

プレストレストコンクリート格納容器 (PCCV) の力学的挙動に 関する一連の研究 (その2)

—1/8 模型大型試験体を用いた実験と解析—

PCCV 研究グループ

Studies on Structural Behaviors of Prestressed Concrete Containment Vessels (Part 2)

—Static Loading Test of One-Eighth Scale Model—

PCCV Structural Research Group

Abstract

This report presents the results of testing and analyses of a large-scale model of a prestressed concrete containment vessel (PCCV) subject to static loads. The objects of the test are to investigate earthquake behaviors of the PCCV and to confirm its structural reliability and safety. A large specimen was made to one-eighth (1/8) scale of the prototype PCCV. Openings and three buttresses distributed at every 120 degrees on the circumference of the cylinder were also modeled to be similar to the prototype.

The test results revealed sliding shear explosion collapse at the lower parts of large openings. The ultimate average shear stress was 60.3 kg/cm^2 and this value was 1.8 times that indicated in seismic design criteria. It was found the behaviors of the specimen could be simulated by inelastic FEM analysis.

概 要

本報は、プレストレストコンクリート格納容器を1/8スケールに縮小した大型試験体の力学的挙動を把握するために行なった実験および解析に関するものである。試験体は、プロトタイプPCCVの形状を忠実にモデル化し、開口部、バットレスなども設けているほか、プレストレス用テンドン、および鉄筋の配置等もプロトタイプとほぼ同様に行っている。試験は、水平加力試験を主として行っているが、その他に内圧試験、水平加力+内圧試験、微小振動試験なども行なっている。実験の結果、試験体は設計用地震荷重に対し十分な安全余裕度を有すること、内圧負荷時にはひび割れが発生せず構造体の健全性が保たれること、等が判明した。試験体を積層、折板要素でモデル化したFEM弾塑性解析によって、水平加力試験時、水平加力+内圧時の挙動を精度よく追跡することが可能であった。また、今回の試験結果も含めて既往の曲げせん断を受ける円筒体、および振りをうける円筒体の試験結果から、その終局せん断強度を推定する式について検討した。

1. 序

本試験は、(その1)で述べたプロトタイププレストレストコンクリート原子炉格納容器(以後PCCVと称す)を、1/8スケールの大型モデルに縮尺し、PCCVの地震時設計荷重に対する構造健全性と耐力安全性を実験的に確認すると共に、設計の信頼性を実証することを目的として行なったものである。その特徴は、(1) 開口部・バットレス・ドームを含め、プロトタイプを忠実にモデル化する。(2) プレストレス用のテンドン、および鉄筋をプロトタイプとほぼ同様の配置とし、かつ同様の材料特性をもつものとする。(3) 地震時の設計応力分布に近づ

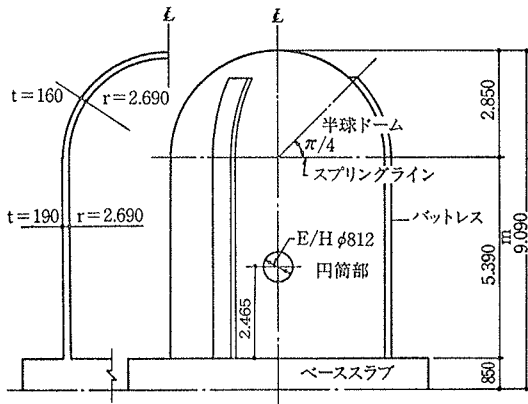
けるため、鉛直方向3段多点載荷方法を採用すること、等である。

2. 試験体

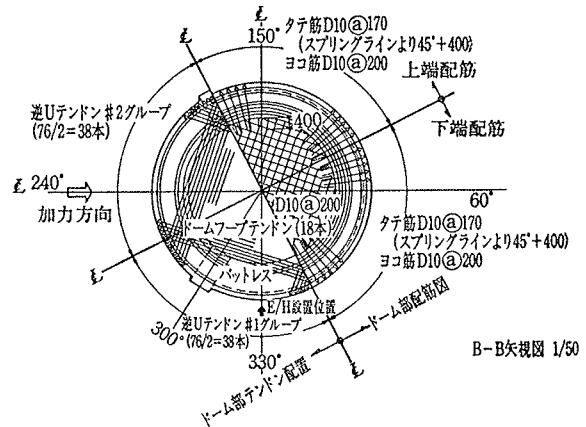
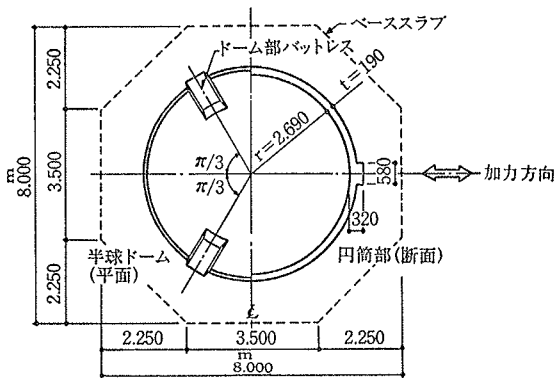
2.1. 試験体の概要

試験体の形状寸法の概要を図-1に示す、試験体は、円筒部・半球ドーム部、およびベーススラブからなり、高さ824cm、内径538cm、シェル厚円筒部19cm、半球ドーム部16cm(配筋、テンドン配置の施工性を考慮してプロトタイプの1/8寸法より厚い)で、円周上120°おきに三つのバットレスを設けている。

試験体の配筋図を図-2、図-3に示す。円筒部の縦



図一 試験体の概要



図三 ドーム部配筋図および逆Uテンドン配置図

び出しの条件を明確にした。

図一3に示すように逆Uテendonは直交2方向に76本配置し、ベース底面のリングプレート位置で定着する。フープテendonは、ベース上46.5cmの位置からスプリングラインまで99本、ドーム部開角45°まで18本を、1本当たり240°の円周方向に順に配置し、バットレスに定着する。テendonには、経線方向、円周方向とも、19本より公称外径12.7mmのシーストアンポンドテendonを用いた。

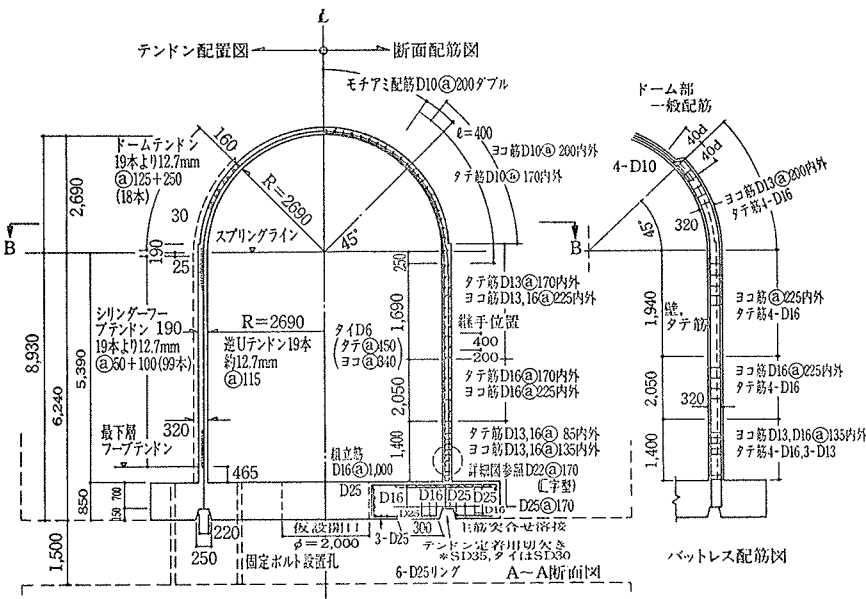
機器搬入口に相当する大開口周辺には、図一5に示すようにリング筋、補強縦筋・横筋が付加されている。開口周辺では、テendonはこれを

よけて曲率をもって配置する。その他小開口群を図一6に示す。これらの開口部にはつづみ状の鋼製金物を埋込む。

以上の他にシェル厚方向に幅止め筋D6を配筋し、また、円筒部分の16の荷点周辺には、縦・横方向の付加補強筋と、これを包含するフープ、あるいはスターラップを配筋している。

2.2. 試験体の製作、および使用材料の性質

試験体の製作はまずベーススラブの型枠、配筋を行ない、コンクリートを打設した後、円筒部、およびドーム部の内型枠を



図二 断面配筋図およびフープテendon配置図

筋・横筋には、D16、D13を用い、ドーム部ではD10、D6を用いた。図一7にみられるように、円筒部分の配筋は高さ方向3断面、ドーム部では2段面で異なっている。縦筋は、図一4に示すように、ベーススラブ内で逆Uテendon定着用リングプレートに溶接し、実験時の伸

組立てた。次いで、内側の縦・横筋を配筋した後、逆Uテendonを配置した。コンクリートは円筒部で4回、ドーム部で3回に分けて打設し、それぞれ1回分の打設高さに応じて、外側の鉄筋とテendonを配置しコンクリートを打ち上げていった。円筒部分の外型枠は一段40cm

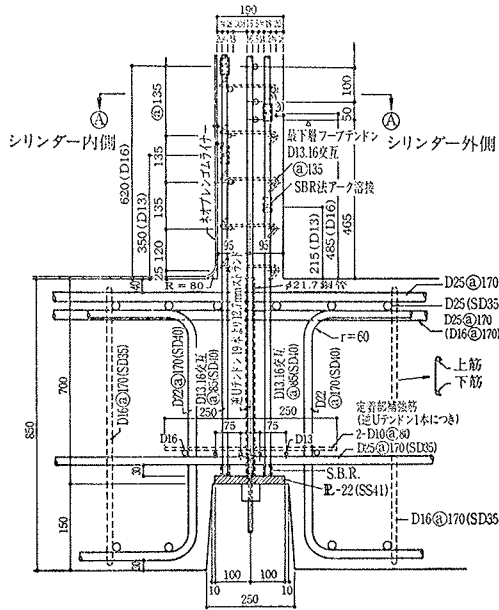


図-4 テンドン定着部および円筒脚部配筋詳細図

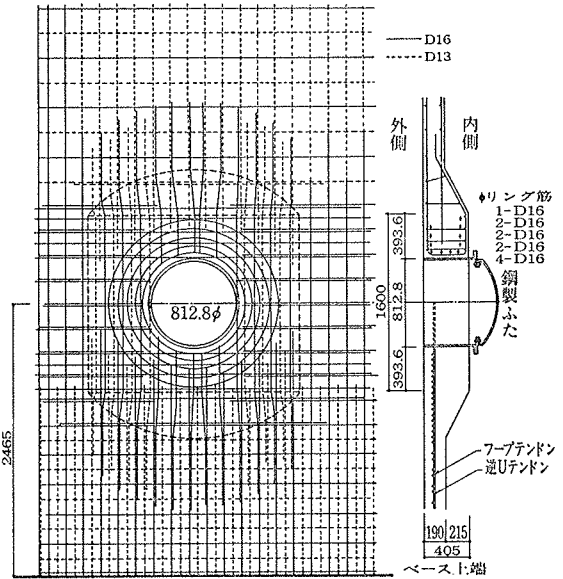


図-5 大開口部配筋図

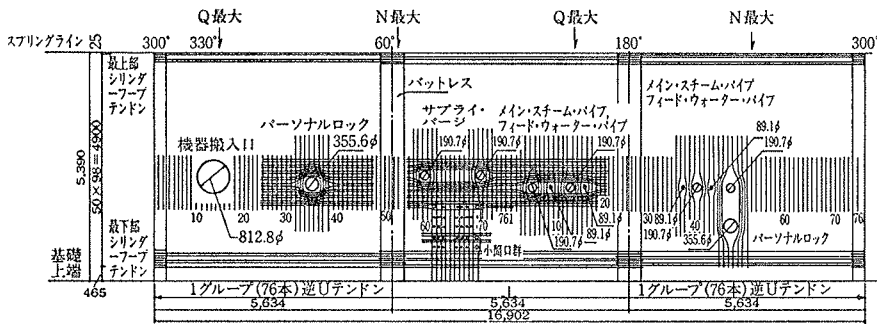


図-6 中小開口部

の高さで、1回(1日)に3段、あるいは4段のコンクリート打設を順次行ない、ドーム部分は20 cmの高さの外型枠を用いて1回につき4段、あるいは5段のコンクリート打設を行なった。スプリングラインから45°以上のドーム部分では、外型枠を用いずに、硬練りコンクリートを打設した。

コンクリートの打ち継ぎ部は打設後約3~4時間経て硬化がはじめてから、ウォータージェットによってレイタンスや表層のモルタルを洗い流し、次のコンクリー

打設部位	材料	目録	設計	水セメント比	単位	セメント	粗骨材	細骨材	配合率	配合率	備考
		(mm)	(cm)	(%)	(t/m³)	(kg/m³)	(kg/m³)	(kg/m³)	(%)	(%)	
円筒部		10	18±2.5	420	42.0	205	488	692	890	43.7	ドーム部はスプリングラインより45°の位置まで
ドーム部		10	8±2.5	420	44.0	188	427	744	928	44.5	スプリングラインより45°より上部まで

セメント：普通ポルトランドセメント
粗骨材：荒川産 6号砕石
細骨材：荒川、横須賀産合川砂2.5mm以下

表-1 コンクリートの調査表

ト打設直前に、コンクリートとセメント水比が同じモルタルを最初に流し込み打ち継ぎ面で十分な一体化が得られるようにした。

内圧試験を終了してから、ドーム部分 h=677.5 cm ~ 751.5 cm の位置に、700 cm 角、厚さ 74 cm の水平加力用のトップスラブを打設した。

このスラブは、ドーム部分と一体となるように、42本の PC 鋼棒でドーム部シェルコンクリートに締めつけている。

試験体内部は、ネオプレン系自然加硫タイプのゴムシートでライニングし、水圧による内圧試験を漏水なく行えるようにした。

部位	材令 1 週		材令 4 週		材令 13 週	
	F _c (kg/cm ²)	試料数	F _c (kg/cm ²)	試料数	F _c (kg/cm ²)	試料数
円筒部	331	42	425	42	423	12
ドーム部	282	30	368	30	443	9

表-2 標準水中養生コンクリートシリンダーの圧縮強度

部位	圧縮試験				割裂試験			
	F _c (kg/cm ²)	cE _{1/4} (10 ⁴ kg/cm ²)	比重	試料数	σ _t (kg/cm ²)	比重	試料数	
円筒部	492	2.73	2.26	37	34.5	2.27	27	
ドーム部	376	2.38	2.22	25	26.9	2.23	20	

表-3 気中養生コンクリートシリンダーの性質

呼び名	断面積 (cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	降伏強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁴ kg/cm ²)	降伏歪 (10 ⁻⁴)	伸び率 (%)
D16	1.99	6222	4681	1.86	2517	14.6
D13	1.27	5978	4496	1.84	2443	17.2
D10	0.71	6125	4600	1.84	2500	16.7
D 6	0.31	5219	3664	1.83	2002	20.8

表-4 鉄筋の引張試験結果

試験体に用いたコンクリートの調査表を表-1に、シリンドラの試験結果を表-2, 3に示す。調査は標準水中養生シリンドラの4週圧縮強度の平均が420 kg/cm²となるように決定したが、実際の4週強度は円筒部425 kg/cm²、ドーム部368 kg/cm²であった。実験時には、気中養生シリンドラの平均圧縮強度は、円筒部でF_c=492 kg/cm²、ドーム部でF_c=376 kg/cm²であった。

試験体円筒部、ドーム部に用いた鉄筋の引張試験結果、およびアンボンドテンドンの引張試験結果を表-4, 5に示す。D 16, D 13, D 10はSD 40, D 6はSD 30である。

3. プレストレス導入試験

3.1. 試験方法

プレストレスの導入は、CCL型ジャッキを用いて行なった。まず、最初に端部にロードセルを設置した11本の逆Uテンドン、および10本のフープテンドンを一端づつ緊張・定着し、テンドンの摩擦係数μ、λ値とセットロス力を計測した。ロードセルのないテンドンについては、ジャッキに内蔵されたロードメーターを用いて緊張力を測定し、定着時の伸びを計測することによって導入管理を行なった。ロードセルのないテendonは、表-6のPHASE 1~8までの順序に従って、試験体にひび割れが生じないように、プレストレスを導入した。所要導入力と定着直後の導入力を表-7に示す。逆Uテンドン・フープテンドン共、目標値の約99%の張力が導入されている。

3.2. プレストレス試験の結果と考察

図-7に、PHASE 8終了時(表-6)の断面内ひずみ分布を示す。円筒脚部では、局部曲げをうけるため、一様なひずみ分布を示さないが、h=175 cm, 515 cmの位置ではほぼ一様なひずみ分布を示す。一般部(壁厚19 cm)の①断面は円筒脚部を除くと、実験と計算値がほぼ対応している。なお、計算は試験体バットレス・開口のないPCCVの半割立体モデルとし、FEM弾性解析を行ない、膜ひずみをプロットしたものである。

ロードセルを設置したテンドンのプレストレス導入から、内圧試験開始までの導入力の推移の数列を図-8に示す。PHASE 8終了時には、初期導入力の約91.5%と

	外径 (mm)	断面積 (cm ²)	引張荷重 (t)	降伏荷重 (t)	降伏強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (10 ⁴ kg/cm ²)	伸び (%)	ピッチ (倍)
No. 1	12.75	1.052	18.55	16.50	15,684	1.96	7.6	14
No. 2	12.78	1.052	18.30	16.25	15,447	1.93	8.0	14
平均値	12.77	1.052	18.43	16.38	15,566	1.95	7.8	14
規格値	12.7(+0.4/-0.2)	—	17.7	15.92~16.72	—	—	3.5以上	12~16

表-5 アンボンドテンドンの引張試験結果

PHASE	テンドンの種類	概略図	緊張方法
0-a	逆Uテンドン ロードセル設置		両端を片引きする μ, λ測定
0-b	フープテンドン ロードセル設置		両端を片引きする μ, λ測定
1	逆Uテンドン		井桁状に半数を緊張する(1本おき)
2	シリンドラ、ドーム フープテンドン		大開口上部よりドームフープテンドンまで半数を緊張する (1グループおき)
3	逆Uテンドン		ドーム頂部を含み、十字に半数を緊張する (1本おき)
4	シリンドラ フープテンドン		円筒部下部より大開口上部まで半数を緊張する (1グループおき)
5	逆Uテンドン		残りの逆Uテンドン(半数)を緊張する (1本おき)
6	シリンドラ フープテンドン		円筒部下部よりおよそボーラークレーンのレベル(h=4500mm)まで緊張する (1グループおき)
7	ドーム フープテンドン		残りのドームフープテンドンを緊張する (1グループおき)
8	シリンドラ フープテンドン		ボーラークレーンのレベルよりスプリングラインまで緊張する(1グループおき) E/Hまわりの3本を含む

表-6 テンドン緊張順序

	逆Uテンドン	フープテンドン
所要導入力 (t)	13.4	11.5
緊張力 (t)	15.2	14.5
定着直後の導入力*1 (t)	13.31	11.34
実際の導入力 / 所要導入力	0.993	0.986

*1 ロードセルを設置したテンドンの平均値

表-7 所要導入力, 定着直後の導入力

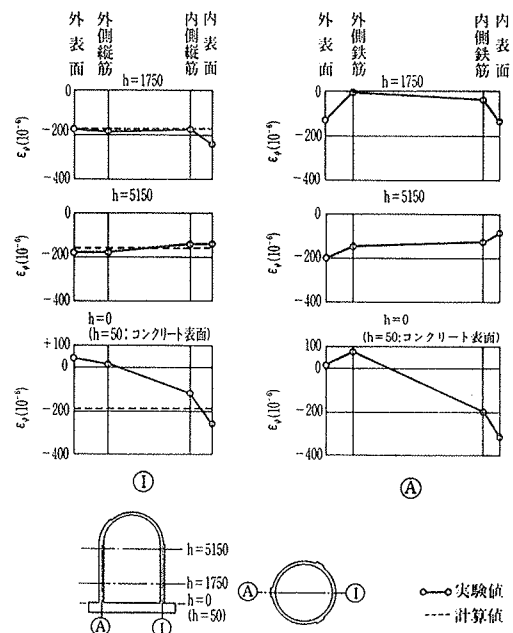


図-7 断面内の経線方向ひずみ分布 PHASE 8 終了時

なり、その後ゆるやかに張力が低減し、内圧試験時には、導入直後に対し約88%の張力となった。

実験時における所要プレストレスの設計値・測定値を表一8に示す、同表の定着直後のプレストレス、実験開始時プレストレスは、ロードセルのあるテンドンの値である。実験時のプレストレスは、測定値が設計値に対して、逆Uテンドンでは96%、フープテンドンでは97%となっており、ほぼ目標どりのプレストレスが導入されたと判断される。

3.3. まとめ

プレストレス導入試験の結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 今回用いたテンドンの摩擦係数は、逆Uテンドン、フープテンドン共平均 $\mu=0.07$ ($\lambda=0$ と仮定) であった。
- (2) ロードセルを設置したテンドンでは定着直後の導入力は所要導入力に対し、平均で約99%であった。

ロードセルのない一般のテンドンでは、端部の伸びの測定から、ほぼ所要の引張力でプレストレスが導入されたものと推定される。

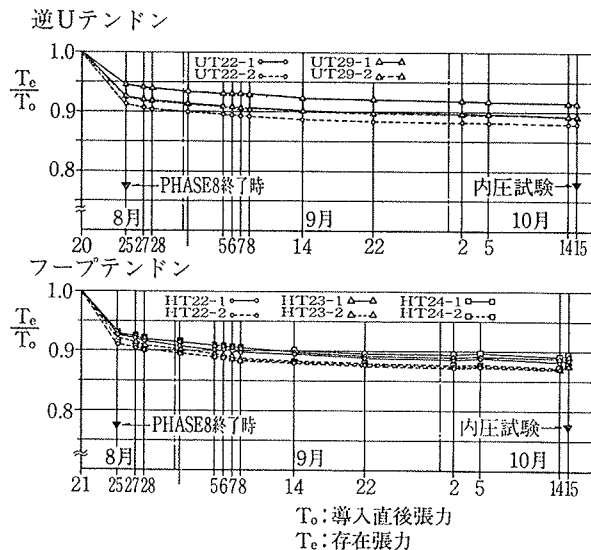
- (3) 内圧試験開始時のテンドン張力測定値は、設計値に対し96%~97%の値で、内圧試験時にも、試験体にはほぼ目標どりのプレストレスが導入されていたと考えられる。

4. 内圧試験

4.1. 試験方法

内圧は、試験体内部に水を満たしておき、水圧ポンプを接続して負荷させた。

内圧のコントロールはドーム頂部 ($h=834$ cm) に設置



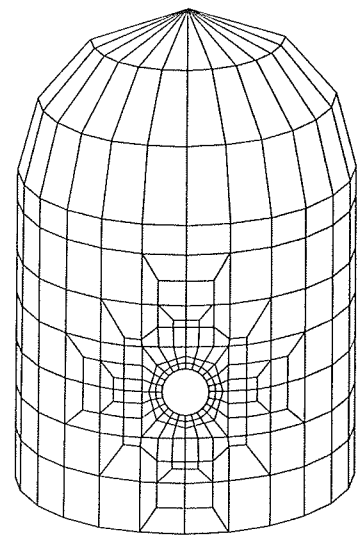
図一8 テンドン導入力の推移

		逆Uテンドン		フープテンドン	
		設計値	測定値	設計値	測定値
ロードセル設置テンドン	テンドン定着直後のプレストレス (kg/cm ²)	61.2	60.9	81.0	79.6
	弾性縮みによるプレストレス損失 4%	3.2	—	5.2	—
	クリープ、リラクゼーションによるプレストレス損失 4%	6.0	—	6.0	—
	プレストレス有効率 (100-4e-4) %	90.8	88.0	88.8	87.9
	実験開始時のプレストレス (kg/cm ²)	^{+2.4} _{55.6}	^{+2.4} _{53.6}	71.9	70.0
(測定値/設計値)		0.964		0.974	
平均	全テンドン定着直後の平均プレストレス (kg/cm ²)	60.2		79.0	
	実験開始時の平均プレストレス (kg/cm ²)	^{+2.4} _{56.6}		74.3	

*1 円筒中腹位置の自重(トップスラブを含む)による応力

表一8 内圧試験時のプレストレスの設計値と測定値

した水圧計を用いて行なった。負荷内圧の最大値は、設計値 4.2 kg/cm² の15%増の 4.83 kg/cm² である。内圧評価は円筒中腹位置(ベーススラブ上 269.5 cm)で行ない、満水時に既に 0.56 kg/cm² の静水圧が作用していることを考慮し、内圧は頂部水圧計で 4.27 kg/cm² まで作



図一9 FEM 解析半割り立体モデル (有開口)

4.2. 解析方法

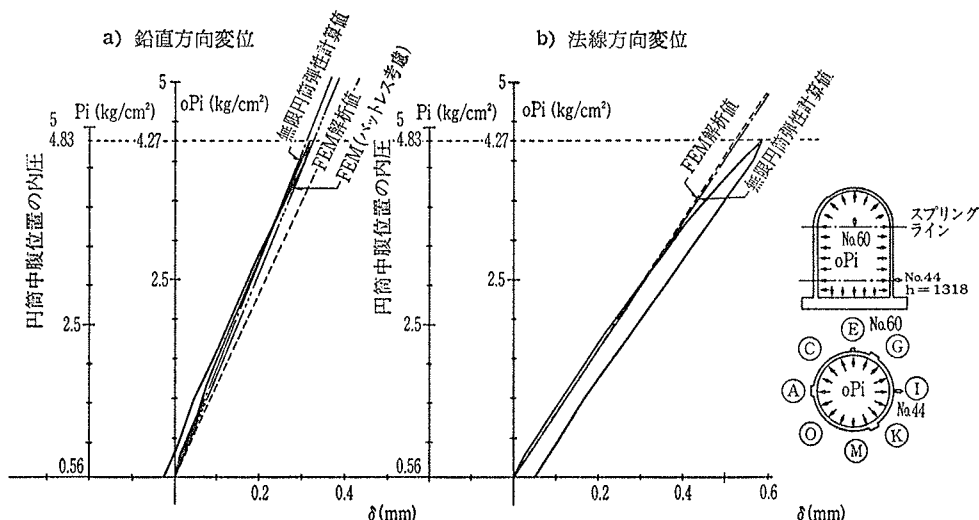
内圧試験の解析に用いた開口部を有する円筒の半割りモデルを図一9に示す。この解析モデルでは、(1) 円筒脚部は固定とし、(2) バットレスの断面は無視する、(3) 開口周辺の壁厚を試験体に近似させて厚くしている。

この他に、試験体を無限円筒と仮定した弾性計算も行なった。この時、鉛直方向応力に対する計算にはバットレスの影響を考慮し、円周方向応力に対する計算にはバットレスの影響を無視した。実際には2軸応力状態なので、ポアソン効果も考慮している。なお、この計算では鉄筋とテンドンの影響を考慮した。

4.3. 内圧試験の結果と考察

4.3.1. 内圧~変位曲線、および変形分布 内圧~変

位曲線の代表例を図一10 a), b)に示す。図一10 a)の鉛直変位は、本開口側のスプリングライン上で測定したもので、ベーススラブに対する相対変位を表す。図一10 b)は、ベーススラブ上 $h=131.8$ cmの位置における法線方向変位を示したもので、バットレスや開口の影響の少ない①点における変位である。



図一10 内圧～変位曲線

また図一11に、図一

10 b)と同じ高さ $h=131.8$ cmの位置における法線方向変位モードを示す。大開口のある側の⑩点での変位が最も大きく、その左右の③④点や、バットレスのある④点の変位が小さい。

一般部分、および開口部を通る断面の法線方向変位(ドーム部は水平方向変位)の鉛直分布を図一12 a) b)に示す。

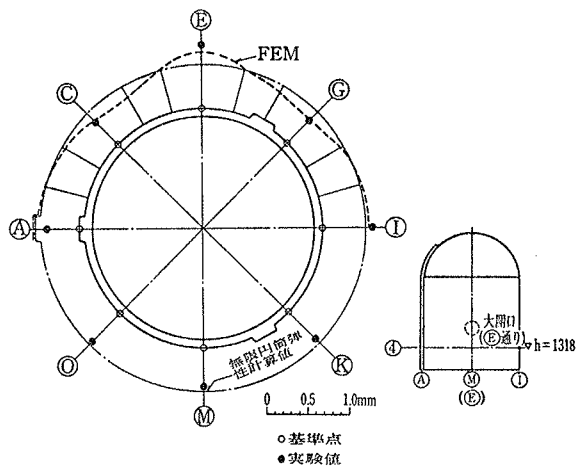
これらの図中に示した計算値と実験値を比較すると、FEM解析値は、バットレス部分を除く一般部分、および開口部分の法線方向変位については実験値とほぼ一致する。しかし解析ではバットレスが考慮されていないので、バットレス部の変形は実験値より大きい。図一10 a)にみられるように、一般部分でも鉛直変位のFEM解析値は実験値より約15%剛性が小さい。しかし、バットレスの影響を考慮(バットレスの断面積増分の割合で解析値を修正)すると、解析値は実験値とほぼ対応する。

無限円筒による弾性計算値は開口部、バットレス部分、および円筒脚部を除くと、実験値とほぼ対応する。

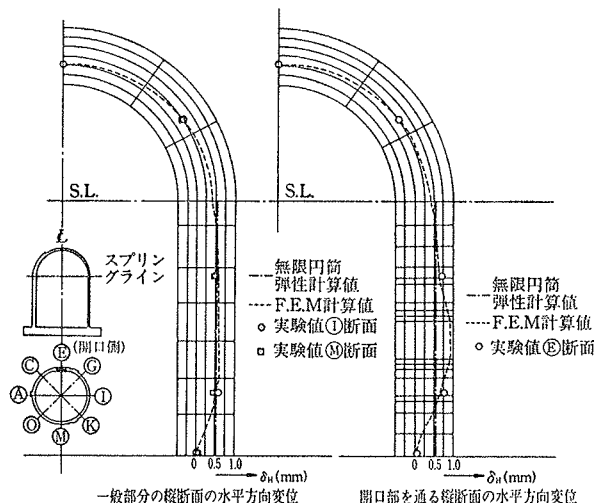
4.3.2. ひずみ分布 縦筋の鉛直方向ひずみ分布を図一13に、 $h=246.5$ cmにおける横筋の水平方向ひずみ分布を図一14に示す。また、①断面における横筋ひずみの鉛直分布を図一15に示す。

これらの図中には、FEM解析値、無限円筒弾性計算値を示した。これらの解析値・計算値と実験値との対応は、変位における対応の結果と全く同じである。なお、図一13には、①断面に、脚部完全固定のシェル計算値(円筒脚部完全固定とスプリングライン位置の応力、変位連続条件を適用した Donell の円筒殻理論近似解)も示したが、実験値とほぼ一致する。

4.3.3. ひび割れの検討 バットレス部分、大開口部分、円筒脚部等では、内圧が作用すると局部的な曲げモ



図一11 断面 ($h=131.8$ cm) の変形モード ($pi=4.83$ kg/cm²)



図一12 法線方向変位の鉛直分布 ($pi=4.83$ kg/cm²)

メントが作用する。この局部曲げによって、この部分の内側にひび割れが発生していないかを、ひずみの測定結果を用いて検討する。

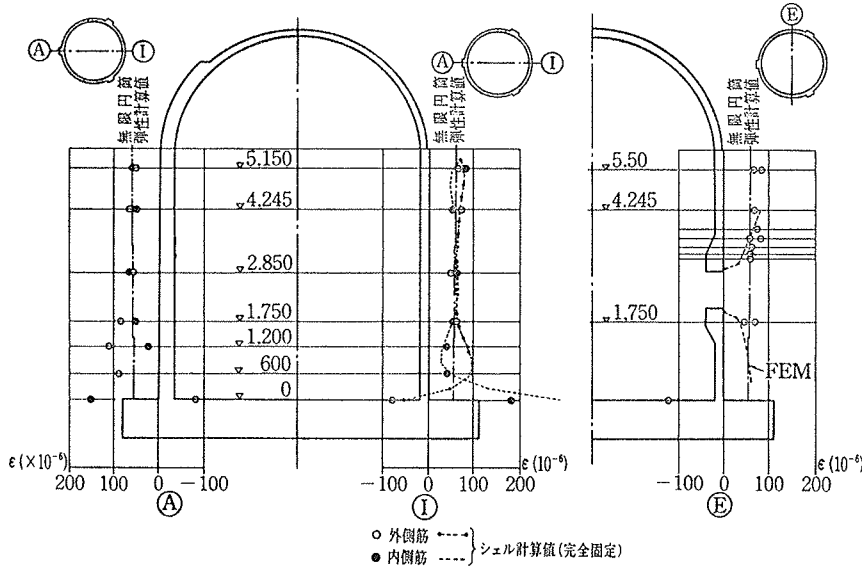


図-13 縦筋の鉛直方向ひずみ分布 ($\pi_i=4.83\text{kg/cm}^2$)

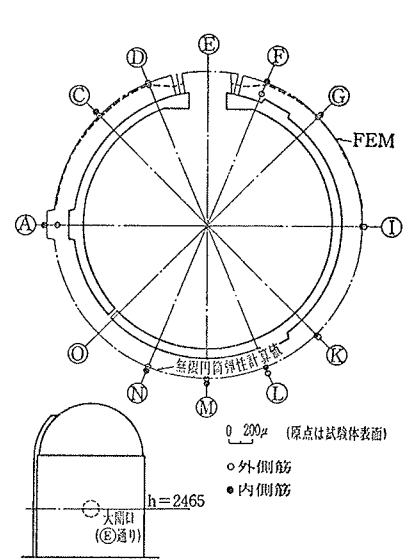


図-14 横筋のひずみ分布

内圧 $\pi_i=4.83\text{ kg/m}^2$ の負荷時に、バットレスに作用している面外曲げモーメントを図-16に示す。この位置では高さ1m 当り8.15tm の面外曲げモーメントが作用していると推定される。図-17に、バットレス近傍の曲げモーメント分布、横筋のひずみ分布を示す。バットレスの左右で急激に小さくなる曲げモーメント分布を示している。図-16にみられるようにバットレス中央の内側では、コンクリート表面のひずみが $256\ \mu$ になっており、これは一軸応力状態で考えれば 76.2 kg/cm^2 の応力度に相当する。図-18に大開口近くの横筋のひずみ分布を示す。開口周辺の厚肉部分とバットレスの間にある通常の壁厚部分では内側の引張りひずみが外側より大きい。平面保持を仮定すると、図-18の①点における内側コンクリートの表面では $304\ \mu$ のひずみとなる。これに相当する応力度は 90.6 kg/cm^2 である。一方、ひび割れ強度は割裂強度、フープ方向のプレストレスを加えたものとなれば 104.5 kg/cm^2 となる。従って、バットレス中央お

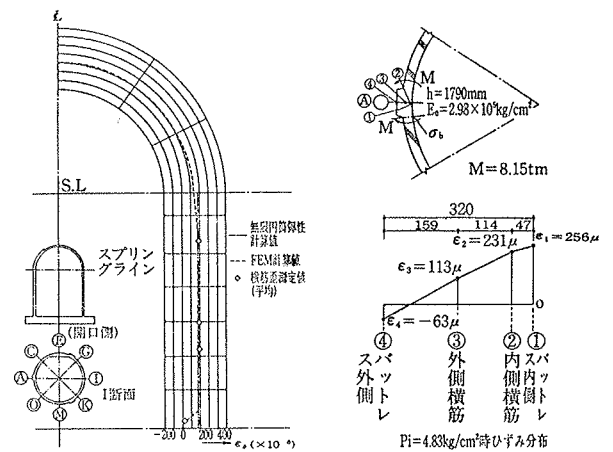


図-15 ①断面における横筋ひずみの鉛直分布 ($\pi_i=4.83\text{kg/cm}^2$)

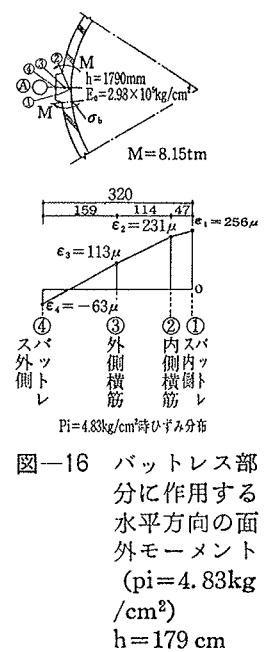


図-16 バットレス部分に作用する水平方向の面外モーメント ($\pi_i=4.83\text{kg/cm}^2$)
 $h=179\text{ cm}$

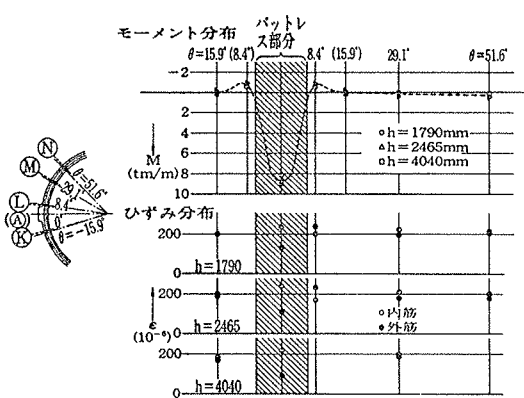


図-17 バットレス周辺の面外曲げモーメント ($\pi_i=4.83\text{ kg/cm}^2$)

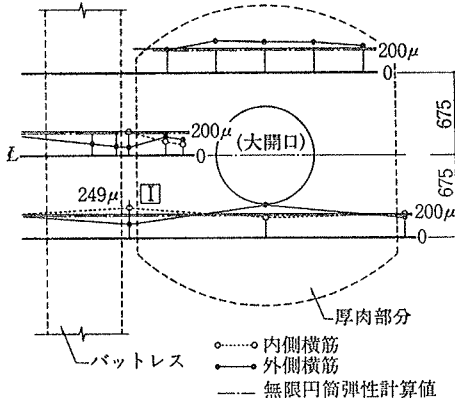


図-18 大開口周辺の水平筋ひずみ分布 ($\pi_i=4.83\text{ kg/cm}^2$)

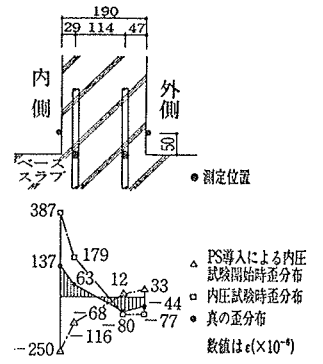


図-19 壁厚一定部分の円筒脚部の鉛直ひずみ分布

よび大開口周辺の内側の応力度より大きく、ひび割れは生じていないものと推定される。

壁厚 19 cm の一般部分④断面の円筒脚部におけるひずみ分布を図-19に示す。図中のハッチした部分が、プレストレス導入以前を原点としたひずみ分布である。円筒脚部内側のコンクリート表面では +137 μ の引張ひずみを示しており、ひび割れ発生の可能性も完全に否定し得ない。

4.4. まとめ

(1) 設計内圧の1.15倍の $p_i = 4.83 \text{ kg/cm}^2$ の内圧負荷時には、試験体の外表面にはひび割れが観察されなかった。試験体の内側では、ひずみの検討結果からバットレス部分、大開口周辺にはひび割れは発生しなかったと考えてよいであろう。しかし、円筒脚部では、ひび割れが生じた可能性もあり得る。

しかし、変位履歴、ひずみ履歴ともほぼ弾性的な性状を示した。

(2) 大開口を考慮しバットレスを無視した FEM 解析値は、法線方向の変形、ひずみについては、バットレスを除く部分で実験値とよく対応した。鉛直変位については、バットレスの影響を考慮すると実験値とほぼ一致する。

(3) 通常の壁厚で、大開口、バットレス、および脚部の影響が少ない部分では、その変位、ひずみの実験値は、無限円筒弾性計算値とよく一致した。

(4) 大開口部分では面外方向にはらみ出しが生じ、開口縁での FEM 解析値は一般部分の約1.5倍であった。

5. 水平加力試験

5.1. 試験方法、および測定方法

水平力は、図-20に示すように、試験体円筒部に2段、ドーム部に1段、計3段の載荷面を設けて加力を行なった。最上段の載荷面では、内圧試験終了後に製作した剛なトップスラブを片側から押して水平力を加え、中段、下段の円筒部の載荷面では地震時の応力状態を考慮して、円周方向に設けた8カ所の加力点に片側は押し、他方は引張りによってほぼ等分布な荷重を加えた。図-21に加力点のジャッキ取付詳細を示す。円筒部の加力点では、圧縮・引張両用の回転軸受けを内蔵する加力点プレートを試験体に固定し、これにテンションボルトを通してセンターホール型ロードセル、およびジャッキを取付ける。ジャッキの後方には、グラファイトグリスを塗布した二枚の鉄板を据付け、すべり支承とする。最上段の加力点においても、ジャッキの先端にピン支承、後方にすべり支承を据付けた。試験体に作用する荷重は、圧縮はロードセル、引張りはテンションバーに貼付したひずみ

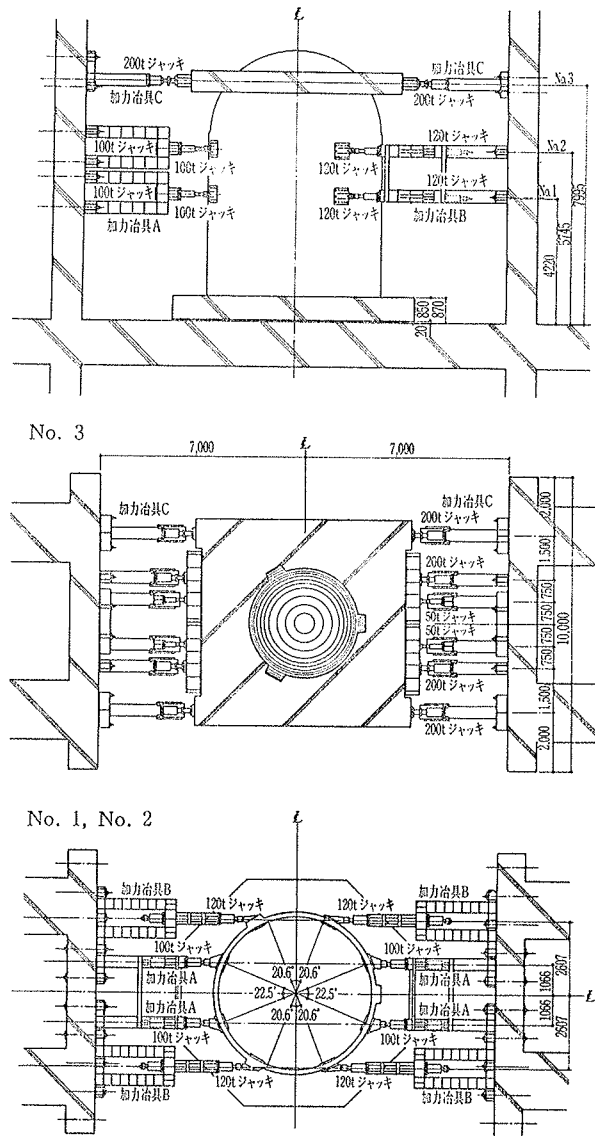


図-20 加力装置

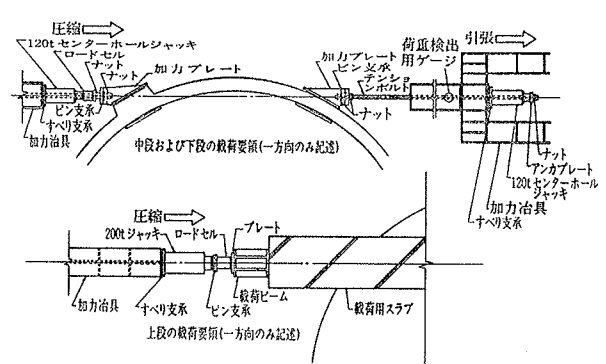


図-21 ジャッキ取付詳細図

ゲージによって検出した。

上段、中段、下段の載荷面の荷重比率は図-22に示すように、それぞれ、1.0, 0.734, 0.734 とし、試験体とプロトタイプのせん断力および曲げモーメントの分布がほぼ同じになるようにした。

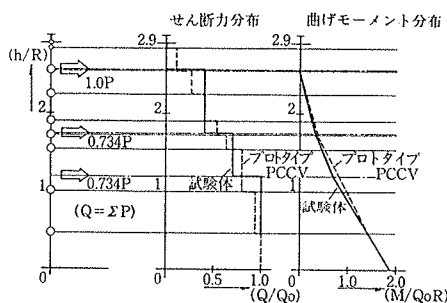


図-22 せん断力分布と曲げモーメント分布

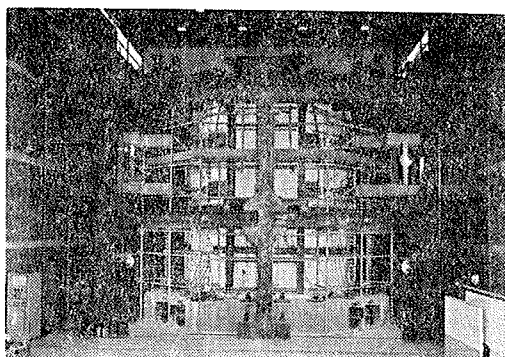


図-23 試験状況

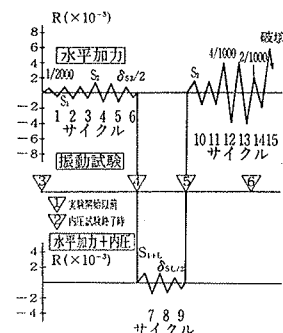


図-24 水平力荷重サイクル

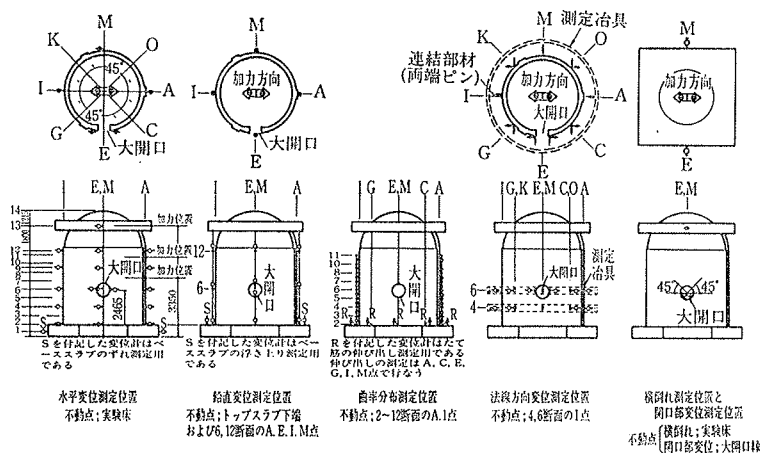


図-25 水平加力時の変位測定位置

水平加力試験の状況を図-23に示す。

水平加力試験の加力サイクルを図-24に示す。最初、変形角 $R=1/2,000$ で1サイクルを行ない、次いでプロトタイプでの S_1 荷重, S_2 荷重, S_1 荷重+内圧 (S_1+LOCA), S_2 荷重, 変形角 $R=4/1,000$ で各2サイクルを行なった後、最終破壊させた。その中間に小さい変位でのくり返しも行なった。

変位の測定位置を図-25に示す。水平変位, 鉛直変位, 法線方向変位, 曲率分布, 横倒れ, および大開口近傍の変位の測定を行った。測定には, マグネスケール (感度 $1/100 \text{ mm}$, 検長 300 mm), 摺動型変位計 (感度 $200 \mu/\text{mm}$), および高感度変位計 (感度 $1,000 \mu/\text{mm}$, $500 \mu/\text{mm}$) を使用した。

また, 各部の鉄筋, コンクリート表面のひずみの測定も行なった。

5.2. 解析方法

水平加力試験の結果を検査するために, FEM 弾塑性解析を行なう。以下にその解析方法の概要を示す¹⁾。この解析方法では, 回転シェル構造物を四辺形折板要素集合体として近似している。要素は厚さ方向に平面保持を仮定し, 図-26に示すように層状に分割し (本解析では8層), 各層平面応力状態にあるものとして破壊の判定,

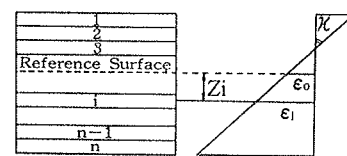


図-26 要素の層状化とひずみ分布

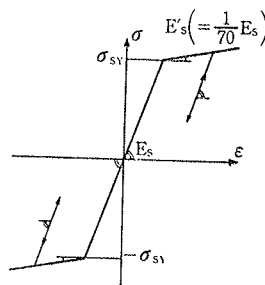


図-27 鋼材の応力~ひずみ関係

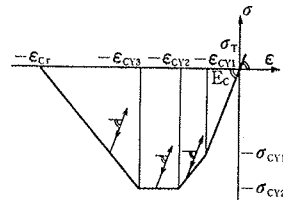


図-28 コンクリートの一軸応力~ひずみ曲線

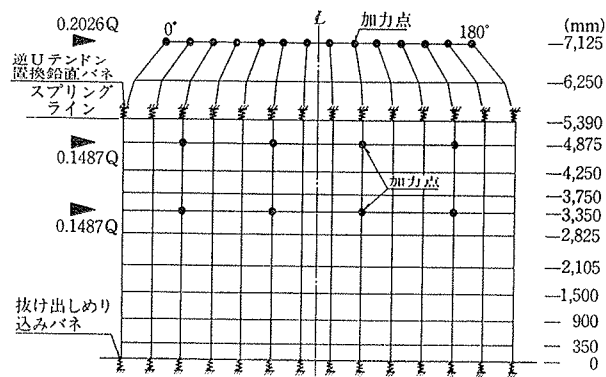


図-29 FEM 解析モデル展開図 (無開口)

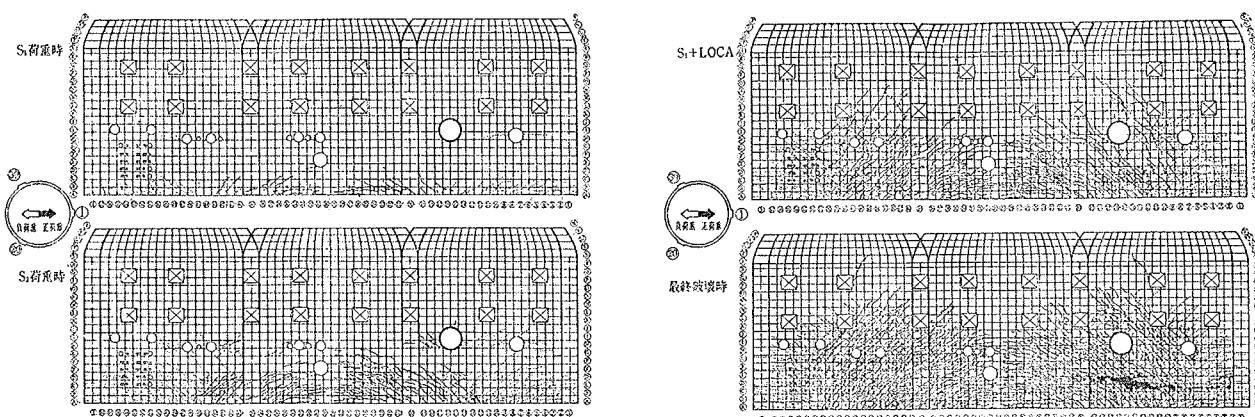


図-30 破壊経過

および剛性の計算を行ない、厚さ方向の積分値で断面の剛性を与えた。鋼材の応力～ひずみ関係を図-27に示すようなバイリニアで表わし、配筋方向応力のみを負担する等価な鉄筋層に置換した。コンクリートの1軸応力～ひずみ関係は、図-28に示すが、2軸圧縮塑性応力状態への拡張は塑性増分理論に従い、相当応力と相当塑性ひずみの概念を用いてこれを行なう。引張側では最大主応力方向に直交してひび割れが発生し、その後はひび割れ方向のみ剛性を有する直交異方性体としての取扱いを行なう。コンクリートの破壊条件は、H. Kupfer²⁾等の実験値を近似する次のような形で表わされる式を用いた。

$$\tau_{oct} + a \cdot \sigma_m - b \cdot \sigma_{CY} = 0$$

ここに、 τ_{oct} : 8面体せん断応力

σ_m : 平均直応力

σ_{CY} : コンクリート1軸圧縮強度

a, b: 材料定数

水平加力+内圧時には、それまでの水平加力によってすでに発生しているひび割れは、除荷時にはプレストレスによって閉じて弾性復帰していると考え、そのひび割れに直行する応力が引張になると、再びひび割れが開くものとして解析を行なった。

次に解析モデルは、円周方向180°分の半割りモデルとして、小開口は無視し、1) 無開口モデル、2) 大開口を有するモデルの2ケースの解析を行なうことにした。円形の大開口は、開口面積が等価な矩形に置換し、周辺のシェル厚の変化を考慮した。しかしバットレスの断面は考慮していない。図-29に無開口モデルの展開図を示す。円筒脚部の境界は、弾性時には筒体の半無限弾性体へのめり込み解を用いて求め、ひび割れ後には更に縦筋の伸び出しも考慮して導いた鉛直バネを設けることにした。フープテンドンは横筋に置換し、逆Uテンドンはアンボンド効果が大きいとしてスプリング上の鉛直バネに置換することとした。

5.3. 試験結果と考察

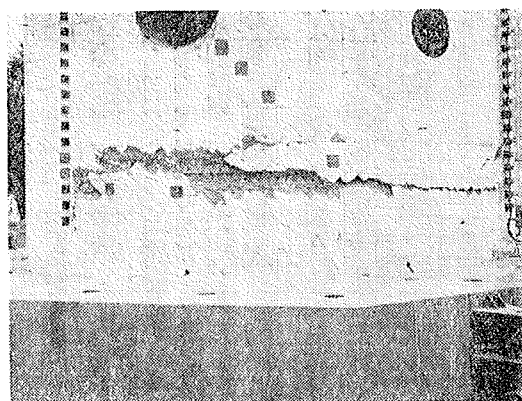


図-31 破壊状況

5.3.1. 破壊経過 ひび割れの進行状況を図-30に、最終破壊状況の写真を図-31に示す。変形角 $R=1/2000$ のサイクルでは、平均せん断応力度 (バットレスの断面積を無視した均等厚円筒断面で全荷重 Q を除した値)、 $\tau_{ave} = +7.8 \text{ kg/cm}^2, -7.5 \text{ kg/cm}^2$ で円筒部引張側下端に曲げひび割れが発生し、 S_1 荷重のサイクルでは、フープテンドンが配置されていないベーススラブ上約 50 cm までの範囲に斜めひび割れが発生した。 S_2 荷重のサイクルでは、正荷重時 $\tau_{ave} = 26.7 \sim 28.4 \text{ kg/cm}^2$ で試験体ウェブ部分高さ 100 cm, 240 cm の位置に、負荷重時 $\tau_{ave} = -31.4 \text{ kg/cm}^2$, 高さ 100 cm, 170 cm の位置にせん断ひび割れが発生した。 S_1 荷重+内圧のサイクルでは、一定内圧 4.2 kg/cm^2 が作用しているため、 S_1 荷重時より作用せん断力が小さいにもかかわらず、新たにせん断ひび割れが多数発生した。内圧除荷後に行なった S_2 荷重サイクルでは S_1 荷重+内圧のサイクルの影響で前回の S_2 荷重のサイクルより剛性が低下している。 $R=4/1000$ のサイクルでは $\tau_{ave} = 43.1 \text{ kg/cm}^2, \tau_{ave} = -35.6 \sim -37.5 \text{ kg/cm}^2$ で、円筒部引張側下端で最外縁鉄筋 D 16, D 13 が降伏した。最終サイクル $\tau_{ave} = 60.3 \text{ kg/cm}^2$ で、大開口の下方ウェブ部分の高さ 80~90 cm の位置からほぼ水平にせん断すべり破壊が生じ、急激に耐力を喪失

した。この時の変形角は $R=5.79/1,000$ であった。

5.3.2. 諸荷重, 終局強度 曲げひび割れ荷重 (円筒部引張側下端にひび割れが生じた時の荷重), せん断ひび割れ荷重 (ベース上約 80 cm 以上の円筒部ウェブに斜めひび割れが発生した時の荷重), 最外縁鉄筋 (円筒部引張側下端) の降伏荷重, 等の実験値と計算値を表一9に示す。

計算値は, FEM 解析で得られた曲げ, せん断ひび割れ荷重, 鉄筋降伏荷重, RC 塑性論で計算した鉄筋降伏荷重 (但し, テンドン張力の変動は無いとして求めた), 曲げ終局荷重, および既往の諸計算式による値である。既往の諸計算式は表一9中に示す。

曲げひび割れ荷重, せん断ひび割れ荷重, 最外縁鉄筋降伏荷重に関する FEM 計算値は実験値とほぼ対応する。既往の諸計算式による曲げひび割れ荷重, せん断ひび割れ荷重は実験値と一致しない。円筒脚部の最外縁鉄筋の降伏は, RC 塑性論 (コンクリートの圧縮応力度~ひずみ関係を黒正式³⁾で仮定) による計算値より小さい。試験体の破壊は, RC 塑性論による曲げ終局強度より小さい荷重で生じている。せん断終局強度に関する東大提案式⁴⁾をプレストレスを考慮して修正した式⁵⁾による計算値は, 実験最大荷重とほぼ一致する。

最大荷重時の平均せん断応力度 $m\tau_{ave}$ と, PCCV の設計目標値 S_1 荷重時平均せん断応力度 τ_{S1} , S_2 荷重時平均せん断応力度 τ_{S2} を表一10に示す。最大荷重時の平均せん断応力度は S_1 荷重, S_2 荷重時の平均せん断応力度の 2.6 倍, 1.8 倍であり, 十分な安全余裕度を示した。

5.3.3. 荷重~変位関係

(1) 荷重~水平変位曲線

ウェブ位置で測定した, 最上段加力芯における水平変位と荷重との関係を図-32に示す。図中の破線は水平荷重+内圧時の荷重~変位関係を表わす。同図には, 無開口円筒モデルと大開口円筒モデルの FEM 解析結果も記したが, 両者に差はなく, 実験値とも良く一致している。図-33に, 水平荷重時, および水平荷重+内圧時の

荷重~変位曲線を拡大して示す。水平荷重+内圧時においても, FEM 解析値は実験値とよく対応している。

諸荷重	正負	実験値		計算値			観察位置
		Q (t)	τ_{ave} (kg/cm ²)	FEM (t)	RC塑性論 (t)	諸式 (t)	
曲げひび割れ荷重	+	258	7.76	300	—	909 ¹⁾	引張側円筒部脚部
	-	250	7.52	—	—	—	同上
せん断ひび割れ荷重	無開口	887	26.7	1,100	—	92 ²⁾	小開口横
	大開口	1,043	31.4	—	—	1,009	小開口横及び下部
最外縁引張鉄筋降伏荷重	+	915	28.4	1,000	—	1,609 ³⁾	大開口横及び下部
	-	1,043	31.4	—	—	—	大開口下部
最大荷重	D16	1,433	43.1	1,200	1,810	—	引張側円筒部脚部
	D13	1,246	37.5	1,200	1,810	0.96	同上
鉄筋降伏荷重	D16	1,433	43.1	1,300	1,810	1.10	同上
	D13	1,184	35.6	1,300	1,810	0.91	同上
最大荷重	+	2,004	60.3	—	2,404	2,084 ⁴⁾	大開口を含むプレストレス間 $h=70\sim 100$ cm

諸式*1 曲げひび割れ荷重 $Q_{bc} = M_{sc}/h_w$ *2 せん断ひび割れ荷重 $Q_{sc} = \tau_{sc} \times A_w$ *3 せん断終局荷重 $Q_{us} = 4.4r_w \cos \theta r_w$

諸式 *1 $M_{sc} = (F_c + \sigma_s) \cdot Z$ *2 $\tau_{sc} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_s + \sigma_c + F_c}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_s - \sigma_c}{2}\right)^2}$ *3 $r_w = \frac{k_w \sigma_c (180 + F_c) \cdot 0.115 + \frac{P_w w \sigma_s + 2.7 \sqrt{P_w w \sigma_s}}{2} + 0.1 \sigma_s}{M_c (Q_d + 0.115)}$

記号 Ax: ウェブ面積 (全断面積/2) F_c: コンクリートの引張強度 P: 縦筋比 P_{WT}: 逆Uテンション比 γ : 円筒脚部の曲率半径 Z: 縦筋を考慮した等価断面係数 γ_w : 縦筋方向初期応力度 σ_s : 円筒方向初期応力度 σ_c : 縦筋の降伏応力度 u_{sc} : 逆Uテンションの降伏応力度 v_{sc} : 逆Uテンションの存在応力度

表一9 実験結果一覧表

τ_{S1} (kg/cm ²)	τ_{S2} (kg/cm ²)	$m\tau_{ave}$ (kg/cm ²)	$m\tau_{ave}/\tau_{S1}$	$m\tau_{ave}/\tau_{S2}$
23.6	32.8	60.3	2.56	1.83

表一10 試験体の安全余裕度

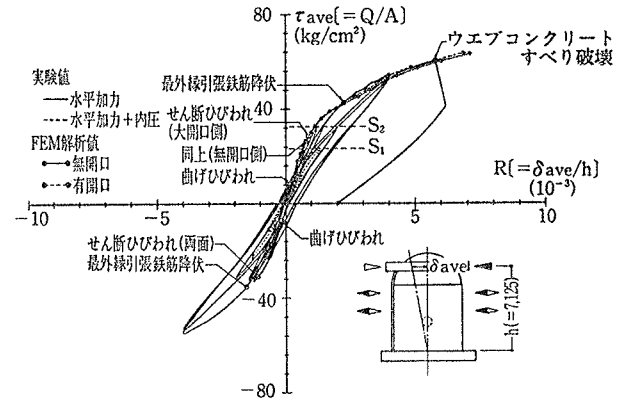


図-32 荷重~変位曲線

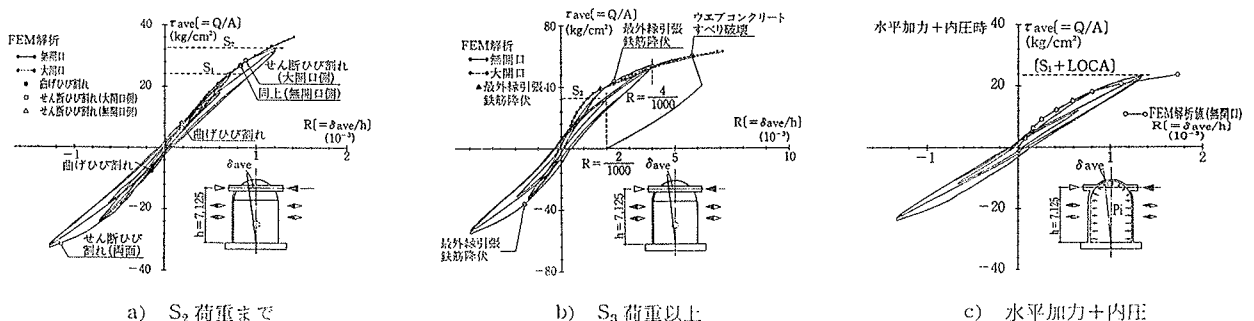


図-33 荷重~変位曲線 (拡大図)

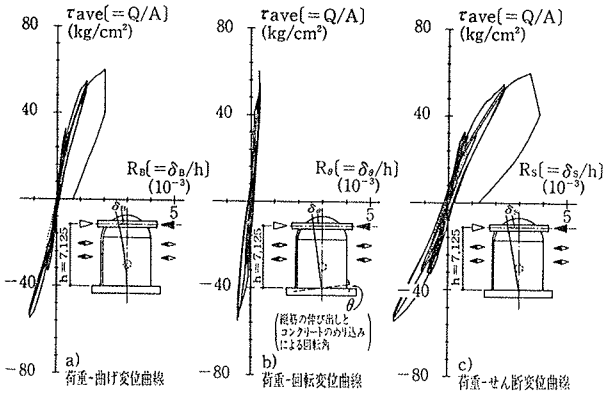


図-34 変形 の 分離

(2) 変形 の 分離

PCCVに限らず構造物の動的解析を行なう時には、その構造物特有の復元力特性を仮定する必要がある。そのため、ここでは、実験で得られた変形を、便宜的にせん断変形、曲げ変形、回転変形に分離して扱う。

最上段加力芯における変形を曲げ変形、コンクリートのめり込み、縦筋の伸び出しによる回転変形、およびせん断変形に分離して図-34に示す。曲げ変形は、試験体の引張縁、圧縮縁における鉛直変形分布から得られる曲率を用いて計算し、回転変形は、脚部の縦筋の伸び出し実測値から算出する。せん断変形は全体変形から曲げ変形と回転変形を減じて求めた。

図-35に、曲げ変形、回転変形、せん断形の包絡線を示す。曲げ変形は、RC 塑性論によって得られる $M \sim 1/\rho$ 曲線から決定したひび割れ点、或いは、はり理論から決定されるひび割れ点、および同じく RC 塑性論によって得られる縦筋の降伏荷重点、曲げ終局荷重点を結ぶ直線で近似的に表わすことができる。RC 塑性論による鉄筋の降伏荷重は、実験値と異なるが、曲げ変形の包絡線を推定する時は、試験体全体の剛性低下の現象を表わす

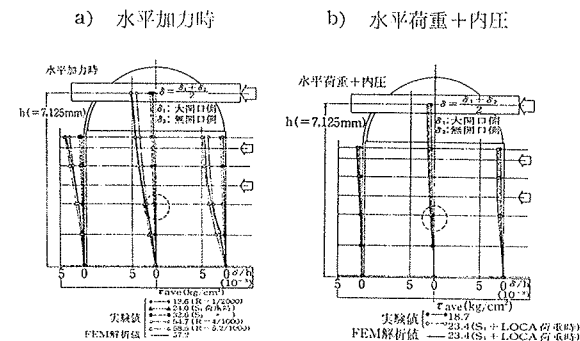


図-37 水平方向変形モード

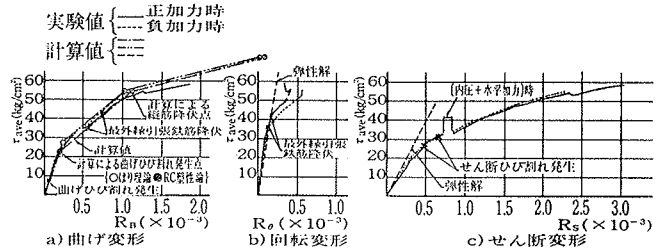


図-35 各変形の包絡線

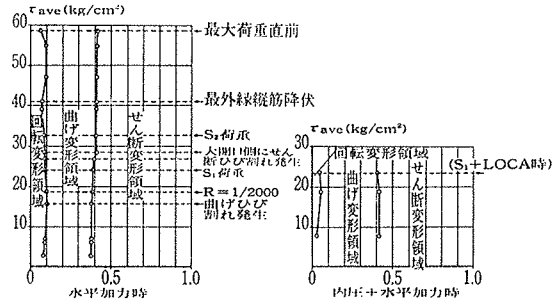


図-36 各変形の割合

ために用いても良いであろう。回転変形の包絡線の中に示した計算値は、円筒部圧縮側、引張側脚部におけるめり込み量、うき上り量を半無限コンクリート弾性体に環状荷重が作用した時の弾性変形に等しいとして回転変形に変換した値であり、最外縁縦筋が降伏するまではほぼ実験値と一致する。せん断変形の計算値は、バットレスを無視した円筒断面のせん断弾性変形である。

全体変形に占める曲げ変形、回転変形、せん断変形の比率を図-36に示す。各変形の占める割合は、極く初期を除くと終局時までほとんど変わらず、水平加力時の平均では、せん断変形が全体の約60%を占め、曲げ変形が30%、回転変形が10%であった。水平加力+内圧時では、それぞれ59%、37%、4%であった。

(3) 変形モード

図-37 a), b)に水平方向変位の縦方向分布を示す。

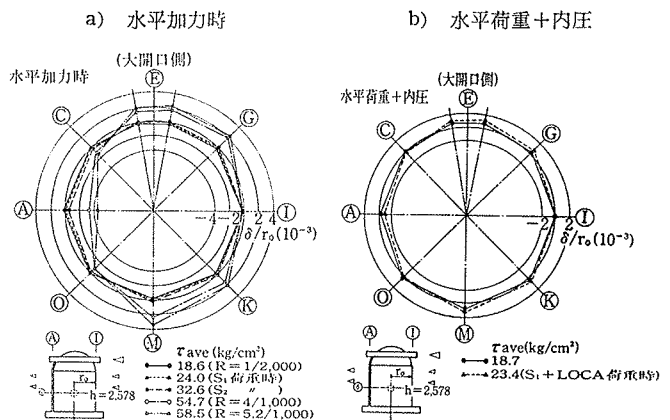


図-38 法線方向変形モード

変形モードは、水平加力時、水平加力+内圧時ともにせん断変形が卓越したモードを示している。図中に示した FEM 解析結果はいずれも実験結果と良く一致している。

図-38 a), b) に大開口を含む円筒断面 (ベース上 $h=258.7$ cm) の法線方向の変形モードを示す。各点の変位は、①点を固定点とするリング型測定器具を用いて測定したもので、①点に対する相対変位を表わす。図では、これらの変位を円筒部の外表面までの半径で除して無次元化している。水平加力時の S_1 荷重時変形モードと水平加力+内圧時の変形モードを比較すると、同じ水平力を受けていても内圧が作用している方が、より扁平な変形モードとなる。しかし設計荷重である S_1 荷重、 S_2 荷重の変形モードは、最終破壊直前 ($\tau_{ave}=58.5$ kg/cm²) の変形モードと比較すると扁平の度が小さい。

5.3.4. 荷重～ひずみ曲線 図-39に、同筒脚部の最外縁縦筋の荷重～ひずみ曲線を示す。図中では、水平加力+内圧時のひずみ曲線は破線で示されているが、その部分のみを拡大して図-40に示す。FEM 計算値は、いずれも実験値にはほぼ一致している。

図-41に、開口下の横筋と、それと対称位置の無開口側の横筋の荷重～ひずみ曲線を示す。同図に無開口側横筋の水平加力+内圧時の荷重～ひずみ曲線も拡大して示す。FEM 解析値は実験値とほぼ一致している。

5.3.5. ひずみ分布 縦筋のひずみ分布を図-42 a), b) に示す。縦筋は引張側断面①、および①から 45° の角度にある②断面の円筒脚部下端 $h=0$ と $h=175$ cm の位置で降伏している。 $h=175$ cm の位置で鉄筋が降伏しているのは、 $h=173$ cm に縦筋の bar-cut off があり、ここから縦筋量が円筒脚部の約 2/3 に減少しているためである。図中に FEM 解析値を示すが、実験値とほぼ対応している。図-43に、 $h=175$ cm の水平断面における縦筋のひずみ分布を示す。作用せん断力が大きくなると、この高さでは最外縁①断面よりも、これより 45° の位置にある②断面のひずみの方が大きくなる傾向がみられる。

横筋のひずみ分布を図-44に示す。 S_2 荷重時 $\tau_{ave}=32.6$ kg/cm² 時のひずみは、せん断ひび割れが発生しているにもかかわらず微小である。最大荷重直前の $\tau_{ave}=58.5$ kg/cm² 時には $2,200 \mu$

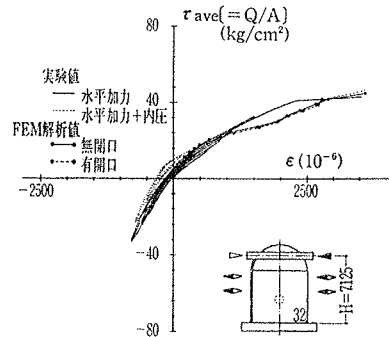


図-39 円筒脚部縦筋の荷重～ひずみ曲線

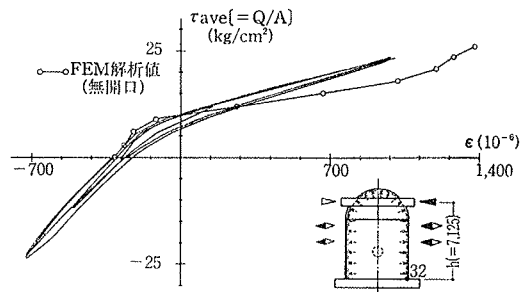


図-40 縦筋の荷重～ひずみ曲線 (水平荷重 S_1 + 内圧)

程度のひずみを示しているが、どの部分も降伏に至っていない。

図-45に、 $\tau_{ave}=8.7$ kg/cm² におけるコンクリート表面の主ひずみ分布を示す。図中に、FEM 解析で得られた測点近くの要素の主ひずみ分布も記したが、実験値とよく対応している。

5.3.6. 大開口周辺のひずみ分布 図-46に大開口周辺のリング筋のひずみ分布を示す。リング筋は、せん断ひび割れと交叉する位置で引張ひずみを、その中間では圧縮ひずみを示す。水平加力 S_2 荷重時のひずみは微小であり、破壊道前になっても降伏に至っていない。水平荷重+内圧時のリング筋は S_1 荷重時では水平加力時のみのひずみに比べ約 2~2.5 倍の値になっているが最大

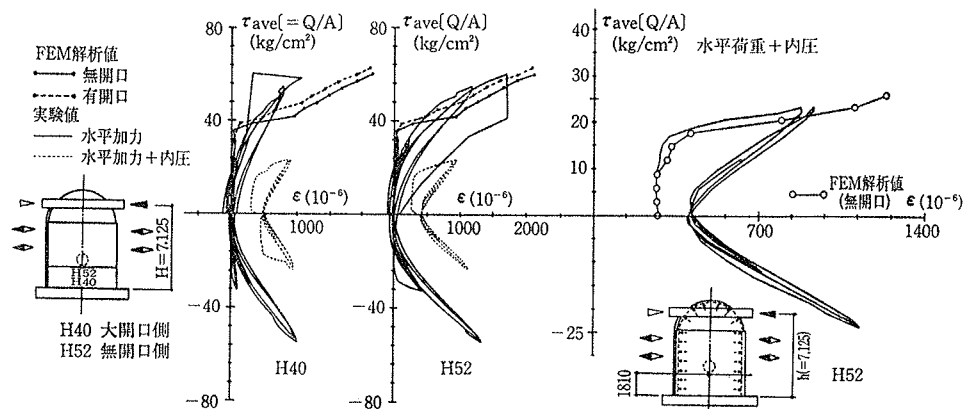
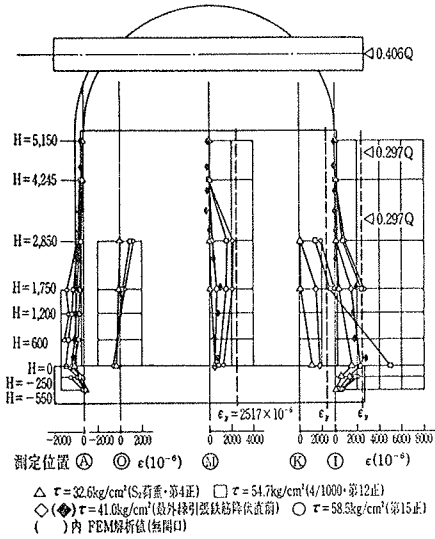
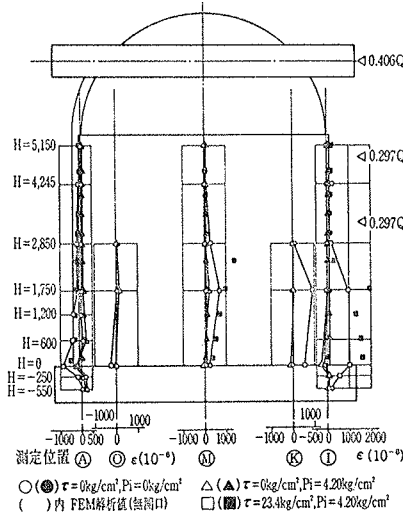


図-41 横筋の荷重～ひずみ曲線



a) 水平荷重時



b) 水平荷重+内圧時

図-42 縦筋の鉛直方向ひずみ分布

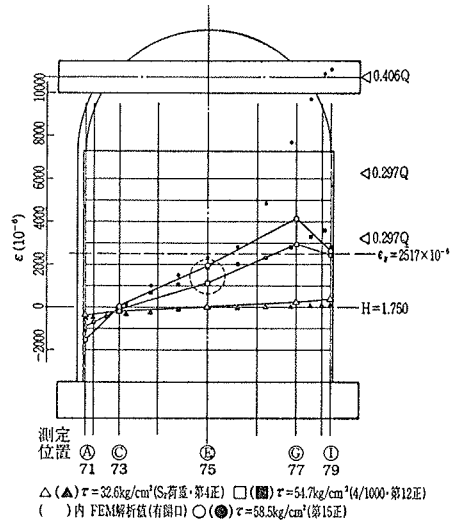


図-43 $h=175 \text{ cm}$ における縦筋の水平方向ひずみ分布

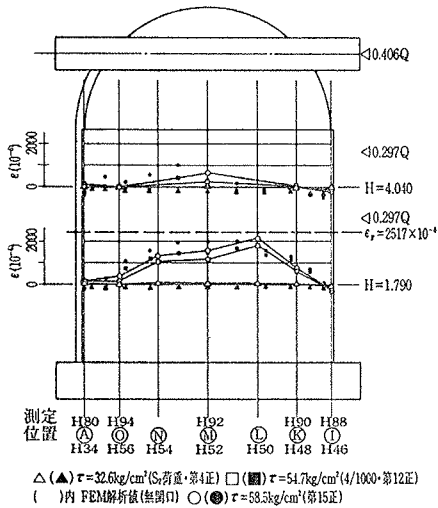


図-44 横筋の水平方向ひずみ分布

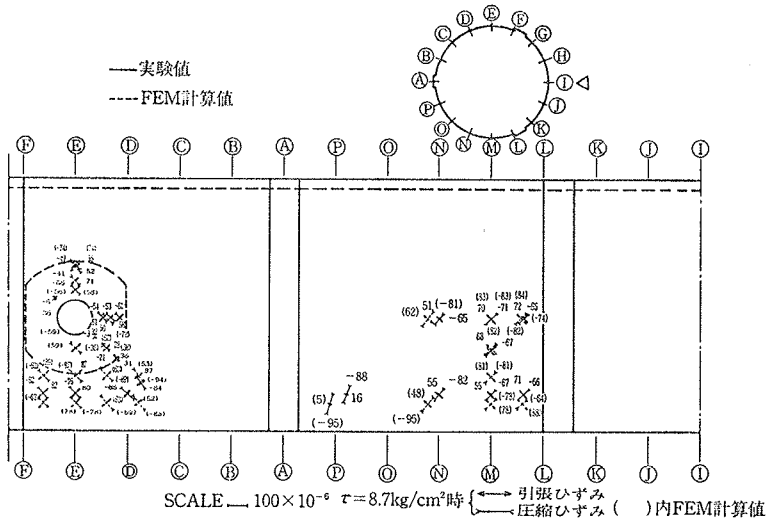


図-45 主ひずみ分布 $\tau_{ave} = 8.7 \text{ kg/cm}^2$ 時

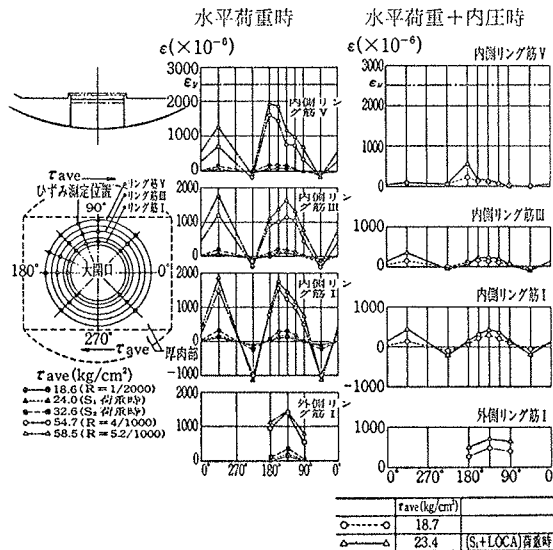


図-46 大開口周辺リング筋のひずみ分布

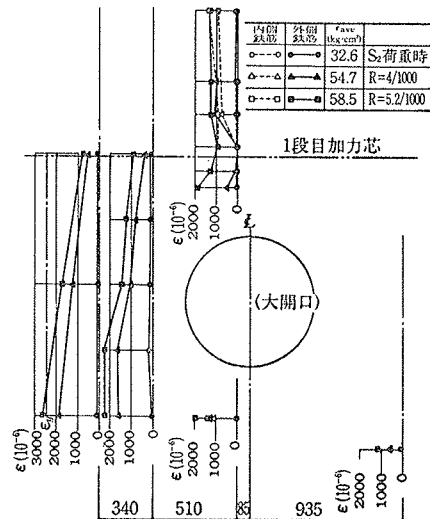
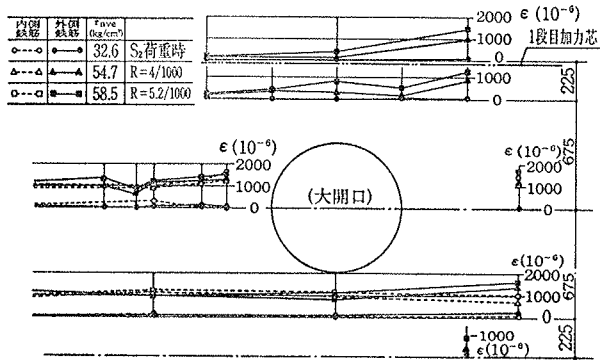


図-47 大開口周辺の縦筋のひずみ分布(水平荷重時)



図一48 大開口部周辺の横筋ひずみ分布

550 μ 程度と小さい。

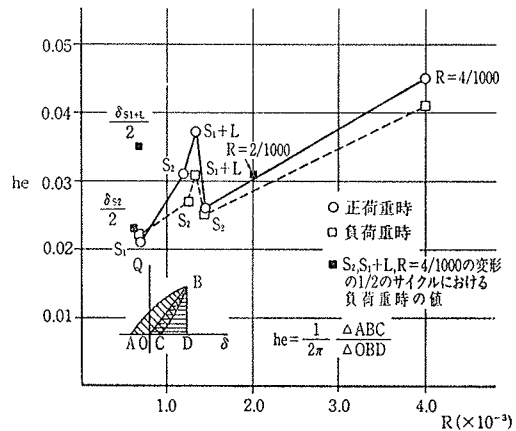
図一47, 48に, 大開口周辺の付加縦筋, 横筋のひずみ分布を示す。いずれも S_2 荷重時のひずみは微小である。破壊荷重直前では, 縦筋に大開口下方で降伏した部分が見られたが, 横筋は降伏に至っていない。

5.3.7. 等価粘性減衰定数 図一49に, 荷重～水平変位曲線の各くり返しにおける第2サイクル時の履歴曲線から, 等価粘性減衰定数を求め, 変形角との関係をしめす。等価粘性減衰定数は, 変形角の増大と共に大きくなり, その値は S_1 荷重時で平均2.2%, $R=4/1,000$ で4.3%であった。図中に, S_2 荷重, S_1 荷重+LOCA, および $R=4/1,000$ のサイクル時の変形の1/2でくり返したサイクルの負荷重時等価粘性減衰定数も示す。通常のくり返し時の値と大きな相違はない。

5.4. 水平加力試験結果のまとめ

水平加力試験の結果をまとめると以下のようになる。

- (1) $R=1/2,000$, S_1 荷重サイクルでは, 円筒脚部のフープテンションがない部分に, 曲げひび割れ, 斜めひび割れが発生し, S_2 荷重のサイクルでは, 平均せん断応力度 $\tau_{avo}=27\sim31 \text{ kg/cm}^2$ で試験体のウェブ部分にせん断ひび割れが発生した。せん断ひび割れの発生時期は大開口側と無開口側で大きな相違がなかった。 S_1+LOCA のサイクルでは, S_2 荷重時より作用せん断力が小さいにもかかわらず, 4.2 kg/cm^2 の内圧負荷のため, 新たなせん断ひび割れが多数発生した。
- (2) 変形角 $R=5.79/1,000$ で, 大開口側ウェブ, 高さ約80~90 cm の位置からせん断すべり破壊が生じ, 耐力が急激に低下した。
- (3) 破壊が生じた時の平均せん断応力度は $\tau_{avo}=60.3 \text{ kg/cm}^2$ で, この値は, RC塑性理論で得られる曲げ降伏強度の約83%であった。破壊時の強度は, 終局せん断強度に関する東大提案式をプレストレスを考慮して修正した式によって計算した値とほぼ同じであった。上



図一49 等価粘性減衰定数 h_e と変形角 R の関係

記の終局時せん断応力度は, PCCV の設計荷重 S_1 荷重時平均せん断応力度 $\tau_{a1}=23.6 \text{ kg/cm}^2$ に対して2.6倍, S_2 荷重時平均せん断応力度 $\tau_{a2}=32.8 \text{ kg/cm}^2$ に対して1.8倍の安全余裕度であった。

- (4) 水平方向変位は, 大開口, 無開口側で大きな差がなく, 試験体にねじれなど生じなかった。この傾向はFEM弾塑性解析でも同じであった。
- (5) 実験で得られた荷重～変位関係は, 曲げひび割れせん断ひび割れ, 最外縁鉄筋の降伏現象も含めて, ベーススラブの変形および鉄筋の伸び出しを考慮したFEM解析で精度よく追跡することができた。 S_1+LOCA 時の荷重～変位の関係も, 除荷後弾性復帰したひび割れ要素が, 引張応力をうけると再び開きはじめると仮定することによって, 実験値を良く追跡することができた。
- (6) 縦筋は引張側円筒部下端および鉄筋量の減少する高さ175 cmの位置で降伏した。これに対して横筋はせん断ひび割れの多数発生したウェブ部分, 破壊の生じた大開口下部でも降伏しなかった。
- (7) 開口部周辺のリング筋は, せん断ひび割れが交叉する部分で最大2,000 μ 程度のひずみを示したが降伏に至らなかった。また開口部周辺に付加補強筋として配置した水平筋も降伏に至らなかった。これに対し付加縦方向筋は, 開口部下方で降伏した部分もみられた。
- (8) 荷重～変位曲線から求めた等価粘減衰定数は, S_1 荷重時では約2.2%程度であったが, その後変形の増大と共に大きくなり, 変形角 $R=4/1,000$ の第2サイクルでは平均4.3%であった。 S_1+LOCA 時の等価粘性減衰定数は平均約3.4%であった。

6. 振動試験

6.1. 試験方法

PS 導入後から最終破壊に至る 各段階において, 表一

11に示すような振動試験を実施し、試験体の動的 basic 形状の推移を観察した。

試験体頂部に動電型起振機を据付け、振動数 12 Hz～45 Hz の範囲で加振を行なう試験と、共振振動付近で定常加振し、その加振力を急激に停止させる自由振動試験、およびトップスラブを鋳製丸棒で約 10 t 引張り、これを破断させて振動を与える自由振動試験等を行なった。

6.2. 解析方法

弾性時の固有周期、高さ方向の振動モードを計算するため、図-50に示す多質点系モデルを用い、振動試験結果のシミュレーションには、図-51に示す振動モデルを用いた。このモデルでは、試験体、および反力壁を1質点化し、弾性地盤上にある剛なベーススラブ上につらなるものとした。ただし、引張り自由振動の計算においては、二つの反力壁を1質点にまとめず、分離して扱う。

6.3. 試験結果と考察

起振機による定常加振試験の共振曲線を図-52にしめす。DNS-1とDNS-2、DWE-1は、試験体ドーム部分に加力用のトップスラブがまだ製作されていない段

階での共振曲線である。

固有振動数を表-12に示す。弾性時では1次固有振動数の実験値は 34.7 Hz で計算値とよく一致している。図-52の共振曲線を見ると、トップスラブが製作される以前 (DNS 2 まで) と以後では、明らかに振動性状が変化している。これは、トップスラブ製作後は、地盤の影響を無視し得ないことを示す。

そこで、DNS-1、DNS-3、DNS-6 について、試験体と加力用反力壁、および地盤の影響を考慮した図-51の振動モデルによって解析を行なった。その結果を図-53、表-13に示す。地盤の影響を考慮すると、試験結果と計算結果がほぼ対応する。

6.4. まとめ

振動試験の結果をまとめると、以下のようになる。

- (1) トップスラブ製作以前の弾性共振振動数は約 34.5 Hz であった。振動数、および高さ方向の振動モード形は、脚部固定の多質点系モデルによる一次固有振動数、およびモード形とほぼ一致する。
- (2) トップスラブ打設後は地盤の影響が顕著であった

試験名	試験項目	試験項目			試験時の状態
		起振機による定常加振試験	起振機による自由振動試験	引張り自由振動試験 (引張力=10t)	
DEW-1	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向
DNS-1	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向
DNS-2	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向
DNS-3	NS/EW	○	○	○	水平加力方向と垂直方向 トップスラブ打設後
DNS-4	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向 S1+LCCA後
DNS-5	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向 S1+LCCA後
DNS-6	NS/EW	○	○		水平加力方向と垂直方向 S1+LCCA後

表-11 振動試験名と試験実施項目

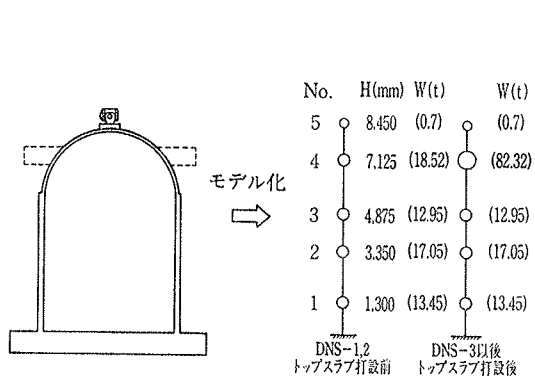


図-50 多質点モデル

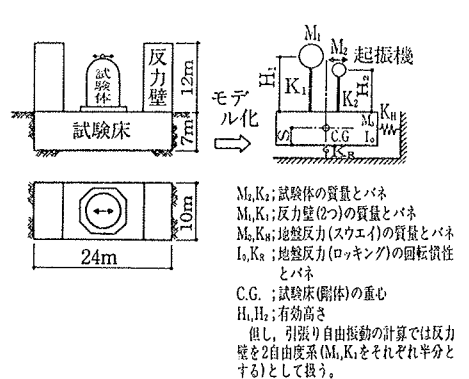


図-51 シミュレーション用モデル

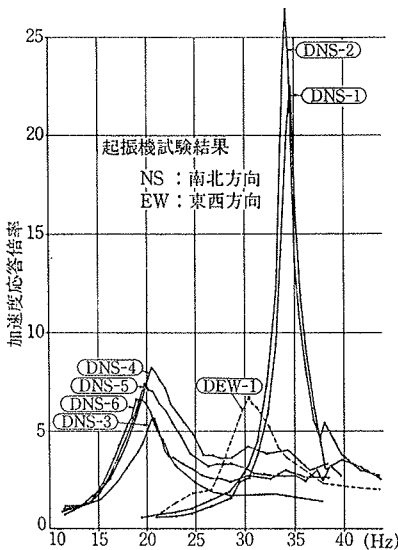


図-52 共振曲線

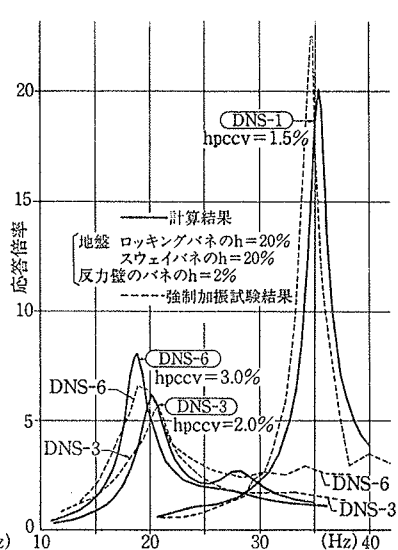


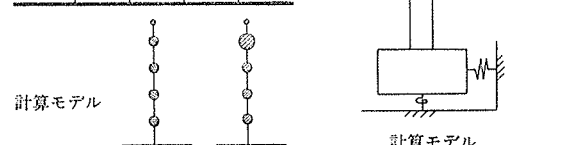
図-53 計算による共振曲線

試験名	1次固有振動数 (Hz)		
	起振機による定常強制加振	起振機による自由振動	引張り自由振動 計算値
DEW-1	30.5	30.5	33.7
DNS-1	34.7	34.4	
DNS-2	34.1	33.9	
DNS-3	20.6	20.8	17.5 20.0
DNS-4	20.6	20.4	
DNS-5	20.0	19.8	
DNS-6	19.4	19.2	15.8

表-12 固有振動数

試験名	計算に用いた試験体の減衰定数 (%)	連成系固有振動数 (Hz)	
		実験値	計算値
DNS-1	1.5	34.7	35.3
DNS-3	2.0	20.6	20.2
DNS-6	3.0	19.4	18.7

表-13 連成系固有振動数



と思われる。また、試験で得られた共振振動数、応答倍率は、地盤をも含めた振動モデルによりほぼ再現できる。

(3) 破壊が進行しても共振振動数の低下はわずかであり、変形角が4/1,000を経験した後(DNS-6)においても、試験体の剛性低下が明瞭に表われない。このように、破壊進行後においても、微小応力レベルでの剛性低下は小さい。

7. 終局せん断強度に関する検討

ここでは、既往の実験結果から得られた円筒壁体の終局強度を簡明な式で評価するための検討を行なう。

終局せん断応力度 τ_u と鋼材拘束力 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ の関係を図-54に示す。但し、 τ_u 、 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ は、それぞれコンクリートの圧縮強度 F_c の平方根で除した形で表わしている。

$$\tau_u' = 2Q_u/A$$

$$(p_w\sigma_y)_{ave} = [(p_w\sigma_y)_\theta + (p_w\sigma_y)_z]/2$$

$$(p_w\sigma_y)_\theta = p_{w\theta} \cdot s\sigma_y + \sigma_{\theta pc}^y - \sigma_{\theta p}$$

$$(p_w\sigma_y)_z = p_{wz} \cdot s\sigma_y + \sigma_{z pc}^y - \sigma_{z p}$$

ここに、A: 構造体の水平断面積

Q_u : 最大作用せん断力

$p_{w\theta} \cdot p_{wz}$: θ, z 方向の鉄筋比

$s\sigma_y$: 鉄筋の降伏応力度

$\sigma_{\theta pc}^y, \sigma_{z pc}^y$: 導入力としてPC鋼材の降伏荷重まで考えた $\theta \cdot z$ 方向のプレストレス

$\sigma_{\theta p}, \sigma_{z p}$: 内圧による $\theta \cdot z$ 方向の膜応力度 (一定)

上式にみられるように $(p_w \cdot \sigma_y)$ には、アンボンドPC鋼材の余力もせん断力に寄与するものとしている。

図-54には、水平加力試験の結果だけではなく、振り加力試験も併記してある(記号図-56参照)。水平加力試験、振り試験の場合とも $(p_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ が $4.5\sqrt{F_c}$ を越えるまでは、 $\tau_u'/\sqrt{F_c} = (p_w \cdot \sigma_y)_{ave}/\sqrt{F_c}$ なる直線上に終局強度が分布する。しかし、 $(p_w \cdot \sigma_y)_{ave}$ が $4.5\sqrt{F_c}$ を越えるようになると、水平加力試験と振り試験の結果に差が表われる傾向が認められる。

この理由の一つに、応力再配分の影響が考えられる。すなわち、振り加力の場合には、ひび割れ発生、鋼材降伏後も構造体に作用する応力は一様であるのに対し、水平加力の場合には、ひび割れ発生後、応力再配分により応力度分布が変動し、弾性時と異なった応力度分布となる。この応力度分布の相違が水平加力試験と振り試験の結果の相違に影響していると考えられる。

図-55に、FEM弾塑性解析で求めた水平力を受けるPCCVの終局耐力に近い状態の応力分布を示す。図では、横軸に円筒壁体を10等分した位置を示し、縦軸に単位長

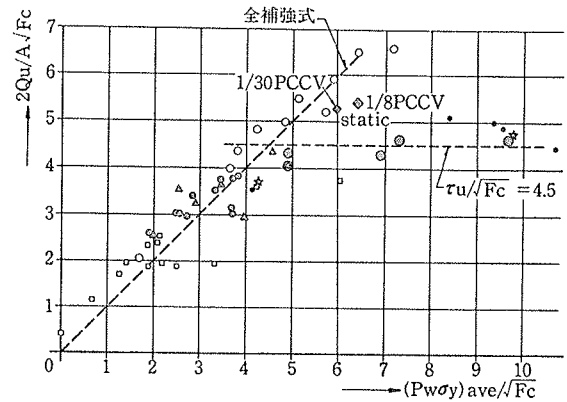


図-54 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ と τ_u' ($2Q_u/A$) の関係

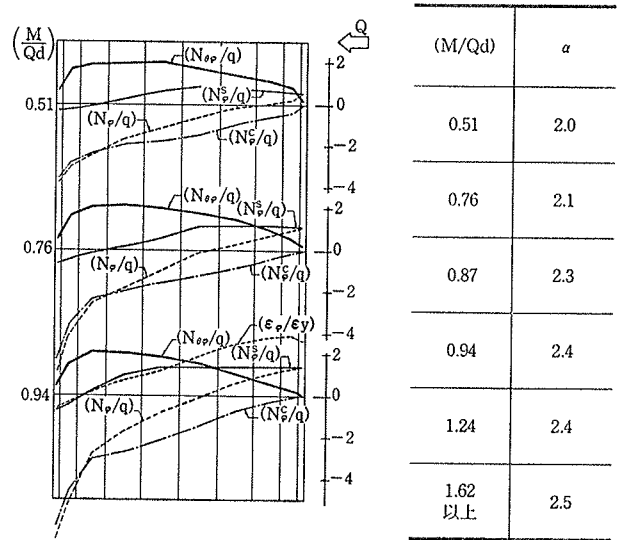


図-55 水平力を受けるPCCVの非弾性域における応力分布 (FEM解析結果) 表-14 M/Qd と α の関係

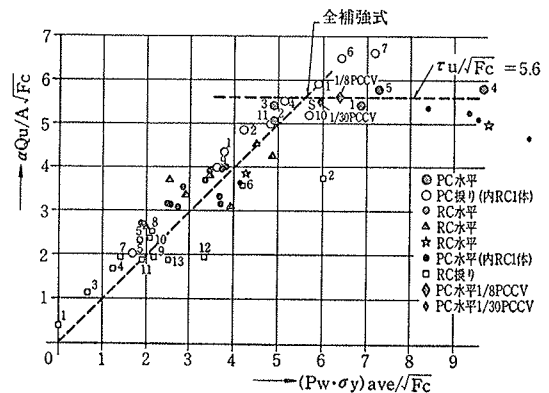


図-56 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ と $\tau_u (= \alpha Q_u/A)$ の関係

さ当りの鉛直方向膜力 $N_\phi (= \sigma_\phi \times t)$ 、面内せん断力 $N_{\theta\phi} (= \tau_{\theta\phi} \times t)$ を、それぞれ単位長さ当りの平均せん断力 $q (= Q \times t/A)$ で除した値を示している。更に、コンクリートと鉄筋の膜力 N_ϕ^c, N_ϕ^s 、および鉛直方向ひずみ ϵ_ϕ を鉄筋の降伏ひずみ ϵ_y で除したものを示した。

図にみられるように作用せん断力 Q が等しくても、

(M/Qd) [Mは作用曲げモーメント, dは円筒壁体の直径(壁芯位置)]の値によって応力分布に差が生ずることが認められる。

以上のような応力再配分の影響を考慮するため, 面内せん断応力度係数 α を終局せん断応力度算定式に導入する。

$$\tau_u = \alpha \cdot Q_u / A = \frac{\alpha}{2} \tau'_u$$

α は, FEM解析の結果から, M/Qdの値によって表-14のように変化する。M/Qdが0.51では $\alpha=2$ であるが, M/Qdが0.51を越えると α が漸次大きくなり, M/Qd=1.62では $\alpha=2.5$ となる。

このようなせん断応力度分布の変化を考慮して既往の試験結果を再整理すると, 図-56のようになる。図-54の場合に比べて, 水平加力試験, 振り試験の結果が同じに扱えるようになっている。同図から, せん断終局強度は,

$$Q_u = (P_w \sigma_y)_{avo} \cdot A / \alpha$$

ただし, $Q_u \leq 5.6 \sqrt{F_c} \cdot A / \alpha$

によって近似的に評価できる。

今回の1/8模型実験, および1/30模型実験の終局せん断強度は, ほぼ $\tau_u = 5.6 \sqrt{F_c}$ で与えられ, 鋼材の降伏よりも, コンクリートのせん断破壊によって終局に至ることが示されている。

なお, 縦横筋の比率が極端に異なる場合, あるいは, M/Qdが大きく曲げ破壊が先行する場合には, 本項の終局強度式とは異なった別個の検討が必要であろう。

8. むすび

プレストレストコンクリート格納容器1/8模型の水平加力試験から次のように結論される。

- (1) PCCVの設計荷重である S_1 荷重, S_2 荷重, および S_1 荷重+内圧等に対し, 試験体は十分な強度を保有する。
- (2) 設計内圧の1.15倍の内圧負荷に対して, 試験体表面にはひび割れの発生がなく, 弾性的な挙動を示し, 試験体の構造健全性が保たれる。
- (3) 試験体を折板, 積層コンクリートモデルによって近似させたFEM解析によって, 水平荷重試験および

水平荷重+内圧試験時の挙動を精度よく追跡することができる。

(4) 終局せん断強度は, 水平加力試験時に生ずる応力再配分の影響を考慮すると, 水平加力試験・振り試験両者の結果を同等に評価することができる。終局せん断強度は, 鋼材拘束力に比例して上昇するが $Q_u = 5.6 \sqrt{F_c} \cdot A / \alpha$ で上限となり, コンクリート強度によって上限が決定される傾向がみられる。

参考文献

- 1) 大内, 他: RC大型冷却塔模型の水平加力実験と弾塑性解析, 土木学会論文報告集, No. 266, (1977.10), pp. 39~50
- 2) Kupfer, H., H. K. Hilsdorf and H. Rusch: Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, A.C.I. Journal, (Aug. 1969), pp. 656~666
- 3) 黒正, 他: 人工軽量骨材を用いた鉄筋コンクリートは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)
- 4) 細川, 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(その1~その3), 日本建築学会関東支部研究報告集, (昭和51), pp. 237~248
- 5) 小林, 他: プレストレストコンクリート円筒壁体のせん断力に関する研究(その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和54.9), pp. 1397~1398
- 6) 長島, 他: 円筒型RC耐震壁に関する水平加力実験報告, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和54.9)
- 7) 内田, 大森, 他: 原子炉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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和54.9)
- 8) 岡村, 他: コンクリート製原子炉格納容器モデルの水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和54.9)
- 9) 中山, 他: 内圧を受ける鉄筋コンクリート円筒のねじり試験(II), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和54.9)

(文責 吉岡研三)