

(12) 枠付き耐震壁の膨張を拘束する内蔵ばりの効果に関する研究

今井 弘\*

§ 1. はじめに

枠付き耐震壁では壁体がひびわれした後、周辺枠が壁板の膨張を拘束するリングの役目を果し、壁板には圧力場が形成され、さらに耐力の上昇が期待できることが、最近の研究で明らかになってきた<sup>1~4)</sup>。

しかしながら、上述した研究で具体的に理論解析したり実験した耐震壁は1層1スパンの枠付き耐震壁か、又は、それに近い形をした耐震壁である。一方、実際の中高層建物の耐震設計ではFig. 1に示すように連層耐震壁がよく用いられている。この場合、連層耐震壁の力学的性質に対し、上下階にはさまれたはり（以下、内蔵ばりと呼ぶ）が果す性質について定量的な研究資料が少ないため内蔵ばりを含んだ連層耐震壁の設計も、一般に、内蔵ばりのない枠付き耐震壁の研究資料に基づいて行なわれている。

本研究の目的はせん断力を受ける枠付き耐震壁において内蔵ばりが果す効果を定量的に明らかにしようとするものであり、内蔵ばりの有無を除いて全く同じに設計製作された2体の枠付き耐震壁の弾塑性々状に關して理論解析と間接実測値の両解析結果を対比しながら検討し、内蔵ばりが枠付き耐震壁の中で果す役割について報告する。

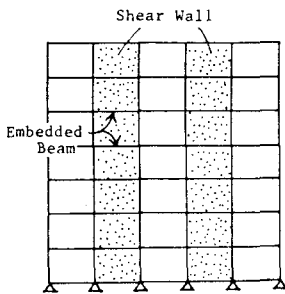


Fig.1 Structural Frame with Coupled Shear Walls

§ 2. 試験体

試験体はSW7-A、Bの2体であり、Fig.2に示すように高さ1.5m、幅1.0mの鉄骨枠付き耐震壁である。壁コンクリートは溶接金網によって補強され、周辺枠と壁体との一体化を図るため周辺枠の内側にはスタッドボルトが設けられている。SW7-AとBの相違点は内蔵ばりの有無だけであり、他はすべて同じに設計されている。従って実際の内蔵ばりには一般にコンクリート枠があるが、本実験では内蔵ばりの部分も他と同じ壁厚とし、内蔵ばりには鉄骨プレートを使用して壁体内におさめてある。

実際の建築構造物の中にある連層耐震壁では、周辺枠と内蔵ばりはR C造か、S R C造のものが多く、かつ、内蔵ばりには床スラブが接続している。本研究において試験体を極めて単純なものとした理由は、内蔵ばりを含む実際の枠付き耐震壁の基本的な力学的性質を失なわない範囲内で、試験体なるべく単純な構造物にして試験体と解析モデルの間の差異を最小にし、多方面からの解析を容易にし、内蔵ばりを含む枠付き耐震壁の基本的な性質を把握しようとしたためである。

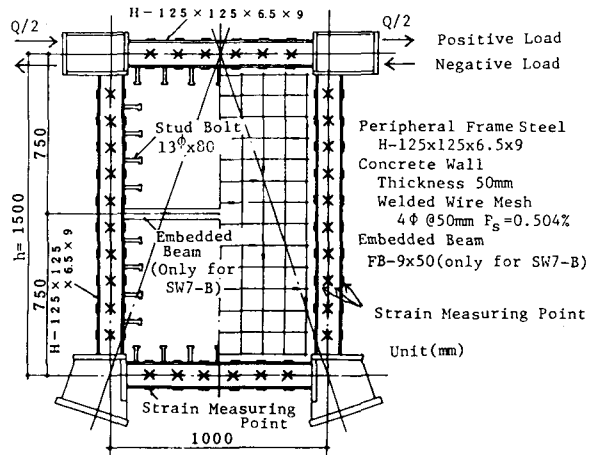


Fig.2 Framed Shear Wall Specimens

\* 筑波大学構造工学系

壁コンクリートは Table 1 に示すようにメサライトに川砂を用いた人工軽量コンクリートであり、打設後 6 時間蒸気養生を行なった。コンクリートの材料試験 (100φ×200h) は同一試験に対し本実験の直前と直後に各 3 片ずつ行ない、大きなばらつきがなかったため Table 2 には平均値を示した。また、Table 3 に示す鋼材の材料試験結果は 3 つの試験片の平均値である。

Table-1 Mixture of Concrete (kg/m<sup>3</sup>)

cement	water	sand	mesa-lite	pozzolith
329	152	777	624	3.65

Table-2 Test Results of Concrete

specimen	$\sigma_c^E$ (t/cm <sup>2</sup> )	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	slump (cm)
SW7-A	191	319	18.3	9.1
SW7-B	192	321	23.9	10.0

Table-3 Test Results of Steel

material	$\sigma_s^E$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_b$ (t/cm <sup>2</sup> )	elongation ratio (%)
H-125x125x6.5x9	2106	2.86	4.56	25.5
embedded beam	2049	2.91	4.32	30.8
wire mesh 4φ	1889	5.46*	5.88	1.9

\* the stress for permanent strain of 0.002

### § 3. 実験方法

加力方法は Fig. 2 に示すように試験体の上部はりの両端に同時に等量の圧縮力と引張力を与え上部はりの水平変形量が変形角で  $R = \pm 1.5, \pm 3.0, \pm 4.5, + 6.0 \times 10^{-3}$  に達すると折り返す正負交番の曲げせん断試験である。

今回の試験では内蔵ばりが周辺枠の拘束度合に与える影響を調べることを主目標としているため Fig. 2 に示すように周辺枠と内蔵ばりに重点を置いてひずみを測定している。変形については試験体の両面で周辺枠の中心線の交点を基準にして柱と対角方向の伸縮量を測定した。

### § 4. 実験経過とひびわれ状態

両試験体とも引張側の柱脚付近の壁体に  $\tau = Q/tl = 16 \sim 20 \text{ kg/cm}$  で初ひびわれが発生し、その後、壁板中央部付近にはほぼ斜め 45 度のせん断ひ

びわれが発生し、Fig. 3 に示すように載荷を繰り返すうちに壁一面にひびわれが生じた。最終段階では柱枠鉄骨のせん断降伏とともに SW7-A では壁の周辺で、また、SW7-B では隅角に近い部分で壁コンクリートが圧縮せん断破壊した。

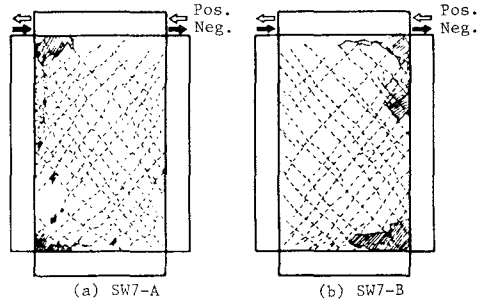


Fig.3 Crack Patterns at the Reverse Side

### § 5. 解析方針

従来の理論解析法では Fig. 4 に示してあるように解析前に素材又は部材の剛性を仮定しているため、理論解析結果と実験値が良く一致したとしても解析仮定が事実をよく表わしているとは断言できない。別な表現をするならば、理論解析仮定は事実に対し十分条件を備えているが、必要条件を備えているとは限らない。

それに対し間接実測値は事実(実測値)に基づいて、理論解析法の流れとは逆方向に解析しているので、その解析結果は事実に対し必要条件を備えている。

そこで本報告では、同一試験体に対し 2 つの解析法を適用し、その解析仮定と結果がよく対応することを確認して、それらが事実に対しほぼ必要十分条件を備えていることを示す。

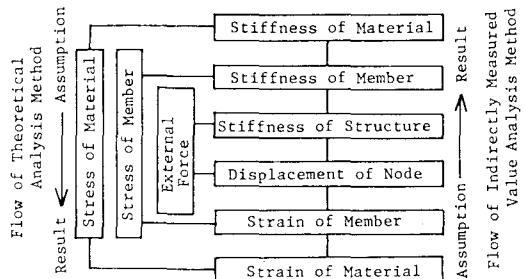


Fig.4 Flows of Analysis Methods

## 5.1 間接実測値

### (a) 節点変位

周辺枠鉄骨の多くの断面について3成分のひずみ(軸ひずみ、曲率、せん断ひずみ)と2つの対角方向の平均軸ひずみが直接実測されているのでFig. 5に示す解析モデルを設定し、直接実測ひずみの分布に最も近いひずみ分布を与える節点変位の間接実測値を求める。

なお、間接実測値を求める具体的な解析方法は文献4)で報告してあるので省略する。

### (b) 部材の剛性と応力

繰り返し加力によって壁体には、ほぼ斜め45度の平行なひびわれが交差して発生しているが、壁のコンクリートは圧縮材としてはまだ有効であるので平行な斜材として理想化できる。又、壁筋はひびわれ面に垂直な引張力として作用しているため、これも平行な引張斜材と理想化する。周辺枠は純鉄骨なので壁板とは別の挙動を示すので、軸力、曲げ、せん断の3つの変形を考慮した線材に仮定する。また内蔵ばりの応力は軸力が支配的であると思われるので両端ピンの線材に置換する。このように理想化すると、試験体はFig. 6に示す解析モデルに置換できる。

この解析モデルの各節点に作用する節点外力は各載荷ごとに直接実測されており、又、各節点の

- Bold Line Member with independent stiffness
- Broken Line Member with same stiffness as adjacent member
- Fine Line Member with average stiffness of independent stiffness at both sides

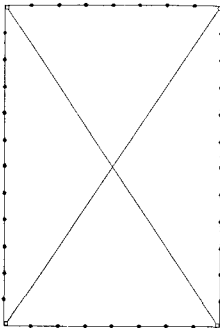


Fig. 5 Analytical Model for Nodal Displacements

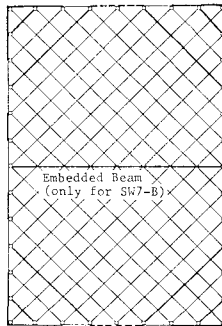


Fig. 6 Analytical Model Both for Stiffnesses of Members and for Theoretical Analysis

変位も間接実測値として既に求められているのでこれらを結ぶ構造部材の剛性を間接実測値として両既知量から求めることにする。その際、Fig. 6に示すようにいくつかの部材にのみ、軸力、曲げ、せん断の変形に対し独立した部材剛性を与え、残りの部材の剛性は、それぞれ両側の独立した部材の平均とする。

## 5.2 理論解析の方針

試験体をFig. 6に示すトラスモデルに置換し各部材の力学的性質を次のように仮定する。

- (1) 周辺枠は線材とし、軸力、曲げ、及びせん断力に対する剛性は枠鉄骨のそれぞれの弾性剛性とする。
- (2) 壁コンクリートはひびわれの発生によって引張主応力度を失ない、代りに壁筋がそれを負担する。また、壁板の引張斜材はFig. 7に示す性質をもつ。
- (3) 壁コンクリートは、ひびわれ後もひびわれ線方向には健全で圧縮力のみを負担する。
- (4) 内蔵ばりは壁板から分離して扱い、両柱を結ぶ線材とする。

$cF_t$ ; Tensile Strength of Concrete  
 $E$ ; Young's Modulus  
 $\nu$ ; Poisson's Ratio  
 $E_e = E/(1+\nu)$

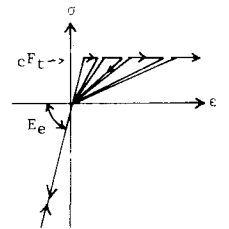


Fig. 7 Idealized Stress-Strain Relationship of Diagonal Wall Members

## § 6. 壁板のひびわれ前の性状

### 6.1 枠のひずみ分布

前述した解析仮定に従って理論解析した結果を直接実測値とともにFig. 8に示す。理論解析値のひずみは左右逆対称に分布しており、直接実測値も理論値と全体的に良く一致している。壁板のひずみは引張・圧縮両方向とも等量であり、純せん断応力下にある。また、SW7-Bの内蔵ばりの軸ひずみの直接実測値もほとんど零となってお

り、壁板がひびわれする前では、内蔵ばりが壁板

の弾性性状に影響しないことが理解できる。

枠のせん断ひずみ分布についてみると、直接実測値は理論値に対しかなり大きくなっている。これは実際には、H鋼の内側フランジの外縁では壁コンクリートと接しているため、せん断応力が存在するはずであるが、理論解析で枠のせん断剛性を枠鉄骨が平面保持する単材と仮定しているためと思われる。

### 6.2 荷重一変形曲線

耐震壁の頂部の水平変形に関する初期段階の荷重一変形曲線を Fig. 9 に示す。図中に記入してある理論初期剛性は Fig. 6 に示す解析モデルを用いて計算したものであり、実測値と理論値は良く一致している。従って初期剛性についても、内蔵ばりの影響はあまりないものと思われる。

両試験体とも荷重一変形曲線上では、ひびわれ点を示す明白な折れ曲がり点がないが、比較的大きな剛性低下を示した荷重をせん断ひびわれ荷重とすると、ひびわれ時の平均せん断応力は Table 4 に示すようにほぼ壁板のコンクリートの引張強度に近い値となっている。

## § 7. 壁板のひびわれ後の性状

### 7.1 ひずみ分布

壁板がひびわれした後の周辺枠のひずみ分布についてみても、理論解析値と直接実測値は Fig. 10 に示すように全体的に良く対応している。軸ひずみ分布についてみると、両試験体とも引張側の柱枠のひずみが特に大きく、また、上下のはりとも引張応力状態となっている。壁斜材では引張方向のひずみが圧縮方向に比較して数倍も大きく、壁全体が膨らんでいることが理解される。SW7-Bでは内蔵ばりがかなり大きな引張応力を受けて枠の膨張に抵抗するため、壁斜材の引張方向のひずみはSW7-Aと比較して小さい。

曲率分布について見ると、SW7-Aでは壁の膨張に抵抗するため柱中央部で外側引張の曲率が

The signs of tension in axial strains and outside-tension in curvatures and  $\uparrow$   $\downarrow$  in shear strains are positive, and these are indicated outside of the frame, in the lower side of diagonal lines in the walls and in the upper side of the embedded beam. The axial strains of the diagonal wall members are expressed at 1/5 scale. Solid lines and dots denote the theoretical results and the directly measured values respectively.

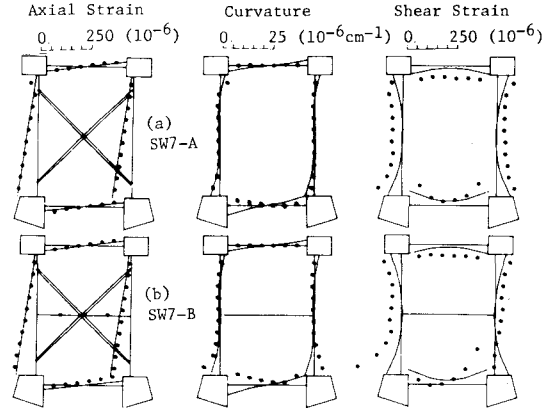


Fig. 8 Strain Distributions before Cracking in the Walls (Q=5 tons)

Arrow marks  $\times$  denote cracking points.

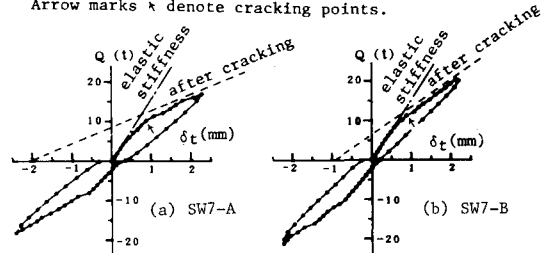


Fig. 9 Load-Deflection Curves of the Top at the Initial Stage

Table 4 Shear Loads at Cracking

	measured load Q(t)	shear stress $\tau_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	tensile strength of concrete $cF_t$	$\tau_c / cF_t$
SW7-A	10	20	18.3	1.09
SW7-B	11	22	23.9	0.92

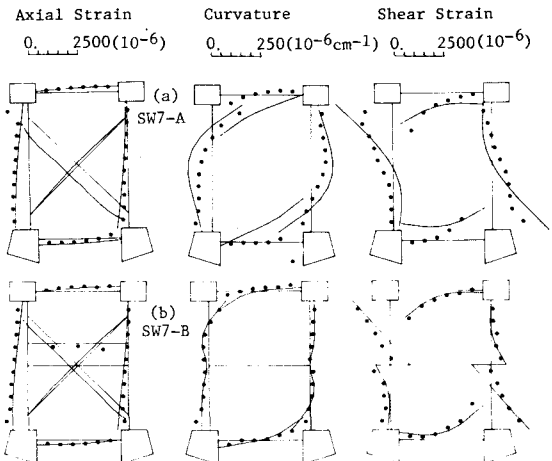


Fig. 10 Strain Distributions After Cracking in the Walls (Q=35 tons)

大きな値を示しているが、SW7-Bでは内蔵ばりがあるため枠の曲率はかなり小さくなっている。

次に、せん断ひずみについて見ると、圧縮加力部でせん断ひずみが特に大きいことが認められる。SW7-Bで内蔵ばりが取りつく柱枠の中央部分でせん断ひずみが急変しているが、この急変しているひずみに相当するせん断応力が内蔵ばりの軸応力に対応している。

これらのひずみ分布状況をさらに視覚的に理解するために、変形の間接実測値に基づいた試験体の変形状態をFig. 11に示す。両試験体とも純せん断変形に近い変形状態で変形し、両者の違いはあまり大きくないが、SW7-Aの柱が外側にかなりふくらんでいるのに対し、SW7-Bの柱は内蔵ばりの拘束を受けてあまり外側にふくらんでいないことが認められる。

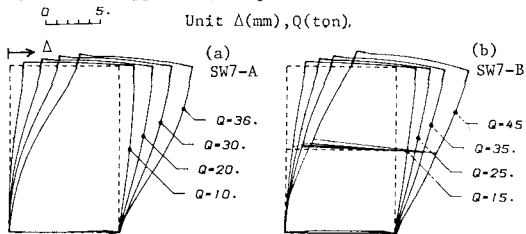


Fig.11 Deformation States at the 3rd Loading Stage

The signs of axial strains, curvatures and shear strains are the same as in Fig.8.

Broken lines denote the theoretical lines after cracking in the wall. Units:  $Q(t)$ ,  $\epsilon(10^{-6})$ ,  $1/\rho(10^{-6}cm^{-1})$ ,  $Y(10^{-6})$

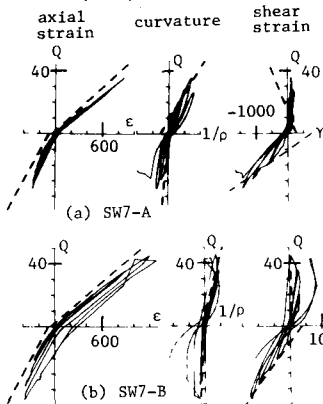


Fig.12 Load-Strain Curves of Lower Sections of Column-Frames

## 7.2 荷重-ひずみ曲線

Fig. 12は左側の柱枠の下部断面の荷重-ひずみ曲線であり、各曲線ともほぼ理論線と良く対応することが認められる。また、Fig. 13は内蔵ばりの荷重-軸ひずみ曲線であり、壁板がせん断ひびわれした後にさらに加力した段階では、理論線は実測線を良く代表していることが理解される。

## 7.3 荷重-変形曲線

試験体の上部はりの水平変形に関する荷重-変形曲線をFig. 14に示す。両試験体とも壁板のひびわれした後も耐力が上昇し、頂部の変形角で  $R = 4 \times 10^{-3}$  付近で最大耐力に達している。壁がひびわれした後さらに変形させた時の勾配(第2勾配)の理論線は § 5 の解析方針で求めたものであり、Fig. 9と14に破線で示してあるように実測線と良く対応している。このように、§ 5.2に示す解析仮定はひびわれ後の荷重-変形関係の性質も良く表わすことが認められる。

## 7.4 応力分布

壁板がひびわれした後は試験体は非線形構造物に変化するので、ひずみだけでなく応力についても理論値と実測値の対応を調べる必要がある。

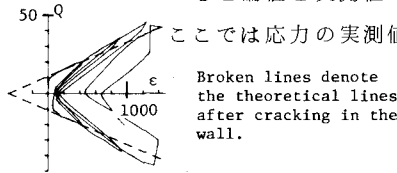


Fig.13 Load-Strain Curve of Embedded Beam of SW7-B

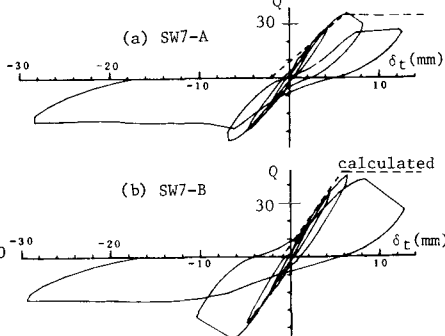


Fig.14 Load-Deflection Curves at the Top

る。

応力分布に関する理論解析値と間接実測値は

Fig. 15に示すように全体として良く対応している。軸応力について見ると、周辺枠も壁斜材も理論解析値と間接実測値は大変良く対応している。壁斜材の応力では圧縮応力が引張応力の数倍と大きく、壁板に圧縮場が生じていることが理解できる。

曲げモーメント分布について見ると、SW7-Bでは理論解析値と間接実測値が良く対応しているが、SW7-Aでは間接実測値の方が小さく、あまり良く対応していない。Fig. 10 に示した曲率分布では理論解析値が直接実測値より少し大きい値を示していることを考慮すると、枠に実際に生じている曲げモーメントは Fig. 15 に示す両分布曲線の間程度であろうと推定される。

次にせん断応力について見ると、両試験体とも理論解析値と直接実測値は全体的には良く対応していることが認められる。

§ 8. 間接実測値より求めた部材の復元力特性  
間接実測値のひずみと応力を対応させることによって試験体の各部材がたどった応力-ひずみ関係を得ることができる。

### 8.1 枠の応力-ひずみ曲線

左柱の柱脚の応力-ひずみ関係を Fig. 16 に示す。図中に記入してある破線は周辺枠のH鋼のみの弾性剛性を示している。

軸応力についてみると両試験体の履歴曲線は終始ほぼ枠の弾性線上にあることが認められる。一方、曲げとせん断の履歴曲線は軸応力履歴曲線のようにはっきりと枠の弾性剛性線上を移動してはいないが、最終段階を除いて全体的に見てほぼ枠の弾性剛性線の付近を履歴している。これらの事から周辺枠の剛性は枠鉄骨の弾性剛性に近いことが認められる。

### 8.2 壁斜材の応力-ひずみ曲線

壁斜材の応力-ひずみ関係は Fig. 17 に示すように圧縮応力下ではコンクリート試験片の  $\sigma-\epsilon$  曲線に似ているが、引張応力時にはほぼコンクリートの引張強度  $F_t$  で降伏しており、応力が減少する時には原点を指向し再び応力が増大すると前回の最大点を指向している。

これは § 5.2 の理論解析の方針で仮定したものと同じであることがわかる。

The method of indications is the same as in Fig.5. Solid lines and broken ones denote the theoretical results and the indirectly measured values respectively. The stress of the embedded beam is expressed at the scale for shear force.

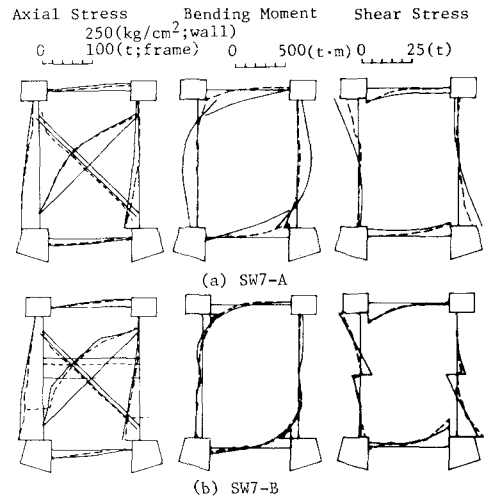


Fig.15 Stress Distributions after Cracking in the Walls

The broken lines denote the elastic stiffnesses of H-shape steel of the frame.

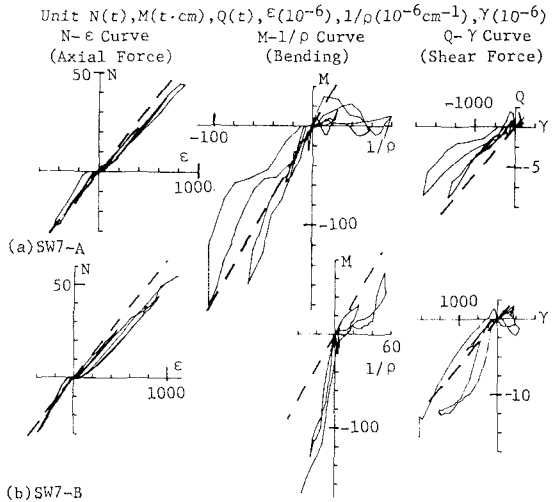


Fig.16 Stress-Strain Hysteresis Curves at the Bottoms of Column-Frames

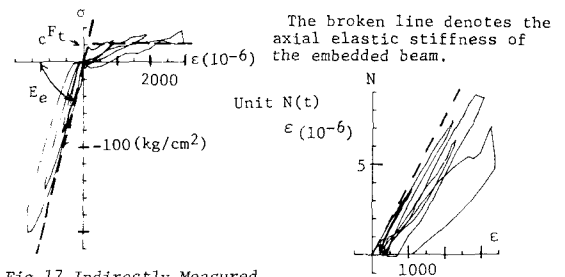


Fig.17 Indirectly Measured  $\sigma-\epsilon$  Curve of Diagonal Member

Fig.18 Indirectly Measured  $\sigma-\epsilon$  Curve of the Embedded Beam of SW7-B

8.3 内蔵ばりの応力-ひずみ曲線

内蔵ばりの応力-ひずみ曲線は Fig. 18 に示すように終始引張応力下で移動している。これは荷重の方向にかかわらず内蔵ばりが両側の柱枠の膨張を拘束しているためである。履歴曲線はほぼ内蔵ばりの弾性剛性上を移動しており、§ 5.2 で仮定したものと同一であることがわかる。

§ 9. 最大耐力

両試験体とも圧縮加力部に近い柱枠がせん断降伏し、また、SW7-B の内蔵ばりも引張降伏して最大耐力に至っている。両試験体とも最大耐力の機構は枠のせん断破壊型と考えられる。そこで Fig. 19 に示すように水平方向のつり合いより最大せん断耐力は式(1)で求められる。

$$Q_u = \sum Q_c + R + T \tag{1}$$

$$\tau_u = Q_u / t \ell \tag{1'}$$

ここで、 $Q_u$ 、 $\tau_u$ ；最大せん断耐力

$$Q_c = w \sigma_y w A / \sqrt{3}; \text{柱枠のせん断耐力}$$

$$R = s \sigma_y P_s t \ell'; \text{壁筋の負担せん断耐力}$$

$$T = b A_b \sigma_y; \text{内蔵ばりの負担せん断耐力}$$

式(1)で計算した理論最大耐力は、Table 5 と

Fig. 14 に示すように実験値と良く一致しており、本実験のように枠のせん断降伏型で枠付き耐震壁の最大耐力が決まる場合には、内蔵ばりが最大耐力に与える効果については、累加強度の考えがほぼ成立するものと考えられる。

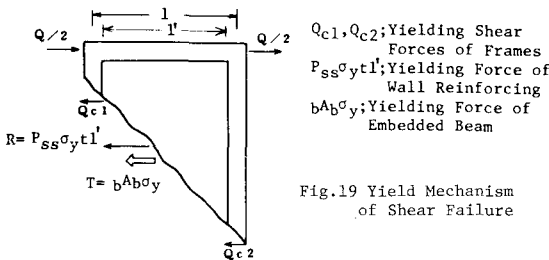


Fig.19 Yield Mechanism of Shear Failure

Table 5 Maximum Shear Stresses  $\tau_u$  (kg/cm<sup>2</sup>)

	calculated shear stress				measured stress	measured/calculated
	wall reinforcement	frame at both sides	embedded beam	total		
SK7-A	24.1	46.0	—	70.1	71.6	0.98
SK7-B	24.1	46.0	26.2	96.3	92.6	1.04

なお、枠付き耐震壁のもう一つの破壊様式である壁コンクリートの圧縮せん断破壊型の計算耐力<sup>3)</sup>は実験値や枠のせん断破壊型の理論値よりも大きくなっている。

§ 10. おわりに

内蔵ばりのある枠付き耐震壁と内蔵ばりのない枠付き耐震壁のせん断実験を行ない、間接実測値と理論解析値の両面から内蔵ばりの有無が枠付き耐震壁の弾塑性性状に与える影響について検討した。それらは次のようにまとめられる。

(1) 壁板にひびわれが生じる前では壁板はほぼ純せん断応力状態であるので内蔵ばりの応力は小さい。このため内蔵ばりの有無が耐震壁の性状に与える影響は小さい。

(2) 壁板がひびわれした後では内蔵ばりが膨張しようとする枠を拘束するので、枠の応力分布特に、せん断応力分布に強い影響を与える。

(3) 最大せん断耐力に対しても内蔵ばりが果す効果は大きく、特に、枠のせん断破壊型で最大耐力に至る場合には、内蔵ばりがせん断補強材として作用し、ほぼ累加強度の考えが成立する。

謝辞 本研究をまとめるのに際し、筑波大学園部泰寿教授よりご指導を受けました。また実験に際して三井建設(株)技術研究所小杉一正氏のご協力を得ました。ここに記して感謝の意を表わします。

参考文献

- Masahide Tomii and Hisahiro Hiraishi, "Elastic Analysis of Framed Shear Walls by Assuming Their Infilled Panel Walls to be 45-Degree Orthotropic Plates (Part I), (Part II)," Trans. of A.I.J., No.280, June, No.284, Oct. 1979
- 望月重, "鉄筋コンクリート壁体の亀裂発生後の架構拘束の解析" 日本建築学会論報第203号, 昭48. 1
- 今井弘, "鉄筋コンクリート耐震壁のせん断ひびわれ後の性状に関する研究", 日本建築学会論報第268号, 昭53. 6
- 今井弘, 小杉一正, "枠付き耐震壁のひびわれ後の性状に関する研究(間接実測値の解析法の提案とその適用例)", 日本建築学会論報第278号, 昭和54. 4

STUDIES ON EFFECTS OF AN EMBEDDED BEAM PREVENTING  
THE FRAMED SHEAR WALLS FROM EXPANSION AFTER CRACKING

by HIROSHI IMAI

This report is concerned with the effects of an embedded beam on the elastic and plastic properties of framed reinforced concrete shear walls subjected to shear force. Two specimens of an identical proportion were used for the experiment, for one of which a steel beam was further embedded horizontally at the midheight location of the specimen. The effects of the embedded beam were discussed based on both "Indirectly Measured Values" and conventional theoretical analysis results. "Indirectly Measured Values" analysis method is a newly proposed one, where the deformation and stresses of framed shear walls were analyzed based on the method of least square theory of error in a manner to best match measured strains and applied external forces. Since the flow of this analysis method is in the opposite direction to that of the conventional theoretical analysis method, if both analyses results were to agree well regarding strains and stresses, it may be judged that they represent reality.

The theoretical analysis results and indirectly measured values of framed reinforced concrete shear walls with and without an embedded beam are as follows:

- (1) Before cracking in the concrete wall panels, the wall panels are more or less under pure stress state and the stresses of the embedded beam are negligibly small. So the existence of the embedded beam hardly influences on the behaviors of framed shear walls.
- (2) After cracking in the wall panels, as the embedded beam tends to prevent the peripheral frame from expansion, its tensile stress becomes fairly large. Because of these actions the shear stress distribution of column-frames with embedded beam differs from that of the other specimen without the beam.
- (3) The stress-strain relationships of the peripheral steel frame acting as members of framed shear walls are evaluated as the elastic stiffnesses of the steel frame.
- (4) Hysteresis curves of diagonal wall members after cracking are such that under compressive stress the curves are almost the same as that of stress-strain curve of concrete, and under tensile stress those are idealized into origin-oriented hysteresis characteristics with the tensile strength of concrete as a yielding point.

---

Institute of Structural Engineering, University of Tsukuba