

[189] 原子炉建屋箱型立体耐震壁の復元力特性に関する検討

正会員 ○稲田泰夫 (清水建設技術研究所)  
 正会員 小川幸雄 (清水建設原子力設計I部)  
 猿田正明 (清水建設技術研究所)

1. はじめに

原子炉建屋は図1に示すように、箱型、円筒、あるいは円錐台等の閉鎖型断面壁を主耐震要素とする鉄筋コンクリート構造物である。形状あるいは鉄筋比等が一般建築物とはかなり異なっているために、近年多くの実験的研究が行われるようになってきており<sup>1)</sup>、筆者等も箱型断面壁の多層加力実験を実施した<sup>2)</sup>。これらの実験の多くは、実機のクリティカルな部位を想定し計画されることから、その構造要因の変化範囲が偏る傾向がある。筆者等は、建屋で想定される主構造要因の上下限を含む非線型FEM解析を数値実験として実施することにより、より一般的な性状把握を行うことを試みてきた<sup>3)</sup>。荷重変形関係を検討するにあたっては、建屋の非線型弾塑性性応答解析が質点系モデルで行われていることを念頭におき、変形をせん断と曲げとに分離した。検討の結果得られた計算値を実験値と比較しつつ以下に紹介する。

2. 数値実験手法

非線型FEM解析手法および既往実験データとの適合性については文献3), 6) に述べたので省略する。モデルの形状を図2に示す。パラメーターは鉄筋比 $P_s$  (0.8, 1.2, 1.6%)、シアスパン比 (数値実験では  $H/D = 0.4, 0.8, 1.2$ )、および軸応力度  $\sigma_0$  (0, 20kg/cm<sup>2</sup>) であり、合計18体の実験を実施した。コンクリート圧縮強度 ( $F_c = 240\text{kg/cm}^2$ ) と鉄筋降伏強度 ( $\sigma_y = 3500\text{kg/cm}^2$ ) は一定値とした。

3. データの解析方針

本解析の目的は、せん断、曲げ変形各々の簡略なモデルを作成することである。このために加力レベルでの水平変形  $e\delta_t$  を、せん断変形  $e\delta_s$  と曲げ変形  $e\delta_B$  とに分離する必要がある。

$e\delta_B$  は試験体の高さ方向に分割された要素の曲率  $\phi_i$  より(1)式で求めた。 $\phi$  は数値実験ではウェブ各要素の鉛直変位を最小二乗法により直線としこれらの上下間の差より、加力実験ではウェブ左右の鉛直変位の差より求めた。 $e\delta_s$  は(2)式により求めた。

$$e\delta_B = \sum \phi_i \cdot DX_i \cdot H_i \quad \text{---(1)式} \quad e\delta_s = e\delta_t - e\delta_B \quad \text{---(2)式}$$

ここに  $DX_i$  ; 数値実験ではウェブの水平方向分割の要素高さ、実験ではウェブ鉛直方向変形の測定区間の高さ、 $H_i$  ; 区間中央から加力レベルまでの距離

図3には数値実験と文献2) によるボックス壁実験での変形分離をした結果を示した。両者ともにせん断変形の占める割合が大きいがわかる。数値実験では、 $M/QD=1.2$ ,  $P_s=0.8$ ,  $\sigma_0=0$  の最も曲げが卓越するものでは、 $e\delta_s$  と  $e\delta_B$  の比率はほぼ等しく、終局では  $e\delta_B$  の方が大きくなっている。しかし全体的にはせん断変形の方が大きい。文献3) では、 $e\delta_s$  をウェブの対角方向変位から求める方法を使ったが、文献4) の指摘のように、せん断変形を大きく評価することがわかったので、今回は(1), (2)式によった。

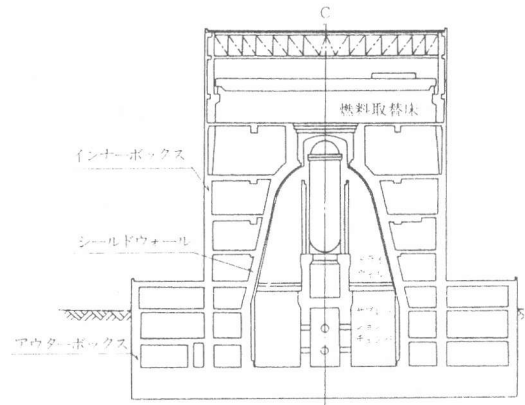


図1 原子炉建屋の立断面形状の例

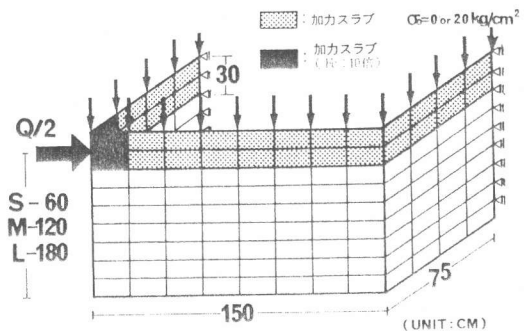


図2 数値実験モデルの形状

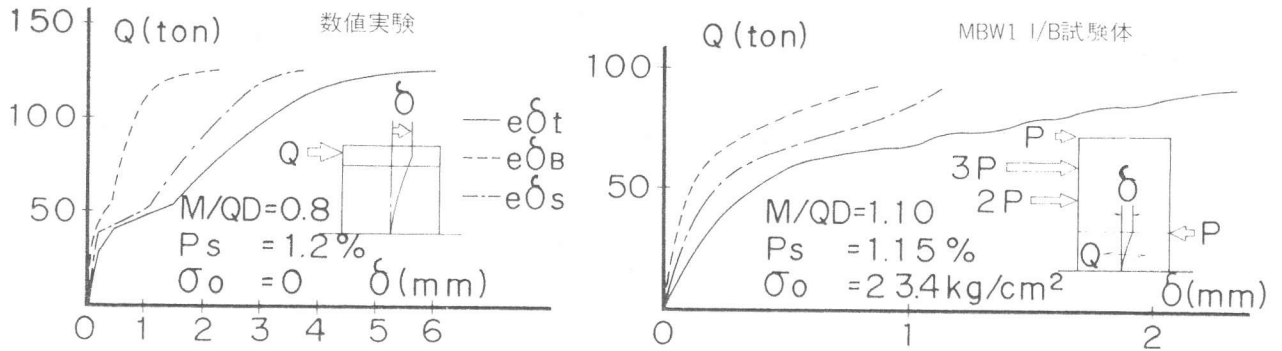


図3 変形の変離結果 (I/B試験体は正方向荷重時包絡線を示した)

#### 4. 包絡線のモデル化

##### 4.1 計算モデル

計算は図4に示す材軸直交分割ばりモデルによった。せん断変形  $c\delta_s$  は  $\tau \sim \gamma$  関係に、曲げ変形  $c\delta_B$  は  $M \sim \phi$  関係により応力から変位への変換を行う。以下に検討の結果得られた  $\tau \sim \gamma$ ,  $M \sim \phi$  関係について述べる。

##### 4.2 $\tau \sim \gamma$ スケルトンカーブモデル

数値実験の結果得られた  $\tau \sim \gamma$  関係のうち、 $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$  の場合を図5に示した。この傾向を定量的に検討するために文献5)で提案した回帰分析により3折れ線近似をし、その各折れ点の  $\tau$ ,  $\gamma$  の値を図6, 図7に示した。 $\sigma_0 = 0$  の場合の図及び  $\tau$ ,  $\gamma$  の分散分析結果は、文献6)に譲った。分散分析の結果、第2折れ点の  $\tau$ ,  $\gamma$  に大きな影響を及ぼす因子はないことがわかったので、 $\tau \sim \gamma$  関係は図8に示す2折れ線モデルとし、各折れ点を下式で定めることとした。

○第1折れ点  $\tau_1 = \sqrt{fs(fs + \sigma_v)}$  (4)式

$\gamma_1 = \tau / cG$

ここに  $fs = \sqrt{Fc}$ ,  $Fc$ ; コンクリート圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$\sigma_v =$  軸応力度 ( $\text{kg/cm}^2$ ), 圧縮を正とする。

$cG = cE/2(1 + \nu)$ , コンクリートのせん断弾性係数,  $\nu = 1/6$

○終局点

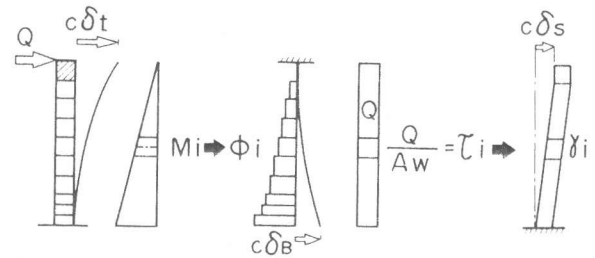


図4 材軸直交分割ばりモデル

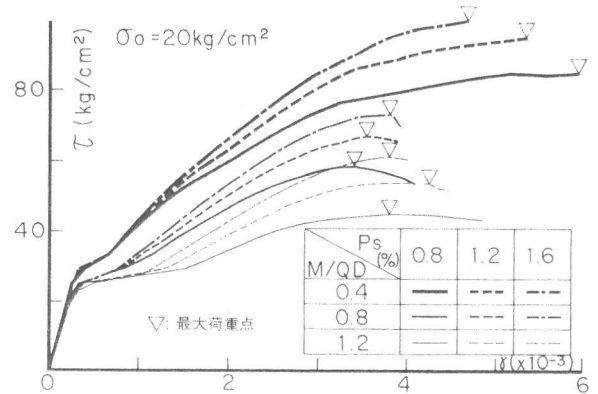


図5 数値実験の  $\tau \sim \gamma$  関係

( $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ )

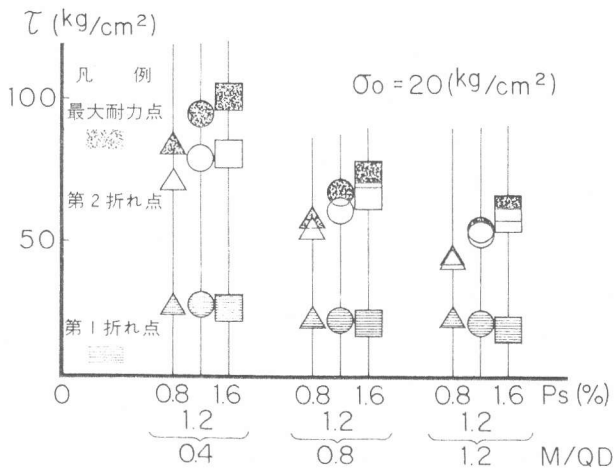


図6  $\tau$  の各折れ点の傾向 ( $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ )

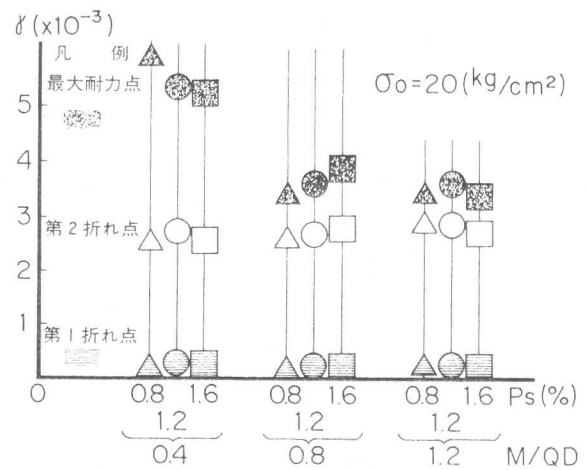


図7  $\gamma$  の各折れ点の傾向 ( $\sigma_0 = 20 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\tau_u = \frac{0.0679 P_v^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{M/QD + 0.115} + 2.7\sqrt{P_H \sigma_y} + 0.7\sigma_v \quad \text{----- (5)式}$$

$$\tau_u = (6 - 2 \times (M/QD)) \times 10^{-3}, \text{ または } 4 \times 10^{-3} \quad \text{----- (6)式}$$

ここに、 $P_v$  ; 縦筋比 (%) ,  $P_H$  ; 横筋比,  $\sigma_y$  ; 鉄筋降伏応力度

$\tau_1$  式の形は梅村によるせん断ひびわれ強度式<sup>7)</sup>と同一形状である。梅村の式では $f_s$ ではなく鉄筋量を考慮した $\tau_{cr}$ を用いているが、文献6)で実施した分散分析により $\tau$ に影響を及ぼす要因としては $F_c$ 以外では $\sigma_v$ が圧倒的であるという結果を得たのでこの形とした。 $f_s$ はACI 318-77における引張主応力度式と同一である。 $\tau_1$ は初期剛性を $G$ として求めた。 $\tau_u$ は荒川式<sup>6)</sup>に軸力項を追加したものである。分散分析の結果 $\tau_u$ に影響を及ぼす要因としては、 $M/QD$ が最大であり、実験値を評価する式として荒川式が $M/QD$ に対して最も偏りが少ない。ただし軸力の効果が充分評価できず、これを(5)式により修正した。既往の実験データ(数値実験を含む)80体に対し、荒川式では(計算値/実験値)の平均値1.10 ( $\sqrt{V}=0.22$ )、(5)式では平均1.04 ( $\sqrt{V}=0.12$ )となった。軸力の効果は(5)式第1項に算入するのが良いと筆者等は考えているが、今回は暫定的にこの形とした。 $\tau_u$ は文献6)の分散分析結果より定めた。 $\tau_u = 4 \times 10^{-3}$ としたのは $M/QD \geq 1$ の場合では曲げにより終局が定まることが多いからであり、極端に曲げ補強筋の多い場合には $\tau_u$ を低減する必要がある。図9は以上の諸式で定められた $\tau \sim \gamma$ 関係を実験データと比較した例を示した。

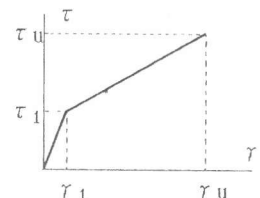


図8  $\tau \sim \gamma$ モデル

#### 4.2 $M \sim \phi$ スケルトンカーブ

加力実験<sup>2)</sup>より得られた $M \sim \phi$ 関係を図10に示した。図中実線及び点線は後述する計算値である。この図より、脚部No.1測定値は通常の曲げ変形以外のものを含んでいることがわかる。これを回転変形として取扱う。従って計算上の曲げ変形 $c\delta_B$ は下式のようになる。

$$c\delta_B = c\delta_F + c\delta_\theta \quad \text{----- (7)式}$$

ここに、 $c\delta_F$  ; 壁断面の曲げによる変形,  $c\delta_\theta$  ; 脚部の回転変形  
 $c\delta_F$  は $M \sim \phi$ 関係を下式による3折れ線モデルで表すことにより求める。

○第1折れ点  $M_1 = Ze (1.2\sqrt{F_c} + \sigma_v) \quad \text{----- (8)式}$

$$\phi_1 = M_1 / cE I_e \quad \text{----- (9)式}$$

ここに  $Ze$  ; 断面係数,  $F_c$  ; コンクリート圧縮強度  
 $\sigma_v$  ; 軸応力度,  $cE$  ; コンクリートのヤング係数  
 $I_e$  ; 鉄筋を考慮した断面2次モーメント

○第2折れ点  $M_2 = My \quad \text{----- (10)式}$

$$\phi_2 = 0.003/D \quad \text{----- (11)式}$$

ここに  $My$  ; ①平面保持, ②コンクリートの $\sigma \sim \epsilon$ は直線,  
③鉄筋の $\sigma \sim \epsilon$ は降伏以後の剛性を0とするバイリニアール,  
④鉄筋は壁芯位置に集中し等分布, 等の仮定による引張降伏時のモーメント,  $D$  ; フランジ壁芯々間距離

○終局点  $M_u = Mu \quad \text{----- (12)式} \quad \phi_u = 0.003/X_{nu} \quad \text{----- (13)式}$

ここに $M_u$  ; ①コンクリート圧縮応力度 $F_c$ , ②鉄筋の応力度の絶対値 $=\sigma_y$ , となった時の全塑性モーメント,  $X_{nu}$  ; 全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離

第1折れ点は通常用いる式であり説明を省略する。第2折れ点の $\phi_2$ は $My$ を求めた時の中立軸位置から求まるがやや過少評価となる。

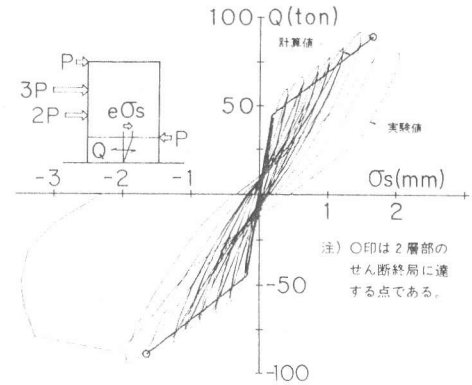


図9 せん断変形の比較

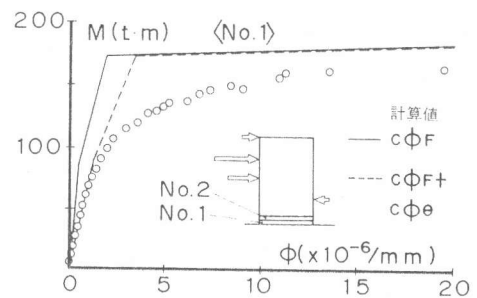
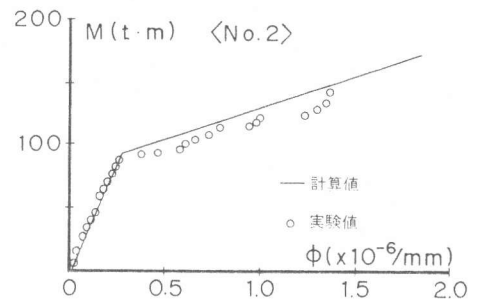


図10  $M \sim \phi$ 関係の比較

これは繰り返し加力等の影響と思われる。数値実験の断面について  $\phi_y$  を求めると、構造要因に係わらずほぼ一定と見なせた。従ってこの値をやや割増して(11)式とした。終局時の  $\phi_u$  は略算的ではあるが、3.でも述べたように曲げ変形の占める割合が少ないので、暫定的に(13)式とした。

脚部回転変形は、図11に示すように壁筋がアンカー部より伸び出すために生じるものと考えられる<sup>9)10)</sup>。回転角  $\theta$  は下式で表せる。

$$\theta = X / j = \int_0^{L_a} f(x) dx / j \quad \text{-----(14)式}$$

この  $\theta$  を各モーメントに対して求める方法<sup>11)</sup>もあるが、ここでは簡便に降伏モーメント  $M_y$ 、その時の  $j_y$ 、 $L_a = 40d$  ( $d$  は鉄筋径)、さらにひずみ分布を3角形と仮定し、回転バネの定数  $K_\theta$  を下式により求めた。

$$K_\theta = M / \theta = M_y \cdot j_y / (0.5 \times (40d)) \times s \epsilon_y \quad \text{-----(15)式}$$

但し  $M \leq M_u$ 、 $s \epsilon_y$  ; 鉄筋降伏ひずみ  
 図10には実験値と計算値を比較し示した。No.2要素の  $M \sim \phi$  関係は良く一致しているが、No.1では途中から差が大きくなる。これは本試験体が丸鋼を用いているために付着の劣化が生じ、回転変形が大きくなるためと考えられる。以上の各変形成分を合成し全体変形として実験値と比較した所良い一致をみた。ただし、数値実験においては脚部を固定しているために、回転変形は無いものと考えた。

### 5. ループのモデル化

ループのモデル化は図12に示す小川<sup>12)</sup>による3次関数を用いて近似した。ループ面積  $S$  と  $X=0$  付近での勾配  $Y_{x=0}$  とを文献2)の実験データより求め、下式により係数  $A$ 、 $B$  とした。

$$A = 3 / 8 \cdot S, B = Y_{x=0} \quad \text{-----(16)式}$$

図13には  $\tau \sim \gamma$  関係ループの係数  $A$ 、 $B$  の傾向を示した。これより  $A$  はほぼ一定値(等価粘性減衰定数に換算し約5%)、 $X=0$  付近での勾配は  $\gamma$  が増大するにつれ小さくなるのがわかる。 $A$ 、 $B$  の暫定式を図中に記入したが、今後さらにデータを蓄積し精度を向上させたいと考えている。

### 6. まとめ

箱型断面壁の加力実験及び非線型 FEM 解析による数値実験結果を用い、スケルトンカーブのモデルを作成し実験データとの良い一致をみた。またループは3次曲線によるモデル化が可能であることを示した。

(謝辞) 本論を作成するにあたり、筆者が所属する各種の委員会の諸先生、諸先輩方からの貴重な御意見、示唆を戴きました。末尾ながらここに深謝いたします。

(参考文献) 1) 多数あるので代表例のみを示す。東京大学梅村研究室「鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する研究」昭和50年9月、瀬戸川他「円筒型RC耐震壁に関する水平加力実験報告」(その1)、(その2) 建築学会近畿支部研昭和54年 2) 深田、鈴木他「原子炉建屋模型の水平加力実験」(その1)~(その3) 建築学会大会昭和55年、56年/FUKADA, et. al "Experimental Study on One-Thirtieth Scale Model on Reinforced Concrete Reactor Building Under Cyclic Lateral Loading" 6th SMIRT 3) 稲田、小川、猿田、「原子炉建屋ボックス型立体耐震壁の復元力特性に関する研究」(その1)~(その3) 建築学会大会昭和58年 4) 平石「耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定法」建築学会論文報告集昭和58年11月 5) 稲田、小川、猿田「原子炉建屋立体耐震壁の復元力特性に関する研究」建築学会大会昭和57年 6) 稲田、小川、猿田「実験データに基づく原子炉建屋のエネルギー吸収能、せん断強度に関する検討」第6回コンクリート工学年次講演会昭和59年、7) 梅村魁編著「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」技報堂、8) 大野、荒川「鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究」建築学会論文報告集No.66、昭和35年10月、9) R. YAMASHIRO & P. SIESS "Moment-Rotation Characteristics of R.C. Members Subjected to Bending, Shear and Axial Load" Civil Eng. Studies Structural Research Series No.260 10) 宮武他「鉄筋コンクリート柱に関する研究I」建築学会関東支部研昭和41年、11) S. OTANI "Inelastic Analysis of R/C Frame Structures" Journal of the Structural Division ASCE July 1974、12) 小川、阿部「鉄筋コンクリート骨組の動的特性に関する研究I」建築学会大会昭和43年

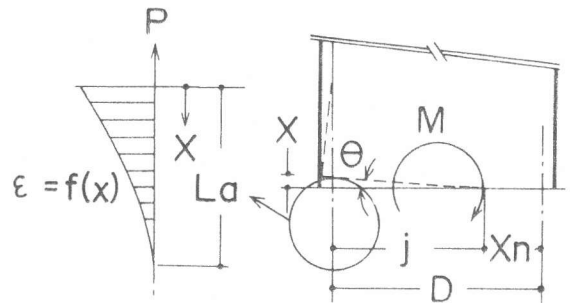


図11 脚部回転変形の考え方

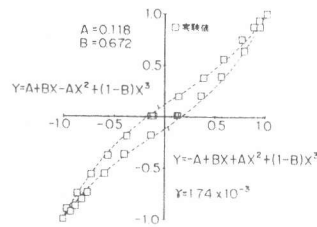


図12 ループの3次曲線による近似

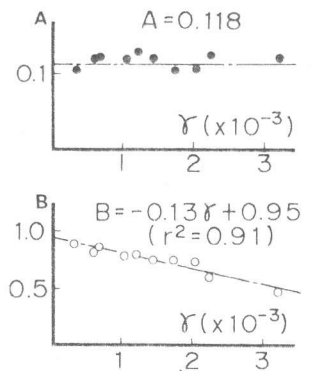


図13 係数A、Bの傾向