

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) 周辺架構が RC 造の場合と SRC 造の場合との比較

徳広 育夫・三 谷 勲・荒 渡 薫*
山崎 達司・源川 五月
(受理 昭和55年 5月31日)

EXPERIMENTAL STUDIES ON ELASTO-PLASTIC BEHAVIORS OF REINFORCED CONCRETE FRAMED WALLS SUBJECTED TO CYCLIC-LOADING

(Part 1) Comparisons between Shear Wall with Reinforced Concrete Boundary
Frame and that with Steel Reinforced Concrete Boundary Frame

Ikuo TOKUHIRO, Isao MITANI, Kaoru ARAWATARI, Tatsushi YAMASAKI and Satsuki GENKAWA

It is well known by past earthquake damage that the shear walls are considerably effective as the structural elements to resist earthquakes. In order to be effectively in use the shear walls for strong quakes, elasto-plastic behaviors of the shear walls under cyclic loadings have to be held. Up to now, a large number of studies on reinforced concrete shear walls (named R.C. shear wall) have been presented. But most of them are the studies on the reinforced concrete boundary frame shear walls. In Japan, almost 7 stories through 20 stories buildings are made of steel reinforced concrete (named S.R.C.). There are few of studies on shear walls with steel reinforced concrete shear walls. Actually, designs of shear walls in "Steel Reinforced Concrete Standard" of "Architectural Institute of Japan" (A.I.J.) recommend to use "Reinforced Concrete Standard of A.I.J.". It has been showed that ductility and deformation characteristics after maximum strength are affected to stiffness and ductility of the boundary frames. Accordingly, it is assumed that ductility and deformation characteristics of the walls with S.R.C. boundary frame are different from that of the walls with R.C. boundary frame. In this paper, the following aspects are investigated in the R.C. and S.R.C. shear walls experiments.

- i) Load-displacement hysteresis
- ii) Crack patterns and crack propagation
- iii) Mechanism of the failure
- iv) Interaction between the in-filled panels and the boundary columns
- v) Absorbed energy after cracking
- vi) Ultimate shear force and moments etc.

§ 1. 序

耐震要素として耐震壁が有効であることは過去の震害例¹⁾により実証されているが、激震に対して耐力壁を有効に利用するためには、最大耐力以後も含めその

繰返し弾塑性挙動を把握しておく必要がある。従来、鉄筋コンクリート造(以下 RC 造と略記)耐震壁に関する研究が数多くなされてきたが、その多くは周辺架構が RC 造の場合である²⁾。我国では7階~20階建の建築物の多くは鉄骨鉄筋コンクリート造(以下 SRC 造と略記)であり、耐横力構として RC 造耐震壁が利用されているが、周辺架構を SRC 造とした耐震壁に

* K.K. 横河橋梁

関する研究は少ない^{3)~5)}。このため、日本建築学会「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」⁶⁾における耐震壁の設計は同・「鉄筋コンクリート構造計算規準」⁷⁾に準拠している。

周辺架構を RC 造とした既往の研究より、耐震壁のじん性、最大耐力以後の変形性状は周辺架構の剛性ならびにじん性に影響されることが明らかにされている⁸⁾。

従って、RC 造よりじん性が期待できる SRC 造を周辺架構とする耐震壁のじん性ならびに最大耐力以後の変形性状は、RC 造を周辺架構とする耐震壁のそれとは異なるであろうと推察される。

本研究は周辺架構の構造形式、鋼材量、および壁厚比(=壁厚/柱幅)が耐震壁の繰返し弾塑性挙動およびじん性に与える影響を明らかにすることを目的として計画したもので、本論文ではその第一歩として、同一形状寸法で部材の曲げ耐力および軸方向耐力がほぼ等しくなるよう設計された RC 造および SRC 造を周辺架構とする耐震壁模型を各1体製作し、実験結果に基づいて、繰返し弾塑性挙動、耐力、等に関して RC 造の場合と SRC 造の場合との比較を行なった。

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、使用鋼材量を表1に示し、鉄筋および鉄骨組立後の試験体を写真1に示す。試験体は、はり・柱断面が $B \times D = 20\text{cm} \times 20\text{cm}$ の架構と、縦・横とも 90cm で厚さ 6cm の壁板を持つ 1 層 1 スパンの周辺架構付無開口耐震壁で、実物大の約 1/3 のモデルである。実験に用いた試験体は計 2 体で、1 体は周辺架構が RC 造(試験体名 RC 01-6)、他の 1 体は周辺架構が SRC 造(試験体名 SRC 01-6)である。両試験体においては、両者の変形性状等を比較できるように、壁筋量は等しく、周辺架構についても終局モーメントおよび軸方向耐力がほぼ等しくなるように設計されている。尚、SRC 試験体における壁筋のアンカーは、約 20cm の 6φ の鉄筋を壁の配筋位置で鉄骨フレームに溶接し、壁筋をそれぞれに結束線を用いて緊結した。また、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数日において、上部のコンクリートを打ち継いだ。

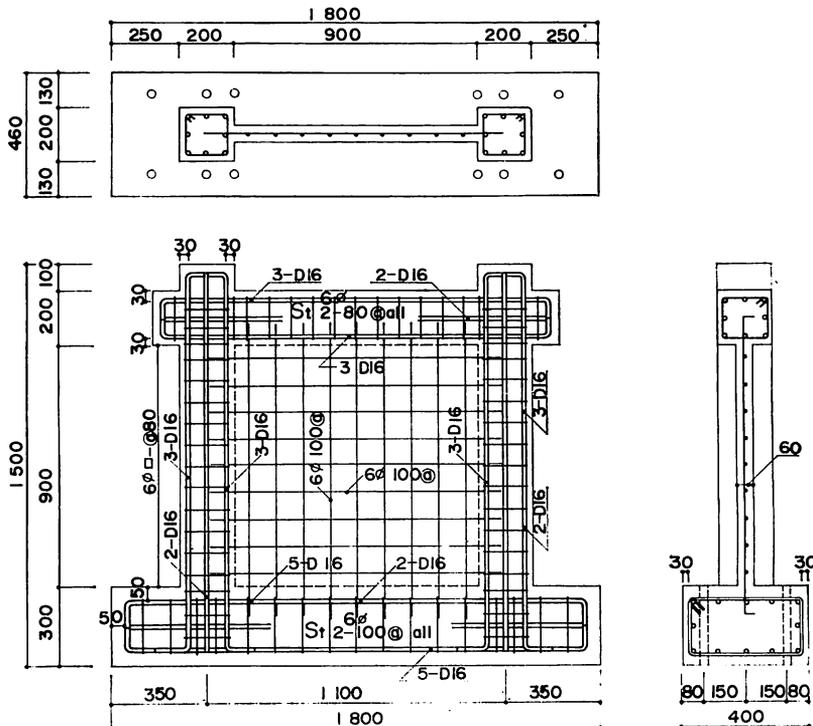


図1 (a) 試験体の形状寸法 (RC 試験体)

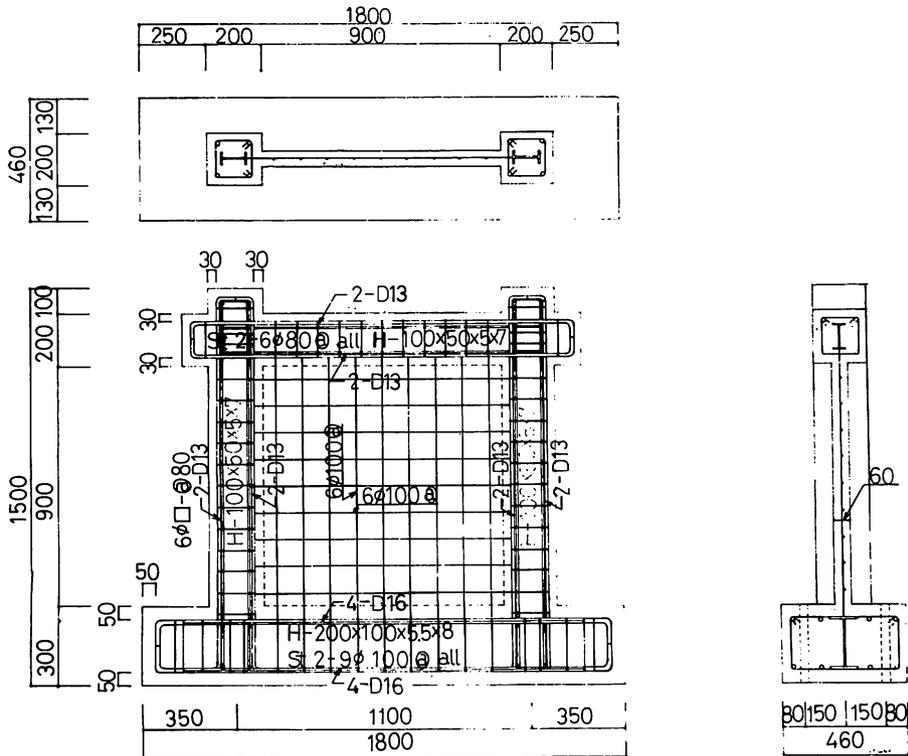


図1 (b) 試験体の形状寸法 (SRC 試験体)

表 1 使用鋼材

試験体名		RC 01-6	SRC 01-6
壁	壁筋	6φ シングル 縦, 横 @ 100 , $P_s=0.46\%$	
梁	鉄筋	主筋 8-D16, $A=15.92\text{cm}^2$, $P_s=3.98\%$ あばら筋 2-6φ @80 , $P_w=0.35\%$	主筋 4-D13, $A=5.08\text{cm}^2$, $P_s=1.27\%$ あばら筋 2-6φ @80 , $P_w=0.35\%$
	鉄骨	—	H-100×50×5×7 $A=11.85\text{cm}^2$, $P_s=2.96\%$
柱	鉄筋	主筋 8-D16, $A=15.92\text{cm}^2$, $P_s=3.98\%$ 帯筋 2-6φ @80 , $P_w=0.35\%$	主筋 4-D13, $A=5.08\text{cm}^2$, $P_s=1.27\%$ 帯筋 2-6φ @80 , $P_w=0.35\%$
	鉄骨	—	H-100×50×5×7 $A=11.85\text{cm}^2$, $P_s=2.96\%$

2.2. 材料の機械的性質

表2に示す割合割合でコンクリートを練り(60%ミキサー練り), 試験体を製作した. RC 試験体, SRC 試験体とも湿潤状態の被覆布で覆い(室内養生), RC 試験体はコンクリート打設後41日(6月~7月), SRC 試験体は45日(8月~9月)で加力実験を行なった. 試験体とほぼ同一条件下で養生を行なったシリンダー

の圧縮および割裂試験(試験体1体につき8本ずつ)より得られたコンクリートの機械的性質を表3に示す. また, 鋼材の機械的性質は各鉄筋3本ずつ, 鉄骨5本(ウェブ2本, フランジ3本)の引張試験片を製作して求めた. その結果を表4に示す.

なおコンクリートの細骨材には海砂を使用しているが, 約1ヶ月室外に放置し降雨による塩分除去を行なうとともに, 降雨量と塩分含有量との関係を測定した.

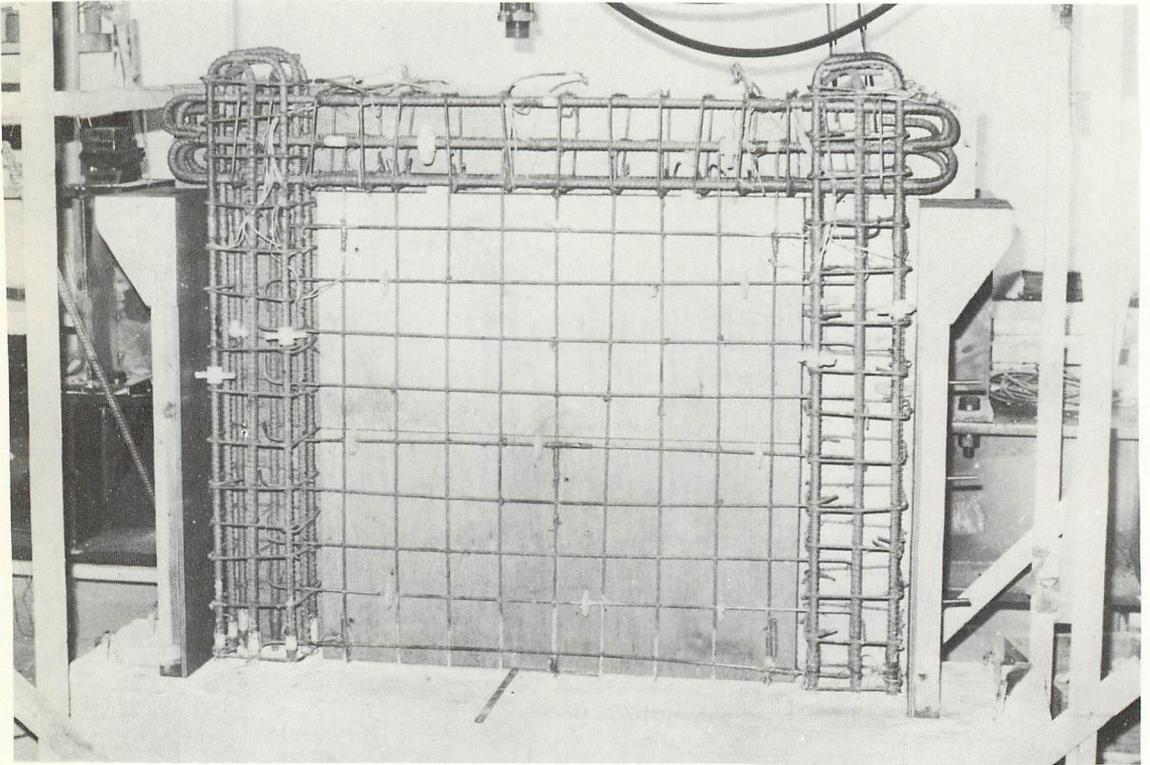


写真1 (a) RC 試験体

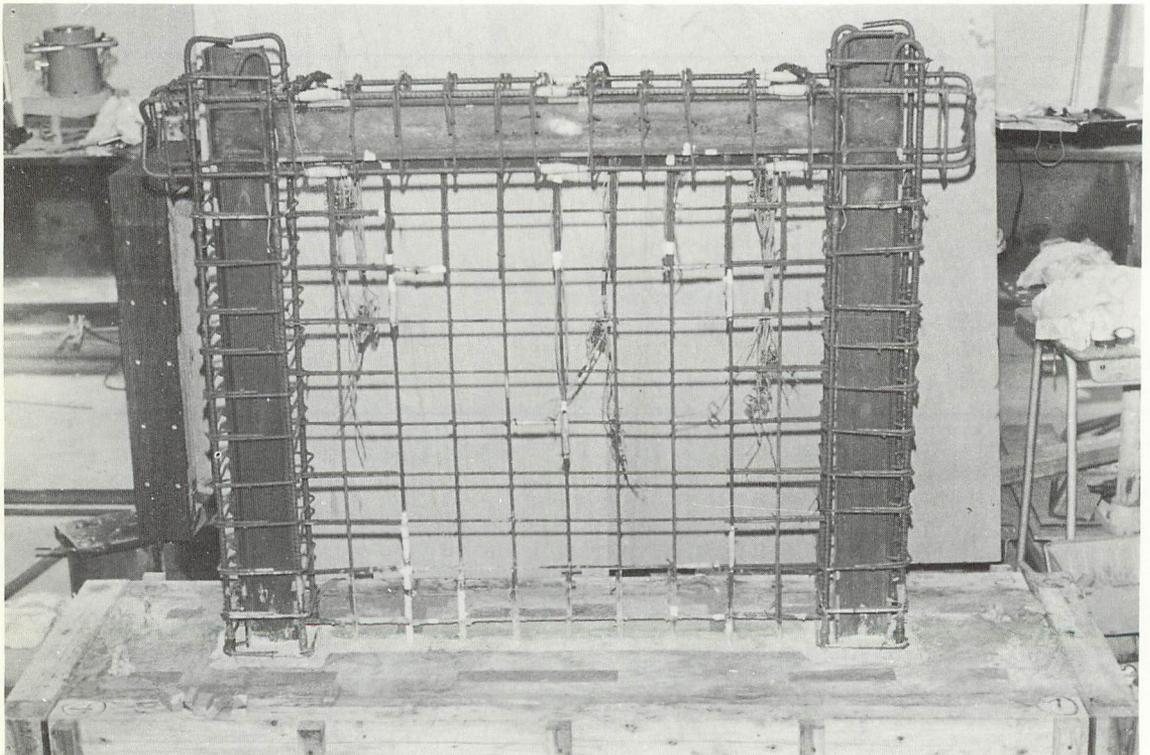


写真1 (b) SRC 試験体

表 2 コンクリート調査表

水セメント比 (%)	スランブ (cm)	セメント (kg/m ³) (普通ポルトランド)	水 (kg/m ³)	砂 (kg/m ³) (海砂)	砕石 (kg/m ³)	AE 剤 (cc/m ³)
58	21	365	212	672	961	146

表 3 コンクリートの機械的性質

試験体名	材 (日) 令	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	割裂強度 F_t (kg/cm ²)	ヤング係数 E (kg/cm ²)
RC 01-6	40	214	22.3	2.59×10^5
SRC 01-6	42	215	21.2	1.92×10^5

表 4 鋼材の機械的性質

試験片	材質	降伏点 σ_y (kg/cm ²)	引張強さ σ_u (kg/cm ²)	ヤング係数 E (kg/cm ²)	伸び率 (%)
鉄筋	D16	SD30	3910	5830	22.5
	D13		3720		
	6φ	SR24	2660	3670	30.3
鉄骨	フランジ	SS41	3900	5410	20.8
	ウェブ		4130		

その結果を図 2 に示す。同図よりわかるように、本試験体に用いた細骨材の塩分含有量は鉄筋コンクリート仕様書 JASS 5⁹⁾ に示されている制限値以下である。

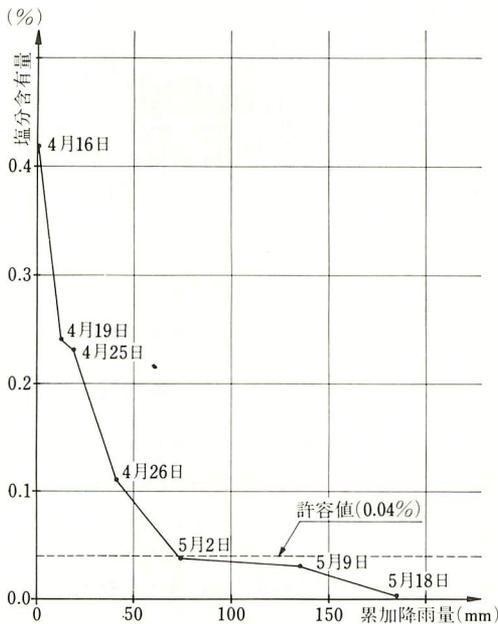


図 2 降雨量-塩分含有量関係

2.3. 加力方法

実験に用いた加力装置を図 3 に示す。試験体は PC 鋼棒を用いて反力フレームに固定されており、試験体上部に一定鉛直荷重と繰返し水平力が加えられる。試験体への水平加力方法は、上部より両端部を 2 台のオイルジャッキ (容量 50ton, 100ton) により交互に押す正負繰返しで、原則として 1 変位振幅で 5 サイクルの繰返し加力を行なう多段定変位振幅繰返しである (図 4 参照)。鉛直荷重は、オイルジャッキ 2 台と PC 鋼棒を用いて 20ton (= $0.238 \times B \times D \times F_c$) ずつの軸力を両柱端部へ加え、ロードセルにより荷重を検出しながら、その値を一定に保った。

2.4. 測定方法

測定装置の概要を写真 2 に示す。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 (容量 100ton, 30μ/ton) を用いて行なった。周辺架構の各部の変位検出は、摺動型変位計 (200μ/mm) 17個を用いて行なった。変位計は図 3、写真 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、はり両端部および中央部の主筋・鉄骨、壁

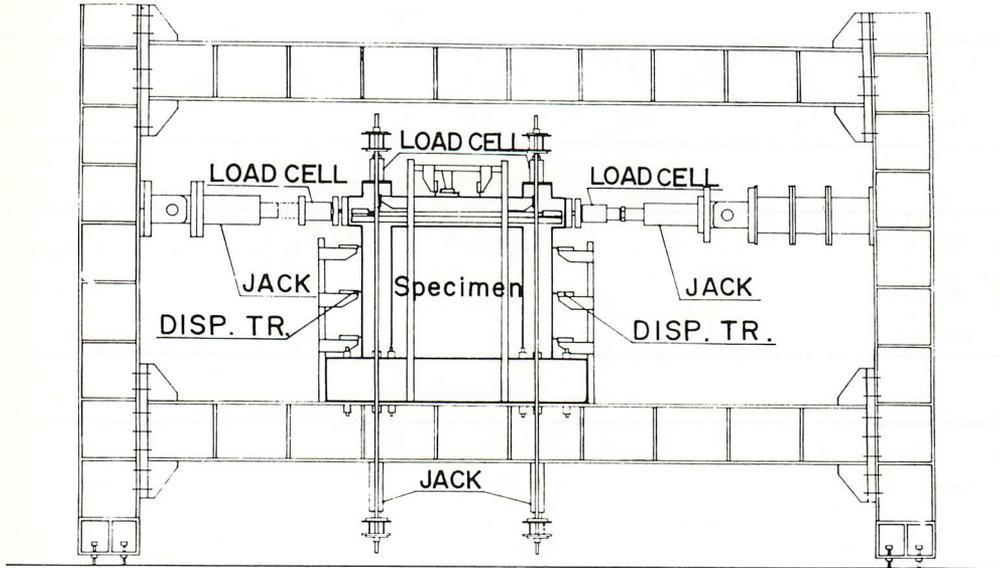


図3 加力装置

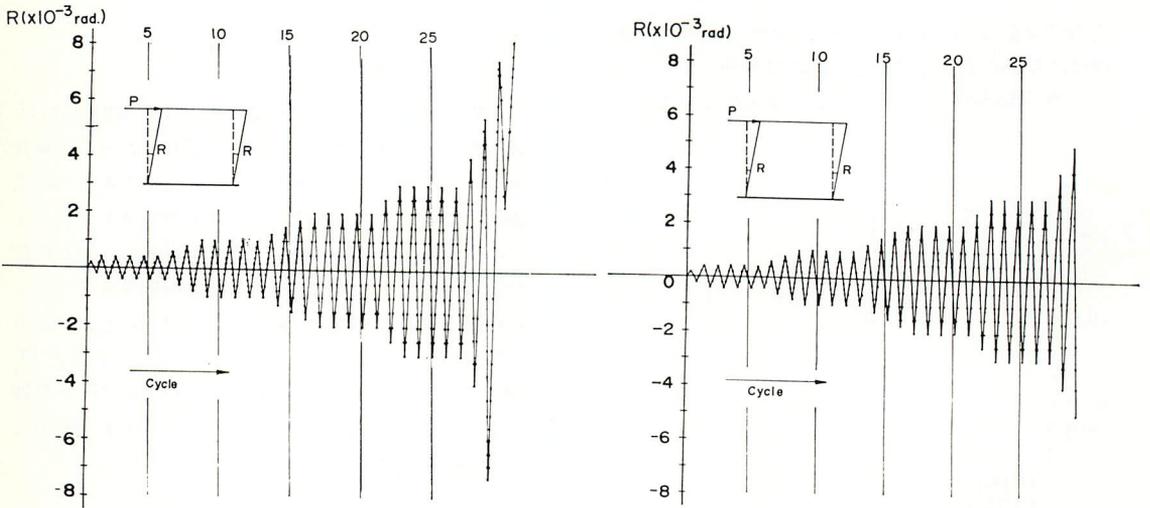


図4 (a) 加力プログラム (RC 試験体)

図4 (b) 加力プログラム (SRC 試験体)

板の四隅および中央部の縦・横筋にストレングージを貼付し、それぞれの位置でのひずみの測定を行なった。

§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。振幅 $R = \pm 1.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ と $R = \pm 4.0 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ における両試験体のひび割れ状況をそれぞれ図5(a), (b)および図6(a), (b)に示し、両試験体の最終状況を写真3(a)~(c)に示す。両試験体の各変位振幅におけるひび割れ性状の比較を表5に示し、概要を以下に記す。

両試験体とも変位振幅 $R = \pm 0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ で

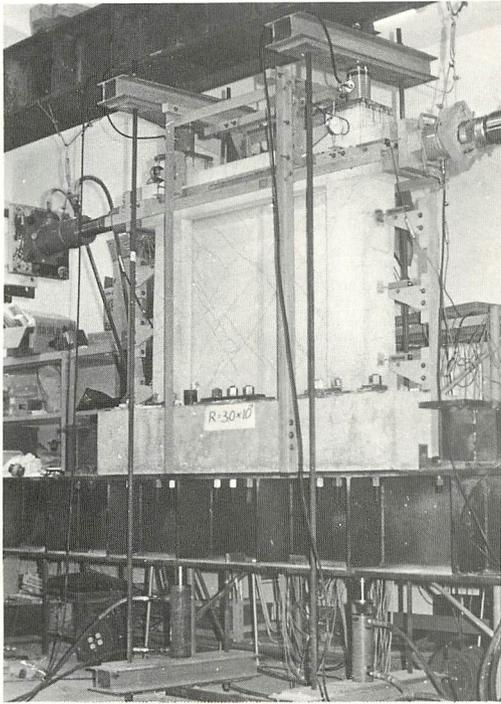


写真2 加力装置および測定装置

壁板にせん断ひび割れが入り、 $R = \pm 1.5 \times 10^{-3}$ rad. で柱頭にせん断ひび割れが入った。その後壁板のせん断ひび割れは変位振幅の増加とともに伸展した。柱頭のせん断ひび割れは RC 試験体では繰返し加力数の増加とともに量、長さとも増加したが、SRC 試験体で

はこれらの増加は緩慢であった。 $R = \pm 4.0$ ~ 最終時の間に、RC 試験体の場合には、柱頭部および壁板のせん断ひび割れが伸展し、壁板のスリップ破壊が生じた。更に壁板上部のコンクリートがはく落すると柱は部分的に独立柱となり、柱上部はせん断破壊した（写真3(a)参照）。SRC 試験体の場合には、柱頭部のせん断ひび割れは伸展せず、壁板がせん断破壊してコンクリートがはく落し始め、その後、周辺架構が曲げ破壊した。

3.2. 変形性状

本節では水平荷重—変形曲線、周辺架構の変形、せん断塑性係数、繰返し加力に伴う荷重低下、減衰常数および吸収エネルギー、せん断変形等について検討を行う。

3.2.1. 水平荷重—変形曲線

RC 試験体および SRC 試験体の水平荷重 (P)—変形 (R) 関係をそれぞれ図7(a)および(b)に示す。両図の縦軸は水平荷重で、横軸ははり材軸線上の水平変位を試験体の階高（柱脚よりはり中心線までの長さ）で割って求めた柱の部材角である。

両試験体ともせん断ひび割れが発生したときの部材角は $R = 0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ rad. であった（表5参照）。図7(a), (b)からわかるように、この変形量を越える領域から RC 試験体、SRC 試験体とも水平荷重—変形関係の包絡線の剛性が徐々に低下している。耐力低下

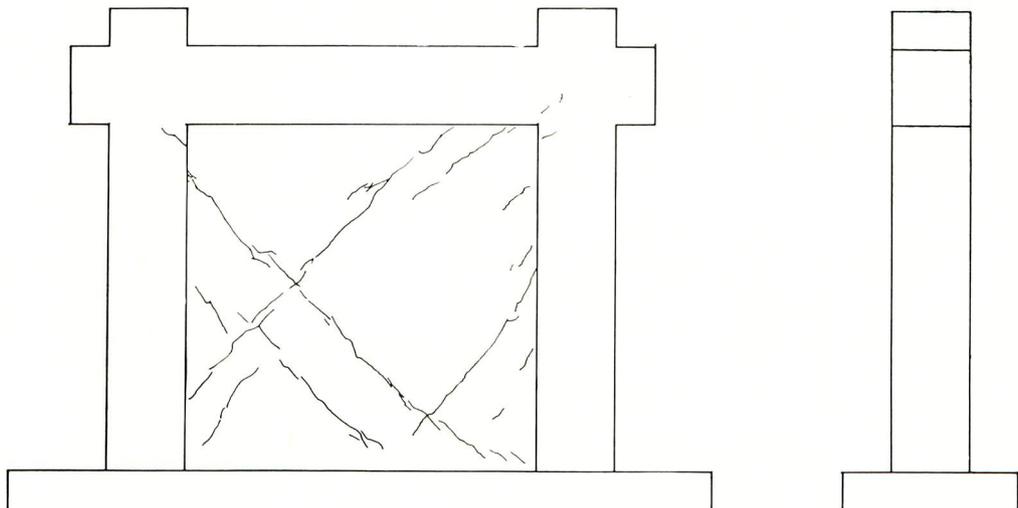


図5 (a) ひび割れ性状 (RC 試験体・ $R = \pm 1.0 \times 10^{-3}$ rad.)

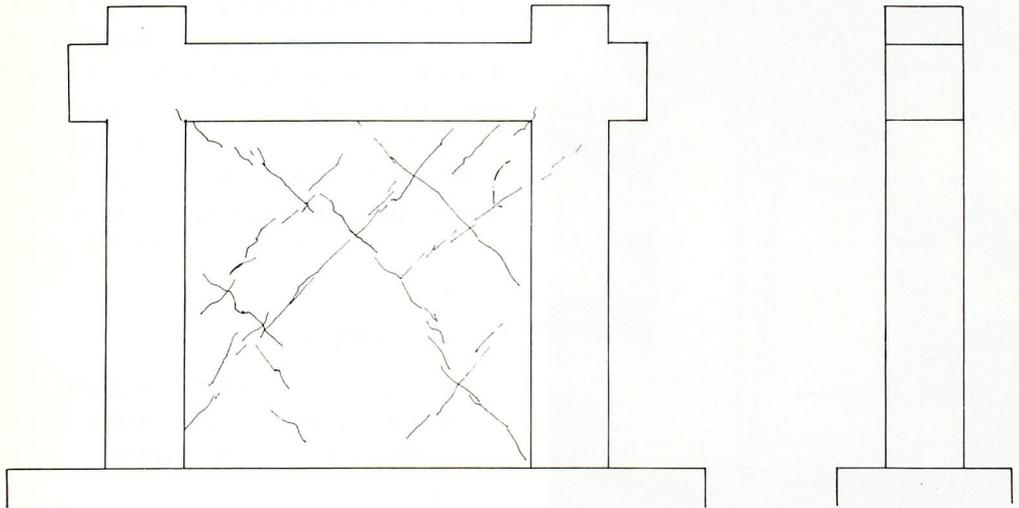


図5 (b) ひび割れ性状 (SRC 試験体・ $R = \pm 1.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$)

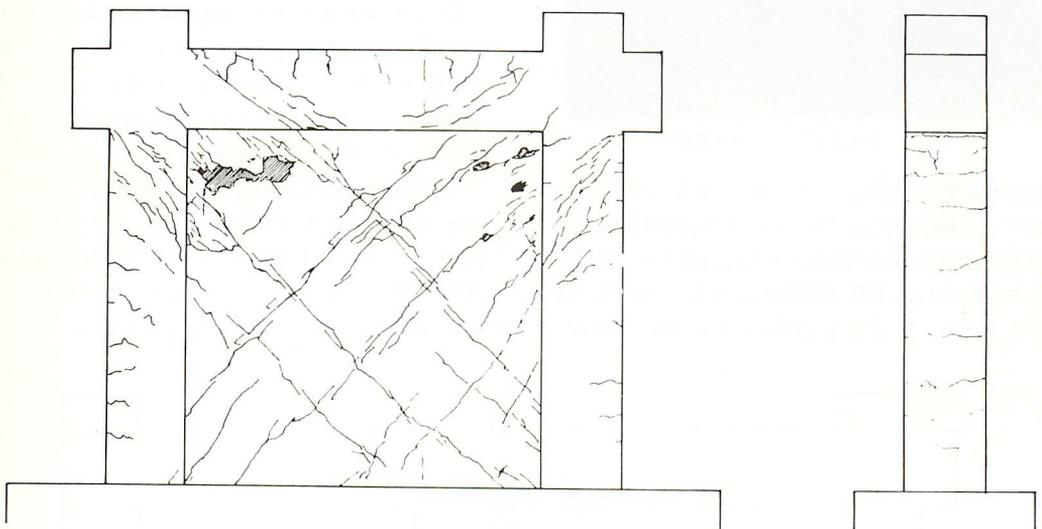


図6 (a) ひび割れ性状 (RC 試験体・ $R = \pm 4.0 \times 10^{-3} \text{rad.}$)

が生じるまでの範囲で RC 試験体と SRC 試験体とを比較すると、両者に大差はないが、RC 試験体では柱にせん断ひび割れが発生したことが確認されたときの変形量 ($R = 1.5 \times 10^{-3} \text{rad.}$) 近傍で包絡線の剛性低下が大きく、柱のせん断ひび割れが水平荷重—変形曲線に影響していることが推察される。一方、SRC 試験体では徐々に包絡線の剛性が低下している。

RC 試験体の実験では水平荷重—変形関係を自動記録していなかったため最大耐力を測定していないが、包絡線より推定すると最大耐力は $R = \pm 3.7 \times 10^{-3} \text{rad.}$

付近で現われ、水平荷重 P は正側 41.8 ton、負側 43.0 ton である (図 7 (a) 中に ↓印で P_{\max} が推定されたときの変形量を示した)。一方、SRC 試験体では $R = \pm 4.3 \times 10^{-3} \text{rad.}$ で正側 43.8 ton 負側 48.7 ton である (図 7 (b) 中に ↓印で P_{\max} が測定されたときの変形量を示した)。

更に最大耐力点以後の包絡線における剛性低下は、SRC 試験体に比べ RC 試験体の方が急激である。この差は、RC 試験体ではせん断ひび割れが大きくなることにより崩壊に至り、SRC 試験体では曲げによる

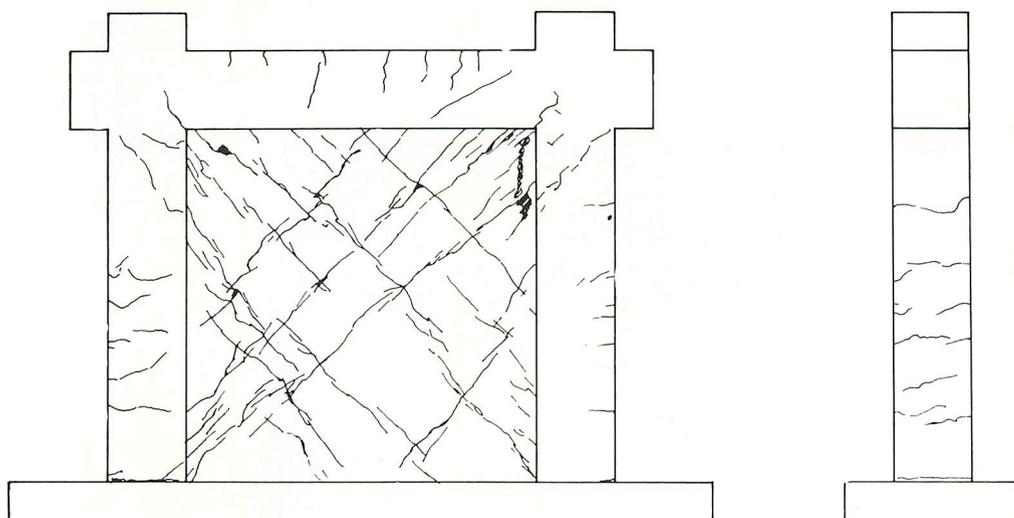


図6 (b) ひび割れ性状 (SRC 試験体・ $R=\pm 4.0 \times 10^{-3}$ rad.)

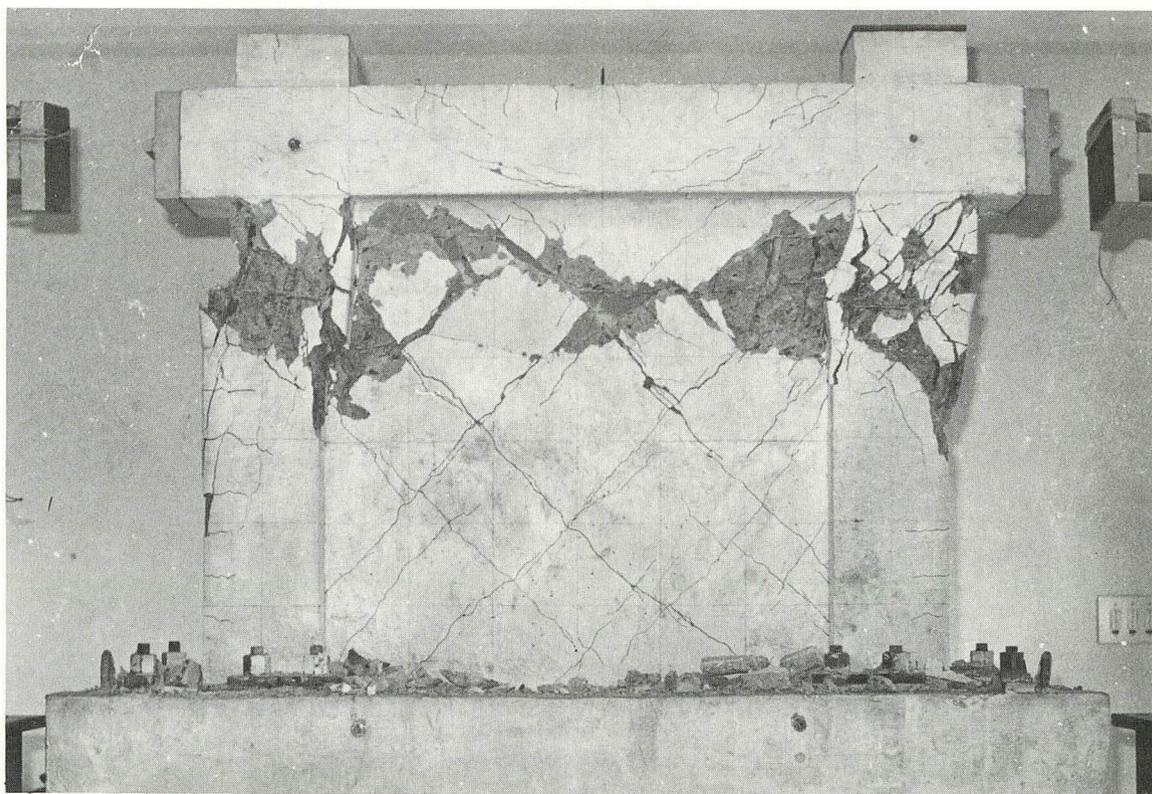


写真3 (a) 最終時 (RC 試験体)

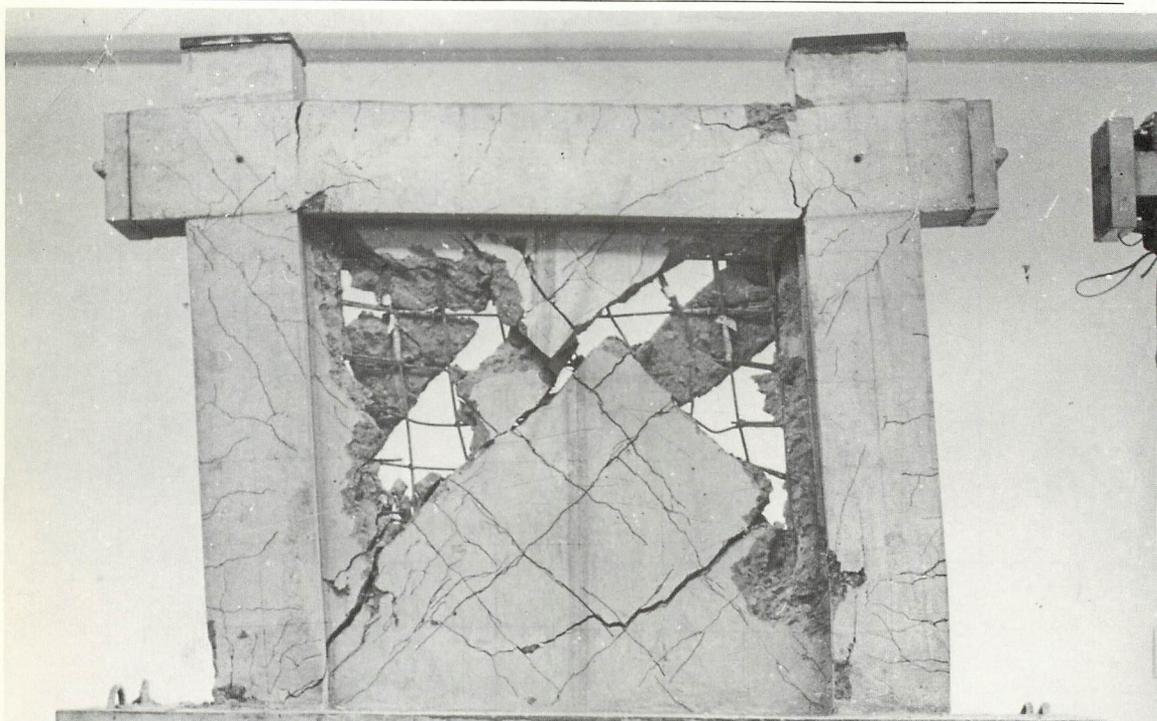


写真3 (b) 最終時 (SRC 試験体)

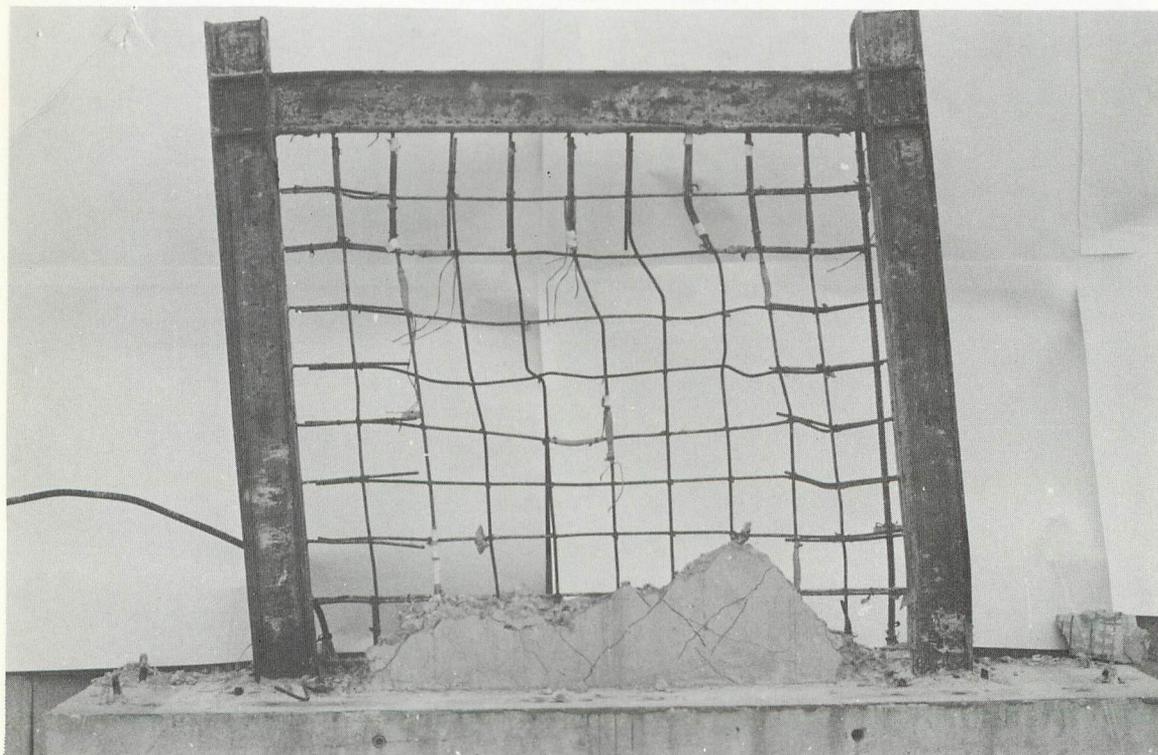
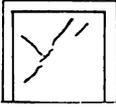
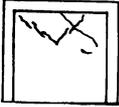
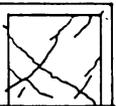
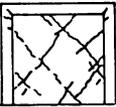
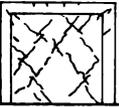
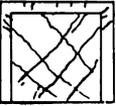
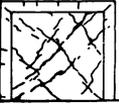
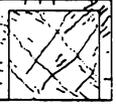
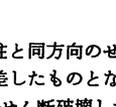
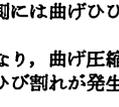


写真3 (c) 実験終了後の架構内の鉄骨 (SRC 試験体)

表 5 ひび割れ性状の比較

$R(\times 10^{-3})$ rad.	RC 試験体	SRC 試験体
±0.2 ? ±0.3	<p>壁 正・負加力時共、水平加力点近傍の壁板隅角部に、対角線方向の初期ひび割れが発生し、そのひび割れが伸展した。(ひび割れ幅 0.03mm 以内)</p> 	<p>壁 正・負加力時共、水平加力点近傍の壁板隅角部に、対角線方向の初期ひび割れが発生したが、そのひび割れは伸展しなかった。(ひび割れ幅 0.03mm 以内)</p> 
±0.4	<p>壁 数本のひび割れが下部にも発生した。 はり・柱 ひび割れなし。</p> 	<p>壁 上部に X型のひび割れが発生した。 はり・柱 ひび割れなし。</p> 
±1.0	<p>壁 以前に発生したひび割れが伸展し、その両端は周辺架構の内側に達した。 はり・柱 接合部および柱頭部の壁板側に、小さなせん断ひび割れが発生した。</p> 	<p>壁 上部のひび割れは伸展し、下部にもひび割れが発生した。 はり・柱 接合部および柱頭部の壁板側に、小さなせん断ひび割れが発生した。</p> 
±1.5	<p>壁 上部より別のひび割れが発生し、対角線方向に伸びた。 はり・柱 以前に発生した接合部のせん断ひび割れが伸展した。</p> 	<p>壁 ひび割れ幅が大きくなり、その数は RC 試験体比べて多い。 はり 上部に垂直ひび割れが発生した。 柱 接合部のせん断ひび割れが少し伸展した。</p> 
±2.0	<p>壁 ひび割れ幅も大きくなり、正・負各方向の大きなひび割れは 3 本ずつの線上にあると見なせる。 はり 上部に垂直ひび割れが多数発生した。 柱 新たにせん断ひび割れが、柱頭に発生した。</p> 	<p>壁 ひび割れ幅が大きくなった。RC 試験体と同じく大きなひび割れは、正・負各方向 3 本ずつの線上にあると見なせるが、短いひび割れが多い。 はり 垂直ひび割れが伸展した。 柱 水平ひび割れが、柱中央部の加力側に発生した。</p> 
±3.0	<p>壁 長くて幅の大きなひび割れの近くに、短くて幅の小さなひび割れが多数発生した。 はり せん断ひび割れが発生した。 柱 せん断ひび割れが柱頭を中心に多数発生し、柱外側に水平ひび割れが発生した。</p> 	<p>壁 短いひび割れが壁板全面に多数発生した。 はり せん断ひび割れが発生した。 柱 RC 試験体比べ数は少ないが、柱頭にせん断ひび割れが発生し、水平ひび割れが伸展した。</p> 
±4.0	<p>壁 上部隅角部近傍で、スリップ破壊を起こし始め、コンクリートがはく落し始めた。 はり 壁板のせん断ひび割れが、はりを貫通した。 柱 柱頭に多数の小さなせん断ひび割れが発生し、せん断破壊寸前であると思われる。</p> 	<p>壁 上部隅角部の柱との境界部分で、ひび割れ幅が特に大きくなった。 はり 垂直ひび割れが伸展したが、せん断ひび割れの伸展はなかった。 柱 水平ひび割れが多少増加した。</p> 
±4.0 ~ 最終時	<p>壁 上部でスリップ破壊が起こり、その結果、柱と柱の間のコンクリートが完全にはく落し、柱が部分的に独立柱となった。 はり せん断ひび割れが伸展した。 柱 加力側柱と反対側柱にも、加力側柱と同方向のせん断ひび割れが入り、ひび割れが交差したものとなった。その後、ひび割れが大きくなりせん断破壊した。</p> 	<p>壁 周辺架構との境界部のコンクリートがはく落した。特に、上部隅角部付近のコンクリートのはく落が甚だしい。 はり 曲げ圧縮側は圧壊し、曲げ引張側には曲げひび割れが発生した。 柱 両柱脚部の曲げひび割れが大きくなり、曲げ圧縮側が圧壊した。主筋に沿って垂直なひび割れが発生した。</p> 

ひび割れが大きくなることにより崩壊に至った(表5中,最終時参照)ことから,崩壊形式の差によるものであろうと推察される.

3.2.2. 周辺架構の変形

各変位振幅Rのときの周辺架構の変形を図8(a), (b)

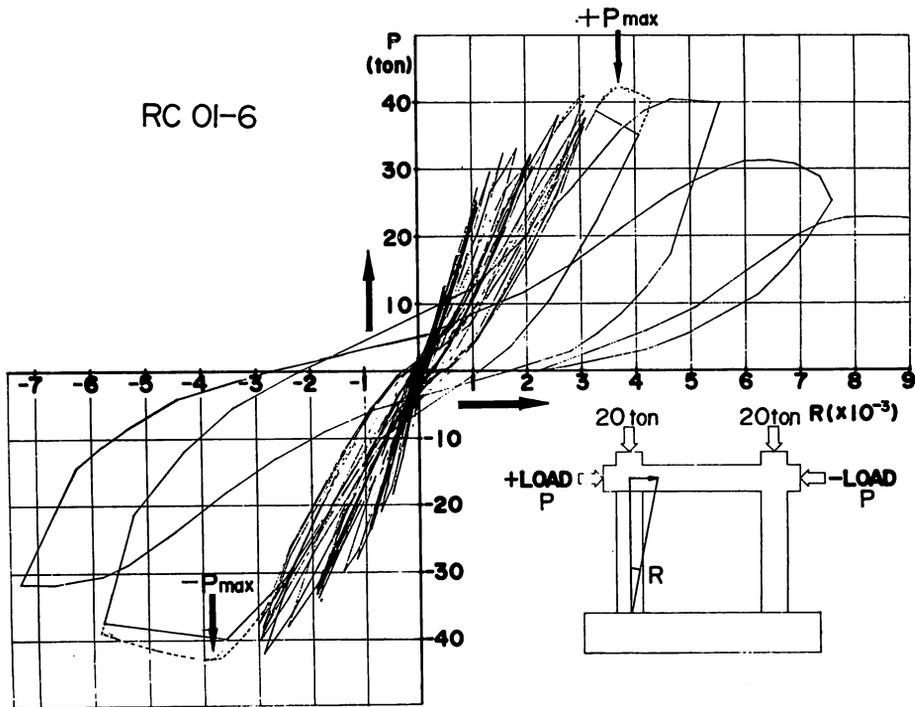


図7 (a) 水平荷重(P)一変形角(R)の関係(RC試験体)

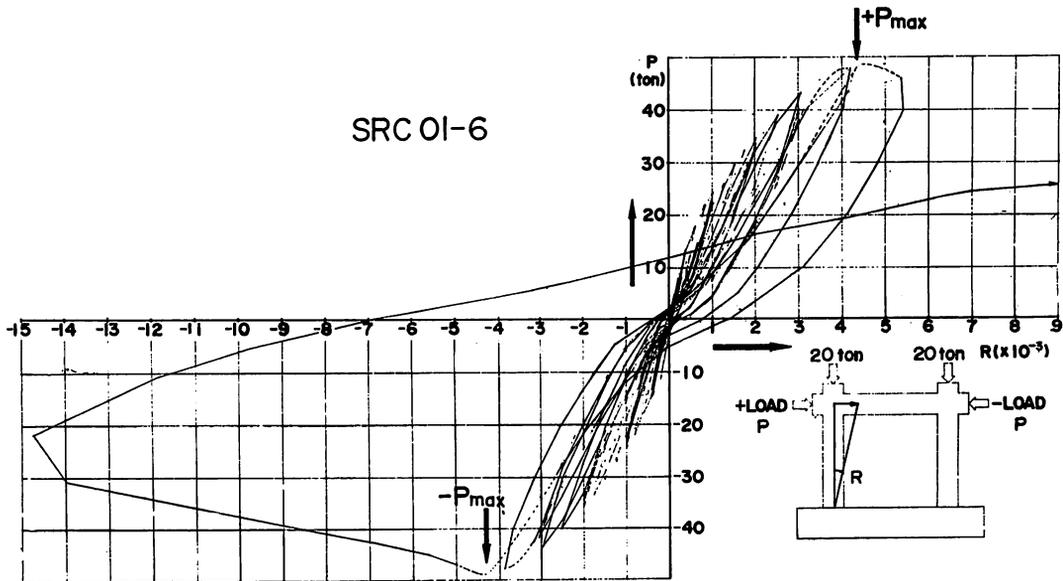


図7 (b) 水平荷重(P)一変形角(R)の関係(SRC試験体)

に示す。(a) 図および (b) 図はそれぞれ RC 試験体および SRC 試験体の場合である。なお、端部を除くはり 3 分割点では、鉛直方向の変形だけを測定したが、便宜上はり中央部の制御用変位計による水平移動量だけ水平移動して描いた。図 8 (a), (b) において、はり端部の矢印は水平加力方向を、周辺架構内の矢印は柱が壁から受ける力の方向を示している。

図 8 (a), (b) より、曲げ引張り側柱の柱脚部近傍の変形量と曲げ圧縮側の柱脚部近傍の変形量とを比較する

と RC 試験体, SRC 試験体ともに曲げ圧縮側の柱脚部近傍の変形量が大きいことがわかる。この原因として、壁板の圧力場による力が、図 8 (a), (b) 両図中に矢印で示す方向に作用し、曲げ圧縮側柱の柱脚部近傍では変形を大きくし曲げ引張り側柱の柱脚部近傍では変形を拘束している事が挙げられる。水平加力によって両試験体とも、曲げ引張り側柱は伸びる。しかし、RC 試験体の曲げ引張り側柱の伸びは SRC 試験体のそれに比べて僅かである事が、はり端部の鉛直方向の変形

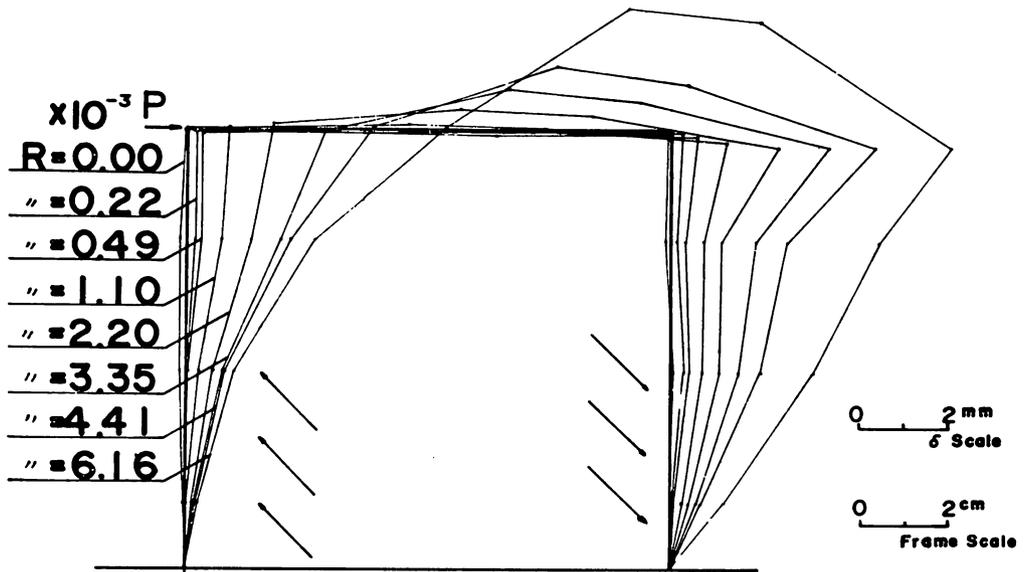


図 8 (a) 周辺架構の変形 (RC 試験体)

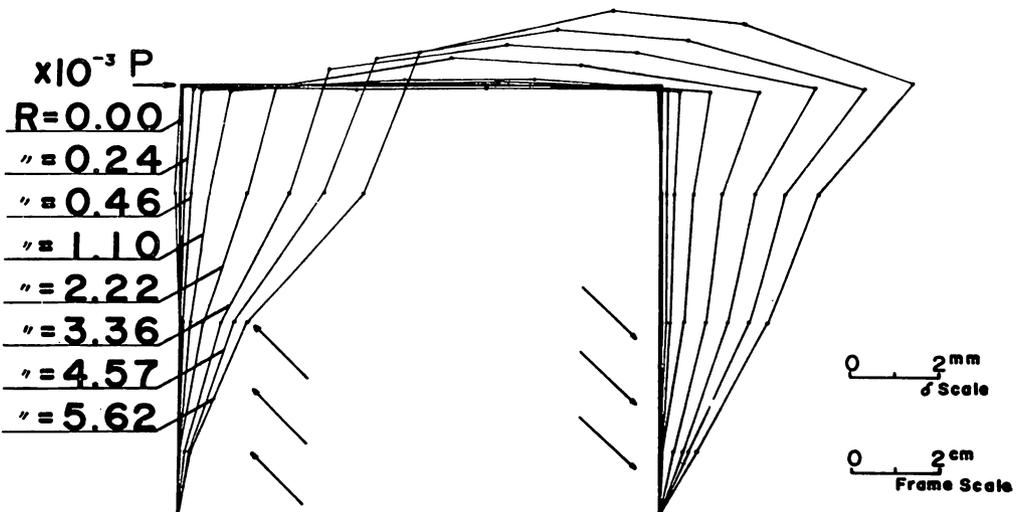


図 8 (b) 周辺架構の変形 (SRC 試験体)

量からわかる。また SRC 試験体の変形は、RC 試験体に比べ変位振幅が大きくなっても相似性を保っているが、RC 試験体では柱にせん断ひび割れが貫通すると曲げ引張り側柱の柱頭とその下の測定点の相対変形量が大きくなり(図8(a)中、 $R=2.20 \times 10^{-3}$ rad. 時以後の変形参照)、SRC 試験体の変形と異なることがわかる。

3.2.3. せん断変形

せん断と曲げを受ける試験体の層間変位 δ は、せん断型の変形 δ_s (対角線長が不等、図9(a)参照)と曲げ型の変形 δ_b (対角線長が等しい、図9(b)参照)との和であると考えることができる。本実験では、柱・はりとの両交点で水平変位と鉛直変位を求め、これより、図10に示す対角線長さの変化 δ_1 、 δ_2 を求め次式により δ_s を求めた。

$$\delta_s = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2L} (\delta_2 - \delta_1)$$

上記の方法により求めた δ_s と水平変位 δ の比 δ_s/δ と変位振幅 R との関係を図11に示す。同図中●印および○印は共に RC 試験体の場合で、それぞれ正および負荷重の場合である。▲および△印は共に SRC 試験体の場合で、それぞれ正および負荷重の場合である。

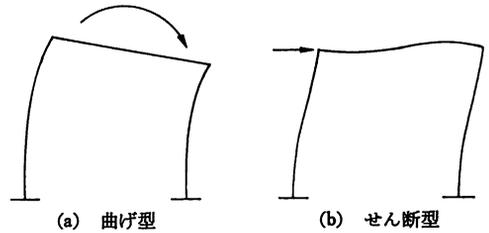
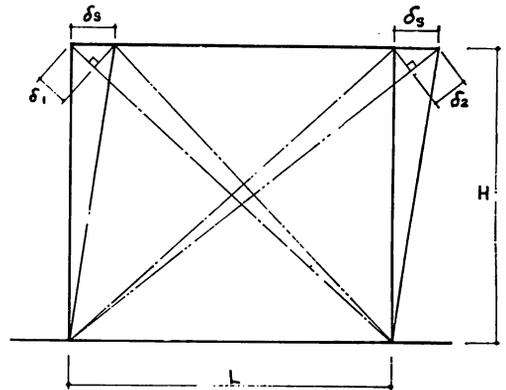


図9 骨組の変形



$$\delta_s = \frac{\sqrt{H^2 + L^2}}{2L} (\delta_2 - \delta_1)$$

- δ_s : せん断型の変形による水平変位
- δ_1 : 対角線の縮み(負)
- δ_2 : 対角線の伸び(正)

図10 せん断型の変形と対角線方向の変形

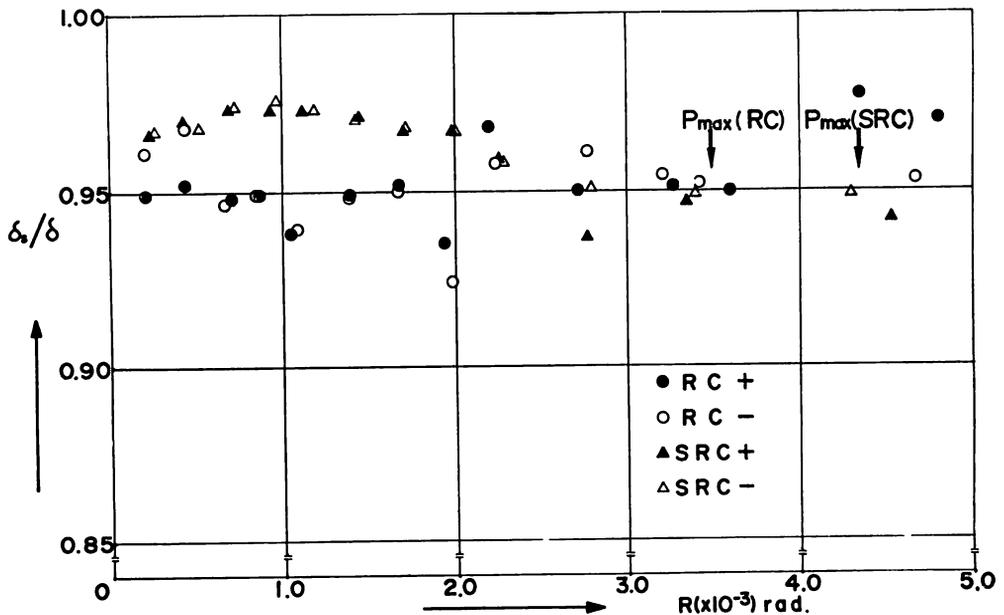


図11 せん断型の変形と全変形との比

図11より、変形 δ は RC 試験体、SRC 試験体ともにそのほとんどがせん断型の変形 δ_s であり、変位振幅 R による δ_s/δ の値の変動は少ないことがわかる。

3.2.4 繰返し加力に伴う荷重低下

変位振幅 $R=0.4, 1.0, 2.0, 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$. で5回ずつの正負繰返し加力を行なった。各変位振幅の2回目以後の荷重 (R_i) と初回の荷重 (R_0) の比 R_i/R_0 を各変位振幅ごとに、図12に示す。

繰返し加力に伴う荷重低下率は、図12からわかるように SRC 試験体では繰返し変位振幅に拘らず10~20% (ただし、繰返し回数5回)、RC 試験体では5~15% (ただし、繰返し回数5回) の範囲にある。従って、本実験に限れば、繰返し加力に伴う荷重低下は、周辺架構形式による差は少ないが、周辺架構が SRC 造の耐震壁に比べ RC 造の場合の方が、荷重低下率はやや少ないといえよう。サイクル数の増加に伴う荷重低下は、RC 試験体・SRC 試験体とも、その過半が1サイクル目と2サイクル目との間で生じており、2サイクル目以後の繰返し加力に伴う荷重低下は緩慢である

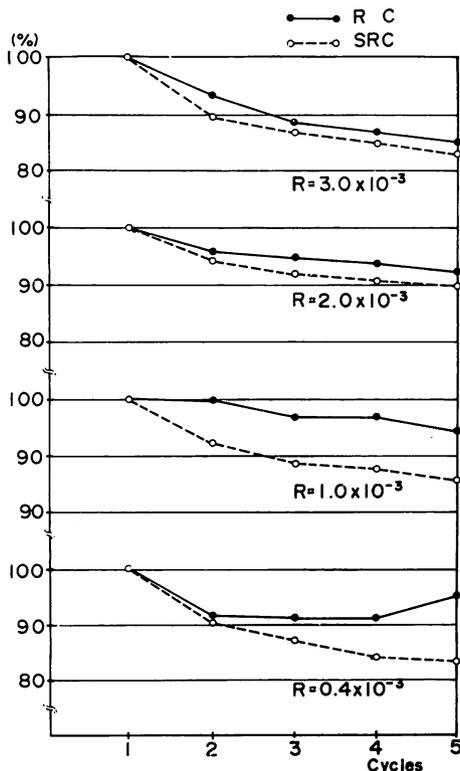


図12 繰返し加力に伴う荷重低下

ことが、図12よりわかる。

3.2.5 せん断塑性係数

各変位振幅 R とせん断塑性係数 $\beta^{(0)}$ の関係を、図13に両対数表示で示す。 β は次式によって求めた。

$$\beta = \frac{(Q/R)}{(Q/R)_{ini.}} \quad \dots\dots(1)$$

$$(Q/R)_{ini.} = cG \frac{A_w}{K'_w} \quad \dots\dots(2)$$

$$= 6.67 \times 10^4 (\text{TON/R})$$

cG : コンクリートのせん断弾性係数

A_w : 壁厚 \times 柱心距離

K'_w : 断面形状で決まる係数

変位振幅 $R=3.2 \times 10^{-3} \text{rad}$. 付近までは、 β は周辺架構形式および加力の正負に拘らず、ほぼ同じである。両試験体とも最大耐力後、 β は急に低下するが、その低下は RC 試験体の方が顕著である。この事は、前述の水平荷重-変形曲線における最大耐力後の両試験体間での差と対応している。

3.2.6 減衰常数および吸収エネルギー

変位振幅 R と減衰常数 h の関係を図14に示す。減衰常数 h は、同図中の式で求めた。図中の式において、234等は234等で囲まれた面積を表わす。変位振幅 R と吸収エネルギー ΔW の関係を図15に両対数表示で示した。図14、図15中の線で結ばれない○・●両印は、それぞれ定変位振幅下で5回の繰返し加力を行なった時の2~5回目の SRC および RC 試験体の実験値である。

各変位振幅第一サイクル目の実験値より得られた減衰常数 h は、RC 試験体においては変位振幅 R の増加と共に増大する傾向にあるが、SRC 試験体においては、 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$. で最低値を示している。両試験体とも $R > 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$. の範囲で、 h の値に著しい増加がみられる。定変位振幅下においては、減衰常数 h はサイクル数の増加と共に減少する。この傾向は、 R が小さいほど顕著である (図14参照)。

図15からわかるように吸収エネルギー ΔW は、両試験体間において差はほとんどなく、定変位振幅においては減衰常数 h の場合と同様、サイクル数の増加と共に ΔW の値が減少する。

3.2.7 増加面積

各変位振幅 R における両試験体の増加面積を無載荷

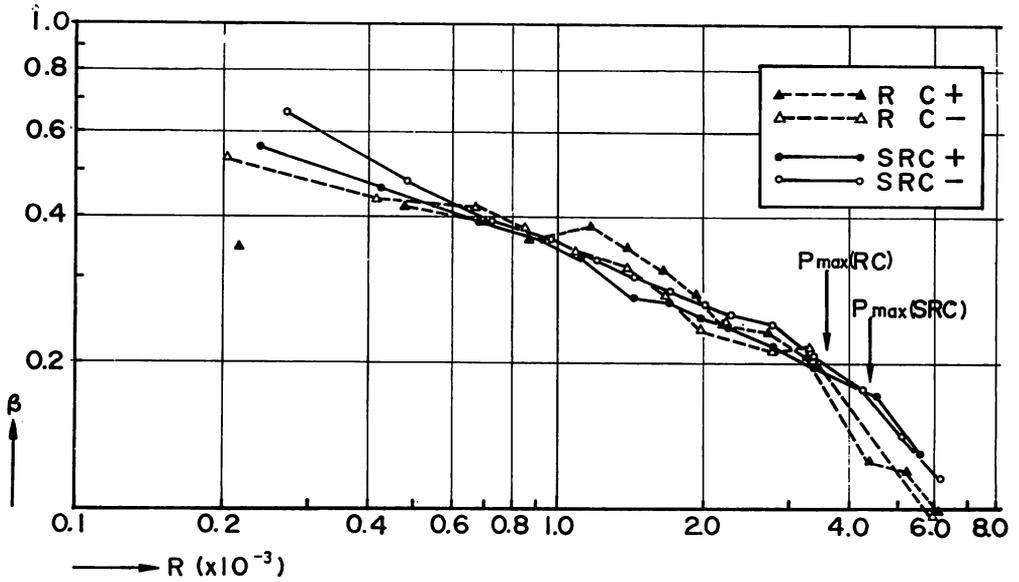


図13 せん断塑性係数 β と変位振幅 R の関係

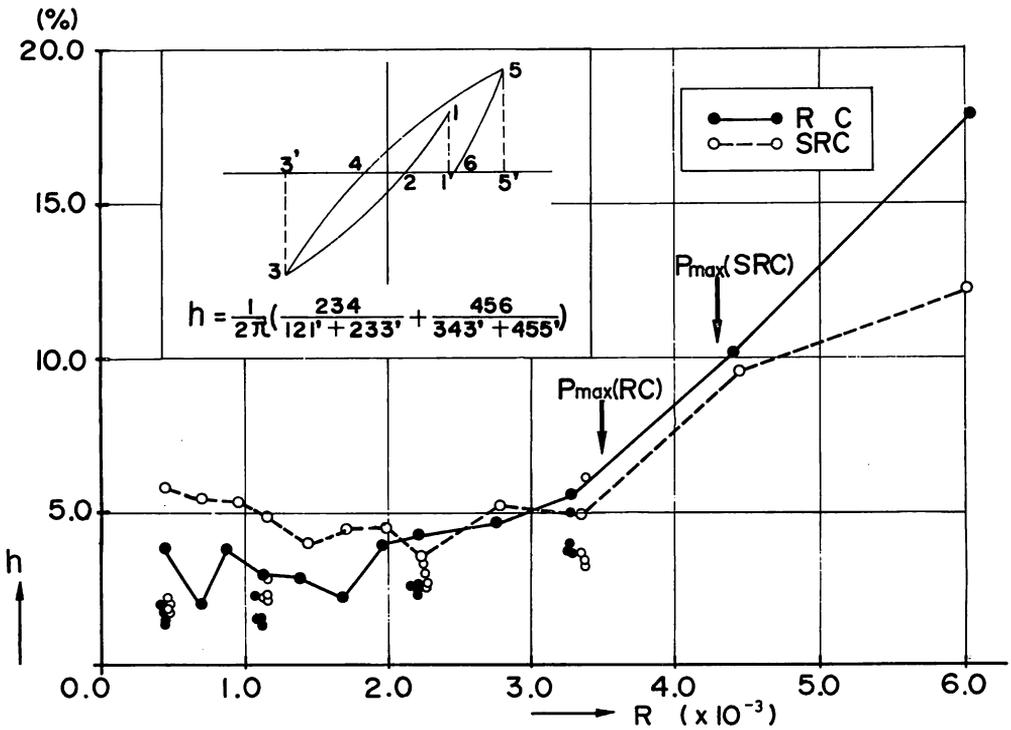
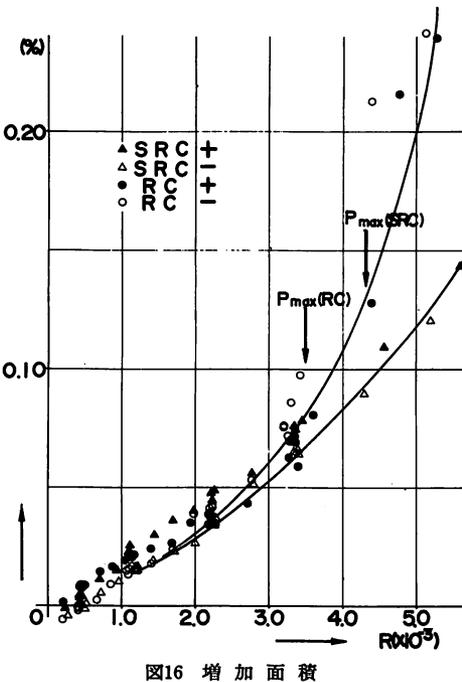
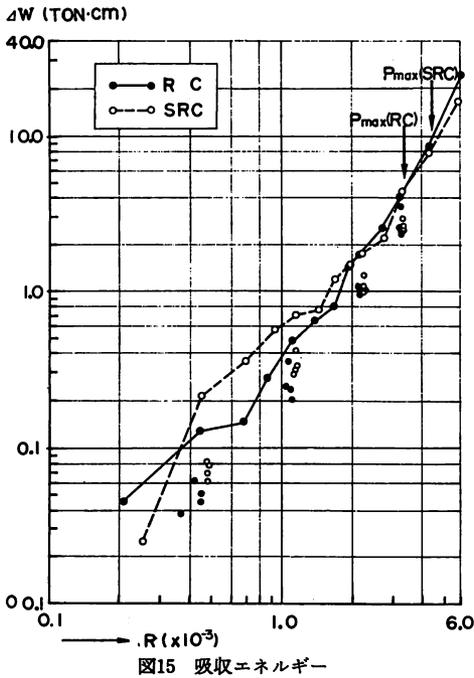


図14 減衰常数 h と変位振幅 R の関係



時の面積に対する百分率で、図16に示した。増加面積は、各変位測定点および両柱脚（変位はない）をかどとする台形又は三角形に分割し、面積を求めその値か

ら無載荷時の面積を差し引いて求めた。

増加面積は最大耐力付近では0.1%前後である。又、この範囲では直線的な増加を示し、Rにはほぼ比例している。最大耐力後、RC試験体では急激に増加しているが、SRC試験体ではRC試験体ほど著しい増加はみられない。

3.3. ひずみ性状

ここでは、鉄筋および鉄骨に貼付したW.S.G.より得られた測定結果にもとずいて、両試験体のひずみ分布状況の比較を行なう。

3.3.1. 軸方向平均ひずみ度

柱頭・柱脚部の軸方向平均ひずみ度（各振幅最大変位時）と変位振幅Rとの関係を図17(a)~(c)に示し、はり端部のそれを図18(a)~(c)に示す。図17, 18とも(a)はRC試験体の場合であり、(b)および(c)はSRC試験体の場合でそれぞれ鉄筋および鉄骨に貼付したW.S.G.より得たものである。

3.3.2. 曲率

柱およびはり各部の曲率と変位振幅Rとの関係をそれぞれ図19および図20に示す。両図とも(a)はRC試験体の場合であり、(b)および(c)はSRC試験体の場合でそれぞれ鉄筋および鉄骨のひずみ度より求めたものである。

3.3.3. 壁筋のひずみ度

壁筋のひずみ度（各振幅第一サイクル目の最大変位時）と変位振幅Rとの関係を図21(a)~(f)に示す。(a)~(c)はRC試験体の場合で(d)~(f)はSRC試験体の場合である。

3.3.4. RC試験体とSRC試験体の比較

RC試験体とSRC試験体との顕著な差は、柱頭部の曲率である。すなわちRC試験体の曲げ引張側柱の柱頭部の曲率は $R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad。近傍を境としてその傾向が大きく変わる（図19(a)中、—●—および…○…参照）がSRC試験体の場合は最終変形に至るまで変わらない（図19(b)中、—●—および…○…参照）。これは写真3(a)からわかるようにRC試験体では、柱頭部にせん断亀裂が発生（ $R = 2.0 \times 10^{-3}$ rad、したため、せん断亀裂発生前と発生後では柱のたわみ形が変化したためであると推察される。

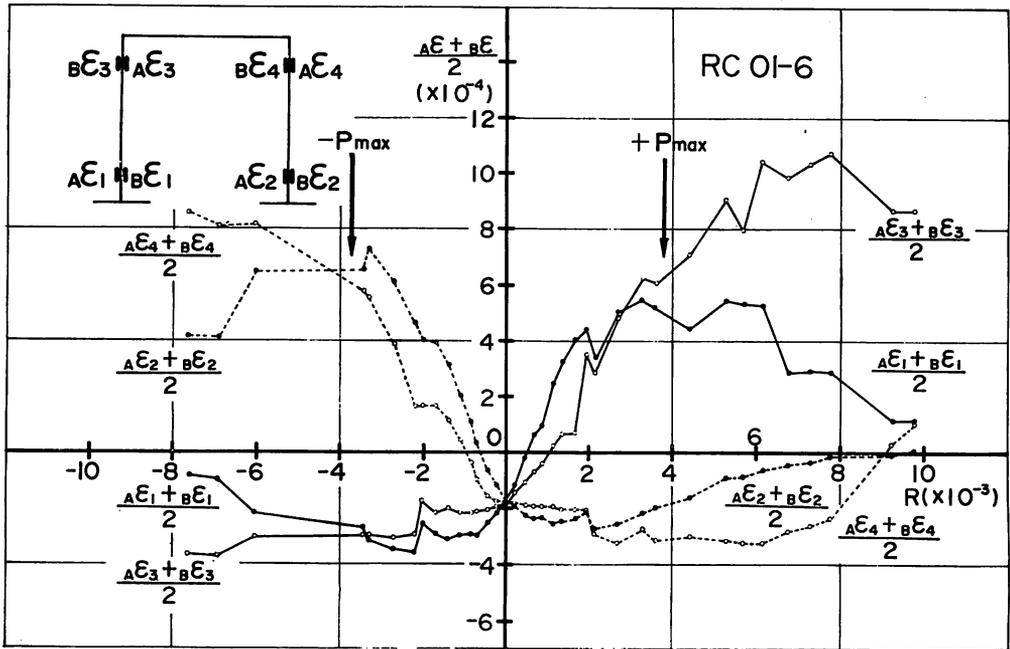


図17 (a) 柱頭・柱脚の軸方向平均ひずみ度 (RC試験体)

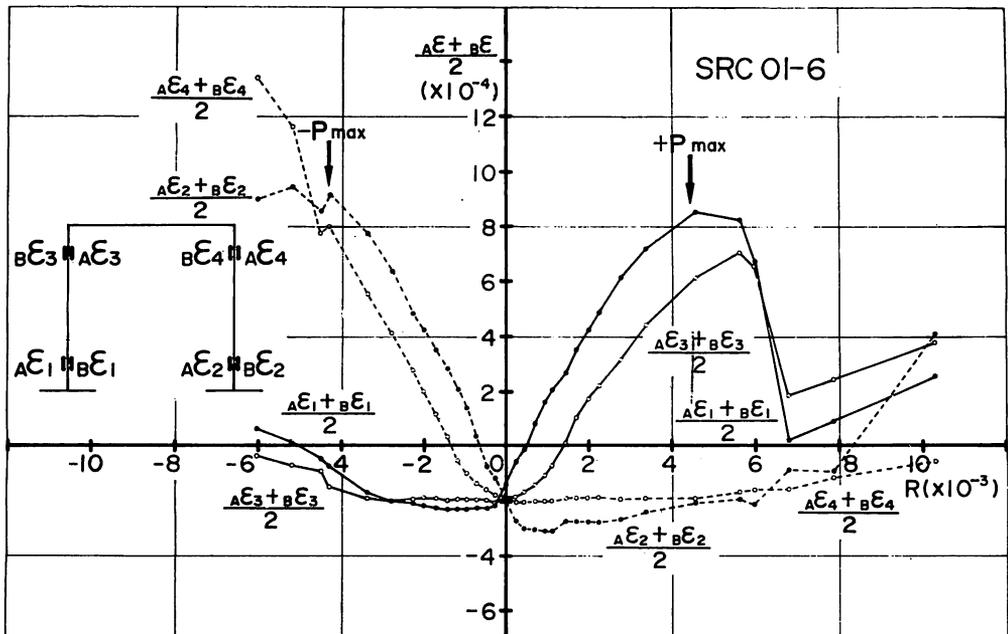


図17 (b) 柱頭・柱脚の軸方向平均ひずみ度 (SRC試験体・鉄筋)

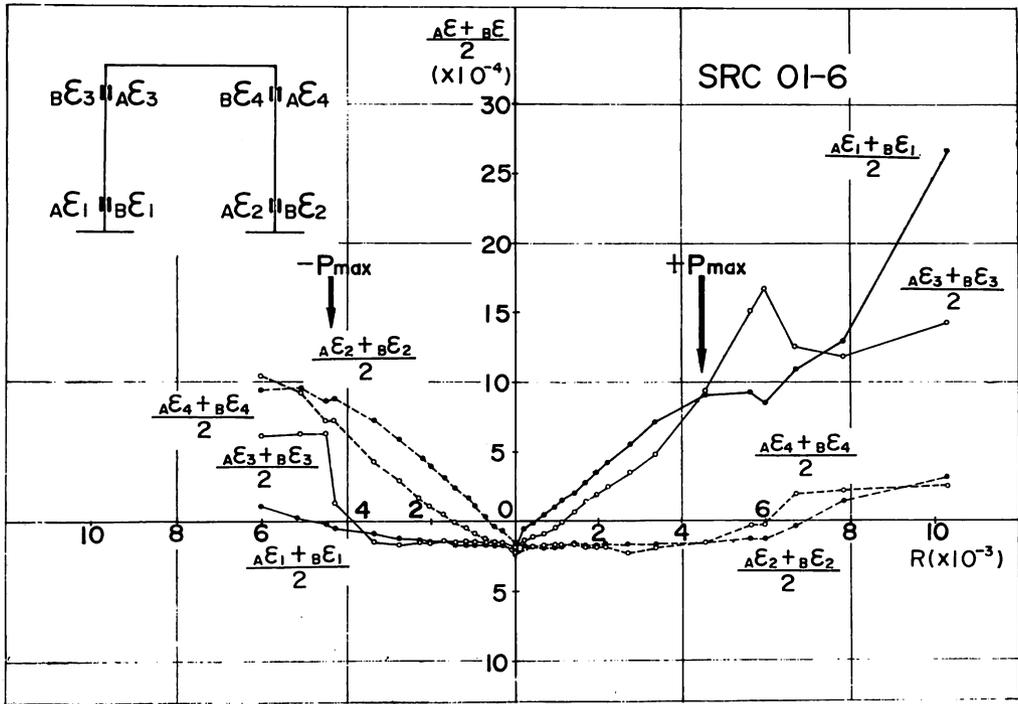


図17 (c) 柱頭・柱脚の軸方向平均ひずみ度 (SRC 試験体・鉄骨)

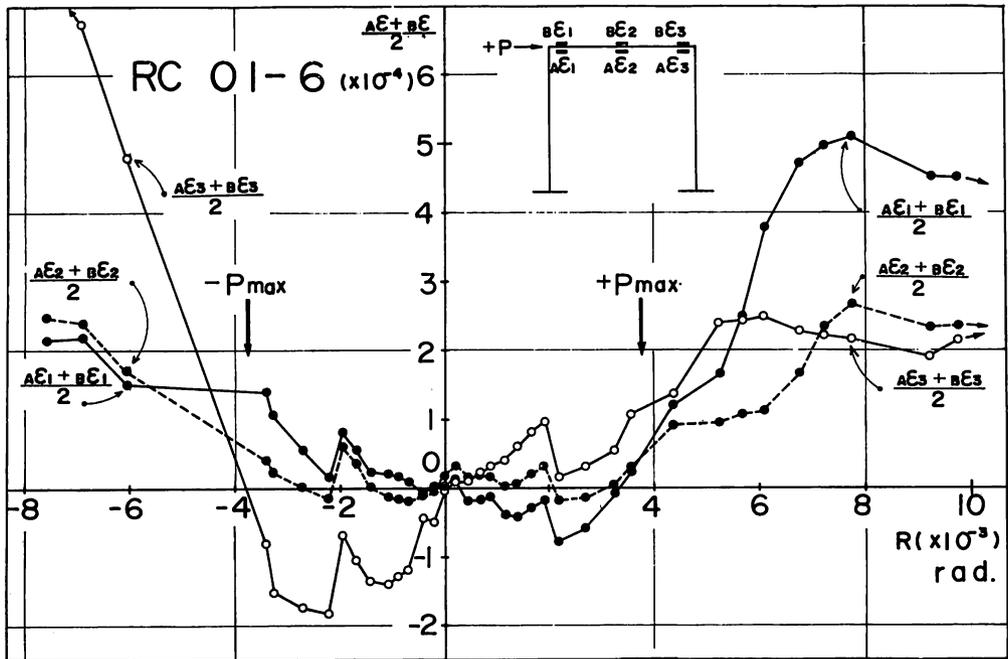


図18 (a) はりの軸方向平均ひずみ度 (RC 試験体)

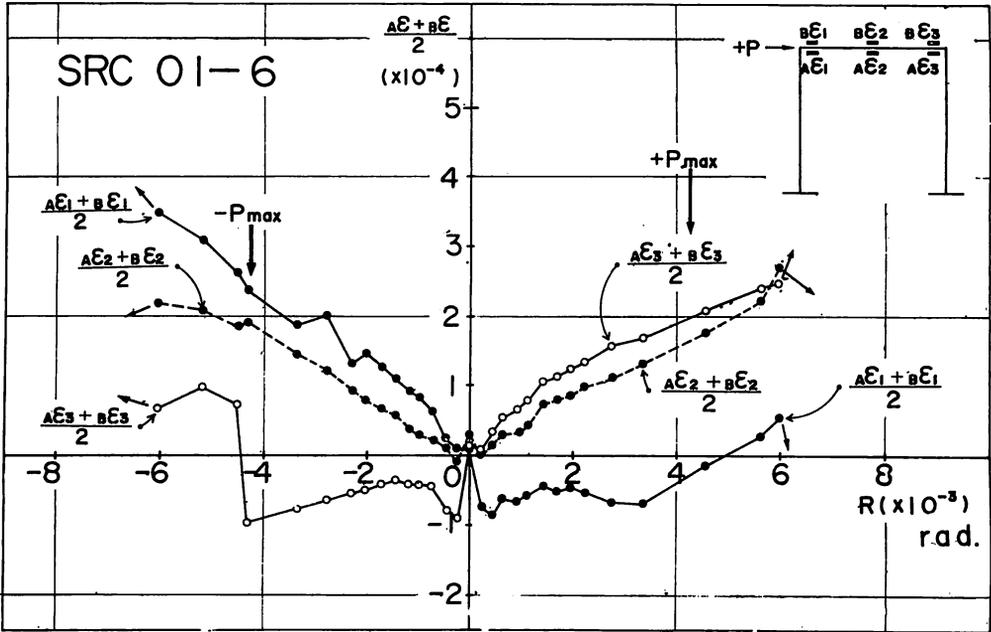


図18 (b) はりの軸方向平均ひずみ度 (SRC 試験体・鉄筋)

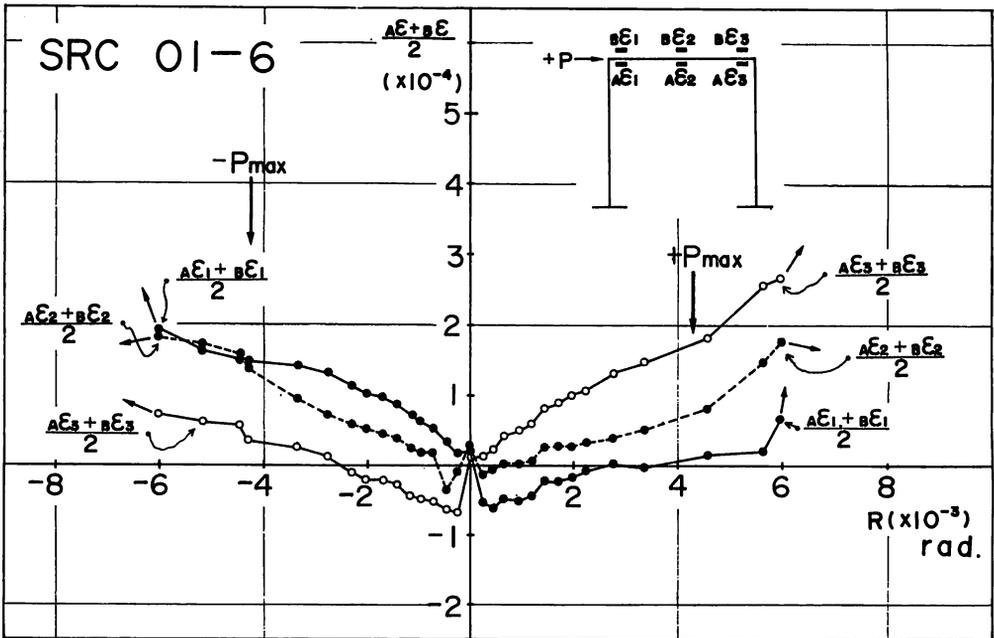


図18 (c) はりの軸方向平均ひずみ度 (SRC 試験体・鉄骨)

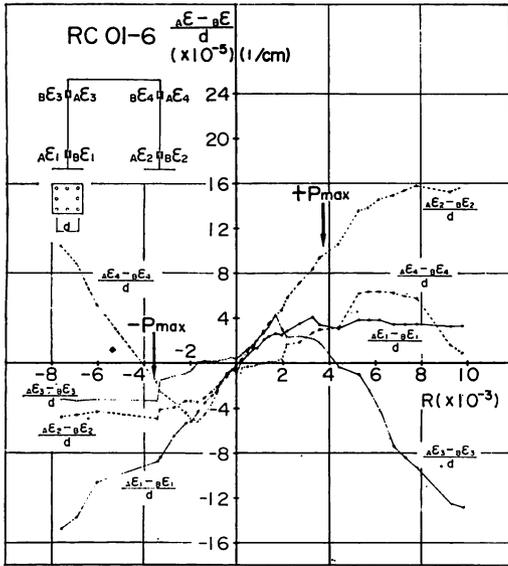


図19 (a) 柱頭・柱脚の曲率 (RC 試験体)

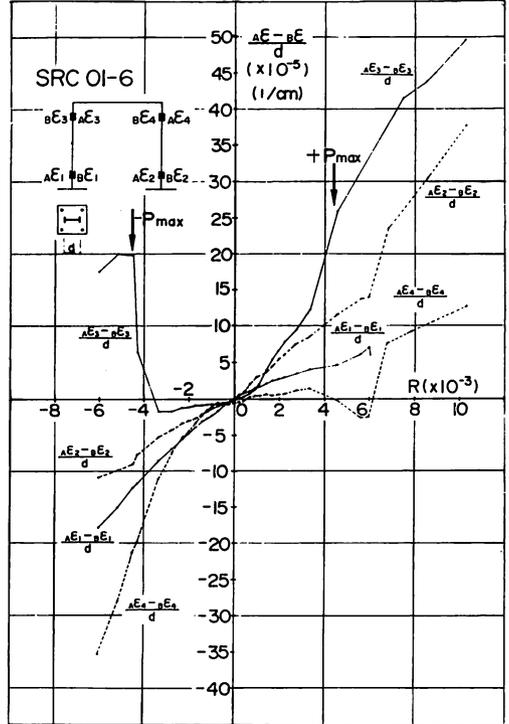


図19 (c) 柱頭・柱脚の曲率 (SRC 試験体・鉄骨)

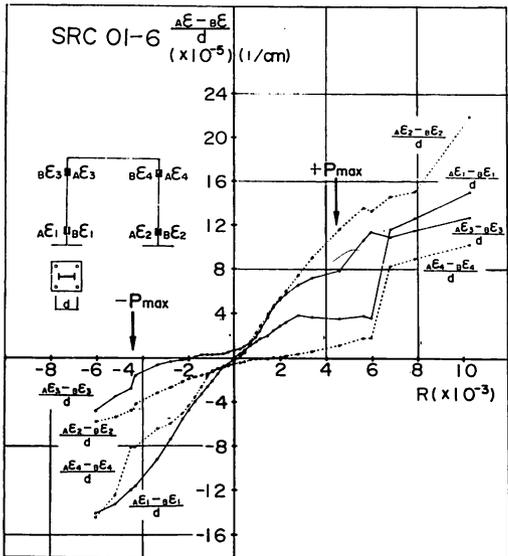


図19 (b) 柱頭・柱脚の曲率 (SRC 試験体・鉄筋)

図17～図21に基づく両試験体の詳細な比較を表6および表7に示す。表6は柱およびはりに関するもので、表7は壁に関するものである。

また、柱の軸方向平均ひずみおよび壁縦横筋のひずみの概要を図22に示す。同図中①および②は、それぞれ大勢としてひずみが引張りおよび圧縮であることを表わす。同図より、曲げ引張り側（載荷側）柱の柱頭と曲げ圧縮側柱の柱脚を結ぶ対角線の領域で壁筋ひず

みは大勢として引張となり、同図中斜線を入れた部分が圧縮となっていることがわかる。これは、図22中斜線を入れた部分には一方方向ひび割れのみが生じている（図5参照）に対応している。

3.4. 耐力に関する検討

RC 試験体と SRC 試験体の崩壊形式の違いは、写真3(a)～(c)から明らかのように、RC 試験体は壁も架構もせん断破壊しているが、SRC 試験体では、壁はせん断破壊であるが架構は曲げ破壊している点である。この差異を以下に示す計算によつて検討する。

両架構の耐力を曲げ終局強度式と許容せん断式に基づいて算出する。架構の曲げ終局強度の算定に際して、鉄筋コンクリート部分については RC 規準書⁷⁾ (付20・42)、(付20・43)の両式を使用し、鉄骨架構については部材端部に塑性ヒンジが形成された状態を想定した。

$$\text{鉄筋コンクリート断面の終局曲げモーメントは} \\ \text{はり } M_{uR}^b = 0.9 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot d \quad \dots\dots (3)$$

$$\text{柱 } M_{uR}^c = 0.8 \cdot a_s \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot N \cdot D \\ \cdot (1 - N/b \cdot D \cdot F_c) \quad \dots\dots (4)$$

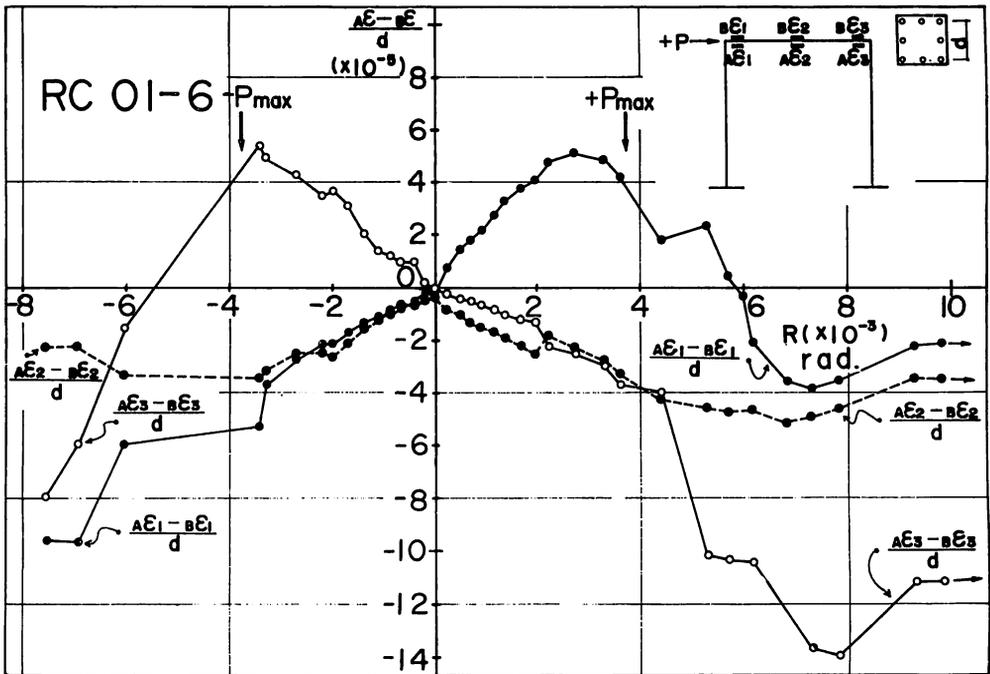


図20 (a) はりの曲率 (RC試験体)

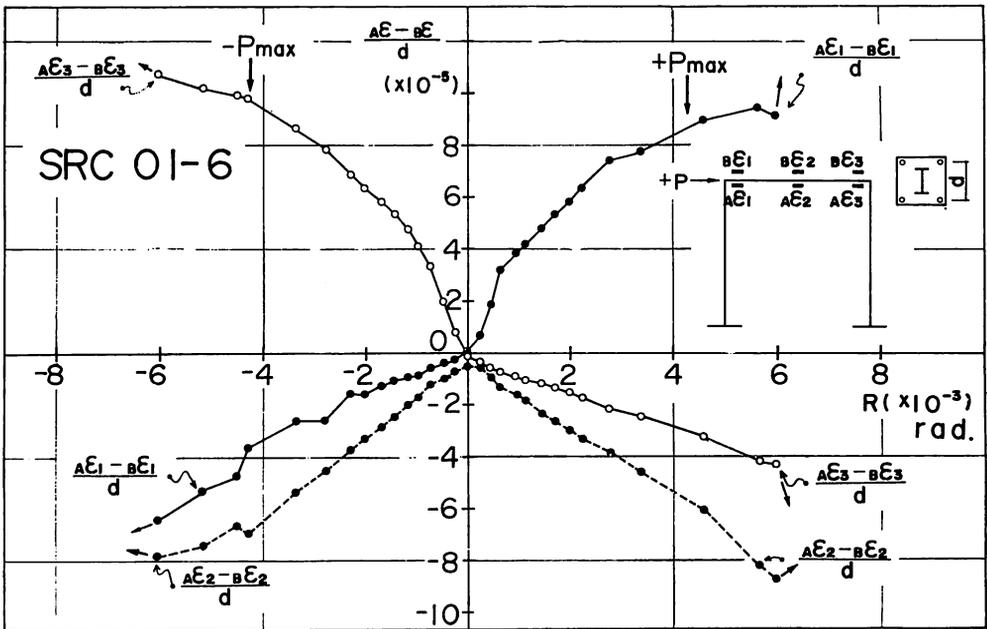


図20 (b) はりの曲率 (SRC試験体・鉄筋)

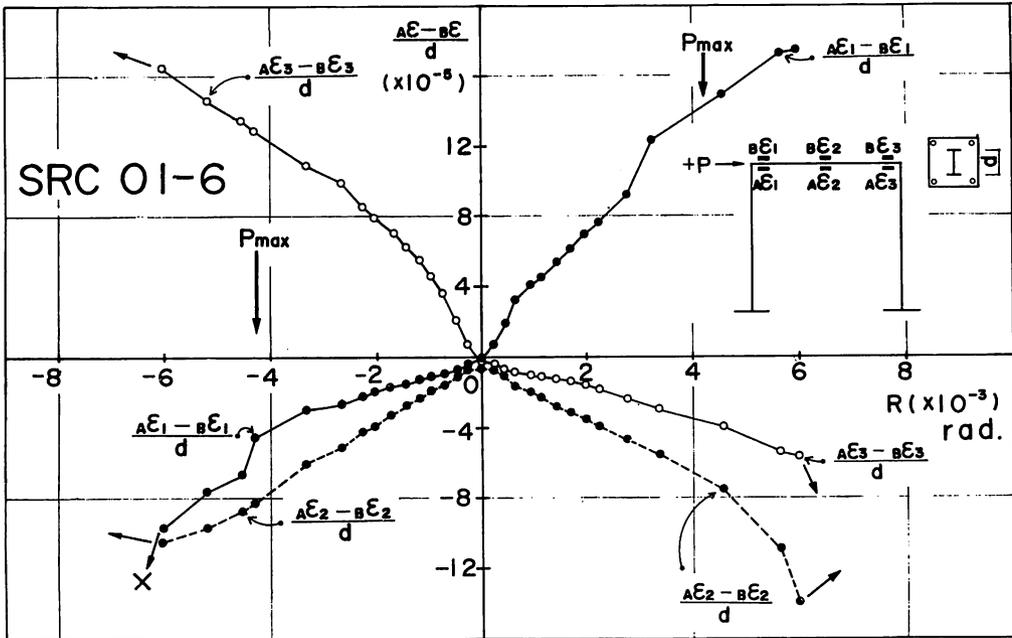


図20 (c) はりの曲率 (SRC 試験体・鉄骨)

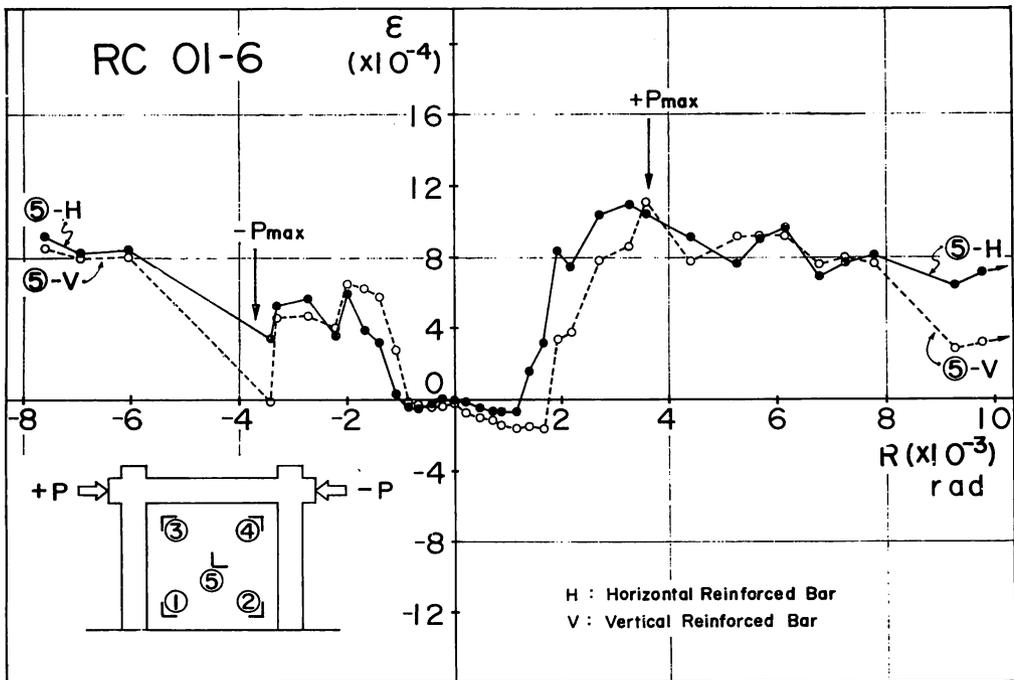


図21 (a) 壁板中央部の鉄筋のひずみ度 (RC 試験体)

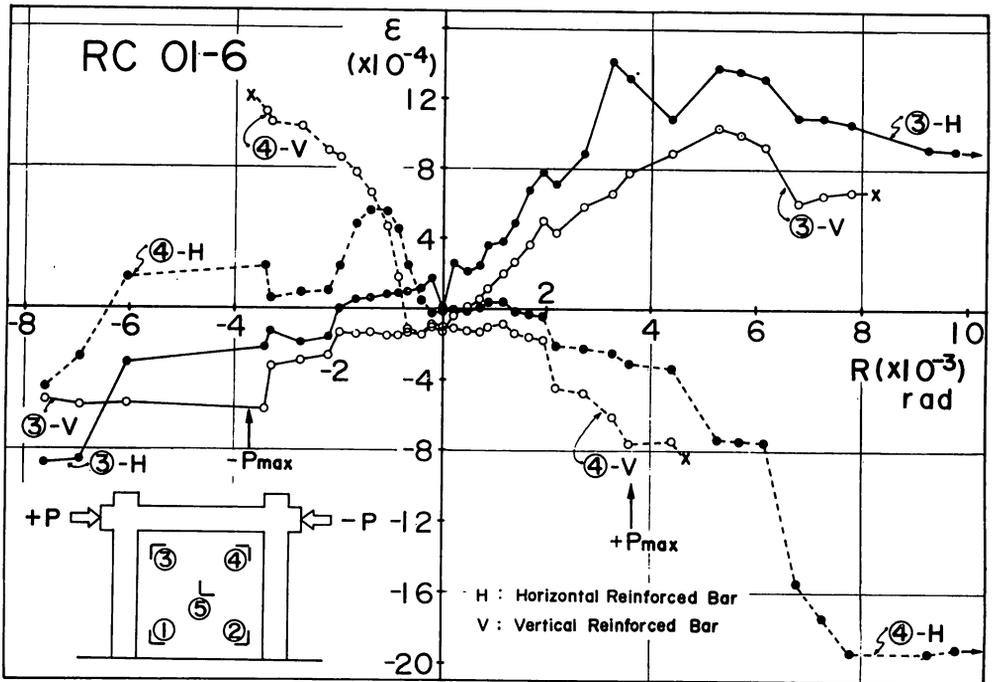


図21 (b) 壁板上部の鉄筋のひずみ度 (RC 試験体)

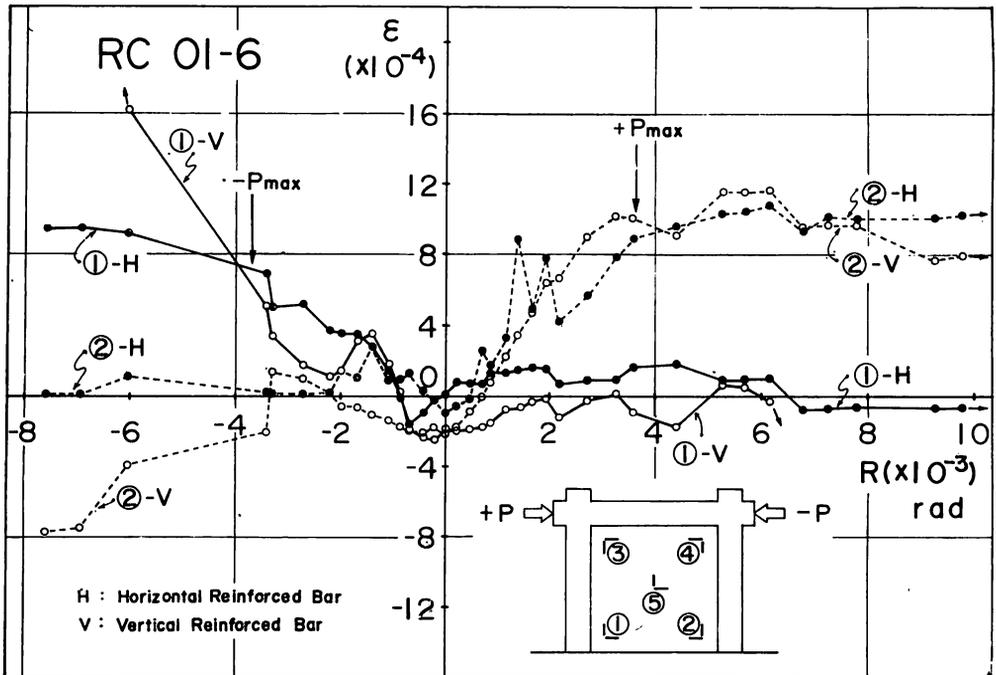


図21 (c) 壁板下部の鉄筋のひずみ度 (RC 試験体)

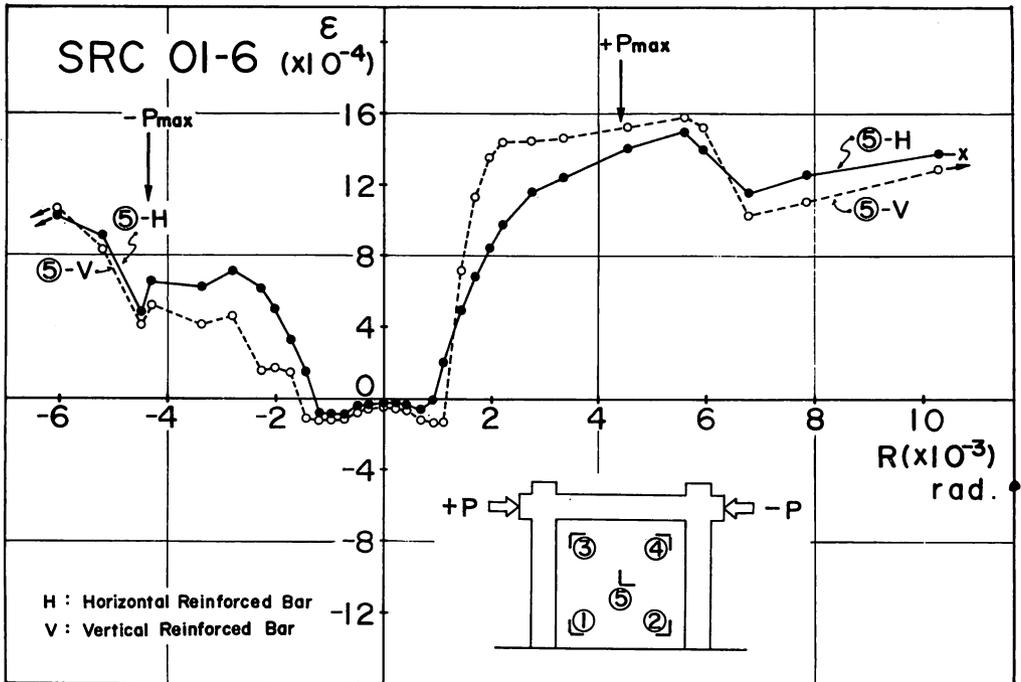


図21 (d) 壁板中央部の鉄筋のひずみ度 (SRC 試験体)

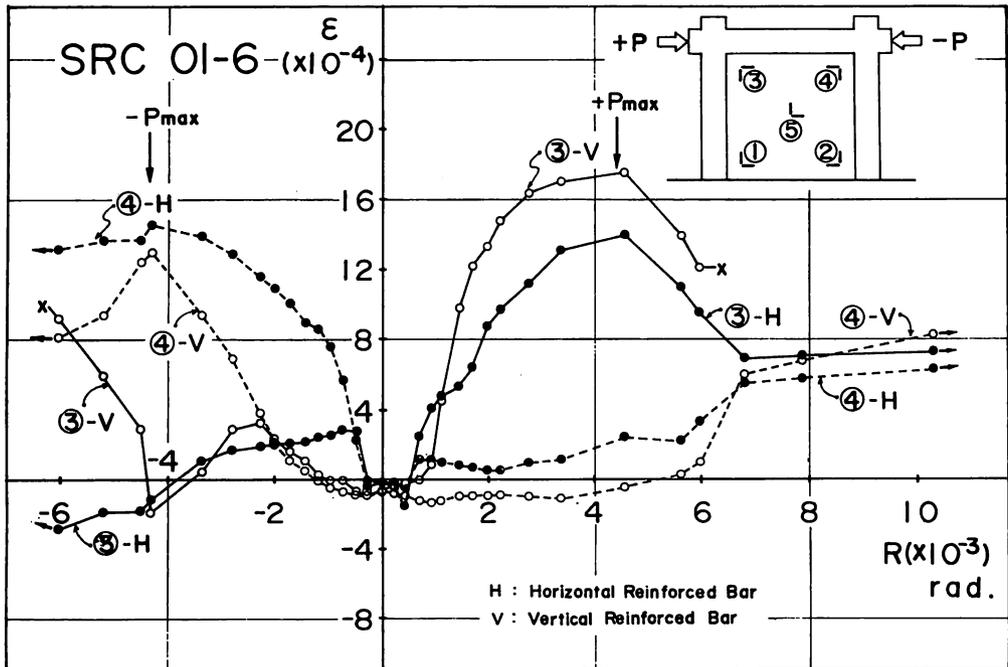


図21 (e) 壁板上部の鉄筋のひずみ度 (SRC 試験体)

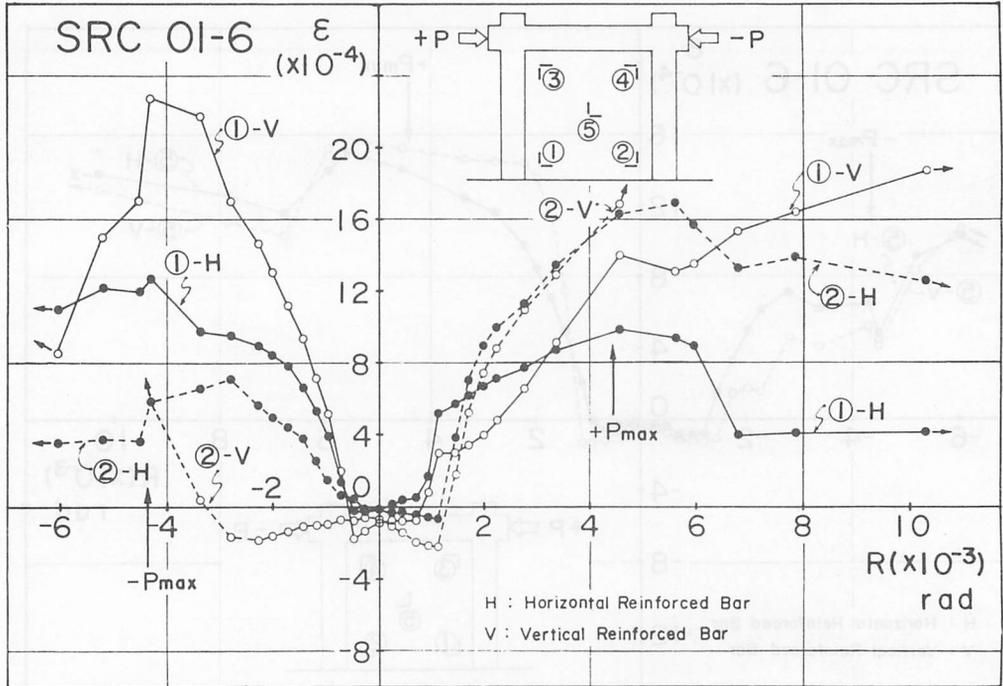


図21 (f) 壁板下部の鉄筋ひずみ度 (SRC 試験体)

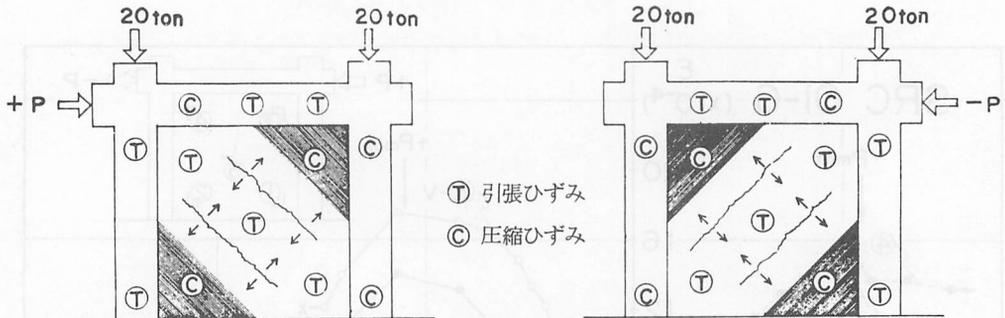


図22 ひずみ分布の概要 (RC, SRC 試験体共通)

ここに、 a_t : 引張り鉄筋の断面積
 σ_y : 降伏応力度
 b : 曲げ材の幅
 d : 有効丈
 D : 曲げ材の丈
 N : 軸力
 F_c : コンクリート強度

鉄骨鉄筋コンクリート断面の終局モーメントは

はり ${}_{SRC}M_u^b = {}_sM_u + {}_{RC}M_u^b$ (5)

柱 ${}_{SRC}M_u^c = {}_sM_u + {}_{RC}M_u^c$ (6)

ここに、 ${}_sM_u = Z_p \times \sigma_y$

Z_p : 鉄骨の塑性断面係数

で得られるから、架構の終局耐力は、材端部に塑性ヒンジが形成される事を考慮して次式で求まる。

$$RC : 2 \cdot {}_{RC}Q_c = \frac{2}{100} \left(\frac{11}{9} {}_{RC}M_u^b + {}_{RC}M_u^c \right) \dots\dots (7)$$

$$SRC : 2 \cdot {}_{SRC}Q_c = \frac{2}{100} \left(\frac{11}{9} {}_{SRC}M_u^b + {}_{SRC}M_u^c \right) \dots\dots (8)$$

RC 試験体の許容水平せん断力 Q は、次式のうちいずれか大きい方で得られる。

$$Q_1 = r \cdot t \cdot l \cdot f_s \dots\dots (9-1)$$

$$Q_2 = r \cdot (Q_w + \Sigma Q_c) \dots\dots (9-2)$$

表 6 主筋のひずみの比較 (柱・はり)

		RC 試験体		SRC 試験体	
				鉄筋	鉄骨
曲げ引張側柱 (水平加力側柱)	柱頭部	軸ひずみ平均	最終近く (8.0×10^{-3} rad) まで引張ひずみで増加している。	引張ひずみで最大耐力点まで増加している。 負側に大きな変化を与えたため、 $R = +6.0 \times 10^{-3}$ rad で急激な変化が生じている。図 3. 1(b)・(b) 参照	引張ひずみで最終まで増加している。
		曲率	$R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad 付近まで増加し、この点を越えると減少しはじめる。この原因は表外で述べる。	曲げ引張側柱の柱脚と曲げ圧縮側柱の柱頭に比べて大きく、最終まで増加している。	他の部分に比べて最も大きく、最終まで増加している。鉄筋より求めた曲率よりも大きく、最大耐力点で約 2 倍である。
	柱脚部	軸均方ひずみ	引張ひずみで最大耐力点まで増加し、最大耐力点を越えたとほぼ一定を保った後に減少する。	負側に大きな変化を与えたため $R = +6.0 \times 10^{-3}$ rad で急激な変化が生じているが、引張ひずみで最終まで増加していると言える。	引張ひずみで最終まで増加している。
		曲率	最大耐力点まで増加し、最大耐力点を越えたとほぼ一定を保つ。	RC 試験体と同じ傾向にある。	$R = +6.0 \times 10^{-3}$ rad までは変位振幅の増加と共にわずかに増加している。
曲げ圧縮側柱	柱頭部	軸均方ひずみ	$R = \pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad までは圧縮ひずみはわずかに増加している。その後減少し、引張ひずみとなっている。	最大耐力点まで圧縮ひずみでほぼ一定であり、最大耐力点を越えたとわずかに減少している。	RC 試験体と同じ傾向にある。
		曲率	$R = \pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad までは変位振幅の増加と共に増加している。	曲げ引張側柱の柱頭部と曲げ圧縮側柱脚部に比べて小さいが、変位振幅の増加と共にわずかに増加している。	$R = 3.5 \times 10^{-3}$ rad まで、わずかに増加し $R = \pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad. まで減少している。
	柱脚部	軸均方ひずみ	柱頭にせん断ひび割れが入る ($R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad.) までは圧縮ひずみでわずかに増加しているが、その後は圧縮ひずみが減少している。	圧縮ひずみであり、大勢としてわずかに減少している。	鉄筋のひずみと同様である。
		曲率	変位振幅の増加とともに増加している。	変位振幅の増加とともに増加している。	鉄筋の曲率と同様である。
はり	曲げ引張側	軸方向平均ひずみ	$R = \pm 1.0 \times 10^{-3}$ rad. まで圧縮ひずみでわずかに増加しているが、その後は圧縮ひずみが減少し最大耐力点付近より引張ひずみになっている。 $R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. では、圧縮ひずみが急増加した。	圧縮ひずみで最大耐力点付近まで一定を保ち、この点を越えると圧縮ひずみが減少し、引張ひずみになっている。	圧縮ひずみでわずかに減少し、最大耐力点付近より引張ひずみとなり、以後は引張ひずみで増加している。
		曲率	$R = \pm 3.5 \times 10^{-3}$ rad. まで変位振幅とともに増加し、以後減少する。 $R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. で、曲率が逆転している。	変位振幅の増加とともに増加している。はりの他の 2ヶ所とは逆向きの曲率である。	変位振幅の増加とともに増加しており、直線的である。はりの他の 2ヶ所とは逆向きの曲率である。
	中央	軸均方ひずみ	引張ひずみでわずかに増加している。 $R = \pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. では引張ひずみが減少した。	引張ひずみで変位振幅の増加とともに増加している。	鉄筋のひずみと同様である。

部	曲率	R \approx $\pm 6.0^{-3}$ rad. まで、変位振幅の増大とともに増加し、以後は、わずかに減少している。	変位振幅の増加とともに増加している。	鉄筋の曲率と同じ傾向であるが、鉄筋の曲率よりも少し大きい。
	軸均方向ひずみ	R \approx $\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. で引張ひずみが減少したが、大勢として変位振幅の増加とともに引張ひずみで増加している。	変位振幅の増加とともに引張ひずみで増加している。	鉄筋のひずみと同じ傾向である。
曲げ圧縮柱側	曲率	変位振幅の増加とともに増加しているが、R \approx $\pm 4.0 \times 10^{-3}$ rad. を越えると R \approx $\pm 8.0 \times 10^{-3}$ rad. まで急激に増加している。	変位振幅の増加とともに単調に増加している。	鉄筋の曲率と同じ傾向である。

表 7 壁筋のひずみの比較

		RC 試験体		SRC 試験体	
曲げ引張柱側	壁上部	縦筋	引張ひずみで変位振幅とともに増加しており、R \approx 5.0×10^{-3} rad. で減少し始める。	引張ひずみで最大耐力点まで増加し、最大耐力点を越えると減少し始める。	
		横筋	図3.3.4(b)の'③-H'は最大耐力点まで引張ひずみで増加し、その後は減少している。'④-H'はR \approx -1.5×10^{-3} rad. まで引張ひずみで増加し、その後減少している。'④-H'のゲージの変化は疑わしい。	引張ひずみで最大耐力点まで増加し、R \approx $\pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad. まで減少している。その後は一定を保っている。	
	壁下部	縦筋	圧縮ひずみでほぼ一定を保っているが、R \approx $\pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad. 以後増加している。一定を保っている時の圧縮ひずみは、ごくわずかである。	図3.3.4(a)中の'①-V'は引張ひずみで増加している。'②-V'はR \approx -3.5×10^{-3} rad. までほぼ一定の圧縮ひずみであるが、以後に、引張ひずみで増加している。	
		横筋	小さな引張ひずみでほぼ一定を保っている。	引張ひずみで最大耐力点付近まで増加し、以後は減少している。この引張ひずみは、曲げ圧縮柱側となる時の引張ひずみより小さい。	
曲げ圧縮柱側	壁上部	縦筋	R \approx $\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. まで圧縮ひずみでほぼ一定であるが、その後、圧縮ひずみで増加している。	引張ひずみまたは圧縮ひずみであるが、ひずみは小さく、最大耐力以後引張ひずみで増加している。	
		横筋	R \approx $\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. まで小さな引張ひずみでほぼ一定であるが、その後、圧縮ひずみで増加している。	R \approx $\pm 4.0 \times 10^{-3}$ rad. まで小さな引張ひずみでほぼ一定である。	
	壁下部	縦筋	引張ひずみで最大耐力点まで増加し、最大耐力点を越えたとほぼ一定を保っている。	引張ひずみで最大耐力点まで増加している。	
		横筋	最大耐力点まで引張ひずみで増加し、その後ほぼ一定を保っている。	最大耐力点まで引張ひずみで増加し、その後わずかに減少している。	
壁中央	縦筋 横筋	R \approx $\pm 1.5 \times 10^{-3}$ rad. までは圧縮ひずみであるが、その後、急激に引張ひずみとなり、R \approx $\pm 2.0 \times 10^{-3}$ rad. で一時ひずみが減少したが、最大耐力時まで大勢として増加している。	R \approx $\pm 1.5 \times 10^{-3}$ rad. までは圧縮ひずみであるが、その後、急激に引張ひずみとなっている。しかし、R \approx $\pm 3.0 \times 10^{-3}$ rad. から最大耐力付近までの範囲で引張ひずみの増加はわずかである。		

ここに、 Q_w : 無開口壁板の壁筋が負担できる許容水平せん断力 = $P_s \cdot t \cdot f_s$ ……(10)

$$= b \cdot j \cdot \{1.5 \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_s (P_w - 0.002)\} \dots\dots(11)$$

Q_c : 壁板周辺の柱(1本)が負担できる許容せん断力

r : 開口による低減率 (ここでは $r = 1$)

- t : 壁板の厚さ
- l : 壁板周辺の柱中心間距離
- l' : 壁板のうちり長さ
- P_s : 壁板の直交する各方向のせん断補強筋比
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
- f_t : 壁筋のせん断補強用短期許容引張応力度
- j : 曲げ材の応力中心間距離
- wf_t : あばら筋または帯筋のせん断補強用許容引張り応力度
- P_w : あばら筋比または帯筋比

SRC 試験体の許容水平せん断力 (Q_c) も同様であるが (9-2) 式中 Q_c が次式で求まる。

$$Q_c = sQ_c + RCQ_c \quad \dots\dots (12)$$

sQ_c : 鉄骨部分の許容せん断力

RCQ_c : 鉄筋コンクリート部分の許容せん断力で次式のうち小さい方

$$RCQ_c = b \cdot j (1.5f_s + 0.5wf_t \cdot P_w) \quad \dots (13)$$

$$RCQ_c = b \cdot j \left(2 \frac{b'}{b} f_s + wf_t - P_w \right) \quad \dots\dots (14)$$

以上の耐力算定式に基づいて求めた架構の耐力および (実験で得られた最大耐力) - (架構の耐力) が壁板の耐力であるとして求めた結果を表 8 に一括して示す。なお許容せん断力式に基づく耐力算定に際し、 f_s , f_t 等材料の強度は表 3 および 4 中に示す値を用いた。

表 8 に示すように RC 試験体では、曲げ終局強度式に基づいて算定される値、 RCQ_{c1} より、許容せん断力式に基づいて算定される値 RCQ_{c2} の方が低いから RCQ_{c2} を架構の耐力と考えるのが妥当である。SRC 試験体については、柱脚部での曲率 (図19(b)参照) と試験体下部での曲率 {=(両柱脚部の軸方向平均ひずみの差) / (両柱間隔)} との比をひずみ測定結果によって求めると約 10 : 1 であり、また両柱断面内で引張り側と圧縮側の鉄筋・鉄骨のひずみの差が大きいことにより柱断面内で降伏しているときみなすことが出来る。さらに、曲げ終局強さ式より決定される $sRCQ_{c1}$ の方が $sRCQ_{c2}$ より低いことから $sRCQ_{c1}$ を架構の耐力と考えるのが妥当である。従って、壁板の負担せん断力は RC 試験体の場合 30.5ton SRC 試験体の場合 31.3ton と推定される。

耐震壁の壁板の耐力を現行の規準では、「せん断ひび割れが壁板の全面に発生している状態を想定して」²⁾、

壁板コンクリートの負担できる許容せん断力 Q_w を与えており、これは安全側の規定ではあるが、コンクリートの負担せん断力がどの程度のものか把握しておくことも必要であろうと思われる。そこで、壁板の耐力 (Q_w) を壁筋の負担するせん断力 (sQ_w) と壁板のコンクリートの負担するせん断力 (cQ_w) との累加の式で表わすと次の様になる。

$$Q_w = sQ_w + cQ_w \quad \dots\dots (15)$$

$$sQ_w = P_s \cdot t \cdot l' \cdot f_t$$

$$cQ_w = K \cdot t \cdot l' \cdot F_c$$

K : 係数

実験条件 [$P_s=0.47\%$, $t=6\text{cm}$, $l'=90\text{cm}$, $f_t=2.658\text{ton/cm}^2$, $F_c=0.210\text{ton/cm}^2$] を用いると、

$$sQ_w = 6.7\text{ton}$$

となるので

$$cQ_w = 23.8 \sim 24.6\text{ton}$$

および

$$K = 0.21 \sim 0.22$$

が得られる。ここで、コンクリートの引張応力度が約 $F_c/10$ であることを考えると $K \cdot F_c$ は大きな値であることがわかる。これは、周辺架構の拘束効果によるものであろう。

次に実験最大耐力に関して既往の研究結果との比較検討を行なう。

RC 試験体はせん断破壊であったので、せん断最大耐力に関する 2 つの提案式 (修正大野・荒川式、および菅野式) による計算値との比較を行ない、SRC 試験体は曲げ破壊であったので、最大曲げ強度略算式による計算値との比較を行なう。

(a) RC 試験体の耐力の算定

(a.1) 修正大野・荒川式¹¹⁾による場合

せん断最大耐力 RCQ_m は

$$RCQ_m = \left\{ \frac{0.0679 P_{t_s}^{2.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_{s_s} \cdot \sigma_{s_y}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j \quad \dots\dots (16)$$

記号は図23および下記の通りである。

b_e : 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)

N, σ_0 : それぞれ壁に作用する全軸力 (kg) と平均軸方向応力度 (kg/cm²)

P_{s_s} : b_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (%)

σ_{s_y} : 壁筋の降伏応力度 (kg/cm²)

表 8 耐力算定

	RC 試験体 (実験最大耐力 $RC P_{max}=43.0\text{ton}$)	SRC 試験体 (実験最大耐力 $SRC P_{max}=48.7\text{ton}$)
<p>基づく場合</p> <p>架構の耐力を曲げ終局強式に</p>	<p>架構の耐力 ($2 \cdot RC Q_{e1}$) [(7) 式参照] $2 \cdot RC Q_{e1}=19.5\text{ton}$</p> <p>壁板の耐力 ($Q_{w1}$) $Q_{w1}=RC P_{max}-2RC Q_{e1}=23.5\text{ton}$</p>	<p>架構の耐力 ($2 \cdot SRC Q_{e1}$) [(8) 式参照] $2 \cdot SRC Q_{e1}=17.4\text{ton}$</p> <p>壁板の耐力 ($Q_{w1}$) $Q_{w1}=SRC P_{max}-2SRC Q_{e1}=31.3\text{ton}$</p>
(注) 終局曲げモーメント又は全塑性モーメントの算定に際し一定軸力 (20ton) を考慮している。		
<p>基づく場合</p> <p>架構の耐力を許容せん断力式に</p>	<p>架構の耐力 ($2 \cdot RC Q_{e2}$) [(11) 式参照] $2 \cdot RC Q_{e2}=12.5\text{ton}$ 但し ($P_v=0.002$) は P_v とした。</p> <p>壁板の耐力 (Q_{w2}) $Q_{w2}=RC P_{max}-2RC Q_{e2}=30.5\text{ton}$</p>	<p>架構の耐力 ($2 \cdot SRC Q_{e2}$) [(12) 式参照] $2 \cdot SRC Q_{e2}=2 (S Q_v + RC Q_{e2})=32.4\text{ton}$</p> <p>壁板の耐力 ($Q_{w2}$) $Q_{w2}=SRC P_{max}-2 \cdot SRC Q_{e2}=16.3\text{ton}$</p>

$P_{te} : 100 \times a_{tL} / b_e d$ (%)
 $a_{tL} : 引張側柱筋断面積 (cm^2)$
 $j : \frac{7}{8} d$ (cm)

$A_g : 柱筋断面積$
 $e\sigma_y : 柱筋降伏強度$
 $\lambda = l/h$
 $A_w = t \cdot l$

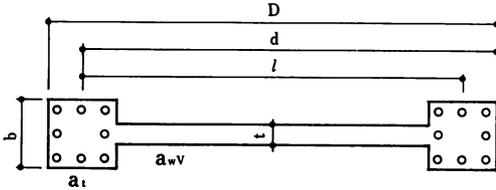


図23 記号の説明

実験条件 [$D=130$ (cm), $d=120$ (cm), $a_{tL}=15.92$ (cm^2), $b_e=10.308$ (cm), $P_{se}=0.268$ (%), $F_c=210$ (kg/cm^2), $\sigma_{sy}=2660$ (kg/cm^2), $j=105$ (cm), $P_{te}=1.287$ (%), $\sigma_0=29.851$ (kg/cm^2)] を代入すると、

$$RCQ_m = 41.0 \text{ (ton)}$$

が得られる。

(a-2) 菅野式¹²⁾による場合

せん断最大耐力 RCQ_m は

$$RCQ_m = Q_c + S_s \quad \dots\dots (17)$$

記号は図24および下記の通りである。

$Q_s : 壁筋負担せん断力$

$$Q_s = P_w \cdot \sigma_y \cdot t \cdot h$$

実験条件 [$A_g=15.92$ (cm^2), $e\sigma_y=3.90$ (ton/ cm^2), $P_w=0.46$ (%), $\sigma_y=2.66$ (ton/ cm^2), $A_w=660$ (cm^2), $N=40$ (ton), $h=100$ (cm), $l=110$ (cm), $F_c=0.21$ (ton/ cm^2), $t=6$ (cm)] を代入すると、

$$Q_c = 31.33 \text{ (ton)}$$

$$Q_s = 7.34 \text{ (ton)}$$

従って、 $RCQ_m \doteq 38.7$ (ton)

が得られる。

以上の計算値と実験最大耐力との比を求めると、

$$\text{修正大野・荒川式} \quad \frac{RCQ_m}{RCP_{max}} = 0.95$$

$$\text{菅野式} \quad \frac{RCQ_m}{RCP_{max}} = 0.9$$

となり、計算値は実験最大耐力の90~95%で、よく対応していると言えよう。

(b) SRC 試験体の耐力算定

周辺架構が RC 造である耐震壁に使用される曲げ降伏強度の略算式¹¹⁾

$$M_y = 0.8a_t \sigma_y \cdot D + 0.2a_{wv} \sigma_{sy} \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot (1 - N/b \cdot D \cdot F_c) \quad \dots\dots (18)$$

$a_{wv} : 壁筋の縦方向補強筋断面積 (cm^2)$

$a_t : 引張鉄筋断面積 (cm^2)$ (ここでは、引張側のフランジの断面積も加える。)

(その他の記号は、修正大野・荒川式を参照)

に実験条件 [$a_t=3.5+2.54=6.04$ (cm^2), $a_{wv}=2.484$ (cm^2), $\sigma_{sy}=2.66$ (ton/ cm^2), $\sigma_y=3.9$ (ton/ cm^2), $D=130$ (cm), $N=40$ (ton), $b=20$ (cm), $F_c=0.21$ (ton/ cm^2)] を代入すると、

$$M_y \doteq 5003 \text{ (ton} \cdot \text{cm)}$$

$$Q_y = \frac{M_y}{h} = \frac{5003}{100} \doteq 50.0 \text{ (ton)}$$

が得られる。実験最大耐力 $srcP_{max}$ (=48.7ton) との比は、

$$srcP_{max}/Q_y = 0.97$$

となる。

既往の研究によれば、終局強さは (18) 式より得られる値の 1.2~1.4 倍となる¹³⁾。従って、本実験結果

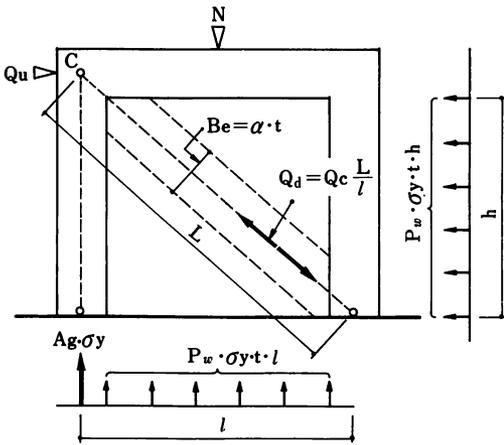


図24 記号の説明

$Q_c : \text{コンクリートの負担せん断力}$

$$Q_c = Q_d \cdot l / L$$

$L : \text{斜材長}$

$$Q_d = \alpha \cdot t^2 \cdot F_c$$

α は $\bar{\alpha}$ が 5.6 を越えるときは 5.6 であり、 $\bar{\alpha}$ が 5.6 以下のときは $\alpha = \bar{\alpha}$ である。

$$\bar{\alpha} = \{2A_g \cdot e\sigma_y + P_w \cdot \sigma_y \cdot A_w (1 - 1/\lambda^2) + N\} \times \sqrt{H \cdot \lambda^2 \cdot l} / (2F_c \cdot t \cdot A_w)$$

に限れば (18) 式はやや高い降伏耐力を与えるといえよう。この原因として次のことが考えられる。

(18) 式は両柱をフランジ、壁板をウェブとする I 形断面の降伏曲げモーメントを与える実験式であるが、前述したように本実験では柱壁よりなる I 形断面の曲率を 1 とすると柱端部のそれは約 10 であり、周辺架構と壁とが同一曲率でなく、周辺架構はせん断型の変形 (図 9 参照) をしている。

3.4.5. 短期許容水平せん断力の算定

両試験体の短期許容水平せん断力を学会規準式⁷⁾に基づいて算定する。

(a) RC 試験体

(9)~(11) 式に実験条件 [$t=6(\text{cm})$, $l=110(\text{cm})$, $f_s=1.05 \times 10^{-2}(\text{ton/cm}^2)$, $l'=90(\text{cm})$, $b=20(\text{cm})$, $j=15.31(\text{cm})$, $wf_i=2.4(\text{ton/cm}^2)$, $P_w=0.46(\%)$, $P_s=0.35(\%)$, $f_i=2.4(\text{ton/cm}^2)$] を代入すると、

$$Q_w=4.54 \text{ (ton)}$$

$$Q_C=5.78 \text{ (ton)}$$

よって

$$Q=Q_w+2Q_C=16.1 \text{ (ton)}$$

が得られ、

$$Q/RC P_{\max}=0.37$$

となる。

(b) SRC 試験体

(9-2), (12) 式に実験条件 [$t=6(\text{cm})$, $l'=90(\text{cm})$, $f_i=2.4(\text{ton/cm}^2)$, $j=15.31(\text{cm})$, $b=20(\text{cm})$, $f_s=1.05 \times 10^{-2}(\text{ton/cm}^2)$, $wf_i=2.4(\text{ton/cm}^2)$, $P_s=0.35(\%)$, $P_w=0.46(\%)$, $b'=15(\text{cm})$, $t_w=0.5(\text{cm})$, $h_w=8.6(\text{cm})$, $f_s=1.39(\text{ton/cm}^2)$] を代入すると、

$${}_r Q_c=6.51 \text{ (ton)}$$

$${}_s Q_c=5.98 \text{ (ton)}$$

$$Q_w=4.54 \text{ (ton)}$$

よって

$$Q=Q_w+2({}_r Q_c+{}_s Q_c)=29.5 \text{ (ton)}$$

が得られ、

$$Q/SRC P_{\max}=0.61 \text{ となる。}$$

以上の計算結果より、両試験体の許容水平せん断力は、最大耐力よりもかなり低いが、周辺架構の構造形式の違いにより安全率が異なることがわかる。

§ 4. 結 び

周辺架構が鉄筋コンクリート構造の耐震壁と、周辺

架構が鉄骨鉄筋コンクリート構造の耐震壁の挙動を比較する目的で、部材の曲げ耐力・軸方向耐力がほぼ等しい試験体を用いて実験を行ない、変形性状、ひずみ性状、耐力等に関する検討および考察を行なった。その結果、下記のことが明らかとなった。

1) 両試験体間には、最大耐力以後に差が生じており、RC 試験体はぜい性的で、SRC 試験体はじん性的であると言えるが、最大耐力以前でほとんど差がない。

2) 壁筋各部のひずみおよび架構各部の軸方向ひずみは、最大耐力付近まで RC 試験体と SRC 試験体とがほぼ等しい分布である。

3) 周辺架構が鉄骨鉄筋コンクリート構造の耐震壁の架構の耐力を、現行の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準ではせん断耐力で規定しているが、曲げ耐力も考慮すべきである。

4) 架構がせん断破壊した RC 試験体に対しては、修正大野・荒川式、あるいは菅野式を用いることにより耐震壁の終局耐力をほぼ予想できる。

謝 辞

実験および資料整理に際し、佐々木昭夫助手、茶円茂博事務官、及び卒論生、工藤芳嗣 (現清水建設 KK)、片寄薫 (現国土開発 KK)、熊丸雅夫 (現 KK 鴻池組)、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) 久田俊彦, 「地震と建築」, 鹿島出版会, 昭和53年
- 2) 武藤清, 黒正清治, 「鉄筋コンクリート二層耐震壁についての実験的研究」, 日本建築学会論文報告集, 第47号, 昭和28年9月, pp. 42~48.
- 3) 谷資信, 木下勝弘, 「鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁の実験的研究」, 日本建築学会論文報告集, 第66号, 昭和35年10月, pp. 497~500.
- 4) 谷資信, 宮本孝雄, 「鉄骨鉄筋コンクリート構造における耐震壁の実験」, 日本建築学会論文報告集, 第69号, 昭和36年10月, pp. 449~452.
- 5) 今井弘, 「壁板がひびわれした後の SRC 枠付耐震壁の性状」(トラス架構への置換法と実験値との比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 昭和51年10月, pp. 1565~1566.
- 6) 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」, 昭和50年
- 7) 日本建築学会, 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 昭和46年
- 8) 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年
- 9) 日本建築学会, 「工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コ

- ンクリート工事」, 1979年
- 10) 日本建築学会「建築構造物のリミットアナリシス」, 富井政英, 第7章2節
- 11) 広沢雅也, 「軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり」(その1, 矩形断面をした耐力壁の実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和46年11月, pp. 817~818.
- 12) 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」一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一, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 2 1973年2月, pp. 1~9.
- 13) 広沢雅也, 「鉄筋コンクリート・プレストレスコンクリート設計計算入門」/13, 8部材の設計計算(基本的な考え方), 3耐震壁」, コンクリートジャーナル, 1974年11月, pp. 57~65.
-