

# プレストレストコンクリート格納容器(PCCV)のせん断耐力に関する試験

武田 寿一      多田 利正  
山口 恒雄      小池 健仁  
山口 義博      大内 一  
古屋 則之

## Shear Strength Tests of Prestressed Concrete Containment Vessels (PCCV)

Toshikazu Takeda      Toshimasa Tada  
Tsuneo Yamaguchi      Kenji Koike  
Yoshihiro Yamaguchi      Hajime Ohuchi  
Noriyuki Furuya

### Abstract

This paper presents the results of tests on shear strengths of prestressed concrete containment vessels subjected to lateral forces during earthquake. The tests consist of a torsional loading test and a horizontal loading test. The main parameters of models are prestress level, internal pressure and reinforcing bar ratio. The results of the tests indicate that the reinforcement (prestressing steels and reinforcing bars arranged both vertically and horizontally) imparts effective resistance to shear. Shear strength is evaluated by either a truss analogical equation or a concrete failure equation introduced herein, provided that the ultimate shear strength  $\tau_u$  is set within the limit of  $5.6\sqrt{F_c}$  (in case of cylindrical shell under horizontal load,  $\tau_u = 2Q_u/A \leq 4.5\sqrt{F_c}$ ).

### 概要

本報告は、地震時水平力を受ける原子力発電所のプレストレストコンクリート格納容器のせん断耐力に関する一連の試験結果を述べたものである。試験は振り加力と水平加力の2種類の試験から成り、振り加力試験モデルではプレストレスと内圧で支配される初期膜応力状態、鉄筋比等を主なパラメーターとし、水平加力試験モデルでは初期膜応力状態を主パラメーターとしている。試験の結果、せん断面に対し縦・横直交方向に配置した鉄筋だけでなくPC鋼材もせん断補強材として有効であることが認められた。また、せん断耐力は、PC鋼材、鉄筋等の鋼材の降伏荷重時膜力と内圧のような外荷重による膜力を考慮した全補強式あるいはコンクリート破壊基準を用いて誘導した評価式でせん断補強限界内ではほぼ評価できると言える。せん断補強限界は、鋼材量には関係なくコンクリート強度 $F_c$ の関数で決められた終局せん断応力度 $\tau_u$ の値とすると、 $\tau_u \leq 5.6\sqrt{F_c}$  (水平力を受ける円筒壁体で弾性時せん断応力度分布を仮定する場合は $4.5\sqrt{F_c}$ )程度であった。

## 1. 序

本報告は、関西電力(株)より大成建設(株)、(株)竹中工務店、(株)大林組の3社に委託された共同研究「プレストレストコンクリート格納容器(PCCV)のせん断耐力に関する試験研究」として実施された一連の実験研究<sup>1)</sup>のうち、大林組が担当した研究の結果について述べたものである。

近年、原子力発電所の炉出力の大型化などに伴い、プレストレストコンクリート格納容器(以下PCCVと言う)が諸外国で数多く採用されてきている。我国におい

ても、昭和52年7月に通産省資源エネルギー庁から「原子力発電用コンクリート格納容器に関する、技術基準(案)」が出され、PCCV建設の気運が高まってきた。

我国において、PCCVを採用する場合、地震時水平力に対するPCCV構造体の健全性および耐力安全性を確保することが設計上の重要課題の一つである。しかし、地震時水平力を受けるPCCVのせん断耐力に関する研究は世界的に実験の数が少ない分野で、ASME Sec. III Div. 2のCCV code<sup>2)</sup>でも、PCCVに対してはせん断に関する規定が記載されておらず、この項については検討作業が行なわれているのが現状である<sup>3)</sup>。

なお、PCCV の面内せん断力（接線方向作用せん断力  $V_u$ ）に対し、Green と Johnson<sup>3)</sup> はコンクリートの引張抵抗、ひび割れ発生後のコンクリート骨材のかみ合い効果および鉄筋のダボ効果を無視した基本的にはトラスアナロジーの考え方に基づく耐力評価式を提案している。

一方、White, Gergely<sup>4)5)</sup> 等は、鉄筋コンクリート格納容器 (RCCV) を対象とした一連の実験的研究から、コンクリートに予めひび割れが発生している場合でも、面内せん断力はそのひび割れを横切って伝達され、このせん断伝達力の大きさは、初期のひび割れ幅およびひび割れを横切って配筋された鉄筋の拘束力の大きさにも関係すると述べている。また、Mattock<sup>6)7)</sup> 等は、コンクリート要素のせん断伝達強度を斜めひび割れ発生後の圧縮斜材としてのコンクリートストラットの耐力で支配されると考えている。このコンクリートストラットの耐力は、そこに作用する圧縮力だけでなく、鉄筋の拘束力とか外荷重による直応力の影響も受けると考えている。そして、コンクリート破壊基準式を用いたせん断耐力評価式でかなりの実験結果を評価できると述べている。

また、梅村、青山等<sup>8)</sup> は、鉄筋コンクリートの立体耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験から、曲げせん断を受ける RC 構造体の面内せん断耐力についての評価式を提案している。

このように、せん断耐力に関する考え方は種々提案されているが、PCCV のせん断耐力を評価する場合には実験例が数少なく、これ等の考え方がどの程度適用できるのか不明な点が多い。

この試験研究は PCCV を対象とした PC 円筒壁体のせん断耐力に関する試験で、振り加力試験と水平加力試験から成る。

## 2. 試験目的

本試験は、PC 円筒壁体モデルの正負繰り返し加力による破壊試験により、地震時水平力または地震時水平力と事故時内圧を同時に受ける PCCV 構造体の力学的性状を明らかにすることを目的とする。

(1) 振り加力試験 単純化された応力状態での面内せん断力に対する構造体の力学的性状と耐力を実験的に把握する。特に、初期膜応力状態のパラメトリックスタディに着目し、耐力に寄与する要因を検討する。

(2) 水平加力試験 曲げとせん断を同時に受ける PCCV 円筒壁体部の力学的性状と耐力を実験的に把握する。ここでは、初期膜応力状態を主パラメーターとし、それが耐力に及ぼす効果を検討する。

モデル名称	パラメーター											備考
	形状寸法			PC荷重		内圧	鉄筋		初期膜応力			
	a	h	l	$\sigma\theta$	$\sigma z$	P	材質	Pt	$\sigma\theta$	$\sigma z$		
cm	cm	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>			
M1-B-0-1.0	50	8	300	16	32	—	SD35 D10	1	16	32	円筒部プレストレス導入後スラブコンクリート打シングル配筋	
MT2-C-4-1.0	"	"	"	40	44	4	"	"	16	32	" "	
MT3-C-4-2.0	"	"	"	40	44	"	"	2	16	32	" "	
MT4-D-12-1.0	"	"	"	88	68	12	"	1	16	32	" "	
MT5-A-0-1.0	"	"	"	—	—	—	"	"	0	0	" "	
MT6-E-4-1.0	"	"	"	80	68	4	"	"	56	56	" "	
MT7-F-0-1.0	"	"	"	80	64	—	"	"	80	64	" "	
MT8-F-0-2.0	"	"	"	80	64	—	"	2	80	64	" "	
MH4-F-0-2.4	75	7	225	80	64	—	SD35 D6	2.48	80	64	面内せん断補強 $P_w=0.27$ グラブル配筋	
MH5-H-4-2.4	"	"	"	59	52	4	"	2.48	16	31	"	

表一1

## 3. 試験内容

### 3.1. モデル設定条件

表一1に振り加力および水平加力試験のモデル一覧表を示す。

表に示すように、振り加力試験のパラメーターとしては、PS 荷重と内圧の組み合わせによる初期膜応力と補強鉄筋比を主に考えている。ここで設定した初期膜応力レベルは実機 PCCV の主要設計荷重条件、 $S_1$  地震 + L 事故時と  $S_2$  地震時（以下  $(S_1+L)$  および  $S_2$  とする）の代表的な膜応力レベルに対応するものである。

MT1~MT4 の初期膜応力レベルは  $(S_1+L)$  時の膜応力レベルを対象としたもので、MT1 は内圧の作用がない場合、MT2 と MT3 が  $4 \text{ kg/cm}^2$ 、MT4 が  $12 \text{ kg/cm}^2$  の内圧の作用がある場合を考えている。MT5 は RC モデルで、面内せん断耐力に対するプレストレス効果を検討するための基準とする。MT6 の初期膜応力レベルは、MT7 と MT8 で対象とする  $S_2$  時の膜応力レベルと前記の  $(S_1+L)$  に対するものとの中間を考えたものである。

鉄筋比については、縦横筋等量で、MT3 と MT8 が 2%、その他はすべて 1% である。

水平加力試験モデルは初期膜応力状態をパラメーターとし、MH4, MH5 の初期膜応力状態をそれぞれ  $S_2$  時と  $(S_1+L)$  時の膜応力に合わせている。各モデルの円筒壁

体部の鉄筋は縦・横筋共等量で全断面一様に配筋し、鉄筋比  $P_t$  は2.48%である。なお、円筒壁体の断面の形状寸法は実機 PCCV の約1/30とした。

### 3.2. モデル概要

図一1と図一2に振り加力試験モデルと水平加力試験モデルの概要を示す。

振り加力試験モデルは、図に示すように、円筒壁体と上下のスラブから成る。円筒壁体部の形状寸法は、内径 100 cm、壁厚 8 cm で、その内法高さは 300 cm である。また、上下のスラブの形状寸法はそれぞれ  $160\text{ cm} \times 160\text{ cm} \times 4\text{ cm}$  と  $200\text{ cm} \times 160\text{ cm} \times 50\text{ cm}$  である。これらのスラブは筒体部に所定のプレストレスを導入した後、コンクリートを打設して付けたものである。なお、筒体とスラブとの打継面にはコッターとせん断補強ボルトを設けた。

一方、図一2に示すように、水平加力試験モデルも円筒壁体と上下のスラブから成るが、コンクリートは一体打ちとした。円筒壁体部の形状寸法は、内径 150 cm、壁厚 7 cm で、その内法高さは 225 cm である。また、上下のスラブの形状寸法はそれぞれ  $200\text{ cm} \times 200\text{ cm} \times 35\text{ cm}$  と  $310\text{ cm} \times 260\text{ cm} \times 50\text{ cm}$  である。

鉄筋は D6 のダブル配筋で、0.27%の面外補強筋（幅止め筋）も一様に配筋した。

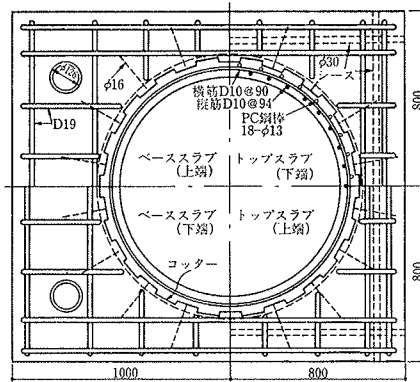
プレストレスの導入は、振り加力、水平加力試験モデル共、ポストテンション方式で行い、壁体の断面中央位置に縦方向に配置したアンボンド PC 鋼棒を緊張した後、一定張力で緊張したワイヤーを筒体に巻き付ける方法を用いた。

表一2にこれらのモデルに用いた豆砂利コンクリートの調合表を示し、表一3と表一4に使用材料の機械的性質を示す。

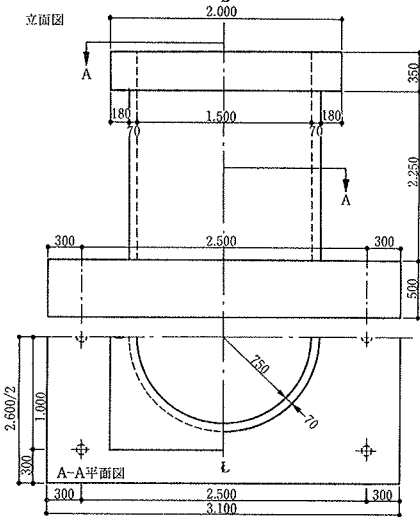
### 3.3. 載荷方法

図一3～図一5に載荷方法の概念図、載荷装置概要および載荷サイクルの基本形を示す。

加力は、振り加力、水平加力試験共、モデルを試験床にボルトで固定し、上部スラブの片側にそれぞれ



図一1-2 スラブ部配筋



図一2-1 水平加力試験モデル (MH 4, 5)

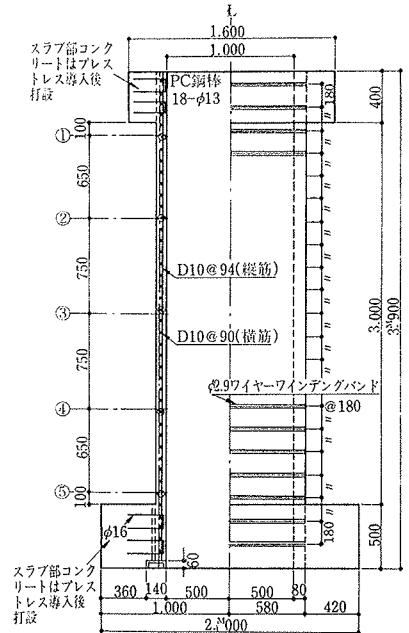
材料名	配合材料	セメント <sup>*)</sup>	単位水量	砂	砂利 <sup>*)</sup>	混和剤 <sup>**)</sup>
W/C(%)	S/a(%)	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>
38	43	566	215	645	863	1.415

注) \*1 普通ポルトランドセメント  
\*2 6号砕石  
\*3 ボンリス100N

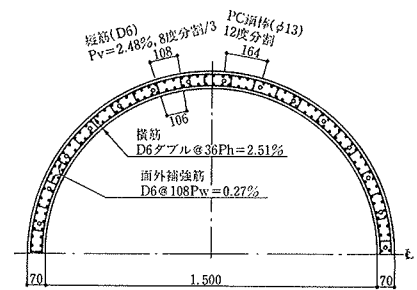
表一2 コンクリートの調合

対象となる試験体	圧縮強度 $F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $F_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s$ (10 <sup>8</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	備考
MT1~8	462	29.6	2.60	0.171	15週時から35週時までの平均値
MH4.5	449	27.8*	2.59	0.168	15週時の値。ただし、*印は水中養生4週時の値

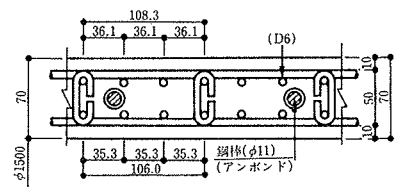
表一3 コンクリートの機械的性質



図一1-1 振り加力試験モデル (MT 7)



図一2-2 筒体部配筋 (MH 4, 5)



図一2-3 配筋詳細 (MH 4, 5)

れ2台計4台の油圧ジャッキを設置して偶力または水平力を正負繰り返し载荷する方法で行なった。内圧は水圧ポンプを用いて载荷し、気密性はゴムバッグと鋼製圧力蓋で保持した。さらに、加力時においては、水圧ポンプを継続的に調整し、一定の圧力を保持した。加えて、上部スラブには、鋼製の補剛ビームを取り付けると共に、内圧を作用させない場合にも圧力蓋を設置し、スラブの局部変形を防止した。振り加力試験では、この圧力蓋の中心位置にボールベアリング付治具を固定し、そこから4方向にテンションロッドを張ってモデルの横倒れを防止した。

荷重は、振り加力試験、水平加力試験共、弾性応答域では荷重制御、非弾性応答域では変位制御で载荷した。加力は、正・負合わせて1サイクルとし、振り加力試験では部材角  $R (= \delta_H/H) = 0.2, 0.5, 1, 2, 3, 4, 6$  ( $\times 10^{-3}$ ラジアン)、破壊、そして水平加力試験では曲げひび割れ発生荷重,  $R = 2, 4, 8, 12$  ( $\times 10^{-3}$ ラジアン)、破壊というパターンを基本として行なった(図-5参照)。

### 3.4. 測定方法

変位はマグネスケールと摺動抵抗型変位計を用いて検出し、鉄筋のひずみは1軸ひずみゲージを表裏2面に貼付し、平均軸ひずみとして検出した。 $\phi 2.9\text{mm}$ のワイヤーには、巻き付け後のワイヤー表面に1軸ひずみゲージを貼付した。また、アンボンドPC鋼棒の張力検出にはカップラー型ロードセルを用いた。コンクリートひずみは、3軸ひずみゲージを内外表面に貼付して検出した。これ等のひずみ測定では、温度保証ゲージを用い、3線結線方式をすべてに採用した。その他作用荷重、圧力の検出にはロードセルとひずみゲージ型圧力計を用いた。

## 4. 振り加力試験結果と解析結果

### 4.1. 内圧加圧時の挙動

振り加力試験では、MT2, 3, 4, 6の計4体のモデルに内圧を作用させた。そのうち、MT2, MT4の2体のモデルの円筒中腹位置における縦筋、横筋、ワイヤーの加力時のひずみ変化を図-6と図-7に示す。

これらの図に見られるように、加圧時の挙動は基本的には弾性で、導入プレストレスによる膜圧縮応力の効果が認められる。また、図に示す計算値は、無限円筒を仮定した時の値で、

$$\epsilon_\theta = (2 - \nu_e)Pr / (2hE_e) \quad \dots\dots\dots(1)$$

として求めた。ここで、 $\epsilon_\theta$ は円周方向ひずみ、 $P$ は作用圧力、 $r$ は円筒壁内法半径、 $h$ は壁厚で、 $E_e, \nu_e$ は等価弾性定数である(表-5参照)。

なお、実験値には非線形性が多少現れているが、コンクリートのひび割れは発見できなかった。

種類	断面積 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_s$ (10 <sup>4</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	降伏点 $\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)	対象となる試験体	
異形棒鋼	伸線	0.317 <sup>*1</sup>	1.82	2,580 <sup>*2</sup>	5,230	17.8	MH1~5
	コイル	0.317 <sup>*1</sup>	1.82	3,340 <sup>*2</sup>	5,230	—	MH4, 5
	D10	0.713 <sup>*1</sup>	1.95	3,640 <sup>*2</sup>	5,560	26.1	MT1~11
PC鋼線	2.9φ	0.0656	2.05	18.3 0 <sup>*2</sup>	20,100	6.3	MT1~11, MH1~5
	9.2φ	0.643	2.03	14,400 <sup>*2</sup>	15,300	9.0	MT1~3
PC鋼棒	11φ	0.928	2.01	12,740 <sup>*2</sup>	13,150	10.5	MH1~5
	13φ	1.30	2.04	12,200 <sup>*2</sup>	12,900	11.0	MT2~4.6~11

- \* 1 公称断面積
- \* 2 0.2% 残留ひずみ時の応力度
- \* 3 降伏点

表-4 鋼材の機械的性質

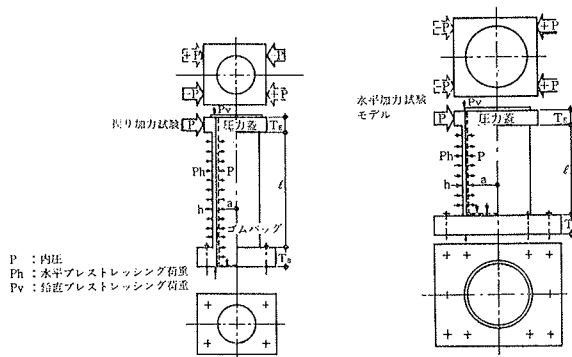


図-3 载荷方法の概念図

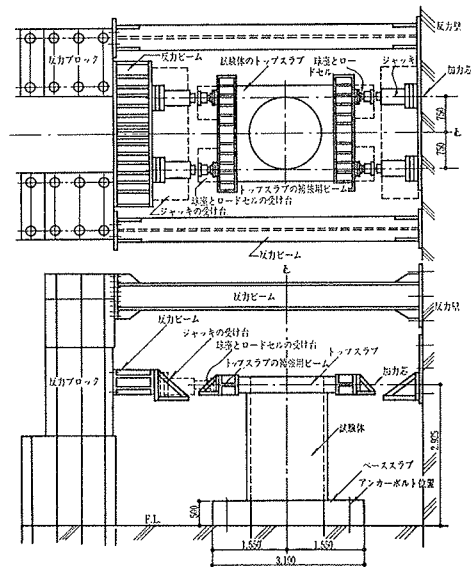


図-4 载荷装置例(水平加力)

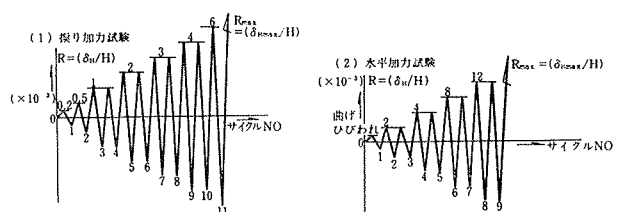


図-5 载荷サイクル

4.2. 初期ひび割れと破壊経過

諸荷重の実験値を表6に示す。

振り加力によるひび割れは、初期の段階では円筒壁体中腹位置に発生し、荷重の増加と共に上下端部に向かって進展し、ひび割れピッチも密になって行く。ひび割れピッチは、鉄筋比1%のものより2%の方が細かく、上下端部より中腹部の方が細かい。

各モデルの初期ひび割れ発生荷重  $T_{cr}$  を比較すると、初期膜圧縮応力レベルの高いものほど  $T_{cr}$  も大きく、MT7の場合が  $T_{cr}=105 \text{ t}\cdot\text{m}$  (せん断応力度  $\tau_{cr}=71.4 \text{ kg/cm}^2$ ) と最大で、MT5の場合が  $T_{cr}=15.2 \text{ t}\cdot\text{m}$  ( $\tau_{cr}=10.4 \text{ kg/cm}^2$ ) と最小であった。一方、初期膜応力が同じでも、鉄筋比が高くなると  $T_{cr}$  が低下する傾向が認められる。

ひび割れ発生後、さらに荷重が増大すると横筋・縦筋が降伏し、最終的には図-8に示すようなコンクリートの圧縮破壊を伴って急激に崩壊した。なお、MT8はワイヤー破断と同時にその周辺のコンクリートが崩壊してしまったものであるが、MT3, MT6 および MT7 の破壊も比較的脆性的であった。一方、内圧が  $12 \text{ kg/cm}^2$  と高いMT4は、破壊そのものは急激に起こったが、かなりのじん性を示した。

4.3. 荷重-変形関係

図-9~12にMT1, MT4, MT5, MT7の荷重-変形関係を示す。また、各モデルのスケルトンカーブを図-13に示す。

初期剛性は各モデル共ほぼ等しく、弾性剛性計算値と比較的よく一致し、プレストレスレベル、内圧の有無の差には関係ないと言える。コンクリートにひび割れが発生すると、顕著な剛性低下を現わすが、その後も荷重の増大があることが認められる。さらに、荷重が増大すると鉄筋、PC鋼材の順序で降伏域に入り、剛性低下がさ

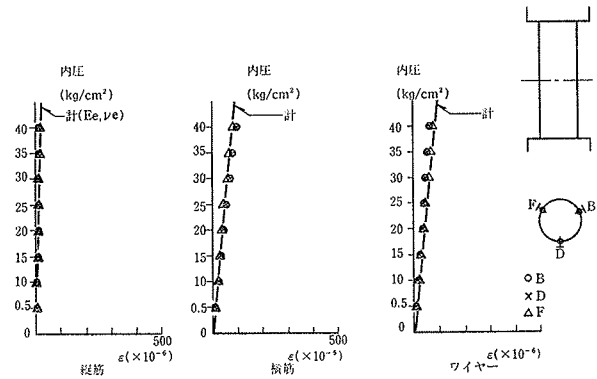


図-6 加圧時のひずみ変化 (MT2—円筒中腹)

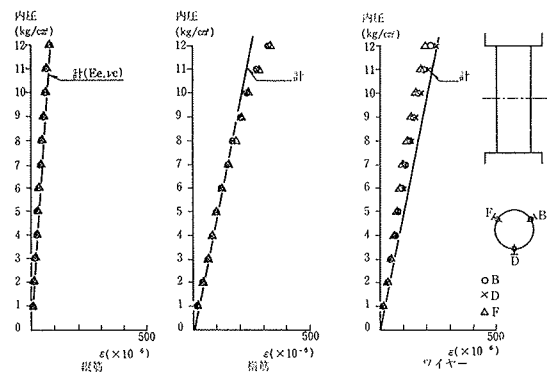


図-7 加圧時のひずみ変化 (MT4—円筒中腹)

モデル名称	初期ひび割れ荷重		鉄筋降伏荷重		最大荷重時							破壊形式
	$T_{cr}$	r cr	横筋	縦筋	$T_{max}$	r max	R max	横筋ひずみ	縦筋ひずみ	ワイヤーひずみ		
	t·m	kg/cm²	t·m	t·m	t·m	kg/cm²	×10 <sup>-3</sup> ラジアン	×10 <sup>-4</sup>	×10 <sup>-4</sup>	×10 <sup>-4</sup>		
MT1-B-0-1.0	50	34	66.7	96.5	137.2	93.3	12.1	3960.	2960.	4870.	C	
MT2-C-4-1.0	48	32.7	83.8	115.5	152.4	103.6	11.5	4760.	3300.	4300.	B	
MT3-C-4-2.0	40	27.3	129.2	154.3	186.2	126.7	8.5	3090.	2580.	3190.	D	
MT4-D-12-1.0	44	29.9	92.5	115.	172.8	118.	14.8	3060.	3030.	3500.	B	
MT5-A-0-1.0	15.2	10.4	54.4	60.3	64.2	43.7	11.7	3890.	2500.	—	A	
MT6-E-4-1.0	88	59.9	162.9	157.5	206.	140.1	8.4	3080.	3070.	2770.	B	
MT7-F-0-1.0	105	71.4	181.3	166.9	209.	142.2	7.6	2640.	2860.	2170.	B'	
MT8-F-0-2.0	88	59.9	—	—	—	—	—	—	—	—	(B)	

表-6 振り加力試験結果一覧表

	使用材料の弾性定数					等価弾性定数			
	コンクリート		鉄筋			1軸		2軸	
	Ec	νc	Es	νs	Pt	Ee	Ee	νe	Ge
MT 1	2.60	0.171	1.95	0.3	1.	2.77	2.77	0.159	1.19
2	"	"	"	"	"	"	"	"	"
3	"	"	"	"	2.	2.94	2.94	0.149	1.28
4	"	"	"	"	1.	2.77	2.77	0.159	1.19
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
6	"	"	"	"	"	"	"	"	"
7	"	"	"	"	"	"	"	"	"
8	"	"	"	"	2.	2.94	2.94	0.149	1.28
MH 4	2.59	0.168	1.82	0.3	2.48	2.98	2.98	0.144	1.30
5	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	×10 <sup>5</sup>		×10 <sup>5</sup>		%	×10 <sup>5</sup>	×10 <sup>5</sup>		×10 <sup>5</sup>
	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>

表-5 等価弾性定数

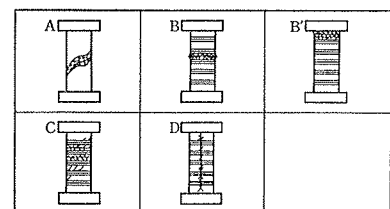


図-8 破壊形式

らに進行すると共に、急激な破壊が現われた。

ひび割れ発生後のせん断応力度 $\tau$ と部材角 $R$ （せん断変形角）の曲線の勾配は、鉄筋比が1%のモデルではほぼ等しく、2%のMT3とMT8では、それらより幾分大きい。なお、脆性的な破壊を生じたMT3、MT6およびMT7の最大荷重 $T_{max}$ 時の $R$ は $7.0\sim 8.5\times 10^{-3}$ と小さく、その他のモデルでは $10.5\sim 14.8\times 10^{-3}$ の範囲にある。

荷重-ひずみ関係の一例として示した図14のMT6の結果にも見られるように、せん断面に対し直交2方向（縦・横）に配筋した鉄筋、PC鋼材は弾性応答域ではほとんど動きがない。そして、ひび割れ発生後にそれらの動きが顕著に現れてくる。なお、表-6に、円筒中腹位置における縦筋、横筋、ワイヤーの最大荷重時ひずみ測定値を平均値で示している。それに見られるように、プレストレスレベルが高い場合には縦・横筋のひずみはほぼ等しいが、低い場合には、縦筋のひずみは横筋のひずみより小さい傾向がある。

4.4. 各種パラメーターと耐力との関係

図-15~図-19に各種パラメーターの差に着目したスケルトンカーブの比較図を示す。図に示されるように、鉄筋比が同じで内圧のないMT1、MT5、MT7の比較、

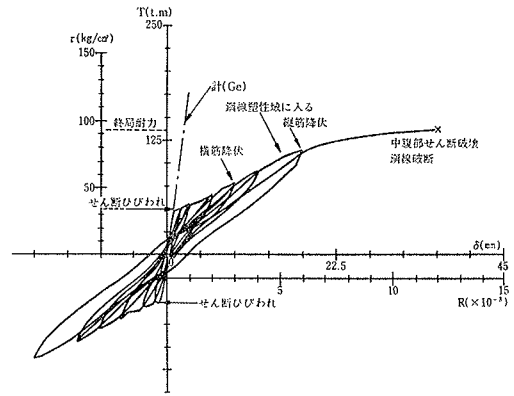


図-9 荷重-変形関係 (MT1)

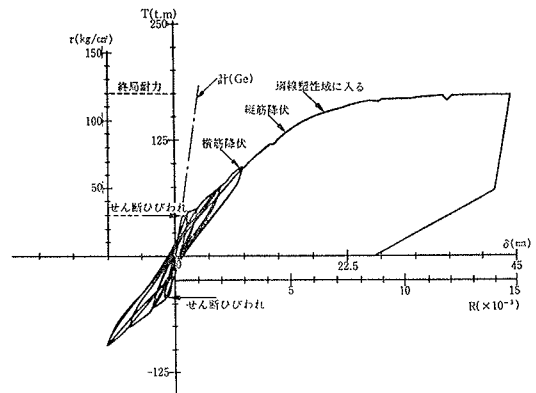


図-10 (MT4)

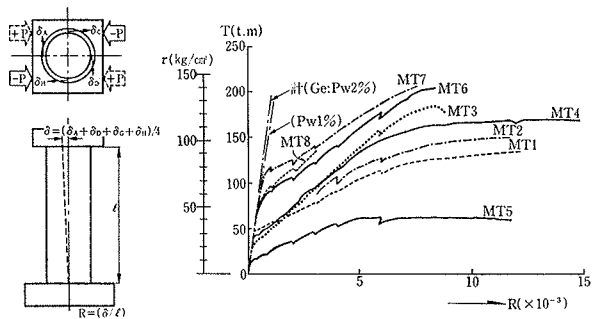


図-13 スケルトンカーブの比較

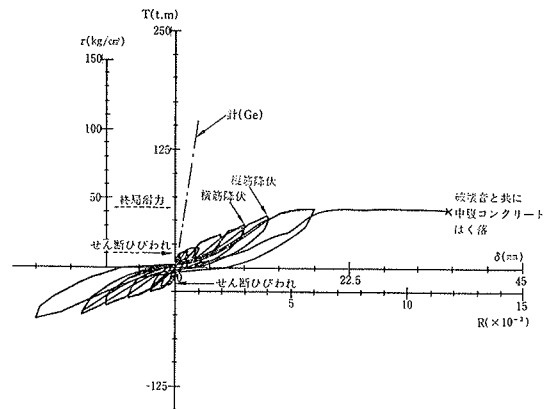


図-11 (MT5)

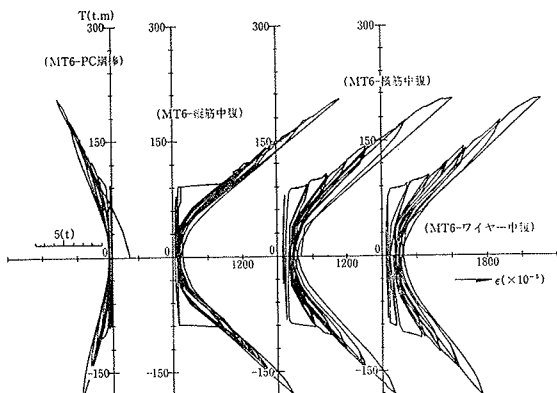


図-14 荷重-ひずみ関係 (MT6)

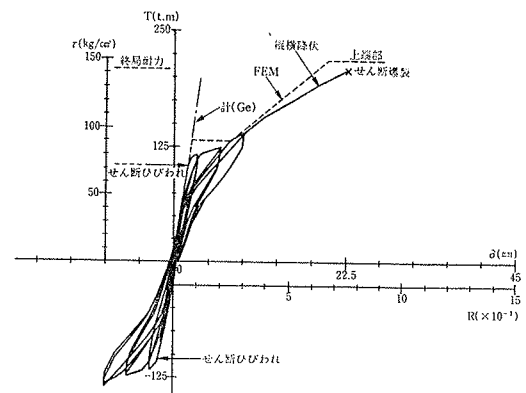


図-12 (MT7)

また鉄筋比が同じで内圧 4 kg/cm<sup>2</sup> が作用している MT 2 と MT6 の比較から、プレストレスレベルが高い程耐力は増大し、変形能力は減少することが認められる。また、PS 荷重と内圧の組み合わせによる初期膜応力が等しい場合、MT1, MT2, MT4 の比較から、プレストレスが大きい程耐力が増大し、内圧が 12 kg/cm<sup>2</sup> の MT4 は変形能力も増大する傾向が認められる。次に、プレストレスがほぼ等しく、鉄筋比も等しい MT4, MT6, MT7 の比較から、作用圧力が大きいほど耐力は低くなる傾向が認められる。そして、プレストレス、内圧が等しい MT2 と MT3 を比較すると、鉄筋比の大きい MT3 の方が耐力は高くなるが、変形能力は減少する。

4.5. 振り加力試験結果についての考察

(1) 初期ひび割れ荷重 初期ひび割れ荷重の実験値と計算値を表一七に示す。その表に見られるように、初期ひび割れ荷重実験値は主応力に基づく計算値と比較してかなり低く、実験値は計算値の35~70%であった。また、初期膜応力状態が同じでも、MT2 と MT3 および、MT7 と MT8 のように、鉄筋比が高いと初期ひび割れ荷重が低くなる傾向が認められることから、コンクリートの収縮ひずみ等の影響を受け、初期ひび割れ荷重が低下したと考えられる。すなわち、収縮ひずみを鉄筋が拘束し、プレストレス導入前にコンクリートに予め引張応力が発生していたことが考えられる。

(2) せん断耐力 各モデルの終局せん断耐力は、鉄筋、PC 鋼材共含む全鋼材降伏後またはそれに近い状態でコンクリートが崩壊して決定されたと考えられる。また、鋼材量が等しくても内圧が高いと耐力が低下することを考えると、内圧のような外荷重による膜引張力は鋼材が負担するものと考えられる。

これから、全補強式を用いて終局せん断応力度  $\tau_u$  を求めると、

$$\tau_u = \min[(P_{\omega}\sigma_y)_\theta, (P_{\omega}\sigma_y)_z] \dots\dots\dots(2)$$

$$(P_{\omega}\sigma_y)_n = P_{\omega}^n \cdot s\sigma_y + P_{\omega p}^n \cdot p\sigma_y - \sigma_{n0}$$

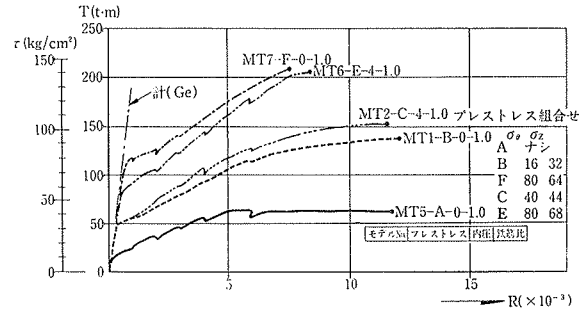
$P_{\omega}^n, P_{\omega p}^n = n$  方向の鉄筋比と PC 鋼材比

$s\sigma_y, p\sigma_y =$  鉄筋と PC 鋼材の降伏点応力度

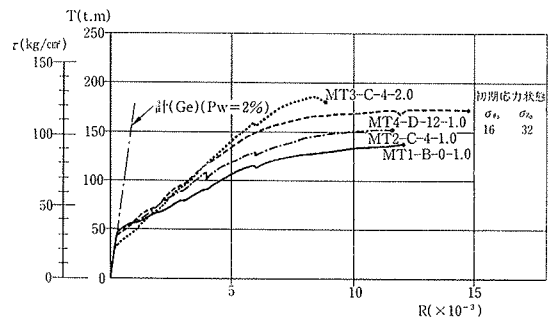
$\sigma_{n0} = n$  方向の外荷重による膜応力度 (引張を正)

と表わせる。

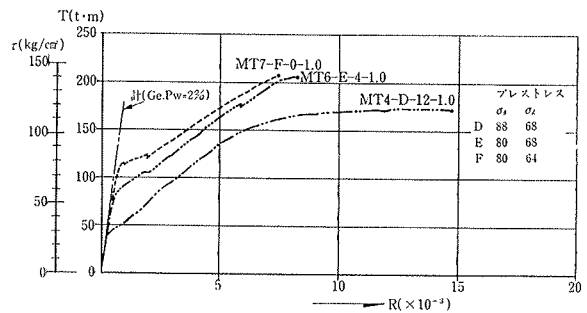
一方、せん断耐力にはコンクリート骨材のかみ合い効果と鋼材のダボ効果等も寄与すると考えられる。これら



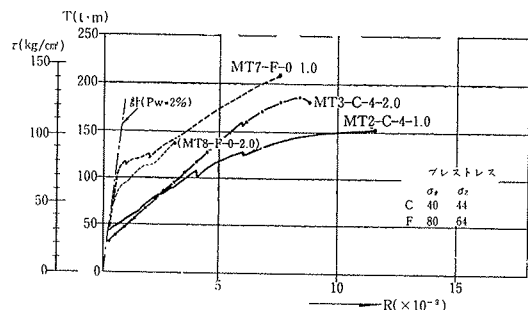
(プレストレスの差)



(初期膜応力一定)



(内圧の差)



(鉄筋比の差)

図一15 各種パラメーターの差によるスケルトンカーブの比較

	初期応力状態		斜めひび割れ発生時				
	F + P		せん断応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )				
	$\sigma_\theta$	$\sigma_z$	実験値 ex rcr	計算値 rcr	(1)	(2)	
	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	(正荷重)	(負荷重)	$\frac{ex \tau_{rcr}}{\tau_{cr}}$	$\frac{ex \tau_{rcr}}{\tau_{cr}}$	
MT	-16	-32	34.0	-35.4	53.0	0.64	0.62
MT 2	-16	-32	32.7	-31.6	"	0.62	0.60
MT 3	-16	-32	27.3	-28.7	"	0.52	0.54
MT 4	-16	-32	29.9	-29.9	"	0.56	0.56
MT 5	-	-	10.4	-10.3	29.6	0.35	0.35
MT 6	-56	-56	59.9	-59.9	85.6	0.70	0.70
MT 7	-80	-64	71.4	-71.4	101.3	0.70	0.70
MT 8	-80	-64	59.9	-59.9	101.3	0.59	0.59

表一七 初期ひび割れ応力度実験値と計算値

の寄与分をコンクリートにひび割れが発生した後の応力再配分でひび割れ方向に作用するせん断応力に対応するものとする。そして、この応力再配分は、ひび割れ発生後のコンクリートの変形を鋼材が拘束することによって起こるものとする。このような仮定に基づき、鋼材拘束力と Kupfer<sup>9)</sup> のコンクリート破壊基準式とを結び付けてせん断耐力評価式を誘導した。

$$\tau_u = K \cdot \bar{\tau}_u = K \cdot \tau_{\theta z}^* \times F_c \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで、

$K = 0.8$ , 補正係数

$\bar{\tau}_u =$  コンクリートの終局せん断応力度

$$\tau_{\theta z}^* = \begin{cases} -[e' + (1 - 0.8e')\bar{\sigma}_{\theta}^*] / (1 + 0.8e') : \sigma_{\theta} = \sigma_z \\ (\sigma_{\theta} - \sigma_z) \tan(2\alpha) / 2F_c : \sigma_{\theta} \neq \sigma_z \end{cases}$$

$$\cos(2\alpha) = -(1 + 0.8\epsilon) \cdot (\sigma_{\theta} - \sigma_z) / [2F_c \{ \epsilon + (1 - 0.8\epsilon)\bar{\sigma}_{\theta}^* \}]$$

$$\epsilon = |F_t / F_c|$$

$$\bar{\sigma}_{\theta}^* = (\sigma_{\theta} + \sigma_z) / 2F_c$$

$$\sigma_{\theta} = (P_{\theta} \sigma_y)_{\theta}$$

$$\sigma_z = (P_{\theta} \sigma_y)_z$$

$F_c, F_t =$  コンクリートの圧縮強度と引張強度

(符号は引張を正、圧縮を負とし、記号は(2)式と同じ)

Kupfer の引張—圧縮域の破壊基準式は、

$$(\sigma_2 / F_c) = (F_t / F_c) [1 - 0.8(\sigma_1 / F_c)] \quad \dots\dots\dots(4)$$

;  $\sigma_1, \sigma_2 =$  主応力

で与えられている。

なお、この(3)式の考え方は、Mattock<sup>6)7)</sup> の考え方と基本的には同じである。

これら(2), (3)二つの式を用いたせん断耐力計算値と実験値を表—8に示す。

表に見られるように、計算値は実験値と比較的よく一致し、全補強式、破壊基準式に基づく評価式どちらを用いてもせん断耐力をほぼ評価できると言える。なお、二つの式の計算結果の差からも判断されるように、初期圧縮応力レベルが低い場合には骨材のかみ合い効果等によるせん断耐力増分が多少あると考えられるが、初期圧縮応力レベルが高い場合には、その増分は殆んどなくなる傾向がある。

一方、FEMを用いた弾塑性解析の結果を図12の荷重—変形関係に併記している。この解析では、試験モデルの上部スラブから筒体中腹位置までを対象とし、合成折板四辺形要素を用いてモデル化した解析モデルを用いた。この四辺形要素は、壁体の厚さ方向に層状化した要素で、面内力だけでなく面外曲げによるひび割れ発生領域も考慮できるようにしたものである。また、縦・横筋およびワイヤーは線材相当の直交

異方性の薄膜要素でモデル化し、配筋位置に対応する位置で考えている。アンボンドPC鋼棒は、コンクリート要素との変位連続条件が必ずしも満足されないで、バネ要素でモデル化した。そして、解析手法の基本仮定は、要素板厚方向のひずみ分布は平面保持則を用いて線形であるものとし、層状化した四辺形要素内の各層は常に平面応力状態にあるものとしている。この解析手法の詳細は参考文献10)に述べられている。

FEM弾塑性解析結果にも見られるように、振り加力試験の場合、ひび割れ発生後剛性低下が顕著に現れるが、変形が増大していくと鋼材が効きはじめ、荷重が再び増大する。そして、最終的には鋼材の降伏で耐力が決定され、その値は全補強式等で求めた結果とほぼ等しい。

なお、初期膜圧縮応力レベルの低いモデルの場合には、せん断耐力実験値は計算値より一般に高いが、初期膜圧縮応力レベルの高いMT6, MT7とか、鉄筋比の高いMT3のように鋼材量の多い場合には、実験値は計算値により近づき、耐力の増分が減少して行く傾向がある。一方、後者のモデルでは、鉄筋は降伏域に到達しているが、PC鋼棒は降伏域までは到達していない、鋼材の拘束力に僅かながらも余力が残された状態で耐力が決定されたことが測定結果から認められる。

これから、鋼材拘束力に余力が残されていても、コンクリートの破壊で耐力が決定されるものがあると考えられ、今回の振り加力試験結果から、鋼材に余力が残された状態で破壊したモデルの最大せん断応力度が終局せん断応力度 $\tau_u$ の上限値とすると、上限値は

$$\tau_u \leq 5.2\sqrt{F_c} \sim 6.6\sqrt{F_c} \quad \dots\dots\dots(5)$$

の範囲にあると考えられる。

## 5. 水平加力試験結果と解析結果

### 5.1. 試験結果の概要

図—16, 17にMH5の内圧に対する挙動を示し、表—

	初期応力状態(F+P)とPw・σy				終局せん断応力度 τu (kg/cm <sup>2</sup> )				
	初期応力状態		Pw・σy		実験値	計 算 値			
	σ <sub>θ0</sub>	σ <sub>z0</sub>	θ	Z		全補強式	破壊基準式		
	σ <sub>θ0</sub>	σ <sub>z0</sub>	θ	Z	τ <sub>ex</sub>	τ <sub>c</sub> <sup>1</sup>	τ <sub>c</sub> /τ <sub>ex</sub>	τ <sub>c</sub> <sup>2</sup>	τ <sub>c</sub> /τ <sub>ex</sub>
MT 1	-16.	-32.	66.	97.	93.3	66.	0.71	80.	0.86
2	-16.	-32.	82.	100.	104.	82.	0.79	88.	0.85
3	-16.	-32.	118.	136.	127.	118.	0.93	114.	0.90
4	-16.	-32.	115.	106.	118.	106.	0.90	102.	0.86
5	0.	0.	36.	36.	43.7	36.	0.82	48.	1.10
6	-56.	-56.	148.	129.	140.	129.	0.92	122.	0.87
7	-80.	-64.	169.	141.	142.	141.	0.99	134.	0.94
8	-80.	-64.	205.	177.	—	—	—	—	—

表—8 せん断耐力実験値と計算値



9と図-18に諸荷重実験値と荷重-変形関係のスケルトンカーブを示す。

内圧に対する挙動には非線形性が認められるが、コンクリートのひび割れは発見されなかった。

水平荷重に対する挙動は、MH4, MH5の2体のモデル共、始めに曲げひび割れが引張側フランジ\*1)脚部に現れ、次に斜めひび割れがウェブ\*2)中腹位置に現れた。さらに、荷重増大と共にひび割れ本数、幅共に増加し、フランジ脚部の縦筋が引張降伏した。その後の挙動にはモデル間で多少の差が認められた。

MH4の場合、部材角  $R=6 \times 10^{-3}$  程度でウェブ中腹位置に水平ひび割れが発生し、そのひび割れが荷重増大と共に圧縮フランジ側に向かって進展し、 $R \approx 8 \times 10^{-3}$  で最大荷重に到達するとともに急激な荷重の低下がみとめられた。MH5の場合にも、ウェブ中腹位置の水平ひび割れが認められたが、このひび割れの進展は顕著ではなかった。最終的には引張側フランジ位置の縦筋降伏域の増大と共に圧縮側フランジ脚部のコンクリートに圧縮破壊が  $R \approx 12 \times 10^{-3}$  で現れ、耐力が決定されたと言える。なお、MH5の場合、最大荷重到達後の加力で、圧縮フランジ脚部に面外せん断によると考えられるズレ破壊が現れた ( $R \approx 17 \times 10^{-3}$ )。

これらの破壊形式を類別すると、MH4はせん断破壊型、MH5は曲げ・せん断破壊型の性状と言える。

### 5.2. 解析モデル

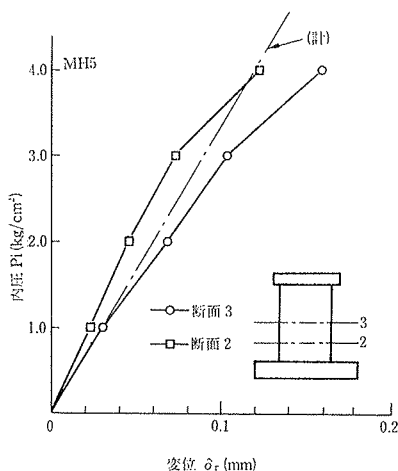
一連の水平加力試験モデルのうち、MH4, MH5の2体を対象にした解析モデルの概要を図-19に示す。これは円筒壁体部と上部スラブを対象に対称性を利用して180度分の半割構造体を取り出し、高さ方向に10分割、

モデル名称	諸荷重：単位 ton						破壊形式
	コンクリート			鉄筋		最大耐力 Qmax R(×10 <sup>-1</sup> )	
	曲げひび割れ	斜めひび割れ	コンクリート圧壊	縦筋降伏	縦筋降伏		
MH4-F-0.2.4	40	90.0	ウェブ中腹・150.5	フランジ	ウェブ	170 8	せん断
MH5-H-4.2.4	32	50.0	ウェブ中腹・150	フランジ	ウェブ	169 12	曲げ・せん断

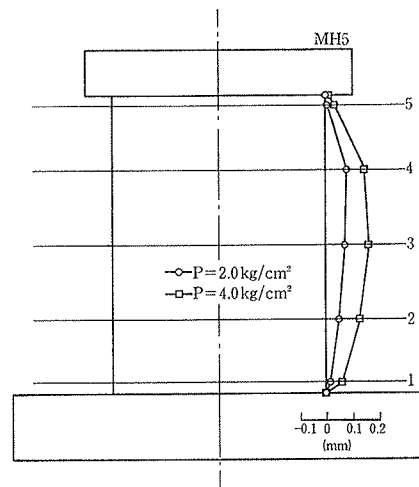
表一-9 水平加力試験結果一覧

[注] \*1) フランジとは、図-19に示すように、全体曲げで膜引張力または膜圧縮力が卓越する部分を言う。

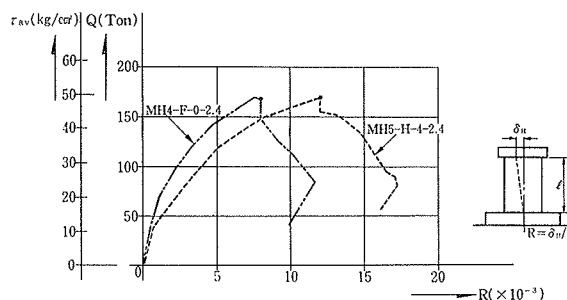
\*2) ウェブはせん断応力が卓越する部分を言う。



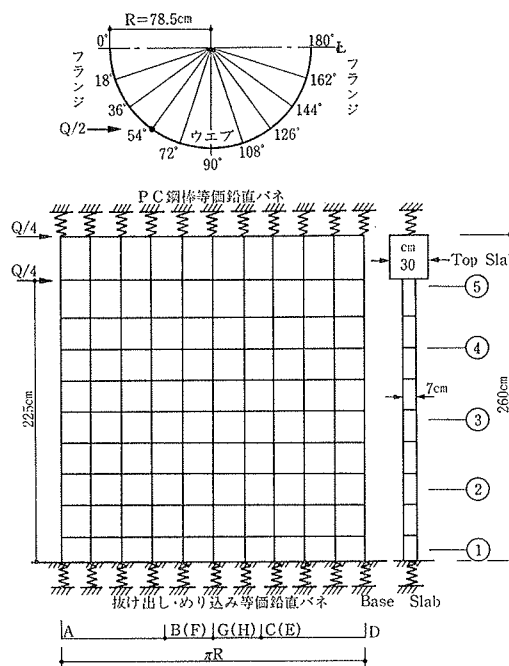
図一-16 内圧-法線方向変位曲線



図一-17 内圧加力時変形モード



図一-18 水平加力テストスケルトンカーブの比較 (Q-R)



図一-19 解析モデル概要

円周方向に10等分割した。ここに用いる要素は面内面外合成四辺形有限要素であり、これら折板要素の集合体として、円筒シェル構造物を近似した。

脚部には下記抜け出しバネに対応する鉛直変位以外の回転および変位成分すべてについて完全固定境界を設けた。ただし、縦筋の下部スラブからの抜け出しがあり、これについて脚部鉛直バネで置換した。このバネ特性は、その弾性剛性は半無限弾性体上の環状荷重押し込み解に基づいて算出し、第2剛性は鉄筋に作用する応力と抜け出し量の関係より等価な非線形バネ剛性を決定した。

PC 鋼材については、ワインディングワイヤーはフリクション効果を考慮してフープ筋に、PC 鋼棒についてはアンボンド効果が大いとして頂部鉛直バネに置換し、それぞれバイリニア型応力-ひずみ特性を考慮した。

以上の仮定に基づき、振り加力試験の項で述べた FEM 解析コードを用いて解析した結果を以下に述べる。

### 5.3. 弾性挙動

図-20に初期荷重時における水平荷重-頂部水平変位関係を示す。図中実線は脚部鉛直バネを付けずにすべての変位成分に対して完全固定とした場合の FEM 解析値であるが、内圧の作用しない MH4 の場合、当初はこれに一致する様である。一方図中一点鎖線は脚部浮き上がりめり込みを考慮した時の解析値であるが、内圧の作用する MH5 の場合は当初これに近く、途中より非線形性が強くなって解析値より離れていく。これは内圧の影響が強く弾性挙動を明確に示すには困難であると思われる。

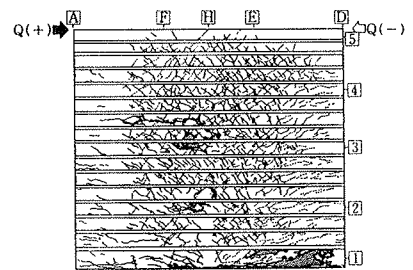
### 5.4. 非弾性挙動

(1) 破壊経過 表-10に実験及び解析諸荷重を比較して示す。この表で曲げひび割れ荷重は引張側フランジ脚部の水平ひび割れ発生荷重、斜めひび割れ荷重はウェブ位置におけるものを、そして鉄筋降伏荷重の実験値は  $\epsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$  として求めたひずみより決定した。図-21には MH5 試験体の最終ひび割れ状況を示すが、中腹位置

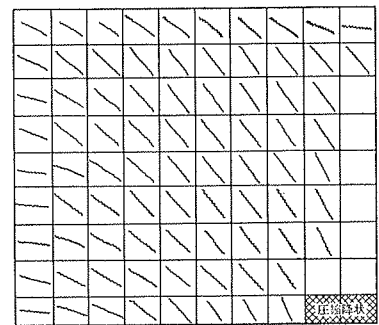
モデル 荷重 t.	MH 4		MH 5	
	実験値	計算値	実験値	計算値
曲げひび割れ：フランジ	40.	30.	32.	30.
斜めひび割れ：ウェブ	90.	78.	50.	62.
縦筋降伏：フランジ	(106.)	115.	(114.)	102.
縦筋降伏：ウェブ	(164.)	145.	(141.)	130.
コンクリート圧壊：フランジ			152.	177.
終局耐力(最大荷重)	170.		169.	

表-10 諸荷重 (実験値と FEM 解析値)

の水平ひび割れを除けば比較的一致したパターンであるといえる。5.1. で述べた様な水平ひび割れを含む最終破壊現象を解析ではシミュレート出来なかったが、この事は斜めひび割れを生じたコンクリートが仮定した破壊条件を満たすかなり以前に破壊する事実を示す。しかしながら、最終破壊に至るまでの挙動については図-22(MH4)、図-23(MH5)の荷重-頂部水平変位関係および下記に述べ



(実験)



(解析)

図-21 最終ひび割れ状況 (MH5)

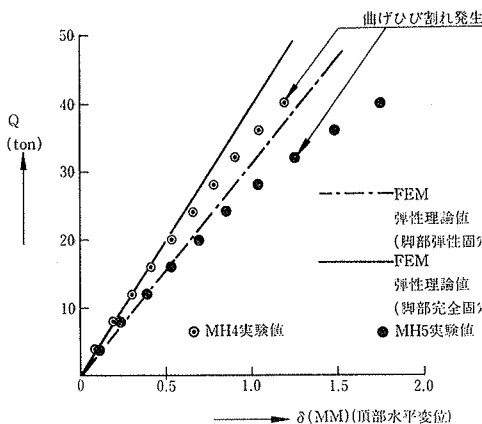


図-20 弾性時荷重-変位関係

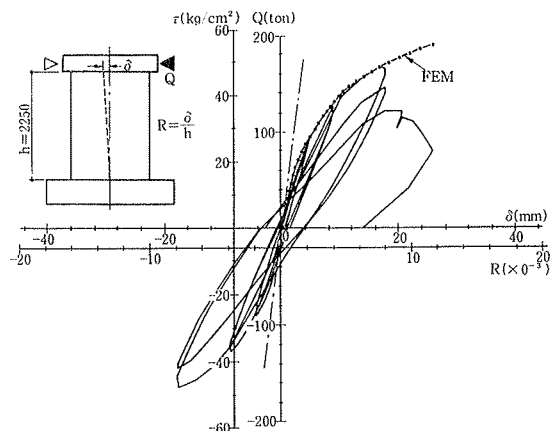


図-22 荷重-頂部水平変位関係 (MH4)

るひずみ挙動に関しても良好な対応が得られている。

(2) 鋼材ひずみ 図-24～図-27には主としてMH5試験体について鉄筋およびPC鋼材の各水平断面位置でのひずみ度分布を示す。

図-24より、縦筋降伏域は最終段階においてもほぼ脚部のみにとどまる事が実験解析ともに観察される。又その分布形状は脚部では曲げ材にみられる傾向を示し、中央高さ部では腹部に向かい凸形の様相を呈している。

図-25より、横筋のひずみ度分布は断面の高さ位置で顕著な差が現れることが認められる。脚部では、基礎スラブによる変形拘束力の影響で横筋のひずみ増分はほとんど現れない。一方、中腹位置では斜めひび割れ発生と共に横筋のひずみが増大し始め、その分布も中央凸形、それもやや圧縮側にピークのある分布形を示す。この傾向は解析値だけでなく実験値にも良く現れている。

図-26にはMH4試験体のPC鋼棒ひずみ度分布を示す。解析では完全なアンボンドとみなし頂部鉛直変位を鋼棒長さで割ったものを与えた。Q=150ton程度まで引張側のPC鋼棒は仮定した動きを示しているが、Q=170ton時には解析値が実験値をかなり上回っている。圧縮側でも当初より解析値が上回り、中立軸位置も圧縮側によっている(ここでいうPC鋼棒ひずみ度とはPS導入後、水平荷重のみによって生ずるものをいう)。このように、厳密には解析値と実験値との間に差が認められるが、アンボンドPC鋼棒も鉄筋と同様に全体曲げに対し補強効果を持つことが分る。

図-27より、円周方向ワインディングに使用したPC鋼線についてもウェブ位置でひずみの卓越する中央凸形の分布形状を示し、横筋と同様な挙動を示している事が推測される。しかしながら脚部ウェブ位置において実験値はかなり大きなひずみを示しており、鉄筋の場合と性状を異にしている。

図-28, 29には荷重と脚部引張フランジ内外縦筋ひずみの関係を、図-30には同じく荷重と脚部ウェブ縦

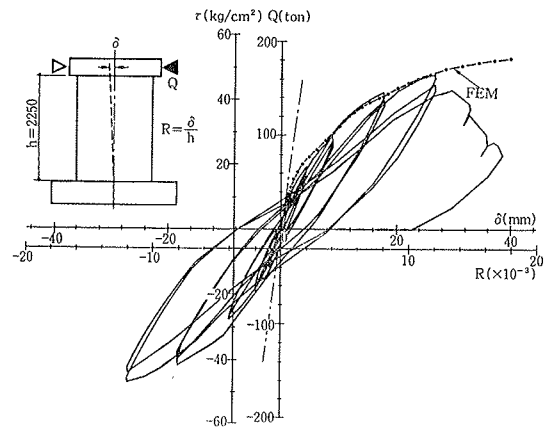


図-23 荷重—頂部水平変位関係 (MH5)

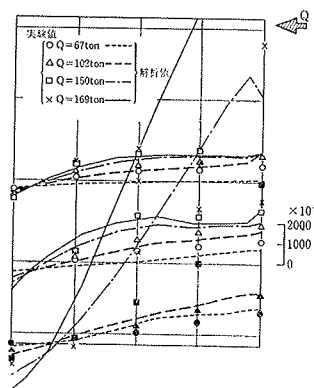


図-24 縦筋ひずみ度分布 (MH5)

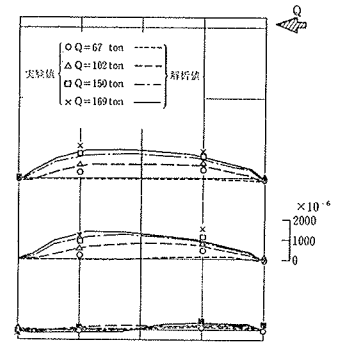


図-25 横筋ひずみ度分布 (MH5)

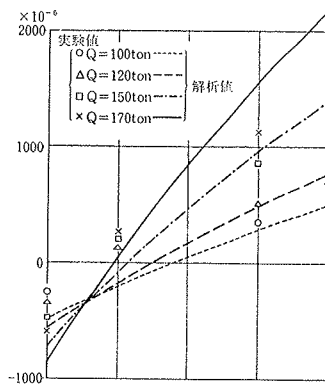


図-26 PC鋼棒ひずみ度分布 (MH4)

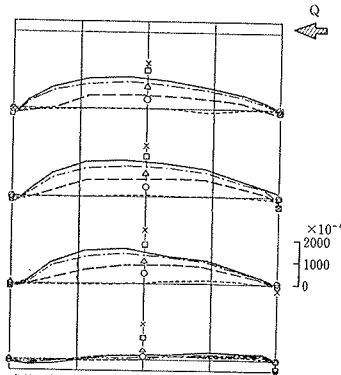


図-27 PC鋼線ひずみ度分布 (MH5)

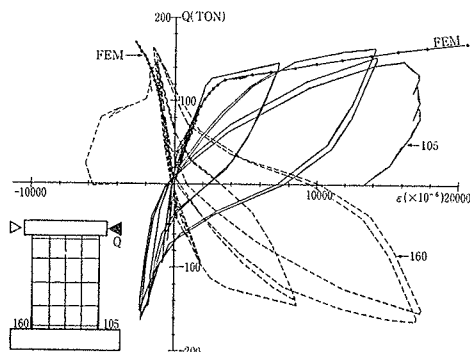


図-28 荷重—ひずみ関係 (フランジ脚部縦筋—外) MH5

筋ひずみ関係を示す。内外縦筋はひずみ度では差が認められるが、全体曲げによる膜引張力で両者共降伏域に達し、終局時には実験でも引張フランジ位置の面外曲げはほぼ無視出来るものと考えられる。

### 5.5. 面内せん断力

構造体内部に発生するせん断応力を直接測定する事は

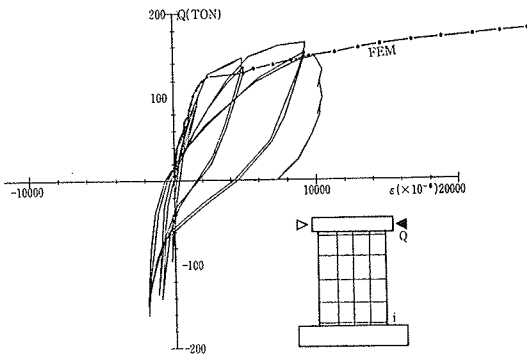


図-29 荷重—ひずみ関係（フランジ脚部 縦筋—内）MH5

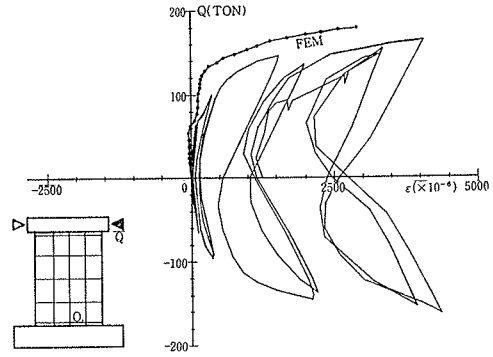


図-30 荷重—ひずみ関係（ウェブ脚部 縦筋—外）MH5

出来ないで、ここでは解析値のみについてふれ若干の説明を加える事にする。

図-31には MH5 試験体の面内せん断力分布を示す。これは単位幅当たりの断面力としての膜せん断力であり厚さ  $t$ （円筒部 7 cm）で割ったものが、厚さ方向の平均せん断応力度になる。

面内せん断力分布はコンクリートひび割れ、鉄筋等の鋼材降伏の波及領域とも密接に関係すると言える。弾性応答域における円筒の面内せん断力分布は SIN 分布であることは良く知られている。その分布形状がコンクリートひび割れ、鉄筋降伏（表-10参照）と共に変動していく状態が図に良く示されている。特に、脚部では面内せん断力分布の変動が顕著である。脚部には面外曲げ・せん断力も作用するため、比較的低荷重でひび割れが発生するし、また、全体曲げによる膜力も脚部が最大となることを考えれば納得できる。一方、中腹位置の断面の面内せん断力分布も圧縮側がふくれていく傾向を示すが、断面位置が高くなる程、その分布形は弾性時のそれに近く、横筋のひずみ度分布とも対応していることが認められる。なお、終局時  $Q=170$  ton における最大面内せん断力度  $\tau_{max} =$

$N_{\phi} \sigma_{max} / t$  は中腹部において MH 4—109 kg/cm<sup>2</sup>, MH 5—111 kg/cm<sup>2</sup> 脚部では MH 4—125 kg/cm<sup>2</sup>, MH 5—123 kg/cm<sup>2</sup> であった。

次に各断面内の最大せん断力度の荷重に対する変化を検討する。図-32は

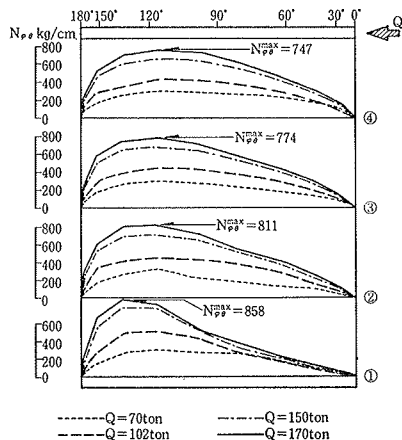


図-31 面内せん断力分布 (MH5) — 解析値

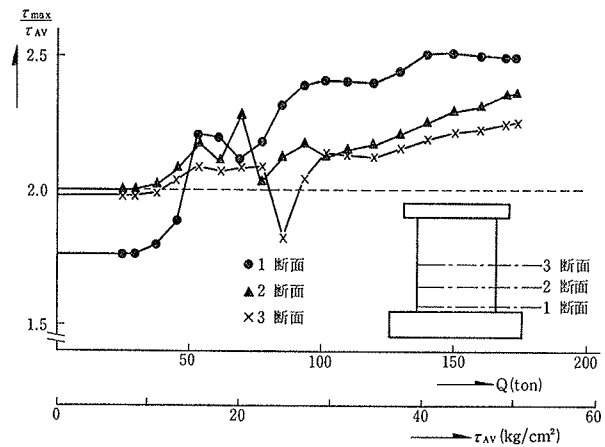


図-32  $\tau_{max} / \tau_{AV} - Q$  関係 (MH5) — 解析値

1, 2, 3 各断面内の最大せん断力度  $\tau_{max}$  を全断面の平均せん断力度  $\tau_{AV}$  で割った比を縦軸に、荷重を横軸に取ったグラフである。弾性時は脚部 1 断面で  $\tau_{max} / \tau_{AV}$  が 1.76 程度になっているが、これは層せん断力の幾分かを面外せん断としてとっている為であると考えられる。これに対し上方の 2, 3 断面では  $\tau_{max} / \tau_{AV}$  はほぼ 2 となっており、層せん断力をほとんど面内せん断力として取り切っている事を示すものである。ひび割れの発生より  $\tau_{max} / \tau_{AV}$  の値は次第に増加し始め、特に脚部 1 断面の場合には急激な増加傾向を示す事になる。数値計算上ひび割れ発生による不釣合力はそれぞれ次の荷重増分段階で解除する手法を採っているため、各断面ひび割れが卓越するステージで釣合がそこなわれる現象が現われる。またメカニズムの急変する事もあって、この段階では  $\tau_{max} / \tau_{AV}$  は過渡的な動きを示す。しかしながらこの段階を過ぎると釣合はもどり、構造的にもメカニズムは安定して  $\tau_{max} / \tau_{AV}$  はゆるやかな増加の途をたどる。ちなみに最終時（実験最大耐力時の 170 ton 前後をいう）において、 $\tau_{max} / \tau_{AV}$  の値は 1 断面—2.5, 2 断面—2.3~2.4, 3 断面—2.2~2.3 にまで達し、脚部に向う程面内せん断力のピーク値は増大する傾向を示している。換言すれば、このピーク値は全体曲げ・せん断による応力再配分の影

響を強く受けるが、初期の面外曲げせん断の影響は明瞭でなくなると言える。

5.6. 履歴減衰

荷重一頂部水平変位曲線より等価粘性減衰定数 (he) を求めた結果を図-33に示す。これから部材角 R=2

~4×10<sup>-3</sup> で約 5%, それ以後 R=12×10<sup>-3</sup> で約 9%と、ほぼ直線的に he は増大する傾向にあるといえるだろう。

5.7. 水平加力試験に関する考察

MH4 と MH5 の 2 体のモデルの諸荷重についての実験値と計算値を表-11に示す。ここで、曲げひび割れ荷重, 斜めひび割れ荷重計算値は、それぞれ梁理論および弾性分布を仮定した主応力評価式で求め、鉄筋降伏荷重, 曲げ終局荷重の算定には黒正式<sup>11)</sup>を用いた。なお、曲げ終局荷重の計算では、アンボンド PC 鋼棒についても降伏強度まで考慮した。又この計算結果は全塑性式による計算結果とほぼ一致する。さらに、せん断終局荷重は東大提案式<sup>8)</sup>にプレストレスによる軸圧縮効果を加え、次式のように修正した式を用いて求めた。

$$Q_{SU} = \tau_u \cdot A_w \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$\tau_u = K_U \cdot K_p (180 + F_c) 0.115 / [(M/Qd) + 0.115] + \tau_s \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$K_U = 0.72, K_p = 0.82 P_t^{0.23}$$

$$\tau_s = (P_w \sigma_y + 2.7 \sqrt{P_w \sigma_y}) / 2 + 0.1 \sigma_{z0}$$

$$A_w = 4h \cdot r_0 \cos \theta, \theta = \pi [P_w \sigma_y + \sigma_{z0}] / [F_c + 2P_w \sigma_y]$$

F<sub>c</sub>: コンクリート圧縮強度, Q: 作用せん断力  
 M: 作用モーメント, P<sub>t</sub>: 縦筋比, P<sub>w</sub>=P<sub>t</sub>  
 σ<sub>y</sub>: 鉄筋の降伏点応力度  
 σ<sub>z0</sub>: 鉛直方向膜圧縮応力 (圧縮を正)  
 h: 壁厚, r<sub>0</sub>: 壁芯の曲率半径, d: 外径

表に示される様に曲げ降伏荷重, 曲げ終局荷重, せん断終局荷重の実験値と計算値の比率は、それぞれ 1.1 ~ 1.2, 0.85~0.98, 0.99~1.10となり、比較的よく一致する。なお、PC 鋼棒を降伏まで考慮した全塑性式による曲げ終局荷重に対する実験値の比率は、MH4 で0.88, MH5 で0.96となる。

一方、水平加力試験モデルのせん断耐力を全補強式等で求めると表-12のような関係になり、せん断破壊した MH4 の耐力についても過大評価となる。水平加力試験

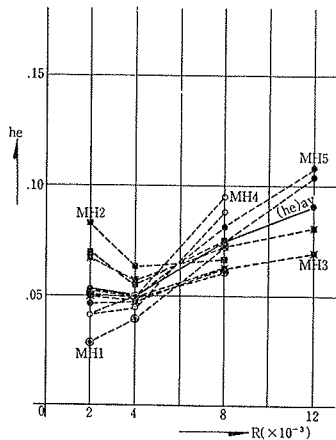


図-33 等価粘性減衰定数 he

荷重核別	白げひび割れ荷重			せん断ひび割れ荷重			白げ降伏荷重			最大荷重					
	実験値	計算値		実験値	計算値		実験値	計算値		実験値	白げ耐力計算値	せん断耐力計算値			
	Q <sub>bc</sub>	cQ <sub>bc</sub>	Q <sub>bc</sub> /cQ <sub>bc</sub>	Q <sub>sc</sub>	cQ <sub>sc</sub>	Q <sub>sc</sub> /cQ <sub>sc</sub>	Q <sub>sv</sub>	cQ <sub>sv</sub>	Q <sub>sv</sub> /cQ <sub>sv</sub>	Q <sub>u</sub>	cQ <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub> /cQ <sub>u</sub>	cQ <sub>u</sub>		
MH4-F-0.2.4	+	40.0	55.7	0.72	90.0	188.5	0.48	140.0	133.6	1.05	170.0	188.5	0.90	154.0	1.10
	-	40.0	"	0.72	80.0	"	0.42	140.0	"	1.05	160.5	"	0.85	"	1.04
MH5-H-4.2.4	+	32.0	44.9	0.71	50.0	106.0	0.47	142.5	117.9	1.21	169.0	173.3	0.98	162.3	1.04
	-	32.0	"	0.71	50.0	"	0.47	130.0	"	1.10	160.5	"	0.93	"	0.99

表-11 諸荷重の実験値と計算値

	コンクリート		鉄筋比 (%)	プレストレス (kg/cm)	内圧 (kg/cm)	P <sub>w</sub> σ <sub>y</sub> (kg/cm)	終局耐力 <sup>*1)</sup>										
	(kg/cm <sup>2</sup> )						実験値		計算値								
	F <sub>c</sub>	F <sub>t</sub>	P <sub>t</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>z</sub>	σ <sub>z</sub>	θ	Z	Q <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub>	Q <sub>u</sub>	τ <sub>u</sub>					
MH-4	449	27.8	2.6	24.8	80	54	-	222	188	170	98.5	193	324 (165)	183 (95.4)	291 (165)	169 (95.4)	
MH-5	"	"	"	"	59	52	43	21	142	167	169	97.9	176	245 (165)	142 (95.4)	229 (165)	133 (95.4)

\*1) τ = 2Q/A: Aは円筒壁断面面積  
 \*2) Q<sub>u</sub> = M<sub>u</sub>/H: M<sub>u</sub>は全塑性式による曲げ耐力  
 \*3) ( )内の値は: 上限値 4.5√F<sub>c</sub>で決定

表-12 曲げ・せん断耐力に関する記算値と実験値の比較

に用いたモデルは過剰配筋で、これらのモデルのせん断耐力はコンクリートの破壊で決定されたと考えられる。これから、弾性応力分布を仮定する場合、

$$\tau_u \leq 4.5 \sqrt{F_c} \quad \dots\dots\dots(8)$$

程度の鋼材量には関係しない終局せん断応力度 τ<sub>u</sub> の上限が考えられる。

6. 面内せん断耐力についての考察

6.1. 振り加力試験

円筒壁モデルの振り加力試験の場合、作用外力は振り加力による面内せん断力と内圧で、コンクリートひび割れ発生後においても、壁体内の応力分布は対称性を保持すると考えられる。これから、この試験結果は純せん断耐力場に対応するものと考えられる。

振り加力試験の結果から、鉄筋、PC鋼材のような補強鋼材を作用せん断面に対し直交2方向に配筋した場合でも、せん断力に対し十分な補強効果があることが認められる。これらの補強鋼材の挙動はコンクリートにひび割れが発生した後顕著な動きを現わしている。換言すれば、ひび割れ発生後のコンクリート要素はその変形を鋼材で拘束されていると言える。一方、コンクリートと鋼材を一体とした複合要素を考えた場合、作用している外荷重は内圧による膜力と振り加力によるせん断力であり、

それら荷重の対称性と形状の対称性から、ひび割れによる応力の再配分はないと考えられる。したがって、内力の釣合いから、鋼材の張力から内圧のような外荷重による膜引張力を差し引いた残りの成分が、ひび割れ後のコンクリート要素に膜圧縮力として作用することが考えられる。この膜圧縮力の増分により、コンクリート要素のせん断力負担能力が増大すると考えることができる。トラスアナロジーに基づくせん断耐力式（全補強式）は、鋼材降伏荷重に対応する膜圧縮力を受けるコンクリート要素のストラット圧縮力の成分でせん断耐力を評価したものに相当し、また、コンクリート破壊基準に基づくせん断耐力評価式は、破壊基準式を導入して2次的にせん断耐力を評価しているが、コンクリート要素の終局耐力時応力状態は上記のものと同様であり、両者の結果に大きな差が現れないことも納得できる。なお、4章で述べたように、初期膜応力レベルの高いモデルとか鉄筋比が高いモデルのように鋼材量が非常に多いモデルの場合には、鋼材に余力が残された状態で耐力が決定されたものがあるので、コンクリートの圧縮強度に関するような  $\tau_u$  の上限値を設定する必要がある。

図-34に終局せん断応力  $\tau_u$  と補強鋼材拘束力  $(P_o \cdot \sigma_y)$  をそれぞれ  $\sqrt{F_c}$  で除し、それらを無次元化した関係で示し、図-35に  $(\tau_u/F_c)$  と  $\bar{\sigma}_\theta^* = [(P_o \sigma_y)_\theta + (P_o \sigma_y)_z] / 2F_c$  との関係を示した。なお、図-34ではこれまでに述べてきた試験結果に加え、本シリーズの他の試験結果<sup>11)</sup> および RC 円筒モデルの振り加力試験結果<sup>12)</sup> を併記した。また、水平加力試験の結果については、コンクリートひび割れ、鋼材降伏等による応力再配分の影響を考え、FEM 弾塑性解析で得られた終局耐力時作用せん断応力度ピーク値（円筒断面全体に対する平均せん断応力度の約2.5倍、 $\tau \approx 2.5 Q/A$ ）を振り加力試験の場合の  $\tau_u$  に対応するものとして記し、6.2. 節で述べる。

これらの図に見られるように、本シリーズの試験で得られた PC 円筒の場合もまた他のシリーズの RC 円筒の場合についても、それらのせん断耐力を基本的には全補強式等でほぼ評価できると言える。しかし、補強鋼材拘束力が大きくなるにつれ、実験値が計算値以下になる傾向が認められる。この傾向はせん断補強限界に依存するものと考えられ、 $\tau_u$  の上限は、振り加力・水平加力試験結果を合わせた PC 円筒の場合で  $5.6\sqrt{F_c}$  程度、そして RC 円筒の場合には  $3.6 \sim 3.8\sqrt{F_c}$  に現れ、その値は PC 円筒の場合に比較して小さい。

これらの結果から判断すると、今回の試験モデルのようにアンボンド PC 鋼材を用いた場合でも、せん断補強限界内ではそれ等 PC 鋼材が鉄筋と同様にせん断耐力に寄与すると言える。また、作用せん断面に對し縦・横直

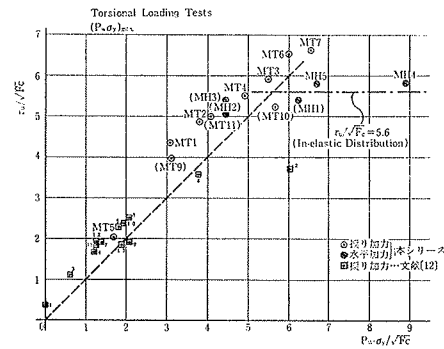


図-34  $(\tau_u/\sqrt{F_c})$  と  $(P_o \sigma_y/\sqrt{F_c})$  の関係〔全補強式〕

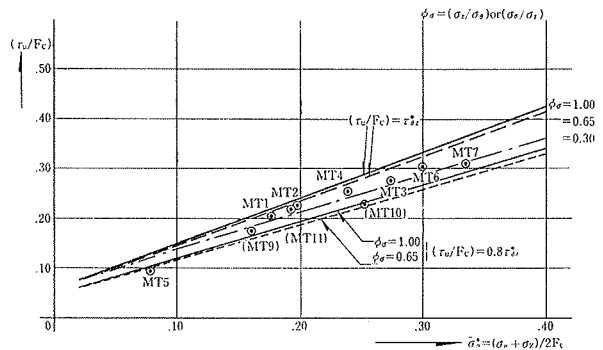


図-35  $(\tau_u/\sqrt{F_c})$  と  $\bar{\sigma}_\theta^*$  の関係〔破壊基準式に基く評価〕

交に配置した鋼材でもせん断耐力の増大に寄与し、ひび割れ後のコンクリートに対するその補強鋼材拘束力の大きさがせん断耐力を決定する主要因になると言える。一方、RC 円筒モデルの場合の  $\tau_u$  上限値との差から、プレストレスによる膜圧縮力とかワイヤー巻付けによる面外拘束力等の効果で、PC 円筒の場合には  $\tau_u$  上限値が大きくなると考えられる。

### 6.2. 水平加力試験

水平加力試験の場合、コンクリートひび割れ等による応力再配分で、断面に作用するせん断応力分布そのものが変動することが予測される。このせん断応力分布の変動量は断面に作用する曲げモーメントとせん断力との比率にも関係すると考えられる。

今回の水平加力試験モデルを対象とした FEM 弾塑性解析の結果では、ひび割れ発生後の作用せん断応力度のピーク値は次第に増大し、その値は最終的には断面全体に対する平均せん断応力度の約 2.5 倍になる（円筒壁体の場合、弾性時のピーク値は平均せん断応力度の 2 倍）。さらに、このピーク値発生位置も弾性時のウェブ中央から圧縮フランジ側へ徐々に移動すると共に、引張フランジ側の作用せん断応力度は減少する。一方、円筒壁体脚部に作用する面外せん断応力度についても同様なことが言え、それは引張フランジ側では減少し、圧縮フランジ側で増大する。また、試験結果から、フランジ位置の面

外せん断力による破壊で構造体の耐力が決定されることはないと言える。

これらの諸点を勘案し、水平力を受ける円筒壁体のせん断耐力は、せん断力負担率の高いウェブ位置の破壊で決定されると言える。このウェブ位置の壁体のせん断耐力を全補強式との関係で図-34と図-36に示す。図-34は、前述のように振り加力試験結果との対応から、終局耐力時の作用せん断応力度の予測ピーク値を用いて表わしたものであるが、図-36は、便宜的に弾性応力分布を仮定した作用せん断応力度ピーク値を用いて試験結果を表わしたものである。なお、これらのせん断耐力評価では、ウェブ位置鋼材の応力再配分後の全体曲げによる膜引張力負担分を無視した。また、図-36では、PC円筒の場合に対し、プレストレスを一定としてPC鋼材の余力を無視した。加えて、RC円筒モデルの水平加力試験結果<sup>8)13)14)</sup>も併記した。

これらの図に見られるように、今回の試験モデルのように鋼材量が多く、鋼材拘束力が大きくなると実験値が計算値以下になる傾向が明瞭に認められ、それらのモデルの破壊はせん断破壊型と言えるものである。また、鋼材量が少なくなると、実験値は計算値より一般に高い値を示し、破壊形式も曲げ・せん断破壊型へと移行する傾向がある。水平力を受ける構造体のせん断耐力の評価では全体曲げに対する応力再配分の影響を無視できない面もあるが、これらの結果に示されるように、せん断補強限界内ではせん断耐力を全補強式等で近似的に評価することも一つの方法と考えられる。

## 7. まとめ

PCCVを対象としたPC円筒モデルによる試験の結果から次のことが言える。

- (1) 作用せん断面に対し縦・横直交配筋の鉄筋も面内せん断補強筋として有効である。
- (2) PC鋼材も鉄筋と同様のせん断補強効果を持つ。
- (3) 正負繰り返し载荷による挙動で、正加力時、負加力時の挙動に大きな差は認められない。
- (4) 水平力を受ける円筒壁体脚部の面外曲げ・せん断破壊は最大荷重（耐力）時でも現れなかった。
- (5) せん断耐力は、PC鋼材および鉄筋を含む全鋼材を考えた全補強式あるいはコンクリートの破壊基準に基づく評価式でほぼ評価できる。
- (6) 終局せん断応力度 $\tau_u$ には上限があり、その値は $5.6\sqrt{F_c}$ 。（水平力を受ける円筒壁体で、弾性時せん断応力度分布を仮定する場合は $4.5\sqrt{F_c}$ ）程度と考えられる。

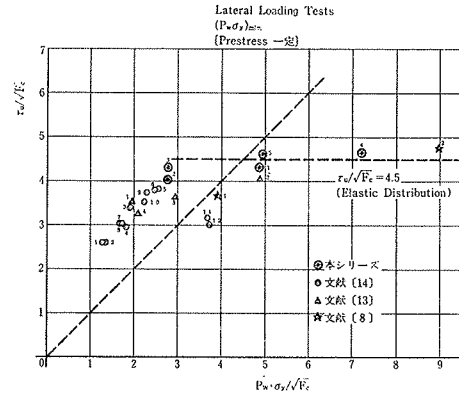


図-36  $(\tau_u/\sqrt{F_c})$ と $(P_u\sigma_y/\sqrt{F_c})$ の関係〔プレストレスを一定として全補強式で評価した水平加力試験結果〕

## 8. むすび

本報告にあたり、関西電力(株)建設部の御厚意により資料を引用させていただいたことを記し、謝意を表します。また、本報告をまとめるにあたり、小林正則(関西電力(株))、古崎征二(大成建設(株))、菅野俊介((株)竹中工務店)の各氏に御協力していただき、感謝致します。

## 参考文献

- 1) 小垣, 他: プレストレスコンクリート円筒壁体のせん断耐力に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, (昭和54. 9)
- 2) ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section III, Division 2, (1975)
- 3) D. F. Green, T. E. Johnson: Design of Concrete Containments for Tangential Shear Loads, the 4th Int. Conf. on SMIRT, (Aug. 1977)
- 4) R. N. White, P. Gergely: Design Considerations for Seismic Tangential Shear in Reinforced Concrete Containment Structures, the 4th Int. Conf. on SMIRT, (Aug. 1977)
- 5) J. P. Laible, R. N. White, P. Gergely: Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels, ACI SP 53-9, (1977)
- 6) A. H. Mattock: Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane, ACI SP 42-2
- 7) A. H. Mattock, N. M. Hawkins: Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, PCI Journ. (Mar.-Apr., 1972)
- 8) 梅村, 青山, 他: 鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と

- 復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会関東支部研究報告集, (昭和51)
- 9) H. Kupfer, et al.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, Journ. Engr. Mech. Div., ASCE vol. 99, EM4, (Aug. 1973)
- 10) 大内, 他: RC 大型冷却塔の水平加力実験と弾塑性解析, 土木学会論文報告集, No. 266, (1977)
- 11) 黒正, 鈴木: 人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートばりの曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集号外, (昭和41. 10)
- 12) 中山: 内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験 (II), 日本建築学会大会梗概集, (昭和54. 9)
- 13) 内田, 大森, 他: 原子力発電用鉄筋コンクリート造格納容器の事故時内圧・水平力同時加力模型実験, 日本建築学会大会梗概集, (昭和53. 9)
- 14) 長島, 他: 円筒型 RC 耐震壁に関する水平加力実験報告 (その1およびその2), 日本建築学会近畿支部研究報告集, (昭和54. 6)