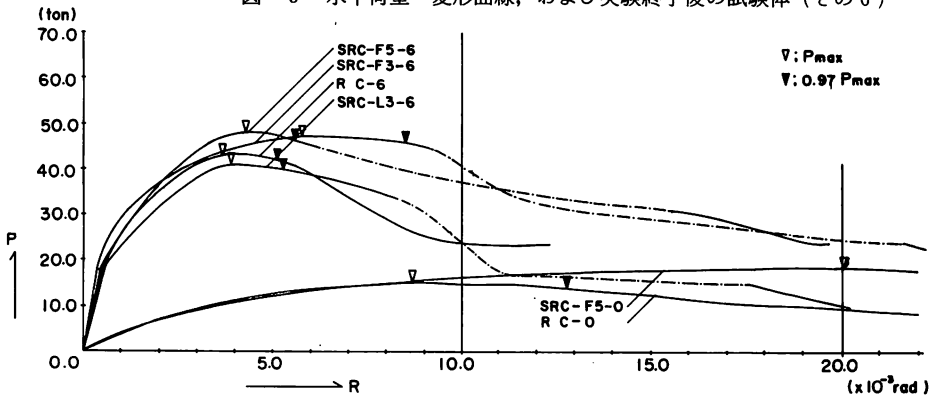


図-6(a) 荷重-変形曲線の包絡線 (壁厚6cmの場合)

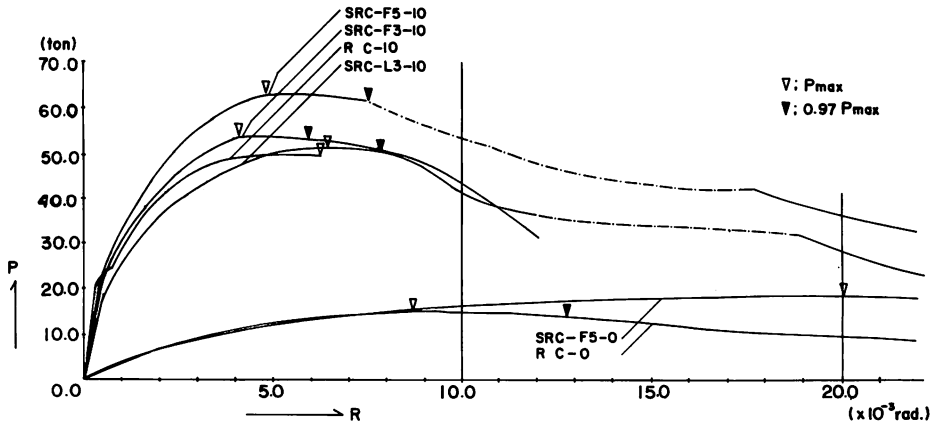


図-6(b) 荷重-変形曲線の包絡線 (壁厚10cmの場合)



表-3 初ひび割れ発生時の荷重及び部材角

試験体名	RC-0	SRC-F5-0	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
正 P <sub>cr</sub> (ton)	±3.8	±3.6	±8	14.5	5.0	±10	24.5	8.0	27.7	18.1
側 R <sub>cr</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad.)				0.60	0.24		0.57	0.26	0.40	0.29
負 P <sub>cr</sub> (ton)	±1.0	±0.8	±0.2~0.3	12.6	7.0	±0.2~0.3	21.3	10.0	24.6	19.5
側 P <sub>cr</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad.)				0.40	0.40		0.34	0.31	0.32	0.28
τ <sub>cr</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )			12.12	19.10	7.58	15.15	19.36	7.27	22.36	16.45

注) τ<sub>cr</sub> = P<sub>cr</sub>/tℓ    t : 壁厚(cm)    ℓ : 柱中心間距離(110cm)    P<sub>cr</sub> : 初ひび割れ発生時の荷重    R<sub>cr</sub> : 初ひび割れ発生時の水平部材角

表-4 最大荷重時の部材角

試験体名	RC-0	SRC-F5-0	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
正 P <sub>max</sub> (ton)	14.8	18.1	41.8	39.6	46.1	48.3	49.6	51.6	54.4	62.7
側 R <sub>u</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad.)	9.56	20.01	3.70	4.85	6.95	4.30	5.13	6.30	4.00	5.71
負 P <sub>max</sub> (ton)	13.7	17.8	43.0	40.8	46.6	48.7	49.7	50.0		63.1
側 R <sub>u</sub> (×10 <sup>-3</sup> rad.)	8.83	23.32	3.70	3.76	5.40	4.30	6.16	5.50		4.82

注) P<sub>max</sub> : 実験最大荷重    R<sub>u</sub> : 実験最大荷重時の水平部材角

3.3.1 周辺架構の終局耐力と破壊形式との関係

i) 周辺架構の部材端に塑性ヒンジが形成されて崩壊する場合(図-7参照)

鉄筋コンクリート部材に形成される塑性ヒンジの抵抗モーメントは、下記の終局曲げ強度式を用いる。

はり  ${}_{rc}M_u^0 = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d^{11}$  .....(1)

柱  ${}_{rc}M_u^0 = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot |1 - N / (b \cdot D \cdot F_c)|^{11}$  .....(2)

- ここに、  $a_t$  : 引張鉄筋の断面積
- $\sigma_y$  : 鋼材の降伏応力度
- $d$  : はりの有効せい
- $D$  : 柱のせい
- $N$  : はりせん断力による変動を無視した軸力
- $b$  : 柱の幅

$F_c$  : コンクリート圧縮強度

鉄骨鉄筋コンクリート部材に形成される塑性ヒンジの抵抗モーメントは下記の累加強さ式<sup>4)</sup>を用いる。

はり  ${}_{src}M_u^0 = {}_sM_u + {}_{rc}M_u^0$  .....(3)

柱  ${}_{src}M_u^0 = {}_sM_u + {}_{rc}M_u^0$  .....(4)

ここに、 ${}_sM_u = Z_p \times \sigma_y$ 、 $Z_p$  : 鉄骨の塑性断面係数  
部材端に塑性ヒンジが形成されるとすると、 $\ell = 110$  cm、 $\ell' = 90$  cm (図-7参照)であるから、周辺架構の終局耐力  $Q_f$  は次式で求められる。

RC造の場合:  $Q_f = \frac{2}{100} \left( \frac{11}{9} {}_{rc}M_u^0 + {}_{rc}M_u^0 \right)$  .....(5)

SRC造の場合:  $Q_f = \frac{2}{100} \left( \frac{11}{9} {}_{src}M_u^0 + {}_{src}M_u^0 \right)$  .....(6)

ii) 周辺架構がせん断破壊する場合

周辺架構の水平耐力  $Q_f$  の算定にあたっては、大野・荒川両博士の提案による終局強度式<sup>5),6)</sup>等があるが、せん断スパン比など、不明な点を多く含むので次のせん断耐力式<sup>4)</sup>を用いた。

$Q_f = 2({}_{rc}Q_c + {}_sQ_c)$  .....(7)

${}_{rc}Q_c$  : 柱1本あたりの、RC部分のせん断耐力で、次式のうち小さい方

${}_{rc}Q_c = b \cdot r_j (1.5 f_s + 0.5 \sigma_y \cdot r p_w)$  ... (8-a)

${}_{rc}Q_c = b \cdot r_j \left( 2 \cdot \frac{b'}{b} \cdot f_s + \sigma_y \cdot r p_w \right)$  ... (8-b)

ただし、周辺架構がRC造の場合は(8-a)式を用いる。

${}_sQ_c$  : 柱1本あたりの、鉄骨部分のせん断耐力

${}_sQ_c = t_w \cdot h_w \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$  (フルウェブの場合)

.....(9)

${}_sQ_c = F_a \cdot \sin \theta$  (ラチスの場合) .....(10)

ここに、 $f_s = F_c / 30 \times 1.5$

$b'$  : 鉄骨フランジ位置でのコンクリートの有効幅

$h_w$  : ウェブのせい

$r_j$  : 鉄筋コンクリート部分の曲げによる引張と圧縮側の応力中心間距離

$p_w$  : せん断補強筋比

$t_w$  : 充腹形鉄骨のウェブ厚さ

$F_a$  : ラチス材の降伏軸力

$\theta$  : 斜材と柱材軸とのなす角

$P_{max}$ 、上記の算定式から求めた  $Q_f$ 、及び ( $Q_w = P_{max} - Q_f$ ) から求めた  $Q_w$  を表-5に示す。太線で囲んだものが実験で観察された破壊性状(周辺架構が曲げ破壊かせん断破壊かの別)に対応するものである。同表よりわかるように、壁厚が6cmの試験体(RC規準・18条の『付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件』を満たすもの)は、 $Q_f$ の算定耐力の大小より判定される破壊形式と実験結果とは、ほぼ対応している。付帯ラーメンの推奨条件を満たしていれば周辺架構の破壊形式を、本方法により予想できると推論できる。しかし、壁厚が10cmの試験体については、必ずしも一致しない。また上記の方法で求めた  $Q_w$  の平均値は、壁厚比 ( $t/b$ ) が0.3の試験体で約30 ton、0.5の試験体で約36 tonである。このことから、壁厚を厚くしても、壁厚に比例する耐力増加は期待できないと言える。

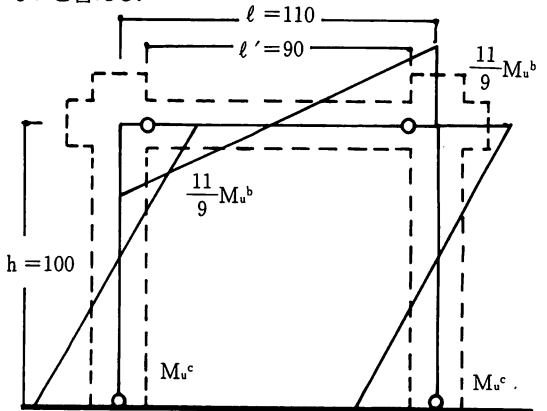


図-7 本報の試験体における塑性ヒンジの位置と曲げモーメント分布の仮定

表-5 周辺架構の破壊形式と壁板および架構の耐力

試験体名	RC-0	SRC-F5-0	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
実験最大耐力	14.8	18.1	43.0	40.8	46.6	48.7	49.7	51.6	54.4	63.1
フレームの破壊形式(実験)	せん断	曲げ	せん断	せん断	曲げ	曲げ	せん断	せん断	せん断	せん断
周辺架構の部材端に塑性ヒンジが形成されて崩壊する場合	架構の耐力	15.5	19.3	13.2	13.8	17.0	19.0	12.7	13.5	15.4
周辺架構柱がせん断破壊する場合	壁板の耐力	---	23.7	27.6	32.8	31.7	30.7	38.9	40.9	47.7
フレームの破壊形式に基づくk	---	---	0.208	0.197	0.258	0.215	0.171	0.161	0.152	0.153

$$M_{wuz} = \alpha_t \cdot \sigma_y \cdot \ell_w + 0.5 \alpha_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \ell_w + 0.5N \cdot \ell_w \quad (15)$$

3.3.2 周辺架構の拘束効果

現行の基準<sup>1)</sup>(18条耐震壁)では、壁板のコンクリート負担せん断力 ( $cQ_w$ ) を無視し、壁筋が負担できる許容せん断力 ( $rQ_w$ ) で壁板の許容せん断力  $Q_w$  を与えているが、これは安全側の規定であり、ここではコンクリートの負担せん断力を考慮して  $Q_w$  を次の累加式で求める。

$$Q_w = rQ_w + cQ_w \quad (11)$$

$$\text{ここに、} rQ_w = p_s \cdot t \cdot \ell' \cdot \sigma_y \quad (12)$$

$$cQ_w = k \cdot t \cdot \ell' \cdot F_c \quad (13)$$

$t, \ell', p_s$  : それぞれ壁厚、壁板の水平うちのり長さ、及び壁板の直行する各方向のせん断補強筋比

$\sigma_y$  : 壁筋の降伏応力度

$k$  : 係数

$Q_w$  を実験結果と対応する値 (表-5 中の太線で囲んだ部分) とした場合の  $k$  の値を表-5 の最末行に示す。同表からわかるように、 $k$  の値は  $t/b=0.3$  の試験体の方が  $t/b=0.5$  の試験体よりも大きくなっている。 $k$  は拘束効果を表わす係数であるといえよう。

3.4 既往の終局強度式に基づく算定耐力と実験最大耐力との比較

耐震壁の終局耐力に関して種々の実験式或いは理論式が提案されているが、ここでは以下に示す耐力式による算定耐力と実験最大耐力との比較を行う。

a) 終局曲げ強度式

耐震壁を I 型断面とみなし、下記の(14)~(16)式を用いて耐震壁が全体曲げ崩壊するときの終局曲げ耐力を求める。

周辺架構が RC 造の場合

$$M_{wu1} = 0.9 \cdot \alpha_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot \alpha_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (14)$$

ここに、 $\alpha_t$  : 引張側柱の主筋全断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 引張側柱の主筋の降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\alpha_w$  : 壁の鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{wy}$  : 壁の縦筋の降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$D$  : 柱せいと壁うちのり長さの和 (cm)

$B_c$  : 壁の圧縮側外縁の幅で、柱がある時はその幅 (cm)

$\ell_w$  : I 型断面壁の場合の両側柱中心間距離で長方形断面の場合は  $0.9D$  とする (cm)

$N$  : 耐震壁の軸方向力 (kg)

周辺架構が SRC 造の場合

$$M_u = \min (M_{u1}, M_{u2}) \quad (16)$$

$$\text{ここに、} M_{u1} = (sA_o \cdot s\sigma_y + rA_o \cdot r\sigma_y) \ell + N_1 \cdot \ell \quad (17)$$

$$M_{u2} = (sA_o \cdot s\sigma_y + rA_o \cdot r\sigma_y + cA_F \cdot F_c) \ell - N_2 \cdot \ell \quad (18)$$

$cA_F$  : 耐震壁に隣接する柱材のコンクリート断面積 (cm<sup>2</sup>)

$sA_o$  : 柱材の鉄骨全断面積 (cm<sup>2</sup>)

$rA_o$  : 柱材の主筋全断面積 (cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : 柱材のコンクリートの終局圧縮応力度で、ここでは  $0.75F_c$  とした

$s\sigma_y$  : 鉄骨引張降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$r\sigma_y$  : 主筋引張降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\ell$  : 側柱の中心間距離 (cm)

$N_1$  : 地震力によって引張側となる側柱材の長期軸方向力 (kg)

$N_2$  : 地震力によって圧縮側となる側柱材の長期軸方向力 (kg)

(14), (15)両式は周辺架構が RC 造の耐震壁を対象とした式であるので、周辺架構が SRC 造の場合の計算においてはフランジ断面積を主筋に置換え、ウェブはせん断にのみ抵抗するものとした。

b) 終局せん断強度式

富井・江崎式 (側柱がせん断破壊の場合)<sup>9)12)</sup>

$$Q_u = \min(Q_{u(WS)}, Q_{u(FS)}) \dots\dots(19)$$

$$Q_{u(WS)} = (2.4\sqrt{F_c} + 3400p_{smin})t\ell \text{ (kg)} \dots\dots(19-a)$$

$$Q_{u(FS)} = Q_{u(CS)} \text{ (側柱がせん断破壊)} \dots\dots(19-b)$$

$$Q_{u(CS)} = \frac{A}{B}t \cdot \ell \text{ (kg)} \dots\dots(19-C)$$

$$A = p_n \cdot \sigma_{yh} \left( \frac{h'}{\ell'} - \frac{\sum D_c}{\ell'} \tan \theta \right) + 8.58 \frac{\sum b_c \cdot D_c}{t \ell'} + \frac{0.374 \sum a_g \cdot \sigma_{yg}}{t \ell'} + 0.262 \left( p_v \cdot \sigma_{yv} + \frac{N}{t \ell'} \right) \dots\dots(20)$$

$$B = 1 + \frac{\sum D_c}{2\ell'} - (1 - 0.262 \tan \theta) \left( 1 + \frac{\sum D_c}{\ell'} - \frac{h'}{\ell'} \cos \theta \right) - 0.262 \frac{h'}{2\ell'} \left( 1 + \frac{\sum D_b}{2h'} \right) \Sigma \Psi \dots\dots(21)$$

ここに、t : 壁厚 (cm)

ℓ, ℓ' : 側柱中心間距離, うちのり間距離 (cm)

h' : 壁板のうちのり高さ (cm)

F<sub>c</sub> : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

N : 耐震壁に作用する鉛直荷重 (kg)

D<sub>b</sub> : 側ばりのせい (cm)

b<sub>c</sub>, D<sub>c</sub> : 側柱の幅, せい (cm)

a<sub>g</sub> : 側柱の主筋全断面積 (cm<sup>2</sup>)

σ<sub>yg</sub> : 側柱の主筋の引張降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

p<sub>n</sub>, σ<sub>yh</sub> : 壁板の横筋比, 横筋の引張降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

p<sub>v</sub>, σ<sub>yv</sub> : 壁板の縦筋比, 縦筋の引張降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

p<sub>smin</sub> : 縦筋比, 横筋比のうち小さい方

Σ : 左右側柱の和を表わす

θ : せん断ひび割れの方向と水平方向の間の角度

Ψ : 実験の加力方法により決まる係数

- i) 部材の破壊端を材軸方向に圧縮し他端をこれと等しい力で材軸方向に引張る場合  
Ψ = 0
- ii) 部材の破壊端を材軸方向に圧縮し他端

には材軸方向に力を加えない場合

$$\Psi = 1$$

- iii) a. 部材の破壊端には材軸方向に力を加えず, 他端を材軸方向に引張る場合  
b. 正加力による部材破壊断面と負加力による部材破壊断面の間に材軸方向の全加力が作用する場合, a, bの場合とも  
Ψ = -1

- iv) 破壊を起こす部材の全長にわたって材軸方向の加力が等分布に作用する場合  
Ψ = -(h' - D<sub>c</sub>tanθ)/h

本実験解析では ΣΨ = 0, θ = 45° とした。

(19-C)式の使用上の注意 (読み替え) 事項 :

$$p_v \cdot \sigma_{yv} > 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合 } p_v \cdot \sigma_{yv} \rightarrow 0.4 p_v \cdot \sigma_{yv} + 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_n \cdot \sigma_{yh} > 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合 } p_n \cdot \sigma_{yh} \rightarrow 0.4 p_n \cdot \sigma_{yh} + 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_g \cdot \sigma_{yg} = \frac{a_g \cdot \sigma_{yg}}{b_c D_c} > 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ の場合}$$

$$a_g \cdot \sigma_{yg} \rightarrow 0.3 a_g \cdot \sigma_{yg} + 56 b_c D_c \text{ (kg)}$$

菅野式<sup>10)</sup>

$$Q_u = B_e \cdot t \cdot F_c \cdot \ell / \sqrt{\ell^2 + h^2} + p_w \cdot \sigma_y \cdot t \cdot h \dots\dots(22)$$

ここに、B<sub>e</sub> : 斜め材 (置換圧縮プレース) の有効幅 (=5.6 t)

t : 壁厚

F<sub>c</sub> : コンクリートの圧縮強度

p<sub>w</sub> : 壁筋比

ℓ : 柱中心間距離

σ<sub>y</sub> : 壁筋の降伏応力度

h : (柱のうちのり高さ) + (はりせいの半分)

山田式<sup>11)</sup>

$$Q_u = F_c \cdot B_e \cdot t \cdot \cos \theta = \frac{2}{3} F_c \cdot \ell \cdot t \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \dots\dots(23)$$

ここに、θ : 壁板の対角線が水平軸となす角  
他は22式の場合と同じ。

広沢式<sup>7)</sup>

$$Q_u = \left\{ \frac{0.0679 p_{te}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{sy} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_e \cdot j \dots\dots(24)$$

ここに、b<sub>e</sub> : 架構付壁板を材丈の等しい等価な矩

形断面におきかえた場合の幅 (cm)

$D$  : 部材の全せい,  $d = D - D_c / 2$  (cm)

$j$  :  $(7/8) \times d$  (cm)

$\sigma_0$  : 全断面積に対する平均軸方向応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 壁筋の降伏応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p_{te}$  :  $100 \times a_{tl} / (b_e d)$  (%)

$a_{tl}$  : 引張側柱筋断面積 (cm<sup>2</sup>)

$p_{se}$  :  $b_e$  を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (小数)

$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (kg/cm<sup>2</sup>)

$M, Q$  : 耐震壁に作用する曲げモーメント (kg · cm), せん断力 (kg)

(19-C), (20)両式使用に際し, 両式とも周辺架構が RC 造耐震壁を対象とした式であるので, 周辺架構が

SRC 造の場合フランジを主筋とみなして計算した後, その値と鉄骨のせん断耐力 [フルウェブについては(9)式, ラチスについては(10式)] を加えた値を耐震壁のせん断耐力とした.

以上の諸式より求めた算定値と実験値との比較を表-6 に示す. 同表より下記のことがわかる.

- 1) 終局曲げ強度式 [(14)~(16)式] に基づく算定値はいずれも実験で観察された破壊形式と異なるので, 実験値と対応していない.
- 2) 富井・江崎式 [(19)式] に基づく算定値は実験値より小さく安全側の値となっている.
- 3) 菅野・山田両式 [(22), (23)式] は, 壁厚 6 cm の場合はよく対応しているが, 壁厚が 10 cm になるとかなり過大評価となる.
- 4) 広沢式 [(24)式] は全試験体にわたりよく対応している.

表-6 実験最大耐力と算定値

試験体名	RC-6	SRC-L3-6	SRC-F3-6	SRC-F5-6	RC-10	SRC-L3-10	SRC-F3-10	SRC-F5-10
実験最大耐力 (t)	43.0	40.8	46.6	48.7	49.7	51.6	54.4	63.1
架構の破壊形式	せん断	せん断	曲げ	曲げ	せん断	せん断	せん断	せん断
終局曲げ強度	(14) 式 (0.436)	98.7 (0.596)	68.4 (0.681)	68.4 (0.610)	79.9 (0.501)	99.3 (0.770)	66.9 (0.813)	66.9 (0.860)
	(15) 式 (0.456)	94.2 (0.616)	66.2 (0.704)	66.2 (0.637)	76.5 (0.528)	94.2 (0.810)	63.6 (0.855)	63.6 (0.904)
	(16) 式 --	--	64.2 (0.636)	68.3 (0.682)	91.3 (0.533)	--	61.7 (0.835)	65.2 (0.834)
終局せん断強度	富井・江崎式 (19) 式 (1.276)	33.7 (1.267)	32.2 (1.447)	32.2 (1.441)	33.8 (1.033)	48.1 (1.057)	48.7 (1.117)	48.1 (1.312)
	菅野式 (22) 式 (1.091)	39.4 (1.153)	35.4 (1.316)	35.4 (1.233)	39.5 (0.543)	91.6 (0.545)	94.5 (0.576)	91.6 (0.689)
	山田式 (23) 式 (0.917)	46.9 (0.917)	40.1 (1.017)	41.0 (1.137)	47.1 (1.034)	94.1 (0.671)	76.7 (0.671)	74.1 (0.852)
	広沢式 (24) 式 (0.986)	43.6 (0.986)	42.0 (0.971)	47.1 (0.989)	62.2 (0.783)	49.8 (0.998)	50.1 (1.028)	67.9 (0.996)

( ) 中の数値は実験値/算定値

#### 4. 結び

周辺架構の構造形式がひび割れ性状及び耐力に及ぼす影響を明らかにする目的で, 8体の耐震壁試験体と2体の純ラーメンについて繰返し水平加力実験を行い, その実験結果の検討及び考察を行った. その結果, 下記のことが実験的に明らかとなった.

1) 斜めひび割れの発生によって生ずる壁板の急激な耐力減少をある程度補うる周辺架構が設けられていないと, 最大耐力以降耐震壁は急激な耐力低下を生ずることになる. 建築物は一般には耐震壁と純ラメ

ンが混在し, 両者の耐力和で耐震安全性の検討がなされているが, 周辺架構がせい弱な場合には両者の耐力の加算ができないことになる.

2) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(1982)の18条『付帯ラーメンの断面形状に関する推奨条件』を満たし, かつ周辺架構がフルウェブのSRC造の場合, ウェブが厚いとしたり又は柱材端に塑性ヒンジが形成されて周辺架構は曲げ崩壊する.

3) 周辺架構の壁板に対する拘束効果は, 壁厚比 ( $t/b$ ) が小さくなるにつれ大きくなり, 壁厚を厚くしても壁厚に比例する耐力の増加は期待できない.

4) 推奨条件を満たしている場合には、3.3節の方法により周辺架構の破壊形式を予測できる。

5) 推奨条件を満たしていれば、周辺架構がRC造、SRC造のどちらの場合でも、極端なぜい性的破壊はしないことが実験的に確かめられた。

6) 周辺架構がせん断破壊した試験体に対しては、周辺架構がRC造、SRC造のどちらの場合でも広沢式〔24〕がよく対応している。また、壁厚が比較的薄い場合（推奨条件を満たしている場合）であれば、菅野、山田の両式〔22, 23式〕もよく対応する。

### 謝 辞

実験及び資料整理に際し、久徳琢磨助手、佐々木昭夫元助手、茶田茂博文部事務官、修論生、荒渡薫（昭和54年度）、山崎達司（同55年度）、源川五月（同56年度）、真栄城玄一（同57年度）、及び卒論生、片寄薫（同54年度）、工藤芳嗣（同54年度）、熊丸雅夫（同54年度）、谷正士（同55年度）、川上義人（同55年度）、杉谷貴彦（同56年度）、永仮博文（同56年度）、長曾我部誠（同57年度）、各氏の多大なる御協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

### 参 考 文 献

- 1) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 1982.
- 2) 富井政英, 「ラーメン付壁板の対角線加力に関する研究」, 日本建築学会論文報告集, No.60, 昭33. 10, pp. 389~392.
- 3) 徳広育夫・三谷勲・荒渡薫・山崎達司・源川五月, 「繰り返し荷重を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究(その1)」, 鹿児島大学工学部研究報告第22号, 昭55. 9, pp. 83~115.
- 4) 日本建築学会, 「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 昭50.
- 5) 荒川卓, 「鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究」, 日本建築学会論文報告集, No.66, 昭35. 10, pp. 437~440.
- 6) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, シリーズ14」, 建築雑誌, Vol.95, No.1161, 1982. 3, pp. 51~54.
- 7) 広沢雅也, 「既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析」, 建築研究所資料, No.6, 1975.
- 8) 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」, 昭56.
- 9) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, シリーズ31~34」, 建築雑誌, Vol.97, No.1195, 1982. 7, pp. 51~57. Vol.97, No.1198, 1982. 9, pp. 60~65. Vol.98, No.1207, 1983. 5, pp. 66~73.
- 10) 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」, コンクリートジャーナル, Vol.11, No.2, 1973. 2, pp. 1~9.
- 11) 山田稔, 「鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性」, 技報堂出版(株), 昭51. 8.
- 12) 富井政英, 江崎文也, 「鉄筋コンクリート耐震壁の水平耐力に関する研究, その3」, 日本建築学会九州支部研究報告, 第26号, 昭57. 3, pp. 205~208.

