

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）

——実験計画と水平加力実験——

武田 寿一 山口 恒雄 伊藤 雅保
古屋 則之 木村 耕三

Horizontal Loading Tests and Vibration Tests on a 1/10 Scale Model of Inner Concrete Structure for PWR Type Nuclear Power Plant (Part 1)

——Test Program and Horizontal Loading Tests——

Toshikazu Takeda Tsuneo Yamaguchi Masayasu Ito
Noriyuki Furuya Kozo Kimura

Abstract

This report describes the test program and the results of horizontal loading tests performed using a 1/10 scale model specimen of the inner concrete structure of a nuclear reactor containment vessel. The purposes of the tests were to grasp the behaviors of specimen from the elastic range to the inelastic range, failure mechanisms, and ultimate strength, and to clarify experimentally the nonlinear characteristics and structural integrity of the inner concrete structure. The inner concrete structure is of reinforced concrete of very complex configuration comprised of walls. In horizontal loading tests, positive and negative horizontal forces simulating seismic design loads were cyclically applied. Based on the test results, it was confirmed that the inner concrete structure excels in structural reliability and is safe under seismic loads.

概 要

本報告は、原子炉格納容器内部コンクリート構造の実験計画と1/10模型を用いた水平加力実験の結果を述べたものである。実験の目的は、試験体の弾性域から非弾性域にわたる挙動、破壊モードおよび終局耐力を把握し、内部コンクリート構造の非線形特性と構造健全性を実験的に明らかにすることである。内部コンクリート構造は、重要機器を支持する壁体から成る非常に複雑な形状の鉄筋コンクリート構造体である。水平加力実験は、設計地震荷重を模擬した水平力を試験体に正負繰り返し載荷したものである。試験体の終局耐力は、壁体のせん断すべり破壊で決定され、最大荷重は771tであった。その値は、設計地震荷重に対し、約3.6倍となり、また変形能も比較的大きかった（部材角 $R \approx 13 \times 10^{-3} \text{rad.}$ ）。以上の実験結果から、内部コンクリート構造は、耐震性をもった構造体であることが確認された。

1. 序

本実験は、日本原子力発電（株）より委託されたもので、敦賀発電所2号機（116万kw PWR）のプレストレストコンクリート原子炉格納容器（以下 PCCV と言う）内にある原子炉容器、加圧器、蒸気発生器等を支持している鉄筋コンクリート構造体（以下内部コンクリート構造と言う）を対象としたものである。

内部コンクリート構造は、原子炉容器を支持する厚肉八角形筒体の一次遮蔽壁と、その周辺に配置された4ケの蒸気発生器、1ケの加圧器および燃料移送チャンネルなどを支持または隔離する壁の二次遮蔽壁とから成る二重壁構造である。また、一次遮蔽壁と二次遮蔽壁とは、EL.-9.2mの位置の基礎スラブ、EL.-7.3mの位置の運転床、EL.-2.87m~EL.0.13mの位置にあるY方向の壁梁およびX方向の燃料移送チャンネル壁とで構造的に結

合されている。この内部コンクリート構造の形状は、図-1に示されるように、非常に複雑なものである。

また、内部コンクリート構造の設計では、設計荷重として想定事故時に発生する圧力、温度などの荷重も考慮しているが、地震荷重が設計上支配的な要素となってきた。実機の試設計における地震荷重 S_1 (設計用最強地震荷重) は、敦賀2号炉の設計で設定された模擬地震波 S_1 (365 gal) による脚部応答せん断力で 21.500 t、ベースシア係数で 1.5 である。この地震荷重による内部コンクリート構造体脚部 (EL. -8.275 位置) の面内せん断応力度と鉛直方向応力度は、表-1 のように評価されている。その表に示されるように、面内せん断応力度の最大

値は、応力評価位置10に現われ、27 kg/cm² となっている。

本実験は、内部コンクリート構造の重要性にかんがみ、その構造体の耐震性について、静的水平加力実験と起振機による振動実験の二面より検討を加え、実機構造体の耐震設計および将来の実機構造体の振動試験に資することを意図して計画されたものである。

なお、静的水平加力実験では、構造体の弾性応答域から非弾性応答域にわたる挙動と破壊性状および終局耐力を把握し、設計地震荷重に対する安全余裕と復元力特性を実験的に解明することを目的とし、起振機実験では構造体の基本的な振動性状を把握することを目的としている。

この(その1)では、実験計画の概要、静的水平加力実験の結果および構造体の終局耐力と復元力特性の検討結果について述べ、次の(その2)で、起振機実験の結果と固有値解析の結果について述べる。

2. 実験概要

2.1. 試験体の概要

試験体は、基本的には、実機内部コンクリート構造の1/10縮尺の鉄筋コンクリート構造体である。しかし、実機構造体の形状が非常に複雑であるため、試験体形状は、構造全体の挙動に大きな影響を及ぼさない程度に各部構造要素の形状を単純化するか、または省略するなどの検討を加え、図-2に示す形状とした。

壁筋は、D10のダブル配筋とし、鉄筋比は実機と同等にし、主要部壁体で $P_w=1.84\%$ としている。また、幅止め筋は、壁体全域にわたって約0.5%配筋している。試験体主要断面の配筋図を図-3に示す。

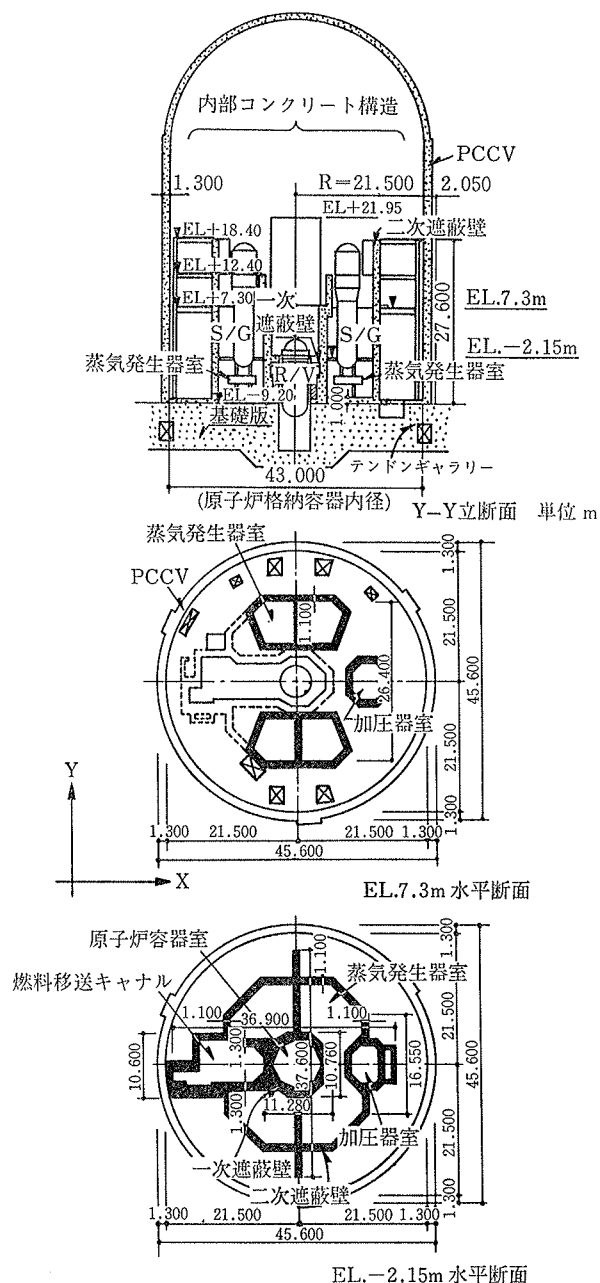
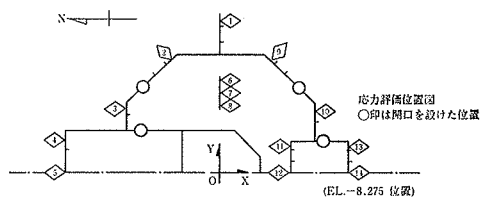
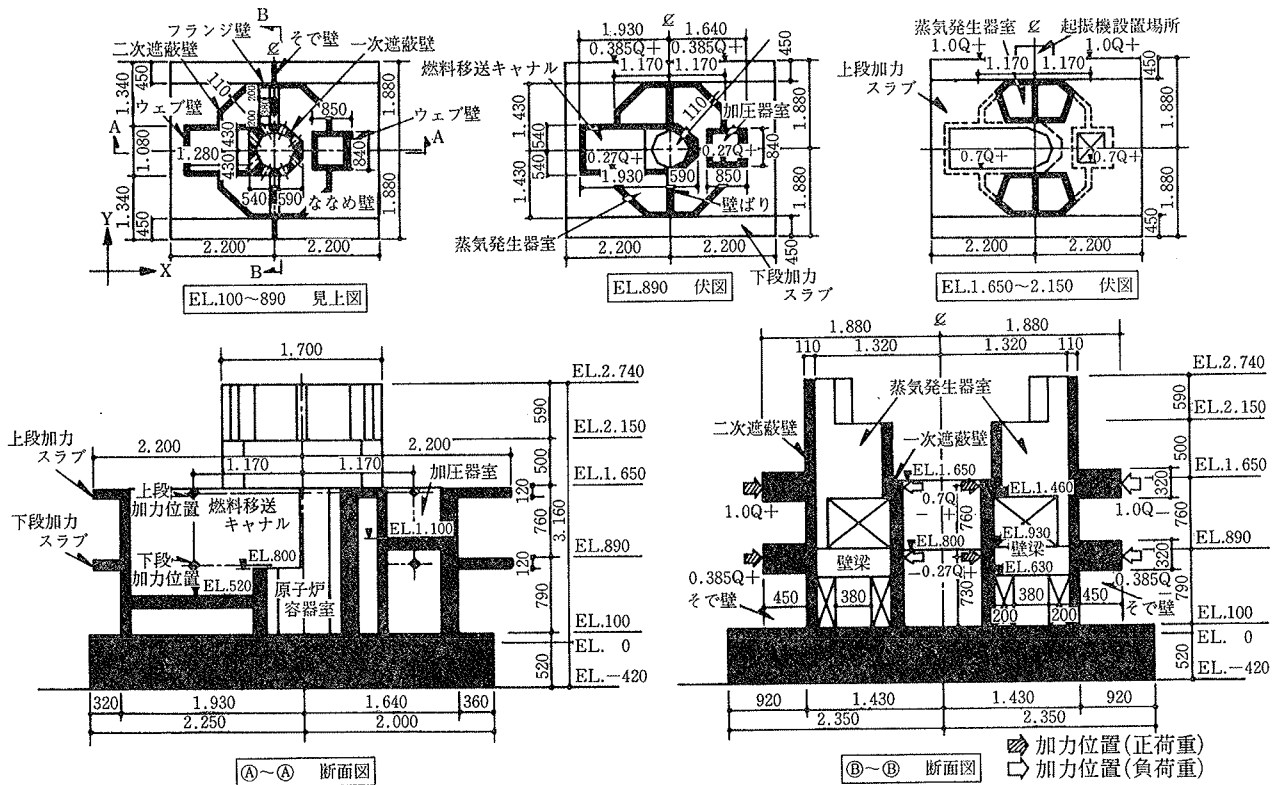


図-1 実機構造の概要



位置	面内せん断方向応力度		位置	面内せん断方向応力度		位置	面内せん断方向応力度	
	$\tau_{1/2}/cd$	$\sigma_{2/3}/cd$		$\tau_{1/2}/cd$	$\sigma_{2/3}/cd$		$\tau_{1/2}/cd$	$\sigma_{2/3}/cd$
◇ No. 14.3	51.4		◇ No. 14.5	70.7		◇ No. 18.1	53.9	
◇ No. 16.5	15.0		◇ No. 13.7	43.1		◇ No. 27.0	33.2	
◇ No. 15.8	21.0		◇ No. 15.6	9.2		◇ No. 9.2	19.2	
◇ No. 15.9	0.9		◇ No. 11.3	-17.4		◇ No. 16.8	10.3	
						◇ No. 14.6	50.6	
						◇ No. 19.7	- 1.0	

表-1 S_1 地震Y方向入力時における壁体脚部代表点のせん断応力度と鉛直方向応力度



図一2 試験体の形状

試験体に使用したコンクリートは豆砂コンクリートで、その材料試験結果を表一2に示す。一方、鉄筋は、壁

圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	ポアソン比	備考
F _c kg/cm ²	F _t kg/cm ²	E × 10 ⁴ kg/cm ²	ν	
250.0	18.2	1.95	0.166	壁体部コンクリートの試験時強度平均値

表一2 コンクリート材料試験結果

呼び名	断面積	引張強度	降伏強度	ヤング係数	降伏ひずみ	伸び率
	cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	× 10 ⁴ kg/cm ²	× 10 ⁻³	%
D13	1.27	6,420	4,700	1.89	2,490	16.0
D10	0.71	6,580	4,940	1.93	2,554	15.5
D 6	0.31	5,110	3,010	1.74	1,734	20.5

表一3 鉄筋の引張り試験結果

主筋にSD40—D10を用い、幅止め筋にSD30—D6を用いた。また、スラブ筋には、SD40—D13を用いた。これらの鉄筋の引張試験結果を表一3に示す。

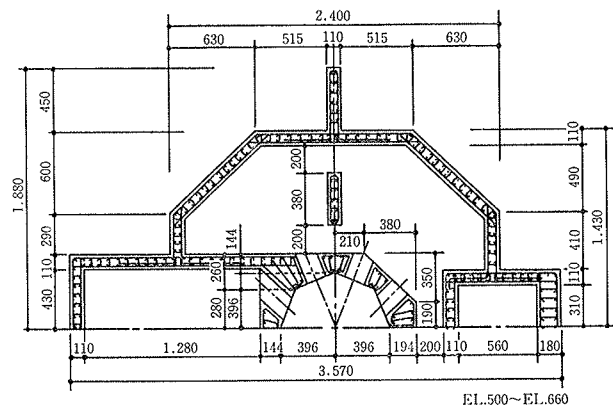
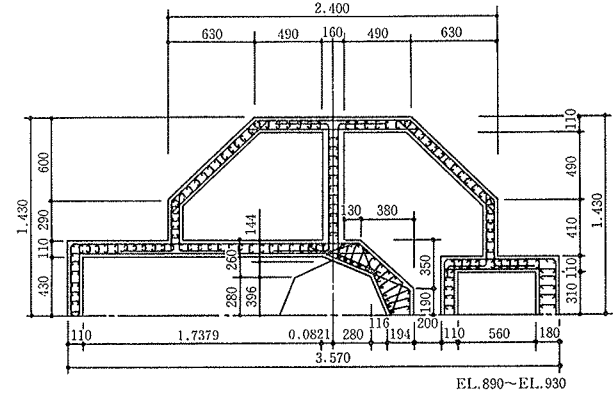
2.2. 実験内容

(1) 静的水平加力実験 静的水平力は、耐震設計で大きな応答せん断力が予測されたY方向(図一2参照)に加力することにした。加力は、設計で想定されたせん断力分布、曲げモーメント分布を模擬した荷重比率で上下2段加力とした。上下2段の加力スラブ位置には、それぞれ8台計16台の油圧ジャッキを設置し、それらを用い、水平力を正負繰り返し加力した。

この加力により、構造体の主要な挙動を把握した。

(2) 起振機実験 動電型起振機を上段加力スラブに設置し(図一2参照)、Y方向加振力を試験体に加え、

構造体の基本的な振動特性を水平加力前と水平加力によるひび割れ発生後の段階で把握した。



図一3 主要断面の配筋図

これら二つの実験により、内部コンクリート構造の挙動を求め、耐震性を検討した。なお、水平加力実験結果については以下に述べ、起振機実験結果については(その2)で述べる。

3. 水平加力実験

3.1. 実験方法

加力装置の概要を図一4に示す。上下2段の加力スラブに与えた荷重の比率は1.0(上)対0.385(下)に設定した。加力は、各加力スラブ位置で押し引き同時加力とし、弾性応答域で1サイクル半の加力の後、基礎スラブと上段加力スラブとの間の相対部材角 R で 0.5×10^{-3} rad時、 S_1 荷重 ($R \approx 1.0 \times 10^{-3}$ red.) 時、 $R=2, 4, 6 \times 10^{-3}$ rad. 時にそれぞれ2サイクルずつ加力し、最後は破壊に至るまで1方向に加力した。

また、試験体各部の変位、ひずみを各荷重段階で測定し、ひび割れは目視により適宜観察した。

3.2. 破壊経過と破壊モード

図一5に、上段加力スラブ位置の水平変位に対する荷重～変位曲線を示す。この図で、縦軸は総せん断力 Q を表わし、横軸は、水平変位 δ と前述の部材角 R とを併記して表わしている。以下に破壊経過を述べる。

曲げひび割れは、 $Q = -41.6t$ 時に、引張側そで壁の脚部に最初に発生した。

斜めひび割れは、 $R = 0.5 \times 10^{-3}$ rad. のサイクルの $Q = 131 \sim 144t$ 時に、そで壁、燃料移、送チャンネルのウェブ壁、蒸気発生器室の斜め壁に発生した。また、このサイクルの除荷荷重時の観察で、蒸気発生器室内部の壁梁にも斜めひび割れが発生していたことが認められた。

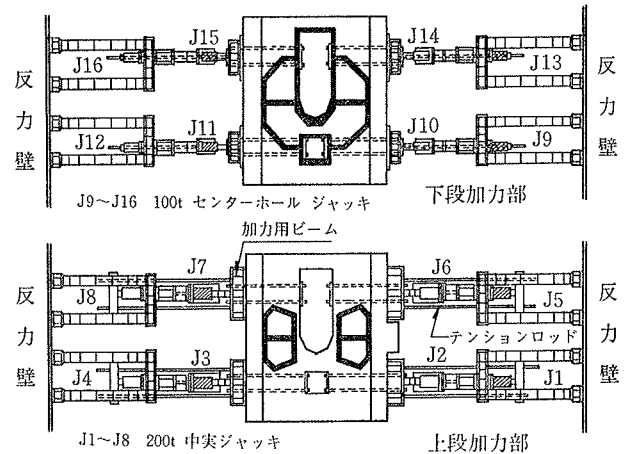
S_1 荷重 ($Q = 215t$) 時の部材角は、 $R \approx 1.0 \times 10^{-3}$ rad. で、このサイクルでは、加圧器室のウェブ壁にも斜めひび割れが発生した ($Q = 186t$ 時)。

この S_1 荷重時の試験体の壁体代表位置におけるひび割れ分布を図一6に示す。

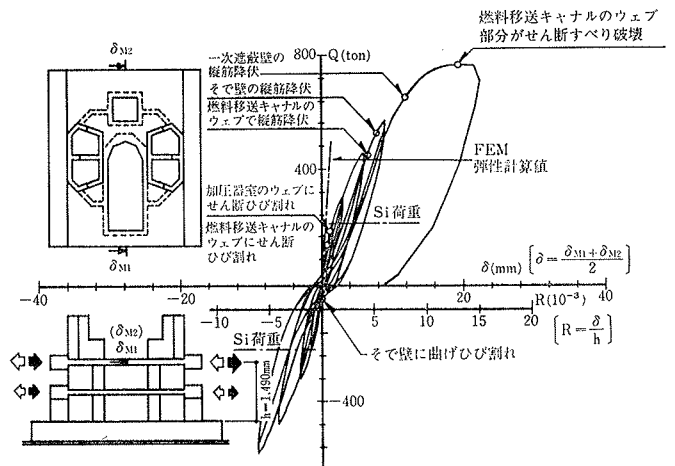
$R = 2 \times 10^{-3}$ rad. ($Q = 311 \sim 320t$) のサイクルでは、ひび割れは、二次遮蔽壁の全面に進展した。また、除荷荷重時の観察で、一次遮蔽壁のウェブにも斜めひび割れが発生していたことが認められた。

$R = 6 \times 10^{-3}$ rad. ($Q = 572 \sim 577t$) のサイクルでは、 $Q = 453t, -477t$ の時に、燃料移送チャンネルのウェブ壁脚部における引張側最外縁位置の縦筋ひずみが最初に降伏域に達した。また、 $Q = 526t$ 時には、そで壁脚部の引張側最外縁位置の縦筋も降伏した。

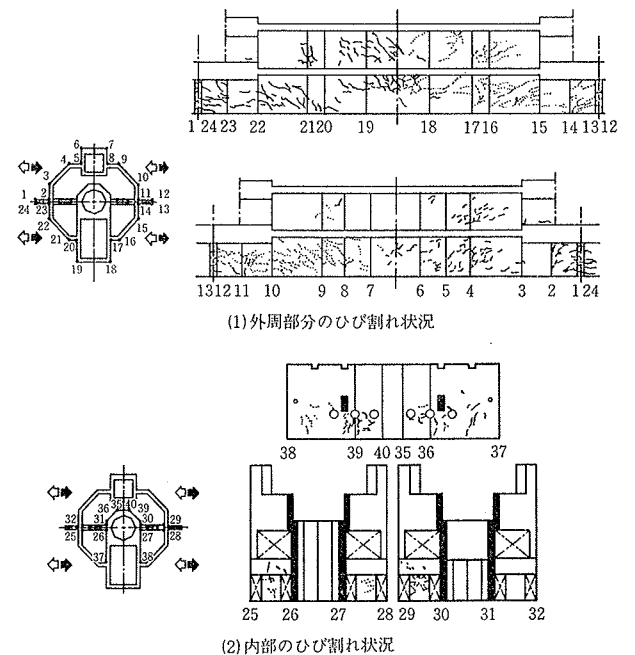
最終加力サイクルでは、 $Q = 771t, R = 12.9 \times 10^{-3}$ rad



図一4 加力装置



図一5 荷重～変位曲線



図一6 S_1 荷重時のひび割れ分布

の時に、燃料移送チャンネルのウェブ壁一、二層の中腹部分および蒸気発生器室の斜め壁二層中腹部分においてせん断すべり破壊が生じ、また内部でも壁梁にせん断破壊が生じ、構造体全体の耐力が決定された。なお、せん断すべり破壊が生じた燃料移送チャンネルウェブ壁二層部分の横筋は降伏域に達した(Q=771 t)が、幅止め筋のひずみ最大値は1,000 μ程度(一次遮蔽壁の壁梁との接合部で、せん断すべり破壊した位置の幅止め筋ひずみは600 μ程度)であり、降伏域に達したものはなかった。

試験体の破壊状況を写真-1に示す。

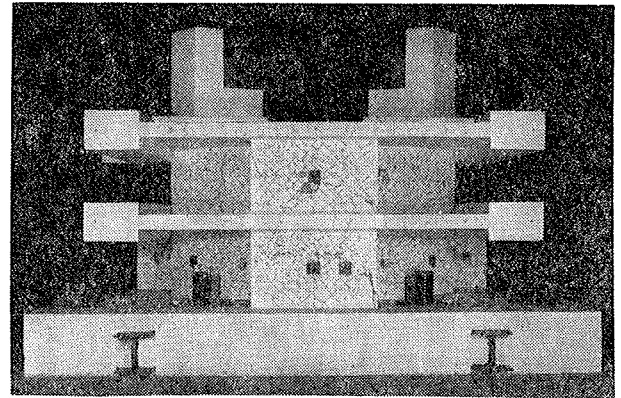


写真-1

3.3. 弾性解析

試験体を対象とし、有限要素法(FEM)および梁理論を用いて弾性解析を行なった。なお、梁理論解析は、実機の試設計の段階では、梁理論を用いて内部コンクリート構造の剛性を評価し、その結果を用いて動的応答解析を行なうことが多いため、この種の構造物に対する梁理論の適用性を検討するために行なったものである。

FEM解析は、試験体の対称性を利用し、全体の1/2部分をソリッド要素、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、板要素の要素数の合計は802、節点数は、1,045である。

なお、この解析モデルでは、ソリッド要素と板要素との境界部に接合要素を組み入れ、ソリッド要素(1節点3自由度)と板要素(1節点6自由度)との間に存在する節点自由度についての不整合性を改善できるように考慮した。

また、数値計算は、対称条件と逆対称条件の二種類で行ない、両者の結果の重ね合わせにより、求める解を得た。

一方、梁理論解析では、構造体の不連続部に生ずる局部曲げモーメントなどの影響を無視し、平面保持の仮定に基いて、曲げ応力、曲げ変形およびせん断応力、せん断変形を求め、それらを重ね合わせて構造体全体の応力と変形を評価した。

なお、ここで、構造体の各部壁体に作用する面内せん断応力度τ_nは、略算的に次式で求めた。

$$\tau_n = (Q/b_n \cdot I_x) \cdot S_{xn} \quad \dots\dots(1)$$

τ_nは、対象位置の壁体の面内せん断応力度 kg/cm²

Qは、作用せん断力 kg

b_nは、対象位置の壁体の断面幅 cm

I_xは、X軸に関する断面2次モーメント cm⁴

S_{xn}は、断面のX軸に関する面積の能率 cm³

また、上式で、指標nは、壁体をその断面幅が変化するとに区分し、引張側最外縁位置から数えてn番目の壁体であることを意味する。そして、S_{xn}は次式で与え

実 験 値	計 算 値								
	FEM				略 算 (梁理論)				
断面水平変形	弾性剛性			変形成分					
δ [*]	Ke	δ _{FEM}	K _{FEM}	(Ke/K _{FEM})	δ _{0c}	δ _s	δ _n	Kc	(Ke/Kc)
×10 ⁻² mm	1/cm	×10 ⁻² mm	1/cm		×10 ⁻² mm	×10 ⁻² mm	×10 ⁻² mm	1/cm	
4.95	388	4.95	388	1.0	4.82	4.14	0.68	398	0.97

注) *1 上段載荷スラブの四隅面中央における変位の平均値

表-4 弾性剛性の比較 (Q=19.2t 時の値)

られる。

$$S_{xn} = \sum_{k=1}^{n-1} \frac{b_k}{2} [Y_k^2 - Y_{k+1}^2] + \frac{b_n}{2} [Y_n^2 - Y^2] \quad \dots\dots(2)$$

Y_nは、n番目壁体最外縁位置のX軸からの距離 cm

Yは、n番目壁体内対象位置のX軸からの距離 cm

さらに、せん断変形δ_sは、(1)式で得られた面内せん断応力度ピーク値τ_{np}と構造体全断面積Aに対する平均せん断応力度τ_{av}との比率を表わすせん断係数K(=τ_{np}/τ_{av})の最大値を用い、次式で評価した。

$$\delta_s = (K \cdot Q / G \cdot A) \cdot h \quad \dots\dots(3)$$

Gは、せん断弾性係数 [G=E/2(1+ν)] kg/cm²

hは、壁体の高さ cm

3.4. 実験結果の検討

(1) 弾性剛性 表-4に、弾性剛性に関する実験値と計算値との比較を示す。ここで、計算値としては、FEM解析値と梁理論による略算値とを併記した。また、図-5の荷重～変位曲線の中に、FEM解析による弾性剛性計算線を記入した。

表と図に示されるように、弾性剛性実験値は、FEM解析値および梁理論略算値と比較的良く一致し、このように複雑な形状の構造物に対しても、その弾性剛性を予測できることが認められた。

なお、梁理論略算解では、不連続部に生ずる局部曲げモーメントなどの影響を無視しているため、その結果はFEM解析値と多少の差がある。例えば、せん断変形の評価に関するせん断係数Kを比較すると、FEM解析

で得られた一層壁体，二層壁体のK値はそれぞれ2.59，2.56に対し，略算解のK値は3.52，2.93となり，略算解ではせん断変形をFEM解より過大に評価している傾向がある。しかし，これらのことを考慮しても，略算解で得られたせん断変形の全体変形に占める比率は86%程度と大きく，この構造体がせん断変形卓越型の構造体であると推定される。

(2) ひび割れ荷重 各壁体におけるひび割れ発生荷重の実験値と計算値を表一5に示す。ひび割れ発生荷重計算値は，次式で求めた値である。

$$cQ_{sc} = F_t / \sigma_1 \quad \dots\dots(4)$$

; F_t は，コンクリート引張強度 (割裂強度) kg/cm^2

σ_1 は，単位荷重作用時の主応力度 $kg/cm^2/t$

cQ_{sc} は，ひび割れ発生荷重 t

実験値 eQ_{sc} の計算値 cQ_{sc} に対する比率 (cQ_{sc}/eQ_{sc}) は，FEM解析値を用いた場合が0.93~1.84，梁理論による略算値を用いた場合が0.79~1.74となり，実験値と計算値との対応性は必ずしもあるとは言えないが，ひび割れ発生順序の定性的な傾向は，一部分を除き，比較的良く対応していると言える。例えば，実験で得られたひび割れ発生順序は，そで壁，燃料移送キャナルウェブ壁と蒸気発生器室斜め壁，それから蒸気発生器室フランジ壁と続いたのに対し，FEM解析の結果からもほぼ同じ順序のひび割れ発生が予測された。また，梁理論略算解の結果からも，蒸気発生器室ウェブ壁を除けば，同様のひび割れ発生順序が予測された。

なお，表一5に，ひび割れ発生荷重実験値として，ひび割れ近傍の鉄筋の荷重~ひずみ曲線の変曲点より判定した値を併記したが，それらの値は目視による値より全体に低く，正加力時の場合には両者の差が顕著である。この理由としては，壁体脚部のひび割れは発見が遅れる傾向があること，また，対象とする位置以外のひび割れ発生後の応力再配分により現われる荷重~ひずみ曲線変曲点をひび割れ発生荷重点として判定した傾向があることなどが考えられる。さらに，最初のひび割れは，コンクリートの収縮ひずみの影響で低い応力で発生する傾向がある。従って，ひび割れ荷重を詳細に検討する場合には，これらの要因を考慮する必要がある。

(3) 鉄筋降伏荷重 縦筋降伏荷重実験値と次の設計手法に基づく計算値との比較を表一6に示す。この計算値は，FEM解析で得られた面内せん断応力度 τ と膜応力度 σ との絶対値和の応力度を引張側ではすべて鉄筋に負担させるものとし，次式で算定したものである。

$$Q_{yc} = Q_0 \times (P_w \cdot \sigma_y) / (|\tau| + |\sigma_z|) \quad \dots\dots(5)$$

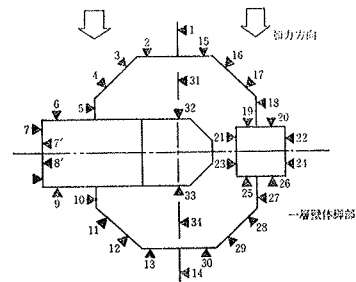
; Q_{yc} は，縦筋降伏荷重 t

Q_0 は，作用荷重 t

()内数値は，ひずみより判定した値

ひび割れ位置	実験値(目視)		計算値							
	正	負	FEM			略算				
	eQ_{sc}^*	eQ_{sc}^*	σ_{13}/σ_1	cQ_{sc}^*	$+ (eQ_{sc}/cQ_{sc})$	$\sigma_{13}/\sigma_1/t$	cQ_{sc}^*	$+ (eQ_{sc}/cQ_{sc})$		
そで壁	112.(29.) 131.(74.9)	41.6(30.7) 56.1(56.1)	0.299	80.9	1.84	0.167 0.164	109. 111.	1.03 1.18		
蒸気発生器室	フランジ壁	燃料移送キャナル斜め壁部	136. (29.)	155.	0.143	127.3	1.07	0.129	141.	0.96
		加圧器室部	131. (39.2)	94.9	0.123	148.0	0.89	0.129	141.	0.93
	ウェブ壁	燃料移送キャナル側	131. (49.2)	75.3 (75.3)	0.171	106.4	1.23	0.135	135.	0.97
		加圧器室側	150.	155.				0.125	146.	1.03
	ウェブ壁	燃料移送キャナル側	144. (47.1)	133. (56.1)	0.118	154.2	0.93	0.135	135.	1.07
		加圧器室側	150.	216.				0.125	146.	1.03
	ウェブ壁	燃料移送キャナル側	168. (74.9)	133. (94.9)	0.120	151.7	1.11	0.188	96.8	1.74
		加圧器室側	150.	155.				0.173	105.	1.43
	ウェブ壁	燃料移送キャナル側	168. (56.9)	151. (75.3)	0.131	138.9	1.21	0.188	96.8	1.74
		加圧器室側	150.	215.				0.173	105.	1.43
燃料移送キャナル	一層	144. (74.9)	133. (94.9)	0.176	103.4	1.39	0.100	182.	0.79	
	二層	131. (112.)	151. (113.)				0.127	143.	0.92	
加圧器室	一層	186. (168.)	215. (199.)	0.123	148.0	1.26	---	---	---	
	二層	311. (236.)	296. (238.)				0.100	182.	1.71	

表一5 ひび割れ発生荷重



鉄筋位置	実験値**			鉄筋降伏荷重	Q _{yc}	計算値**				
	r	σ_c	Q_{yc}			r	σ_c	Q_{yc}		
1	528	12.2	61.0	213.	2.60	15	572	4.5	63.7	0.88
2	623	4.8	39.0	592.	1.12	16	562	16.1	14.8	0.56
3	771	17.1	23.7	417.	1.81	17	610	21.7	14.0	0.80
4	771	2.1	11.5	618.	1.55	18	635	25.8	4.7	0.37
5	578	21.7	7.7	665.	0.47	19	678	6.6	15.3	0.22
6		13.7	19.9	629.		20	762	6.7	18.1	0.58
7	473	19.1	24.3	412.	1.10	21	611	17.0	15.9	0.61
8	-477	19.1	-30.6	(412.)	(1.10)	22	634	14.3	15.1	0.52
9		11.2	-21.4			23	10.7	-14.5		
10		21.4	-0.7			24	-204	15.4	-21.5	(0.82)
11		12.3	-20.1			25	12.3	-8.2		
12		14.7	-11.0			26	12.2	-11.8		
13		6.0	-25.3			27	25.6	-11.6		
14	694**	10.1	-51.0	900.**	0.77	28	18.6	-15.9		
						29	13.0	-15.8		
15	764**	12.6	25.6	512.	1.49	30	10.1	-22.6		
32			11.6							
33			-11.1			7	710	29.5	7.3	0.9
34			10.7	-22.3		8	74.0	-3.9		

注) *1. FEM 縦筋降伏荷重 $Q_{yc} = 215 \times (S_c / \sigma_c)$ (引張側)
 Q_{yc} は次式で算定 $Q_{yc} = 215 \times (P_w \cdot \sigma_y) / (|\tau| + |\sigma_z|)$
 $(P_w = 0.001 \times \sigma_c / \sigma_c)$
 *2. 最大降伏(引張)降伏荷重点における荷重
 *3. 降伏降伏荷重点 計算値は次式で算定 $\sigma_{yc} = 0.001 \times F_t / (P_w \cdot \sigma_y)$
 $Q_{yc} = 215 \times \sigma_{yc} / (|\tau| + |\sigma_z|)$

表一6 縦筋降伏荷重

P_w は，縦筋の壁筋比 ($\times 10^{-2}$) %
 σ_y は，縦筋の降伏応力度 kg/cm^2
 τ は，荷重 Q_0 作用時の面内せん断応力度 kg/cm^2
 σ_z は，荷重 Q_0 作用時の鉛直方向膜応力度 kg/cm^2
 表に示されるように，実験値 Q_{yex} と計算値 Q_{yc} とは，

初期に降伏した位置 No. 5, 7, 8, 15, 24 の鉄筋については、比較的良く一致し、実験値と計算値との間の比率 (Q_{yex}/Q_{yc}) は 0.87~1.16 の範囲内にある。しかし、No. 1, 3, 4, 16, 31 の鉄筋については、実験値と計算値とに差がある。この理由として、ひび割れ発生、鉄筋降伏などによる応力再配分の影響が考えられる。

例えば、そで壁の場合、弾性応答時では不連続部に生ずる局部曲げモーメントなどが、その部分の応力と応力分布に大きな影響を与えているが、ひび割れ発生後の非弾性応答時になると、局部曲げ応力が緩和される傾向が縦筋の荷重~ひずみ度曲線、ひずみ度分布などに認められる。即ち、そで壁の縦筋の荷重~ひずみ度曲線を見ると、ひび割れ発生後においても縦筋のひずみはほぼ線形で増加している。また、縦筋ひずみ度最大値は、弾性応答域ではそで壁部に現われているが、非弾性応答域では燃料移送チャンネルウェブ壁部に現われている。なお、局部曲げ応力を考慮した FEM 解析の結果を用い、そで壁縦筋の降伏荷重を求めると、 $Q_{yc}=263\text{ t}$ 、 $(Q_{yex}/Q_{yc})=2.0$ となるが、局部曲げ応力を無視し、平面保持の仮定を用いた梁理論計算値では、 $Q_{yc}=544\text{ t}$ 、 $(Q_{yex}/Q_{yc})=0.97$ となり、比較的良く一致する。

一方、面内せん断応力度の大きい燃料移送チャンネルウェブ壁などの場合、応力再配分の影響が無いわけではないが、鉄筋降伏荷重時ではひび割れが全域にわたって発生しており、面内せん断応力度に対する応力再配分の影響が比較的小さく、実験値と計算値とが一致したものと考えられる。

なお、実機設計では、所要縦筋量は S_1 荷重時のそで壁応力で決定されている。このそで壁縦筋降伏荷重の算定で、設計許容応力度に合わせ、鉄筋 (SD 40) の降伏応力度を $\sigma_y=4,000\text{ kg/cm}^2$ とすると、 $Q_{yc}=213\text{ t}$ となり、 S_1 荷重時の設計荷重 215 t と一致する。

これらのことを勘案すると、設計では鉄筋降伏荷重に対しても安全側の評価をしていることが認められる。

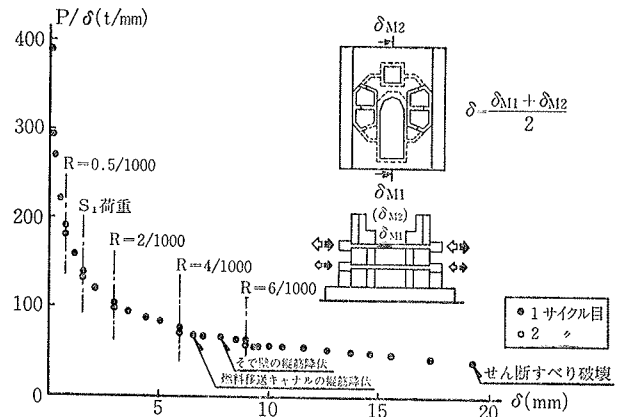
(4) 剛性の推移と等価粘性減衰常数 図一七に剛性の推移、表一七に等価粘性減衰常数を示す。

試験体の剛性は、図一七に示されるように、弾性剛性に対し、部材角 $R=0.5 \times 10^{-3}\text{ rad}$. で約 50%、 S_1 荷重時 ($R \approx 1.0 \times 10^{-3}\text{ rad}$.) で約 35% に低下した。

また、表一七に示すように、荷重~変位曲線の第 2 サイクルのループから等価粘性減衰常数を求めると、 S_1 荷重時で約 15% であった。

(5) 終局耐力 表一八に、試験体の終局耐力実験値と計算値との比較を示す。

試験体の一層部分、二層部分の曲げ耐力を全塑性式により求めると、それぞれの終局曲げモーメント時のせん



図一七 剛性の推移

荷重又は部材角	頂部水平変形 ^{*1} (mm)	等価粘性減衰常数 (hec) ^{*2}			
		第 1 サイクル		第 2 サイクル	
		正荷重	負荷重	正荷重	負荷重
弾性 (46.7°)	0.16	0.032	—	—	—
0.5×10^{-3}	0.75	0.055	0.114	0.055	0.052
S_1 荷重時	1.57	0.026	0.114	0.059	0.051
2×10^{-3}	2.99	0.092	0.114	0.060	0.048
4×10^{-3}	5.99	0.032	0.109	0.057	0.051
6×10^{-3}	8.96	0.073	0.084	0.053	0.046
最終 (77.1°)	19.22	0.172	—	—	—

*1. 第四および第六の頂部水平変形の平均値
*2. $hec = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta ABD \text{の面積}}{\Delta OBC \text{の面積}}$

表一七 等価粘性減衰常数

実験値	曲げ耐力計算値		せん断耐力計算値 (全補強式)					
	(全塑性式)		FEM		梁理論			
	終局耐力 (eQu t.)	曲げ耐力 (eQu t.)	せん断係数 K	せん断耐力 (eQsu)	せん断係数 K	せん断耐力 (eQsu)		
77.1	1,780	2.31	2.59	792	1.63	3.52	583	0.76
77.1 (557.)	3,320 (2,397.)	4.31	2.56	892 (573.)	1.04	2.93	777 (518.)	0.93

注*1.()内数値は、梁理論作用せん断耐力 $Q_{su} = 0.722 \times Q_0$; Q_0 は全せん断耐力である。

表一八 終局耐力の比較

断力 Q_{BU1} 、 Q_{BU2} は、1,780 t、3,320 t となり、実験で得られた最大せん断力 Q_{U0} (=771 t) の約 2.3、4.3 倍となり、曲げ耐力に余力があると考えられる。

同様に、一層部分、二層部分のせん断耐力 Q_{SU1} 、 Q_{SU2} を全補強式を適用し、次式で求める。

$$Q_{SU} = (P_w \cdot \sigma_y)_{ave} \cdot A / K \quad \dots\dots\dots(6)$$

; $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ は、壁の縦筋比 P_V 、横筋比 P_H と鉄筋の降伏応力度 σ_y との積の相加平均値

A は、壁体の全断面積

K は、せん断係数

このせん断耐力評価式は、壁体の終局せん断応力度 τ_u を全補強式的に $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ で評価し、壁体に作用する面内せん断応力度が τ_u に達した時点で耐力が決定されるとして設定されたものである。なお、今回の試験体は、壁筋がほぼ一様に配筋され、各部壁体の終局せん断応力度に差がないため、一層部分、二層部分のせん断係数の最大値 K_1 、 K_2 を用いてせん断耐力を評価したが、壁筋量が少い壁体がある場合には、その部分のせん断係

数を用いて耐力を評価することも考えるべきである。

表に示されるように、FEM 解析で得られたK 値を用いると、一層部分、二層部分のせん断耐力はそれぞれ、 $Q_{SU1}=792\text{ t}$ 、 $Q_{SU2}=802\text{ t}$ となり、また、(1)式で求めた面内せん断応力度に対するK 値を用いると、 $Q_{SU1}=583\text{ t}$ 、 $Q_{SU2}=717\text{ t}$ となる。これらの値は、実験値 Q_{Ue} の 0.76 ~1.04 倍の範囲にあり、良く一致する。

これから、本試験体の耐力はせん断耐力で決定されたと考えられ、一層、二層壁体にはほぼ同時にせん断すべり破壊が現われた実験の破壊モードとも計算結果は対応していると言える。

また、図一8 と図一9 に、終局耐力についての本実験結果と既往の実験結果との比較図⁽¹⁾を示す。図一8 は、弾性応答時の K 値を用いて最大荷重 Q_{Ue} 時のせん断応力度 τ_u を評価し、 $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ との関係で示したものである。一方、図一9 は、円筒を対象とした FEM 非弾性解析結果からひび割れ後の K 値を (M/Qd) の関係で求め、その値を用いて τ_u を評価し、図一8 と同様にまとめたものである。なお、本実験の場合、 (M/Qd) の値が 0.34 と小さいため、 K^* 値として FEM 解析で得られた K_1 を用いて τ_u を評価した。

図一8 と図一9 との比較から、本実験結果は応力再配分による K 値の変化が小さかったと予想され、また、その結果は既往の円筒実験の結果とも良く対応することが認められる。

(6) 復元力特性 (荷重～変形関係包絡線) 図一10

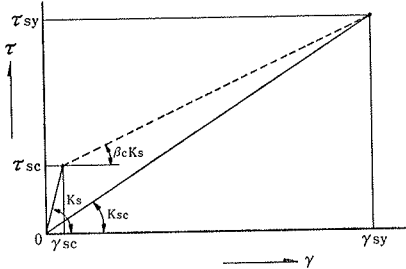
～図一12に、せん断応力～ひずみ ($\tau \sim \gamma$) 関係、曲げモーメント～曲率 ($M \sim \phi$) 関係および荷重 Q と壁体脚部回転角 θ との関係を示す。これらの関係に基づき、試験体の荷重～変形包絡線を梁理論で検討した。

$\tau \sim \gamma$ 関係は、せん断ひび割れ発生時までは弾性剛性で評価し、それ以降鉄筋降伏荷重までは、トラス理論を適用してひび割れ後の剛性を評価する手法²⁾により、次式で評価した。

$$K_{sc} = nE_c / [4n + (1/P_v) + (1/P_H)] \dots\dots(7)$$

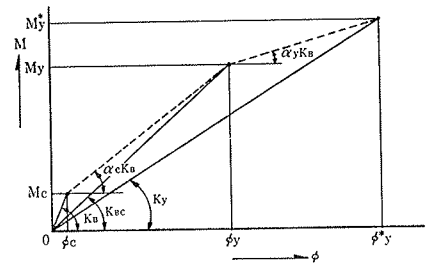
; $n = E_s/E_c$, P_v , P_H は縦筋比と横筋比

なお、鉄筋降伏荷重は、縦筋比または横筋比の小さい方の値を用いて求めた。また、 $M \sim \phi$ 関係は、最外縁位



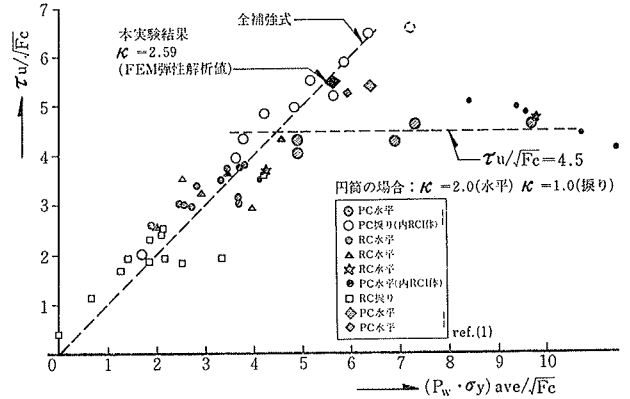
- τ_{sc} : せん断ひび割れ発生時のせん断応力度 ($=Q_{sc}/A$)
- τ_{sv} : 鉄筋降伏時のせん断応力度 ($=Q_{sv}/A$)
- γ_{sc} : τ_{sc} 作用時のせん断ひずみ度
- γ_{sv} : τ_{sv} 作用時のせん断ひずみ度
- K_s : 弾性剛性
- K_{sc} : τ_{sc} 作用時の割線剛性
- β_c : ひび割れ発生後の剛性低下率
- $\beta_c = ((\tau_{sv}/\tau_{sc}) - 1) / ((\gamma_{sv}/\gamma_{sc}) - 1)$

図一10 $\tau \sim \gamma$ 関係

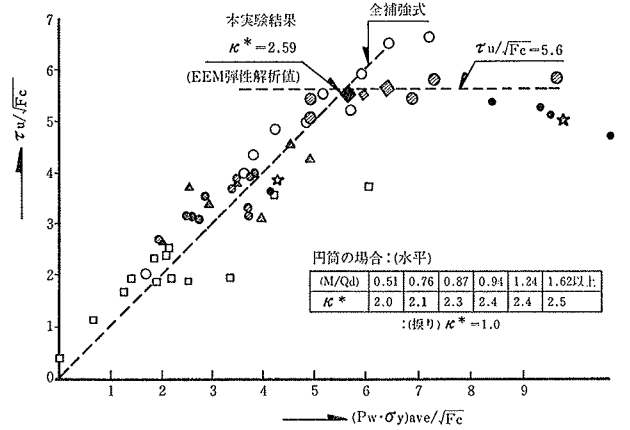


- M_c : 最外縁位置の曲げひび割れ発生時の曲げモーメント ($=Q_{sc} \cdot H$)
- M_y : 最外縁位置の鉄筋降伏時の曲げモーメント ($=Q_{sv} \cdot H$)
- M^*_y : 中間部位置の鉄筋降伏時の曲げモーメント (中間フランジ位置)
- ϕ_c : M_c 作用時の曲率
- ϕ_y : M_y 作用時の曲率
- ϕ^*_y : M^*_y 作用時の曲率
- K_b : 弾性剛性
- K_{sc} : M_y 作用時の割線剛性
- K_v : M^*_y 作用時の割線剛性
- α_c : ひび割れ発生後の剛性低下率 $\alpha_c = (M_y/M_c - 1) / ((\phi_y/\phi_c) - 1)$
- α_v : 最外縁鉄筋降伏後の剛性低下率 $\alpha_v = (\phi_c/\phi_y) \cdot [\alpha_c \{ (\phi_y/\phi_c) - 1 \} + 1] \cdot [(M^*_y/M_y) - 1] / ((\phi^*_y/\phi_y) - 1)$

図一11 $M \sim \phi$ 関係



図一8 $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ と $\tau_u (=K \cdot Q_{ue}/A)$ の関係



図一9 $(P_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ と $\tau_u (=K^* \cdot Q_{ue}/A)$ の関係

験結果より直接設定したものである。

試験体形状が複雑であるため、荷重～変形関係包絡線を上記のような変形成分に分離して評価するにはさらに詳細な検討が必要であるが、便宜的に上記の関係と梁理論を用い、上段加力スラブ位置の荷重～変形(部材角R)関係を求めた結果を図-13に示す。なお、この計算では、(1)式で求めたせん断係数K値を弾性応答域から非弾性応答域にわたって用い、せん断変形を評価すると共に、諸荷重についても梁理論で得られた計算値を用いた。

図に示されるように、せん断ひび割れ発生後の変形計算値は実験値より大きく、剛性を過小に評価している傾向はあるが、同じ荷重に対する変形の(実験値/計算値)は、70～80%であり、計算値と実験値とは比較的良く一致した。

なお、剛性を過小評価している理由は、主として、梁理論解でせん断変形を過大に評価しているためと考えられる。また、せん断降伏荷重は、せん断耐力評価の場合とは異なり、縦・横鉄筋比の小さい方の値を用いて算定し、それ以降の $\tau \sim \gamma$ 関係は設定していないため、今回求めた荷重～変形関係包絡線は終局耐力まで含めたものとはなっていない。

4. まとめ

内部コンクリート構造は形状が複雑であるが、今回の実験結果から、おおよそ次のことが言える。

弾性剛性については、FEM解析以外に梁理論に基づく計算法でも十分評価でき、また、ひび割れ荷重、鉄筋降伏荷重についても、これらの弾性解析結果からある程度の精度で予測できることが確かめられた。

終局耐力は、せん断すべり砂壊で決定されたが、そのせん断耐力をせん断係数K値を用いることにより全補強式で評価できた。これから、鉄筋比が高い原子力構造物に対しては、本手法は有効な手法となると考えられる。

また、構造体の設計荷重 $Q_D (= 215 \text{ t}; S_1 \text{ 荷重})$ に対する最大荷重実験値 $Q_{Ue} (= 771 \text{ t})$ は、 $Q_{Ue}/Q_D = 3.59$ で、安全余裕が大きく、最大荷重時の部材角 $R_{max} (= 12.9 \times 10^{-3} \text{ rad.})$ も大きく、変形能があることから、本構造体は耐震性に優れた構造体であると言える。

復元力特性(荷重～変形関係包絡線)についても、各種変形成分の重ね合わせにより、略算的にある程度の予測はできそうである。

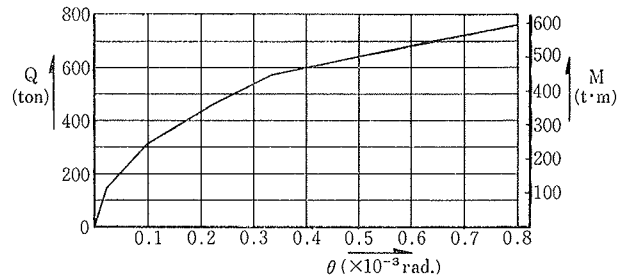


図-12 荷重Qと壁体脚部回転角 θ との関係

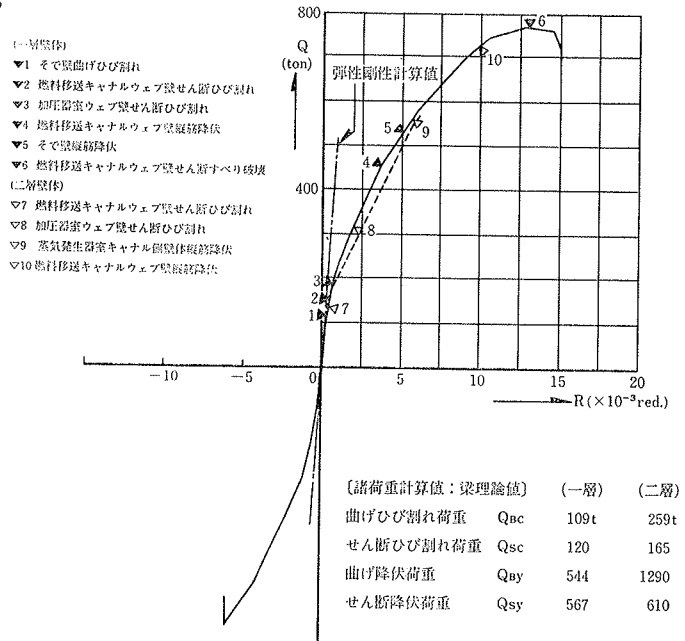


図-13 荷重～変形関係包絡線の実験値と計算値

謝辞

本報告にあたり、日本原子力発電(株)建設部の御厚意により、資料³⁾を引用させて頂いたことを記し、謝意を表します。

また、本実験の計画、遂行に当り、多大の御協力を頂いた加藤宗明、渡辺征男、加藤朝郎(以上、日本原子力発電(株)建設部)および久納俊雄((株)大林組本社原子力部)の各氏に感謝致します。

参考文献

- 1) 小垣, 加藤, 武田: プレストレストコンクリート格納容器の1/8模型および1/30模型による構造耐力実験, プレストレストコンクリート, Vol. 23, No. 1, (1981), pp. 79～115
- 2) 武田, 中山, 大内: 超大型サイロに関する研究(その2), 大林組技研所報, No. 24, (1982), pp. 17～23
- 3) 加藤, 渡部, 武田, 他: PWR型原子炉格納容器内部コンクリート構造の耐震性に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和57. 10), pp. 947～954