

# PWR 型原子炉建屋の復元力特性試験

## (内部コンクリート構造体の全体模型)

——弾性解析に基づいた評価手法の試験結果に対する適用性の検討——

古 屋 則 之      関 根 正 孝      木 村 耕 三  
山 口 義 博      山 口 恒 雄      武 田 寿 一

### Horizontal Loading Test by Whole Model Specimen Simulating Inner Concrete Structure of PWR Type Nuclear Power Plant

——Examination of Applicability to Test Results  
of Evaluation Methods Based on Elastic Analysis——

Noriyuki Furuya      Masataka Sekine      Kozo Kimura  
Yoshihiro Yamaguchi      Tsuneo Yamaguchi      Toshikazu Takeda

#### Abstract

The Nuclear Power Engineering Test Center has performed a horizontal loading test by a whole model specimen simulating the inner concrete structure of a PWR type nuclear power plant in order to investigate restoring force characteristics of reactor buildings. This report describes the results of examination of applicability to the test results of analysis methods based on elastic theory. The analysis results of elastic stiffness, concrete cracking load, rebar yielding loads and ultimate strength were compared with the test results. According to this examination, it is recognized that even these analysis methods based on elastic theory are comparatively effective for analysis of an inner concrete structure of fairly complex configuration, although there are limits to the scope of applicability.

#### 概 要

本報告は、原子力工学試験センターが実施したPWR型原子炉建屋内部コンクリート構造体の全体模型試験体による復元力特性試験の試験結果に対し、弾性解析にもとづく単純な評価手法の適用性について検討した結果をまとめたものである。評価手法は、有限要素法やはり理論による弾性解析にもとづくものであり、初期剛性、ひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重、終局耐力などの試験結果を対象にしてその適用性を検討した。その結果、複雑な形状をした内部コンクリート構造体に対し、単純な解析法でも、適用に限界があるものの、近似的な評価を行なううえでは充分有効であることがわかった。なお、本報告に用いた資料は、原子力工学試験センターの「原子炉建屋の復元力特性試験（PWR型原子炉建屋内部コンクリート構造体の全体模型試験）」から引用した。

#### 1. 序

PWR 型原子炉建屋の内部コンクリート構造体は、原子炉格納容器内にあり、図-1、図-2 に示すように非常に複雑な形状をしており、平面の中心にある原子炉容器を支持する厚肉八角形筒体の一次遮蔽壁と、その周辺の蒸気発生器、加圧器、燃料移送チャンネルなどを支持ま

たは隔離する二次遮蔽壁からなる二重壁構造となっている。これらの壁体はX軸に関してほぼ対称に配置されている。壁筋量は通常の建物に比較して非常に多く、全体にわたって1~2%程度配筋されている。

このような構造体の耐震性能の解析的な評価は、弾性範囲については有限要素法をはじめとする解析法の発達により充分可能であり、また、塑性領域についてもある

程度は可能であるが、最終破壊にいたるまでの評価は現在では不可能である。また、実験的な研究も乏しい。

このような背景から、(財)原子力工学試験センターでは通産省の委託を受けて、まず、実機を非常に簡略化した小型模型や部分模型による静的水平加力試験が実施され<sup>2)</sup>、その第2段階として、実機全体をある程度忠実に模擬した全体模型試験体による静的水平加力試験が実施された<sup>1)</sup>。

本報告は、全体模型試験体の試験結果を引用し、弾性理論にもとづく解析手法の適用性を検討したものである。

## 2. 試験概要

### 2.1. 試験体の概要

試験体は、実機内部コンクリート構造体全体を1/10に縮小した鉄筋コンクリート構造体であり、図-3～図-5に示すように、基礎スラブと、一次遮蔽壁と二次遮蔽壁を模擬する壁体部分と、上下2段の加力スラブから構成されている。

試験体のモデル化にあたっては、実機の形状が非常に複雑であり、これを忠実にモデル化して製作することは困難であるために、構造体全体の挙動に大きな影響をおよぼさない程度に、また、実機の形状から著しく逸脱しない範囲で各部構成要素の形状を単純化したり、一部省略するなどの検討が加えられている。

壁筋は、D 10 のダブル配筋であり、縦筋比と横筋比は一層部分でそれぞれ 1.8%, 1.74%, 二層部分で同じく 1.8%, 1.36% である。また、壁の幅止め筋としては D6 が壁体全面に約 0.2% で配筋されている。なお、縦筋は基礎スラブの下端で鋼板

( $\sigma$ -12) に溶接して定着されている。鉄筋の材質を表-1 に示す。

コンクリートの打設は、基礎スラブ、一層部分の壁体、二層部分の壁体、三層部分の壁体の4段に分けて行なわれ、各段の打継ぎ面では、コンクリート硬化後に目荒してレイタンスを取り除き、コンクリート打設直前にはコンクリートと同程度の調合のモルタルを打継ぎ面上に打ち込み、新旧コンクリート

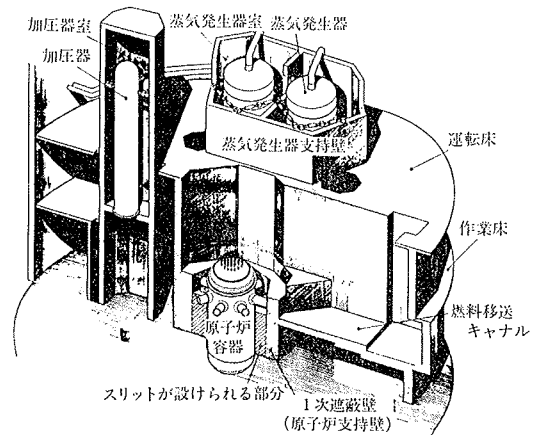


図-1 実機の概要 (半割り部分のパス)<sup>1)</sup>

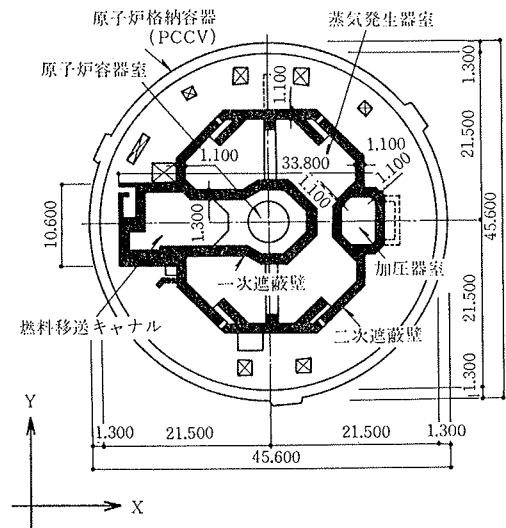


図-2 実機の概要 (平面図)<sup>1)</sup>

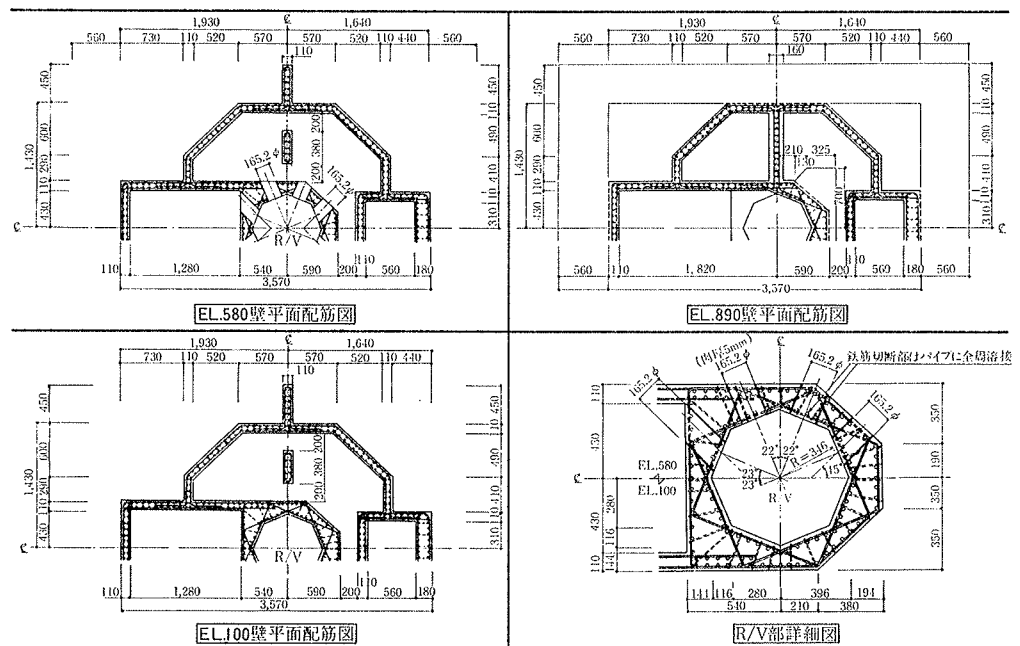


図-3 試験体主要部の平面および配筋図<sup>1)</sup>

の一体化が計られている。使用されたコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。

2.2. 試験方法

水平力の加力方向はX方向(図-2参照)で計画された。なお、同様の試験体によるY方向の静的加力実験はすでに行なわれている<sup>3)</sup>。

加力計画では、実機構造体の試設計資料を参考とし、外力分布や壁体の応力分布が地震荷重時の設計条件と近似するように、荷重比率や加力点位置が検討された。加力は静的な正負交番の繰り返し水平加力である。試験体の加力点と荷重比率を図-6に示す。加力形式は、図に示すように上下2段の加力スラブで押し引き同時加力する方法が採られ、押し側と引き側の荷重比率は1:0.7、上段と下段の荷重比率は1:0.385で、加力中はこの比率が一定に維持された。

荷重の正負は、加力の方向が燃料移送キャナルから加圧器室の方向に向かう場合が正である。

荷重は、部材角を用いて制御され、図-7に示す加力サイクルに従って加力された。制御に用いられた部材角は、上段加力スラブ位置での水平変位を基礎スラブ上端からの高さで除した部材角である。

加力の全景を図-8に示す。

加力時には、試験体各部の変位や、鉄筋のひずみ、コンクリートの表面ひずみ等が測定されるとともに、壁体表面のひびわれ観察が目視によって行なわれた。

3. 試験結果

3.1. 試験経過

表-3に、試験結果の一覧を示し、以下に試験の経過を記す。ここに、荷重Qは総せん断力を、また部材角R

名称	使用部位	弾性係数 ( $\times 10^8$ kg/cm <sup>2</sup> )	降伏点 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)
D10	壁筋	1.90	4710	6360	16.9
D6	幅止め筋	1.94	3980 <sup>2)</sup>	5450	22.6

注1) 降伏点、引張強度、および弾性係数の算出時には公称断面積を用いた。  
注2) 0.2%残留ひずみに対応する値。

表-1 鉄筋の材料試験結果<sup>1)</sup>

部位	現場養生					
	4週時		試験時			
	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 ( $\times 10^5$ kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比	単位重量 (t/m <sup>3</sup> )	割裂強度 (kg/cm <sup>2</sup> )
1 層壁 (下段加力スラブ)	229	251	1.75	0.153	2.16	24.0
2 層壁 (上段加力スラブ)	196	233	1.77	0.155	2.17	23.6

注1 各値は3本の供試体の平均値である。  
注2 弾性係数、ポアソン比は、圧縮強度の1/4の時の割線剛性から求めた。

表-2 コンクリートの材料試験結果<sup>1)</sup>

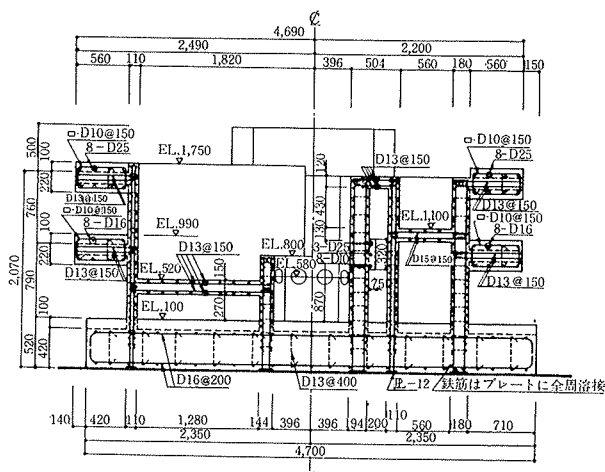


図-4 試験体 X-X 断面および配筋図<sup>1)</sup>

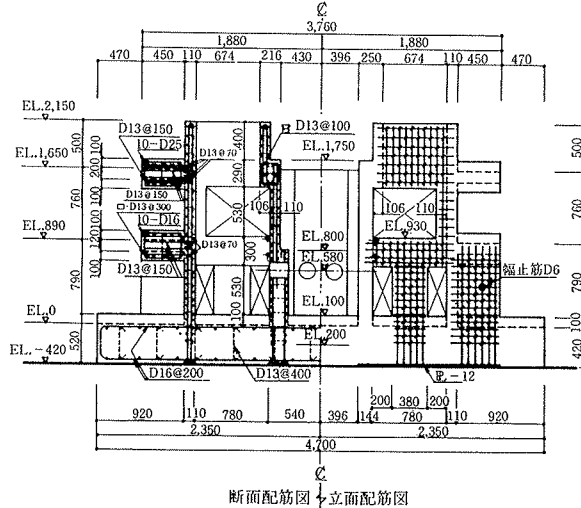


図-5 試験体 Y-Y 断面および配筋図<sup>1)</sup>

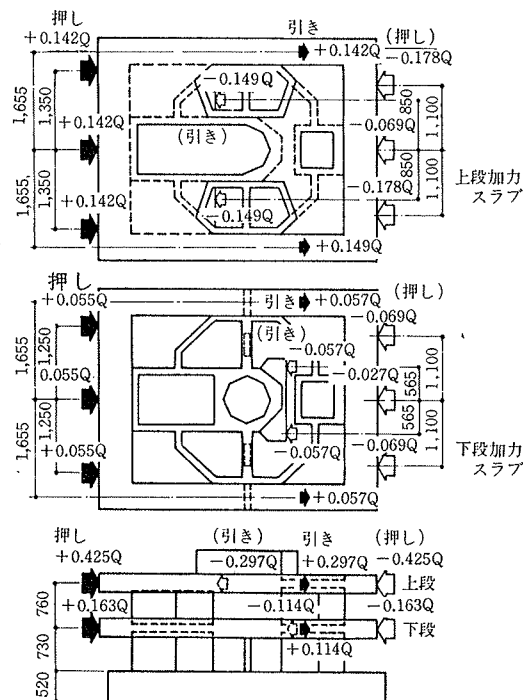


図-6 加力点位置と荷重比率<sup>1)</sup>

は、荷重制御に用いられた部材角（前述）を示す。

①フランジ壁に曲げひびわれ発生……弾性荷重サイクルの  $Q=46.7\text{t}$ ,  $R=0.07 \times 10^{-3}$  の時に燃料移送チャンネルのフランジ壁脚部に、また、 $Q=-36.7\text{t}$ ,  $R=-0.05 \times 10^{-3}$  の時に加圧器室のフランジ壁脚部に曲げひびわれが発生した。

②ウェブ壁にななめひびわれ発生……  $R=0.5 \times 10^{-3}$  のサイクルの  $Q=60.5\text{t}$ ,  $R=0.09 \times 10^{-3}$  の時に燃料移送チャンネルのウェブ壁一層部分に、また、 $Q=142\text{t}$ ,  $R=0.27 \times 10^{-3}$  の時に蒸気発生器室のウェブ壁一層部分にななめひびわれが発生した。同サイクルの負加力時には、 $Q=-102\text{t}$ ,  $R=-0.1 \times 10^{-3}$  の時に加圧器室のウェブ壁一層部分に、また、 $Q=-138\text{t}$ ,  $R=-0.19 \times 10^{-3}$  の時に蒸気発生器室のウェブ壁一層部分にななめひびわれが発生した。一次遮蔽壁の内面にはこのサイクルで貫通孔周囲にななめひびわれが観察された。このサイクル以後、各壁にも同様のひびわれが発生し、分散する経過をたどった。

③縦筋降伏…… $R=4 \times 10^{-3}$  のサイクルの  $Q=514\text{t}$ ,  $R=2.93 \times 10^{-3}$  の時に燃料移送チャンネルのフランジ壁とウェブ壁が交差する隅角部の縦筋が基礎スラブ上端にて降伏し、 $Q=-518\text{t}$ ,  $R=-2.87 \times 10^{-3}$  の時に加圧器室の引張側フランジ壁とウェブ壁が交差する隅角部の縦筋が基礎スラブ上端にて降伏した。

④ウェブ壁のせん断すべり破壊およびせん断圧縮破壊……最終サイクルの  $Q=728\text{t}$ ,  $R=6.91 \times 10^{-3}$  以降、燃料移送チャンネルのウェブ壁一層部分にせん断すべり現象が現れ、 $Q=864\text{t}$ ,  $R=10.9 \times 10^{-3}$  の時に蒸気発生器室のウェブ壁一層部分がせん断すべり破壊し、同時に同壁の圧縮側においてもせん断圧縮破壊した。一次遮蔽壁では貫通孔の高さを中心としてせん断破壊がみられた。

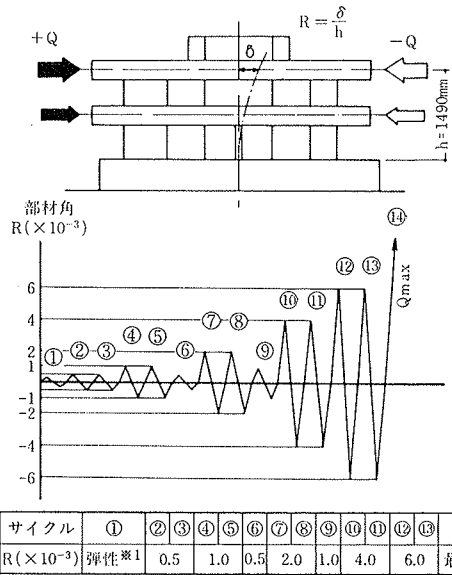
### 3.2. 荷重・変位関係

図-9に、荷重  $Q$  と上段加力スラブ位置での水平変位  $\delta$  との関係を示す。図の縦軸には、荷重  $Q$  を一層部分の全断面積で除した平均せん断応力度  $\tau_{ave}$  を併記し、横軸には、部材角  $R$ （前述）を併記した。最大荷重時の  $\tau_{ave}$  は  $36.9\text{ kg/cm}^2$  であった。

図-10には、試験体の高さ方向の水平変形モードを示す。 $R=6 \times 10^{-3}$  までの水平変位は高さ方向に沿ってほぼ直線状の分布を示しているが、最大荷重時には一層部分の破壊が進行したことにより、一層部分の変形の伸びが大きくなったことを示している。

### 3.3. ひびわれおよび破壊状況

図-11に、部材角  $R=0.5 \times 10^{-3}$  のサイクルを終了した時点での試験体の外周部分（二次遮蔽壁の外側表面）に発生したひびわれの状況を壁体の展開図上に示した。



※1 ひびわれ発生時の部材角

図-7 加力サイクル<sup>1)</sup>

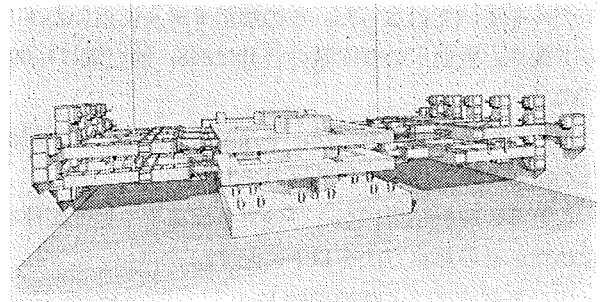


図-8 加力状況<sup>1)</sup>

初期剛性 (t/cm)		正荷重時		負荷重時	
		4 9 2 0		5 1 1 0	
部 位		曲げひびわれ発生荷重(t)	せん断ひびわれ発生荷重(t)	引張鉄筋降伏荷重(t)	最大荷重(t)
燃料移送	フランジ壁	46.7		514	
	ウェブ壁	1層	60.5	864	864
2層		210			
蒸気発生器室	チャンネル寄り	1層	176	668	864
		2層	239		
	加圧器室寄り	1層	210		
		2層	263		
	ウェブ壁	1層	162		864
		2層	196		
加圧器室	1層	208	732	864	
	2層	223	738		
一次遮蔽壁	フランジ壁	-36.7		-518	
	ウェブ壁	1層	265		
2層		323			
					-617

※初期剛性は、ひびわれ発生直前 ( $Q=25.3\text{t}$ ,  $-29.1\text{t}$ ) の荷重  $Q$  と変位  $\delta$  との比(割線剛性)で表わした。

表-3 実験結果の一覧<sup>1)</sup>

同様に、同サイクルでの内部（一次遮蔽壁や燃料移送チャンネルのウェブ部分の壁等）のひびわれ発生状況を図-12に示した。ウェブに相当する部分にはななめひびわれ

が発生し、このようなひびわれは荷重の増大とともに数を増した。なお、図中の円形部分は一次遮蔽壁の貫通孔を模擬している部分である。

写真一に最終破壊状況を示す。一層部分には蒸気発生器室の壁を中心として破壊した状況がみられる。

最大荷重時には、基礎スラブ上端付近の縦筋がいくつかの部位で降伏していたが、横筋については、蒸気発生器室のウェブ部分で降伏直前であった。幅止め筋のひずみは最大でも 1,300 μ 程度であり、降伏域に達したものはなかった。

4. 諸計算

実験結果を検討するために、有限要素法 (FEM) およびはり理論を用いて弾性解析を行なった。

FEM 解析は、試験体の対称性を利用して、全体の1/2部分をソリッド要素と板要素を用いてモデル化した解析モデルを用いて行なった。この解析モデルに用いたソリッド要素と板要素の要素数の合計は848、節点数は1,090である。

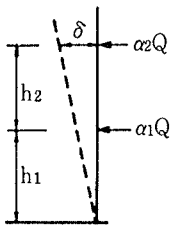
一方、はり理論解析では、平面保持を仮定して、試験体を複雑な断面形状の片持ばりとして解いている。

これらの解析結果にもとづいて各種荷重や弾性剛性を求めた。その算定方法を以下に記す。

①はり理論による弾性剛性  $K_c$

$$K_c = \frac{Q}{\delta} = \left[ \frac{\alpha_2 h_2^3}{3EI_2} + \frac{\{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 (h_1 + 3h_2)\} h_1^2}{3EI_1} + \frac{\{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 (h_1 + 2h_2)\} h_1 h_2}{2EI_1} + \frac{\kappa_1 h_1}{GA_1} + \frac{\kappa_2 \cdot \alpha_2 \cdot h_2}{GA_2} \right]^{-1}$$

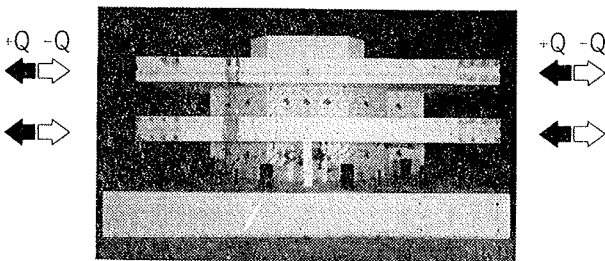
.....(1)



ここに、 $\alpha_1, \alpha_2$ : 下段および上段の荷重比率 ( $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$ )  
 $h_1, h_2$ : 一層壁および二層壁の高さ  
 $A_1, A_2$ : 一層部分と二層部分の断面積

$I_1, I_2$ : 一層断面と二層断面の断面2次モーメント

$\kappa_1, \kappa_2$ : 同、せん断係数 (次式による)



写真一 最終破壊状況<sup>1)</sup>

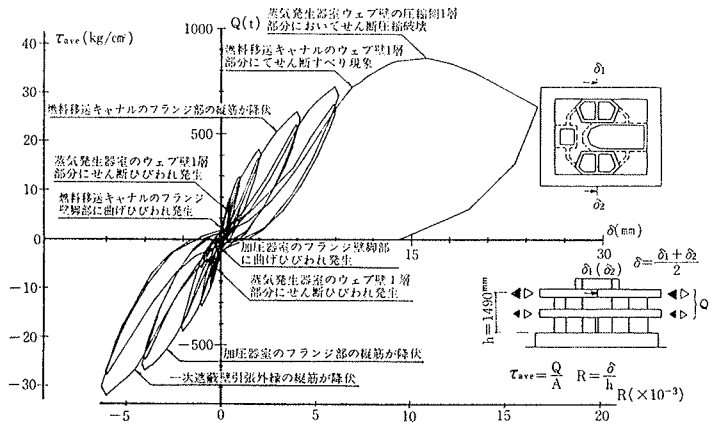


図-9 荷重～変位関係<sup>1)</sup>

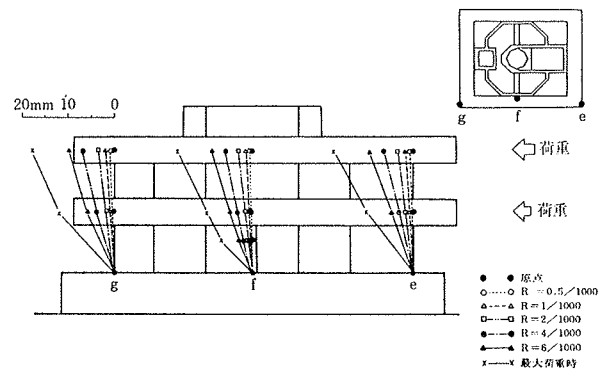


図-10 水平変形モード<sup>1)</sup>

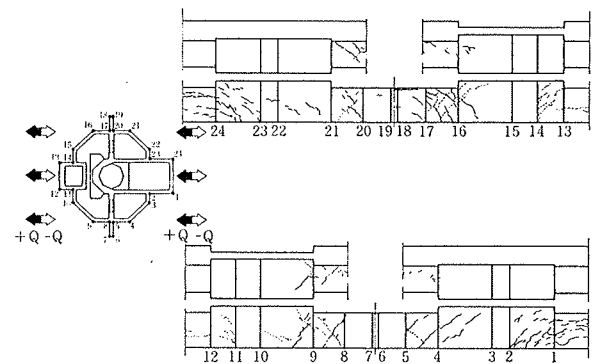


図-11  $R=0.5 \times 10^{-3}$  時の外周部分のひびわれ状況<sup>1)</sup>

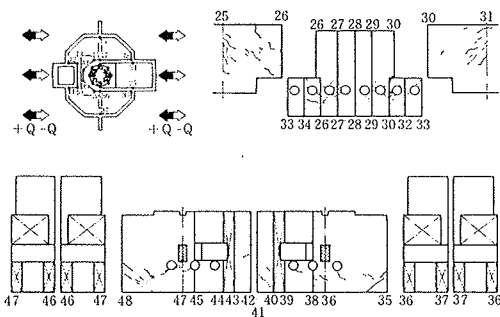


図-12  $R=0.5 \times 10^{-3}$  時の内部のひびわれ状況<sup>1)</sup>

$$\kappa = \frac{\tau_{\max}(\text{各層の面内せん断応力度 } \tau \text{ の最大値})}{\tau_{\text{ave}}(\text{各層の平均せん断応力度})}$$

G: せん断弾性係数 [=E/2(1+ν)]

ここに, E: ヤング係数

ν: ポアソン比

はり理論により面内せん断応力度 τ を求める場合は, 次式を用いる (以下, 同様)。

$$\tau = (Q \cdot S) / (b \cdot I) \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここに, S: τ を求める位置以遠の断面の図心に対する 1 次モーメント

b: τ を求める位置での断面幅

I: 各層断面の図心に関する 2 次モーメント

②ひびわれ発生荷重  ${}^eQ_c$

$${}^eQ_c = (F_t / \sigma_t) \times Q_0 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに,  $F_t$ : コンクリートの引張強度 (割裂強度)

$\sigma_t$ : 引張主応力度……単位荷重  $Q_0$  作用時の面内せん断応力度  $\tau_0$  と鉛直方向応力度  $\sigma_{z0}$  から次式で求める

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{z0}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{4\tau_0^2 + \sigma_{z0}^2}$$

はり理論から鉛直方向応力度  $\sigma_z$  を求める場合は次式による (③で用いる鉛直方向膜応力度の場合も同様)。

$$\sigma_z = M / Z$$

ここに, M: 対象位置における曲げモーメント

Z: 断面係数

③縦筋降伏荷重  ${}^eQ_y$

$$\text{引張降伏側 } {}^eQ_y = \frac{P_w \cdot \sigma_y}{|\tau_0| + |\sigma_0|} \times Q_0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{圧縮降伏側 } {}^eQ_y = \frac{0.66F_c + P_w \cdot \sigma_0}{|\tau_0| + |\sigma_0|} \times Q_0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに,  $P_w$ : 対象位置の縦筋比

$\sigma_y$ : 縦筋の降伏強度 (4710 kg/cm<sup>2</sup>)

$\tau_0$ : 単位荷重  $Q_0$  作用時の面内せん断応力度

$\sigma_0$ : 同, 鉛直方向膜応力度

$F_c$ : コンクリートの圧縮強度

(4), (5)式は, MITI-CCV 技術基準 (案)<sup>4)</sup> の断面算定式を準用した式である。

④終局せん断耐力:  ${}^eQ_{su}$

$${}^eQ_{su} = (\tau_u / \kappa) \times A \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここに,  $\tau_u$ :  $(P_w \cdot \sigma_y)_{\text{ave}}$  または  $5.6\sqrt{F_c}$  のうち, 小さい方の値

$(P_w \cdot \sigma_y)_{\text{ave}}$  は, 対象位置の縦筋と権筋の鉄筋比と降伏強度の積の平均値

## 5. 試験結果の検討

試験結果のうち, 初期剛性, ひびわれ荷重, 鉄筋降伏荷重, 最大荷重について計算値と比較して検討した。そ

の結果を以下に記す。

### 5.1. 初期剛性

初期剛性の試験値と計算値を比較して表-4 に示す。試験値  $K_e$  は,  $Q \sim \delta$  曲線のひびわれ発生前の割線剛性である。計算値  $K_e$  は, 一つは FEM 弾性解析値であり, 一つは(1)式で求めた弾性はり理論解析値である。いずれの計算値の場合も, 材料のヤング係数としてコンクリートのヤング係数  $E_c$  (ここでは一層と二層のコンクリートのヤング係数の平均値  $1.76 \times 10^5$  kg/cm<sup>2</sup> を採用した) を使用した場合と, 鉄筋を考慮した等価ヤング係数  $E_e$  を使用した場合を示した。なお, せん断弾性係数 G を求める際に使用するポアソン比 ν には一層と二層のコンクリートのポアソン比の平均値 0.154 を用いた。

正荷重時の試験値を, コンクリートのヤング係数を用いた計算値と比較すると, 計算値が FEM 値の場合には  $K_e/K_e$  が 1.25, はり理論値の場合には同じく 1.11 となり, いずれも計算値がやや小さかった。一方, 計算値に等価ヤング係数を用いた場合には,  $K_e/K_e$  はそれぞれ 1.06, 0.94 となり, 計算値は試験値とよく一致した。この傾向は, 負荷重時の試験値に対しても同様であった。

### 5.2. ひびわれ荷重

各壁面におけるひびわれ発生荷重の試験値  ${}^eQ_c$  と計算値  ${}^eQ_c$  を比較して表-5 に示す。計算値は, 対象位置の引張主応力度を FEM 弾性解析やはり理論から求め, それを(3)式に代入して求めたものである。

#### (1) 曲げひびわれ荷重

曲げひびわれ荷重については, 計算値に対する試験値の値 ( ${}^eQ_c / {}^eQ_c$ ) が相当小さく, 計算値が FEM をベースにした場合には 0.41, 0.28 であり, はり理論をベースにした場合には 0.23, 0.16 であった。

FEM で解析した主応力度は, 解析モデルの要素内の平均値であることや, 解析モデルでは要素高さを各層の壁高さの 1/3~1/4 の高さとしたために局部応力を評価するには要素の大きさが充分小さくない, などの理由により, ひびわれ荷重を過大に評価しているものと考えられる。また, はり理論値の方は, 平面保持を仮定しているために, 特に曲げひびわれが生じるようなフランジ壁の脚部では局部的な面外曲げ応力が評価されていないために, ひびわれ荷重を過大に評価しているものと考えられる。

一方, 試験値の方は, 目視によって確認するために一般に発見時期が遅れる傾向にあるが, 逆に, 壁体表面では乾燥収縮によりひびわれの発生が早まる傾向にある。

このように, 試験値, 計算値ともに様々な要因を含んでいるために, ひびわれ荷重を詳細に検討するには, これらの要因を考慮する必要がある。

(2) せん断ひびわれ荷重

せん断ひびわれ荷重についても、計算値に対する試験値の値 ( $\epsilon Q_c / \epsilon Q_c$ ) は全体に小さく、計算値が FEM をベースとした場合には 0.31~1.04, はり理論をベースとした場合には 0.31~1.09 であった。

計算値は、弾性時の応力分布から求めたものであり、ひびわれ発生による応力再配分の影響を考慮したのではなく、また、曲げひびわれのところで述べたような理由などにより、ここでは結果を示すだけにとどめる。

5.3. 鉄筋降伏荷重

降伏が確認された鉄筋は縦筋であり、すべて引張降伏であった。

降伏荷重の試験値  $\epsilon Q_y$  と計算値  $\epsilon Q_y$  を比較して表-6 に示す。計算値は、対象位置の膜応力度と面内せん断応力度を FEM 弾性解析やはり理論から求め、それらを(4), (5)式に代入して求めたものである。計算位置は同表の略図内に矢印で示した。

正荷重時に最も早く降伏した燃料移送チャンネルのフランジ壁とウェブ壁の交差部分の縦筋 (No. 1) と、負荷重時に最も早く降伏した加圧器室の引張側フランジ壁とウェブ壁の交差部分の縦筋 (No. 6) については、計算値に対する試験値の値 ( $\epsilon Q_y / \epsilon Q_y$ ) は、計算値が FEM をベースにした場合には 0.97, 0.96 となり、はり理論をベースにした場合には 0.93, 0.91 となり、いずれの計算値も試験値とよい対応を示した。

しかし、加圧器室のフランジ壁で、正荷重時に引張側となる壁 (No. 5) では、 $\epsilon Q_y / \epsilon Q_y$  は、計算値が FEM をベースにした場合には 0.45 となり、はり理論をベースにした場合には、計算値が圧縮降伏となり、試験値と比較できなくなった。はり理論の場合は、構造体全体について平面保持を仮定しているために、この位置では圧縮降伏という計算結果になったものである。また、FEM の場合は、当然のことながらひびわれ発生や鉄筋降伏などによる応力再配分の影響が含まれていないために試験値との開きが大きくなったのであろう。

それ以外の燃料移送チャンネルのウェブ壁や蒸気発生器室のななめの壁やウェブ壁など (No. 2, 3, 4, 7) でも応力再配分の影響がないわけではないが、試験値と計算値の比は初期に降伏した No. 1 や No. 6 に比べてばらつきは大きくなっているものの、比較的よい対応を示している。

5.4. 最大耐力と破壊モード

表-7 に、最大耐力の試験値  $\epsilon Q_u$  と計算値を比較して示す。計算値は、一つはせん断係数  $\kappa$  を考慮した全補強式 [(6)式] から得られたせん断終局耐力  $\epsilon Q_{su}$  であり、

試験値	計 算 値								
	F E M				はり理論				
	コンクリート		コンクリート+鉄筋		コンクリート		コンクリート+鉄筋		
$K_e$ (t/cm)	$\frac{\epsilon K_e(FEM)}{t/cm}$	$\frac{K_e}{\epsilon K_e(FEM)}$	$\frac{\epsilon K_e(FEM)}{t/cm}$	$\frac{K_e}{\epsilon K_e(FEM)}$	$\frac{\epsilon K_e(B)}{t/cm}$	$\frac{K_e}{\epsilon K_e(B)}$	$\frac{\epsilon K_e(B)}{t/cm}$	$\frac{K_e}{\epsilon K_e(B)}$	
正荷重時	4920	3940	1.25	4660	1.06	4430	1.11	5240	0.94
負荷重時	5110	4480	1.14	5290	0.97	4430	1.15	5240	0.98

表-4 初期剛性の比較

ひびわれ位置	試験値 $\epsilon Q_c$ (t)	計 算 値							
		F E M			はり理論				
		$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$cQ_c$ (t)	$\frac{\epsilon Q_c}{\epsilon Q_c}$ (t)	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$cQ_c$ (t)	$\frac{\epsilon Q_c}{\epsilon Q_c}$ (t)		
燃料移送チャンネルフランジ壁脚部	46.7	0.208	115	0.41	0.119	202	0.23		
加圧器室フランジ壁脚部	-36.7	0.185	130	0.28	0.106	226	0.16		
せん断ひびわれ	燃料移送チャンネルウェブ壁	1層 正	60.5	0.159	151	0.40	0.137	194	0.31
		1層 負	288	0.058	414	0.70	0.064	333	0.86
	2層	正	210	0.078	303	0.69	0.088	303	0.69
		負	263	0.055	429	0.61	0.055	381	0.69
	蒸気発生器室ウェブ壁	1層 正	176	0.122	197	0.89	0.093	293	0.60
		1層 負	239	0.034	706	0.34	0.056	407	0.59
	2層	正	210	0.092	257	0.82	0.061	414	0.51
		負	263	0.052	454	0.58	0.046	472	0.56
	加圧器室ウェブ壁	1層 正	162	0.046	522	0.31	0.100	231	0.70
		1層 負	196	0.128	188	1.04	0.140	180	1.09
	2層	正	208	0.064	369	0.56	0.076	295	0.71
		負	223	0.075	315	0.71	0.092	268	0.83
加圧器室ウェブ壁	1層 正	142	0.128	188	0.76	0.102	250	0.57	
	1層 負	138	0.108	222	0.62	0.081	300	0.46	
2層	正	176	0.089	265	0.66	0.071	337	0.52	
	負	223	0.069	342	0.65	0.068	342	0.65	
加圧器室ウェブ壁	1層 正	265	0.056	429	0.62	0.042	500	0.53	
	1層 負	102	0.120	200	0.51	0.121	231	0.44	
2層	正	323	0.026	908	0.36	0.037	549	0.59	
	負	346	0.056	421	0.82	0.070	393	0.88	

表-5 ひびわれ荷重の比較

位置	試験値 $\epsilon Q_y$ (t)	計 算 値								
		F E M			はり理論					
		$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$Q_{y1}$ (t)	$\frac{\epsilon Q_y}{\epsilon Q_y}$ (t)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$cQ_{y2}$ (t)	$\frac{\epsilon Q_y}{\epsilon Q_y}$ (t)	
正荷重時	①	5 1 4	0.016	0.152	530	0.97	0.049	0.112	553	0.93
	②	8 6 4	0.101	0.045	610	1.42	0.075	0.058	669	1.29
	③	6 6 8	0.069	0.073	607	1.10	0.050	0.066	743	0.90
	④	7 3 2	0.105	0.026	658	1.11	0.084	0.025	791	0.93
負荷重時	⑤	7 3 2	0.008	0.046	1610	0.45	0.054	-0.060	2210	-
	⑥	5 1 8	0.008	0.107	537	0.96	0.007	0.101	571	0.91
	⑦	7 3 8	0.098	0.018	743	0.99	0.055	0.029	1026	0.72
	⑧	6 1 7	0.001	0.106	605	1.02	0.048	0.037	759	0.81

表-6 鉄筋降伏荷重の比較

一つは全塑性式によって求めた曲げ終局耐力  $\epsilon Q_{Bu}$  である。せん断終局耐力の計算では  $\kappa$  に FEM 解析値から求めた値とはり理論から求めた値の両者を使用した。

計算結果からは、試験体の耐力は曲げ耐力よりもせん断耐力で決まり、また、二層部分よりも一層部分で破壊

することがいえ、試験の破壊モードともよく対応している。一層部分のせん断終局耐力計算値は、FEM 解析で得られた  $\kappa$  を用いた場合には 768 t、はり理論から得られた  $\kappa$  を用いた場合には 712 t であり、試験値と計算値との比 ( $eQ_u/cQ_{su}$ ) はそれぞれ 1.13, 1.21 となり、どちらも良い対応を示している。

また、破壊位置のせん断終局強度  $\tau_u$  を  $\kappa$  値（ここでは FEM 解析値から得た値を使用）を用いて推定し、既往の円筒のせん断あるいはねじり実験から得られたせん断終局強度と比較すると図-13 のようになる。

円筒の実験結果は、FEM 非弾性解析を行なってひびわれ発生後の  $\kappa$  値（図中に示す）を求め、その値を利用して実験値  $\tau_u$  を評価し、 $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$  との関係で示したものである。

本試験結果は、 $\kappa$  値として弾性解析結果を用いたにもかかわらず、円筒の結果とよく対応する結果となった。また、図中にインナーコンクリート1/10模型として記入されている実験結果は、本試験と同様の試験体による Y 方向加力の実験結果<sup>3)</sup>であり、この実験結果の評価でも、FEM の弾性解析結果が用いられている。両試験体とも、

終局時の応力分布や  $\kappa$  値は弾性時とは異なると考えられるが、円筒の場合とよく対応する結果を得たことは、 $\kappa$  値の変動量が少なかったのではないかと予想される。その根拠として、円筒の場合の非弾性解析結果から、M/Qd の値が例えば 0.51 のように小さい時は、 $\kappa$  の値は弾性時の 2.0 から変動しない（図中の表参照）といわれており、本試験体も Y 方向加力の試験体も M/Qd が小さい（前者の M/Qd は一層部分で 0.36、後者は 0.34）ということが挙げられる。

### 6. まとめ

内部コンクリート構造体は、鉄筋比が高く、形状が複雑であるが、今回の検討結果から次のことがいえる。

初期剛性については、FEM 解析以外にはり理論にもとづく計算法でも充分評価でき、また、ひびわれ荷重や鉄筋降伏荷重については、ひびわれ後の応力再配分の影響を無視できないが、FEM 弾性解析結果やはり理論などの結果を用いることにより、ある程度の予測は可能であると考えられる。終局耐力については、せん断耐力を、弾性解析時の  $\kappa$  値を用いて全補強式で評価できることがわかった。

### 謝辞

本報告にあたっては、原子力工学試験センターの資料を引用させていただいたことをここに記し、謝意を表わします。

### 参考文献

- 1) 秋野, 渡部, 杉田, 難波, 古屋: 原子炉建屋の復元力特性試験 (その 3, その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和59.10), pp. 2335~2338
- 2) 秋野, 吉崎, 山口, 稲田, 菅野, 遠藤, 杉田: 原子炉建屋の復元力特性試験 (小型および部分模型, その 1~その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和57.10), pp. 957~970
- 3) 武田, 山口, 伊藤, 古屋, 木村: 原子炉格納容器内部コンクリート構造の耐震性確認実験(その 1), 大林組技術研究所報, No. 26, (1983), pp. 1~9
- 4) 通商産業省資源エネルギー庁: 原子力発電用コンクリート格納容器技術基準 (案), (昭和56.11)

試験値	曲げ耐力計算値		せん断耐力計算値						
	全塑性式		F E M			はり理論			
	終局耐力 eQu (t)	曲げ耐力 cQ <sub>bu</sub> (t)	せん断係数 $\kappa$	せん断耐力 cQ <sub>su1</sub> (t)	cQ <sub>su1</sub>	せん断係数 $\kappa$	せん断耐力 cQ <sub>su2</sub> (t)	cQ <sub>su2</sub>	
1層壁体	864	2022	0.43	2.57	768	1.13	2.77	712	1.21
2層壁体	—	4022	—	2.34	868	—	2.26	899	—

表-7 終局耐力の比較

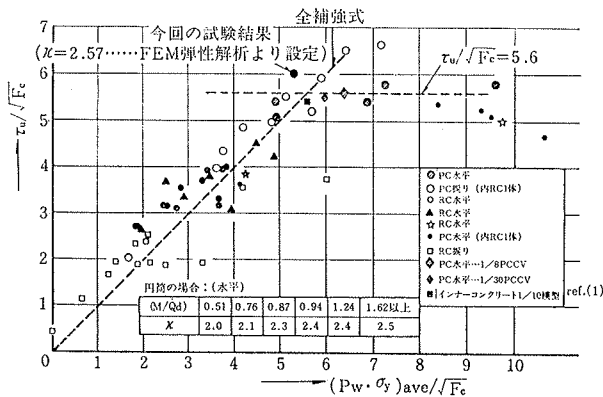


図-13  $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$  と  $\tau_u (= \kappa \cdot Q_u / A)$  の関係<sup>1)</sup>