

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

小 垣 善 一*
加 藤 宗 明**
武 田 寿 一***

1. 序

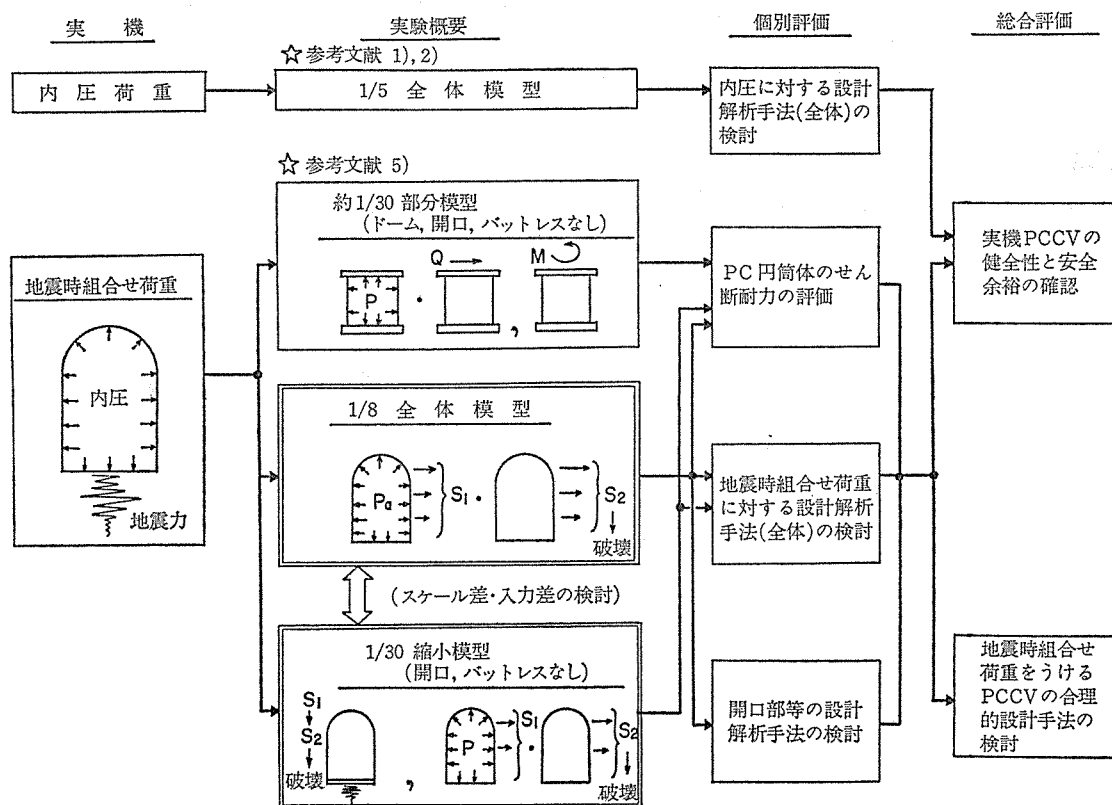
プレストレストコンクリート格納容器（以下 PCCV と略す）は、原子炉施設の設計にあたって想定する重大事故・仮想事故などの発生に伴って放出される放射性物質の拡散を防ぐための重要な施設であり、高度の安全性が要求される。

その主要設計荷重としては、地震荷重（設計用最強地震による S_1 荷重、設計用限界地震による S_2 荷重）および仮想事故時（以下 LOCA 時と略す）の圧力（設計内圧）と温度荷重などがあげられる。

内圧に対する PCCV の挙動に関しては、実機の 1/5 模型を用いた破壊実験により、PCCV 構造体の弾性域

から破壊に至るまでの挙動、破壊モードおよび耐力が実験的に解明されている¹⁾。また外国における実機 PCCV の内圧による構造健全性試験などからも、内圧に対する PCCV の信頼性は十分に実証されているといえる。加えて、最近、内圧と温度を同時に負荷した実験も行われ、こうした荷重条件下での構造体の耐力安全性が確認されてきた²⁾。

これに対し、地震力に対する PCCV の構造耐力については、数年前まで実験的な成果はほとんどみられなかった。水平力を受けるコンクリート製格納容器を対象とした実験研究は、昭和 50 年頃から種々計画され、実施された^{3)~6)}。これらの研究により、PCCV の水平力に対する非弾性挙動が明らかになり始め、構造体のせん断耐



図一 実験研究の流れ図

* 関西電力建設部

** 日本原子力発電（株）建設部

*** （株）大林組技術研究所

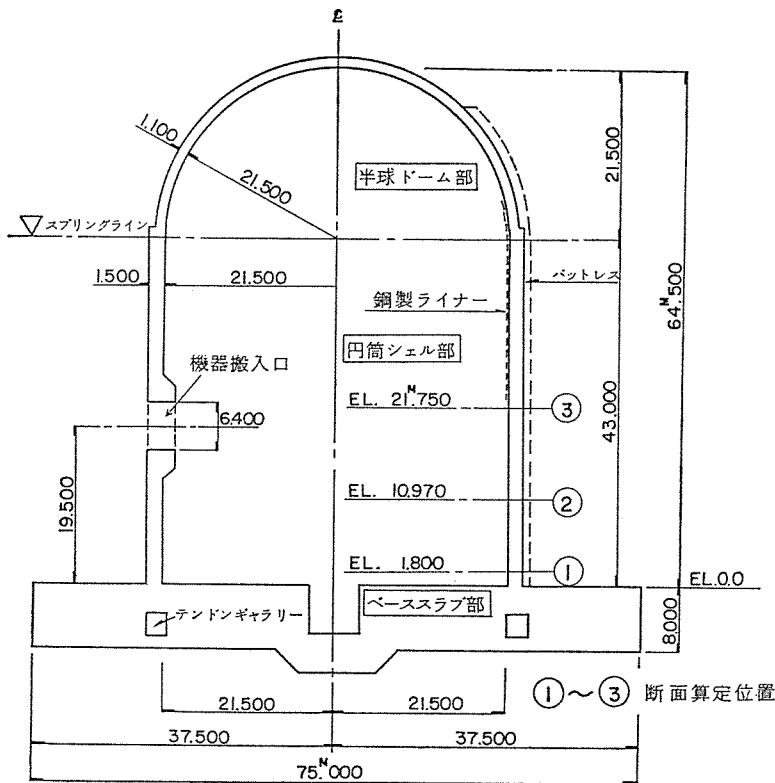


図-2 プロトタイプ PCCV の概要

力に寄与する因子が定性的かつ定量的に把握されてきた。

本報告は、高震度地域向け PCCV を対象として実験研究を計画していた関西電力(株)と、わが国で最初の PCCV となる敦賀発電所第2号機 PCCV の構造耐力実験を計画していた日本原子力発電(株)の2社が共同で計画・立案し、(株)大林組が実施した、静的水平加力実験と振動破壊実験について述べたものである。

2. 実験概要

2.1 目的

実験の目的は、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確認し、設計の信頼性を実証することである。

本実験は、関西電力(株)が分担した1/8縮尺大型全体模型1体による静的水平加力実験(以下水平加力実験と略す)と日本原子力発電(株)が分担した1/30縮尺小型全体模型2体による水平加力実験と振動破壊実験(以下振動実験と略す)の3種類の実験から成る。ここで、大型全体模型(以下1/8モデルと略す)は、プロトタイプを忠実にモデル化したものであり、この実験は実証試験の性格の強いものである。一方、小型全体模型(以下1/30モデルと略す)は、プロトタイプを単純化してモデル化したものであり、実験は、構造体の挙動を

巨視的に把握しようとする性格のものである。

これら3種類の実験により、1/30モデルによる水平加力実験と振動実験両者の結果の比較から、構造体の静的応答と動的応答相互の関連性を弾性域から非弾性域にわたって検討し、また、1/8モデルと1/30モデルの水平加力実験結果の比較から、スケールエフェクト、およびバットレス、開口などの形状効果について解析的な検討を加えながら評価しPCCV構造体の信頼性を多角的に検討する。

なお、図-1に本実験研究の目的をフロー図にして示す。

2.2 プロトタイプ PCCV とモデル化

本実験では、高震度地域向けに試設計された PCCV をプロトタイプとしている(図-2参照)。

プロトタイプ PCCV 構造体は、1000t 級テンドンをを用いた半球ドーム3バットレス型のもので、プレストレストコンク

リート製の半球ドームと円筒シェルおよび鉄筋コンクリート製のベーススラブから成る。また、その内面は、薄板鋼板がライニングされ、容器構造物として、気密性が保持されるようになっている。

プレストレッシングシステムは、図-3に示すように直交2方向に配置された逆Uテンドンと、円周上120°の間隔で3か所に設けられたバットレスを利用して240°の締付け角度で配置されフープテンドンとの組合せによ

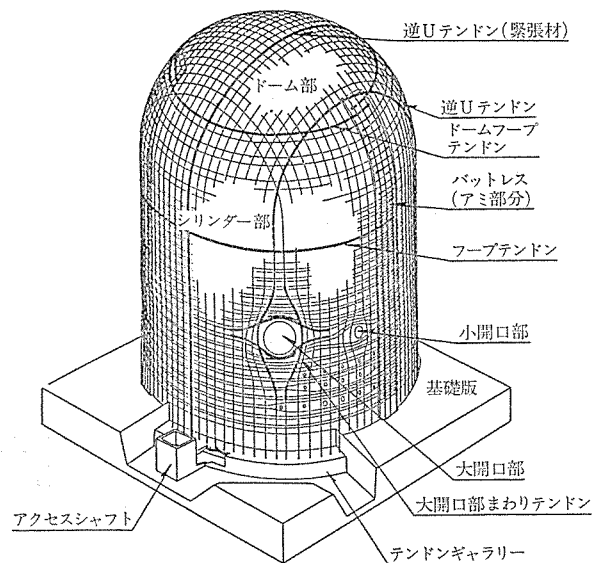


図-3 PCCV のテンドン配置図

るものである。逆Uテンドンは、ベーススラブに設けられたテンドンギャラリで定着され、フープテンドンは、円筒シェル脚部から半球ドーム隅角部（円筒シェルと半球ドームの境界線のスプリングラインから開角 45° 位置までのドーム部分）にわたって設けられたバットレスに定着される。

鉄筋は、円筒シェル部では縦・横直交2方向の多段配筋である。半球ドーム部では、スプリングラインから開角 45° 位置までが経線方向筋と円周方向筋の多段配筋であり、それより上部では、逆Uテンドンに平行な直交2方向のマス目状の配筋へと変化している。

主要設計条件を表一に示す。表に見られるように、 S_1 地震時、 S_2 地震時の平均せん断応力度はそれぞれ 23.6 kg/cm^2 、 32.8 kg/cm^2 となっており、厳しい条件で設計されていることがわかる。

次に、1/8 モデル、1/30 モデルのモデル化についての基本的な考え方について述べる。

1) 形状寸法 1/8 モデル、1/30 モデルとも、主要部（円筒シェル部）の形状寸法は、それぞれプロトタイプの 1/8、1/30 とする。一方、ドーム部とかベーススラブ部のモデル化は多少単純化する。なお、1/8 モデルでは、バットレス、大開口および小開口についても考慮し、忠実なモデル化を行う（表一2 および図4～7 参照）。

2) 使用材料 使用材料の力学的特性は、プロトタイプのそれに合わせる（表一3 参照）。

表一 プロトタイプ PCCV の主要設計条件

項 目	設 計 条 件
プレストレス ^{*1}	経線方向 49.7 kg/cm ² (1.71) ^{*3}
	円周方向 74.3 kg/cm ² (1.24) ^{*3}
設 計 内 圧	LOCA 時 4.2 kg/cm ²
設計地震作用時 面内せん断応力度 ^{*2}	S_1 地震時 23.6 kg/cm ² (3.81) ^{*4}
	S_2 地震時 32.8 kg/cm ² (3.79) ^{*4}

*1 円筒部中腹位置

*2 円筒脚部平均せん断応力度

*3 設計内圧による膜応力度に対する比

*4 転倒モーメントによる縁応力度 σ_f と平均せん断応力度 τ の比 (σ_f/τ)

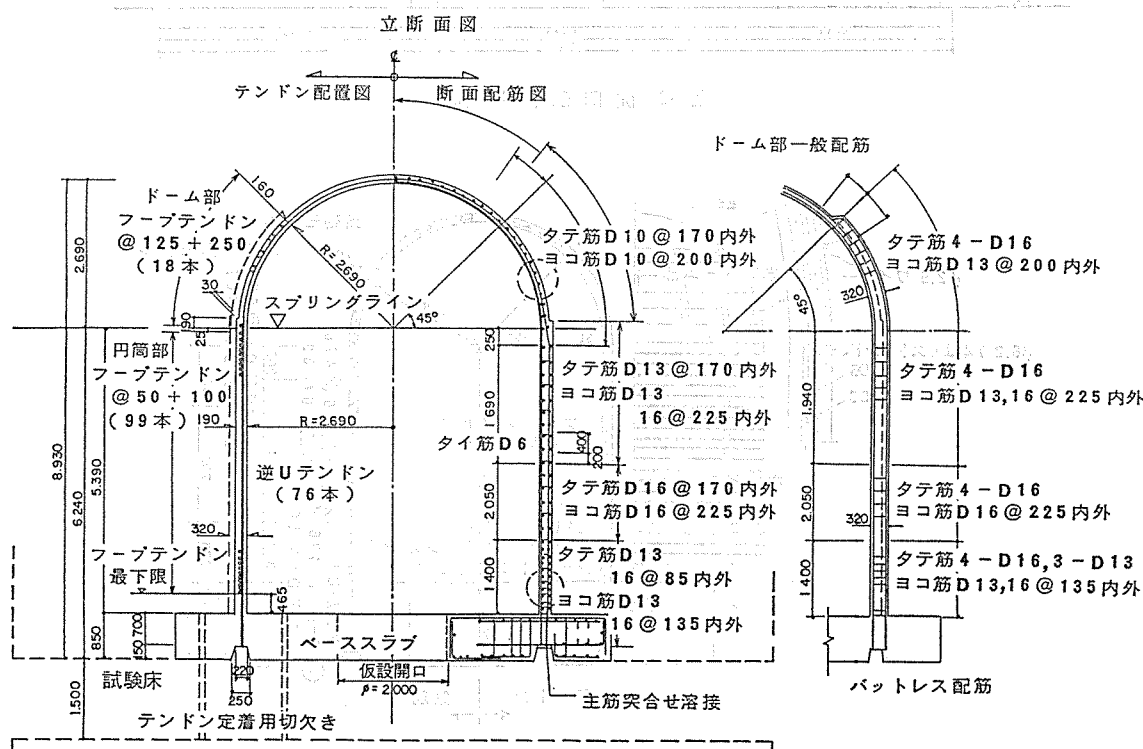
表二 プロトタイプ PCCV と試験体の形状寸法

	プロトタイプ	1/8 モデル	1/30 モデル
内 法 高 さ (M)	64.5	8.08	2.19
内 径 (M)	43.0	5.38	1.434
シエ ル 厚	ドーム部 (M)	1.10	0.16
	シリンダー部 (M)	1.50	0.19

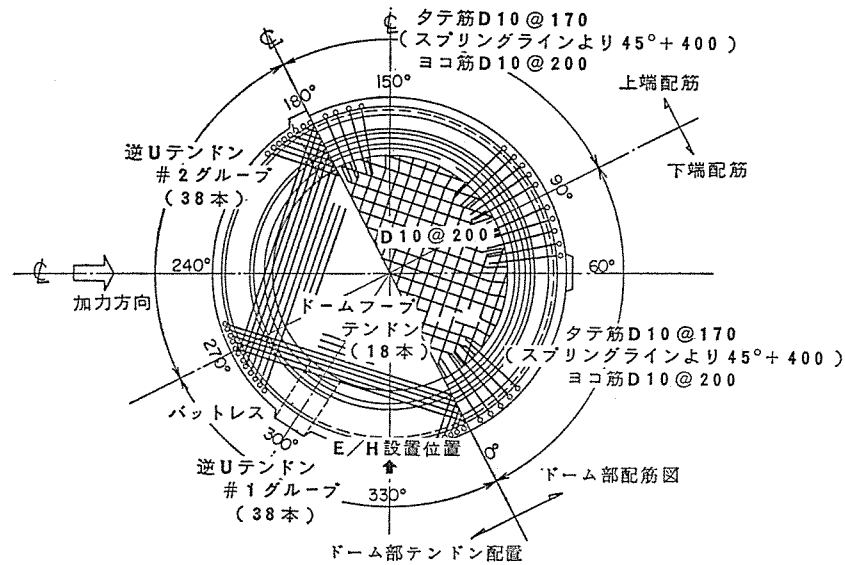
表三 プロトタイプ PCCV と試験体の使用材料

	プロトタイプ	1/8 モデル	1/30 モデル
緊 張 材 (テ ン ド ン)	テンドンの種類	—	19本よりストランド 12.7φ
	引張荷重 F_{pu}	1,030 ton	1.77 ton
テンドン本数 又は ピッチ	逆Uテンドン	78本	76本
	フープテンドン	@[350+700]	@ [50+100.]
コンクリート強度 F_c	420 kg/cm ²	420 kg/cm ²	420 kg/cm ²
鉄 筋	材 質	SD40	SD40
	形 状	D51	D13, D16

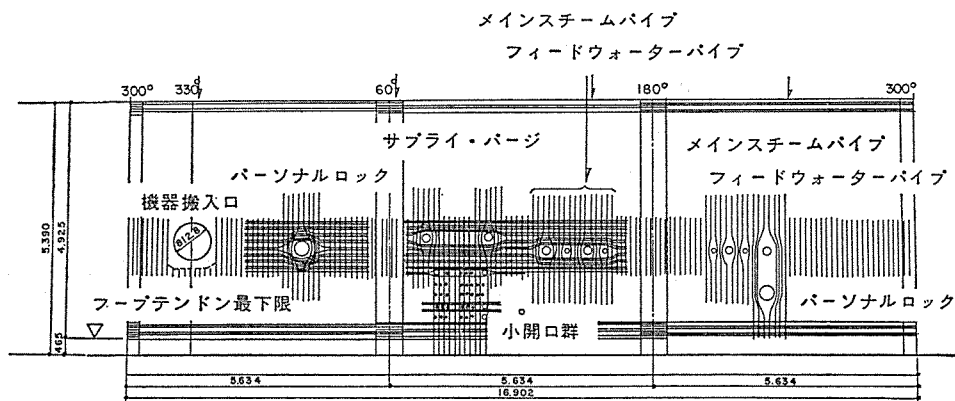
注) *1 逆Uテンドンに使用、フープテンドンにはφ2.9ワイヤー ($F_{pu}=138t$) を使用



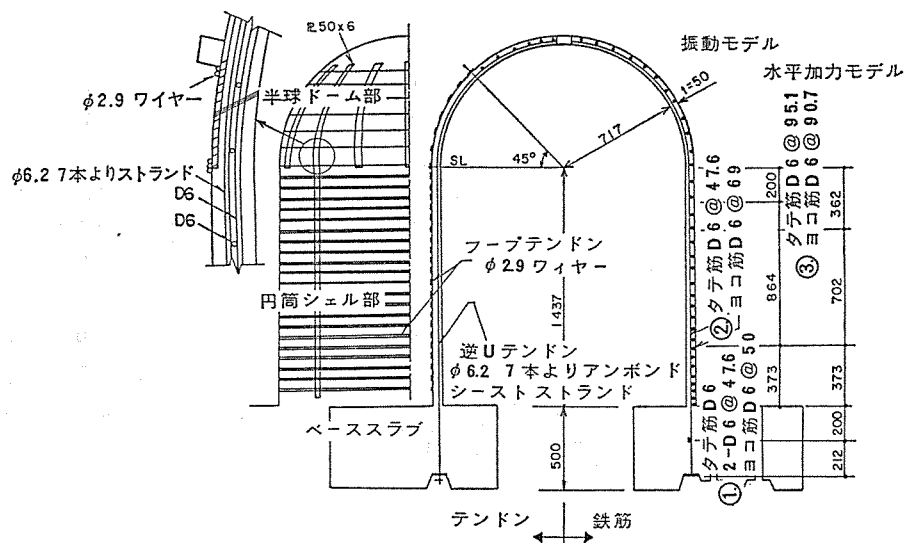
図四 断面配筋図とフープテンドン配置図 (1/8 モデル)



図—5 ドーム部配筋図と逆Uテンドン配置図 (1/8 モデル)



図—6 開口部配置図



図—7 断面配筋図とテンドン配置図 (1/30 モデル)

3) テンドン 1/8 モデルでは、テンドン本数および配置方法についてもプロトタイプに合わせる。一方、1/30 モデルでは、逆Uテンダンの本数を約 1/3

表—4 テンドン降伏時拘束力の比較

逆U テンドン		プロトタイプ	1/8 モデル	1/30 モデル
テ ン ド ン	テンダンの種類	—	19本よりストランド 12.7φ	7本よりストランド 6.2φ
	降伏荷重 F_{py} *2	868 ton	16.38 ton	3.66 ton
	テンドン本数	N=78本	N=76本	N=24本
	降伏時拘束力 $2N \cdot F_{py}$	1.35×10^6 ton	2.49×10^3 ton	1.76×10^2 ton
自重 σ_D		9.3 kg/cm ²	1.2 kg/cm ²	0. (9.4)*1
拘束応力度 $\sigma_D + \sigma_{Fy}$		73.9 kg/cm ²	76.1 kg/cm ²	75.3 kg/cm ²

注)*1 ()内数値は振動モデルの付加重量による応力度

*2 試験体の F_{py} には、実際の使用材料の降伏荷重を使用

フープテンドン		プロトタイプ	1/8 モデル	1/30 モデル
テ ン ド ン	テンダンの種類	—	19本よりストランド 12.7φ	3-2.9φワイヤー
	降伏荷重 F_{py} *2	868 ton	16.38 ton	3×1.30 ton
	テンドンピッチ P	④350+700	④50+100	④68
	降伏時拘束力 F_{py}/p	1653 t/m	218.4 t/m	57.4 t/m
拘束応力度 σ_{Fy}		110.2 kg/cm ²	114.9 kg/cm ²	114.7 kg/cm ²

表—5 自重とプレストレスによる応力度

経線方向応力度 σ_ϕ

	プロトタイプ PCCV	1/8 モデル	1/30 モデル	
			静的水平加力モデル	振動モデル
自重 σ_D (%)	9.3 ($EL=21.75m$)	3.0 ($EL=2.72m$)	≈ 0 ($EL=72cm$)	9.4
緊張直後の プレストレス σ_{F0} (%)	56.1	59.6	61.5	51.7
$\sigma_D + \sigma_{F0}$ (%)	65.4	62.6	61.5	61.1
プレストレス 有効率*1 (%)	88.0	94.0	96.0	96.0
設計時又は実験時 プレストレス σ_{F1} (%)	49.7	56.0	59.0	49.6
$\sigma_D + \sigma_{F1}$	59.0	59.0	59.0	59.0

円周方向応力度 σ_θ

	プロトタイプ PCCV	1/8 モデル	1/30 モデル	
			静的水平加力モデル	振動モデル
緊張直後の プレストレス σ_{F0} (%)	89.8	79.0	77.4	77.4
プレストレス 有効率*1 (%)	83.0	94.0	96.0	96.0
設計時又は実験時 プレストレス σ_{F1} (%)	74.3	74.3	74.3	74.3

注)*1 試験体のプレストレス有効率は、テンドン定着直後から実験開始までの期間に見込まれるクリープ、収縮およびリラクゼーション等によるプレストレス損失量から算定。

にし、フープテンドンにワイヤーを用いる。このワイヤーは、一定の力で緊張した状態で筒体に巻き付ける。なお、単位面積当たりのコンクリートに対するテンドン降伏時拘束力（降伏時拘束応力度）と自重による応力度の和がプロトタイプのそれに等価になるようにする（表—4 参照）。

4) プレストレス 実験時プレストレスがプロトタイプの設計プレストレスに等価になるように、初期導入力を決める。また、縮尺によって生ずる自重による応力度の差もプレストレスで考慮する（表—5 参照）。

5) 鉄筋 鉄筋は鉄筋比をプロトタイプに合わせるとともに、1/8 モデルでは配筋法についても合わせ、ダブル配筋とする。しかし、1/30 モデルはシングル配筋とする。なお、1/8 モデル、1/30 モデルとも縦筋の下端を逆Uテンドン定着用リングプレートに溶接する。

6) 鋼製ライナー 鋼製ライナーはモデル化で考慮しない。試験体の気密性は、1/8 モデル、1/30 モデルとも内面にネオプレンゴムシートをライニングして保持する。

2.3 実験項目

表—6 に水平加力実験モデルに対する実験項目を示す。

1) プレストレス導入実験 1/8 モデルでは、プロ

表—6 実験項目

実験名	荷重及び実験内容	振動実験
1 プレストレス導入実験	1. 設計プレストレスの導入 2. PS導入時の縦・横筋・コンクリートのひずみ及びテンドン張力の測定	▶
2 内圧実験	1. 内圧4.2kgfの15%増まで加圧 2. 事故時内圧(L)に対し、弾性挙動を示すことを確認する	▶
3 水平加力実験	1. S ₁ 荷重相当の水平力荷重（荷重状態Ⅳ） 2. S ₂ 地震荷重に対する安全性の確認	▶
4 水平加力及び内圧実験	1. S ₁ 荷重+L相当の水平力と内圧を載荷 内圧：一定、水平力：変動 2. 地震荷重、事故時内圧の組合せ応力に対する安全性の確認	▶
5 水平加力実験	1. S ₁ 荷重以上の荷重又はS ₂ 荷重時変位以上の大きな変位における繰り返し載荷 2. 大変形時における挙動の確認	▶
6 破壊実験	1. 最終破壊まで水平力荷重 2. 終局時の強度と変形の確認及び最終破壊状況の把握	▶

研究

トタイプと同じテンドン緊張作業手順（表-7 参照）で所定のプレストレスを導入する。1/30 モデルでは、作業手順を簡略化して行う。

2) 内圧実験 1/8 モデル, 1/30 モデルとも設計圧

表-7 テンドン緊張順序

PHASE	テンドンの種類	概略図	緊張方法
o-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
o-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	シリンダー、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	シリンダー 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	シリンダー 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 ($h \approx 4500\text{mm}$) 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	シリンダー 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

力の 1.15 倍までの圧力（実機 PCCV の構造健全性試験圧力に相当）を水压を用いて負荷する。なお、圧力は、水頭圧分を考慮し、円筒シェル中腹位置で所定圧力にする。

3) 水平加力実験 1/8 モデル, 1/30 モデルとも基本的には同じ荷重サイクル（図-8 参照）で水平力を静的に正負繰り返し荷重する。この実験は、大別する

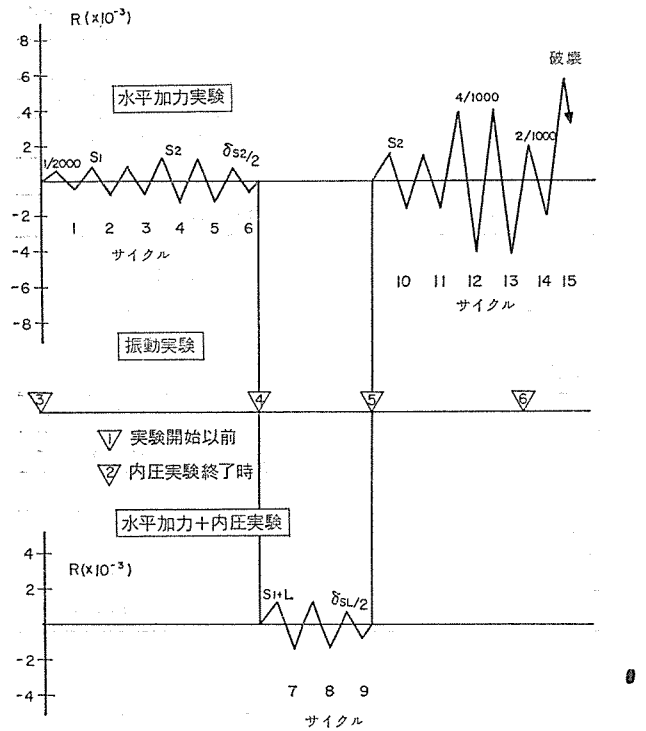


図-8 水平力荷重サイクル

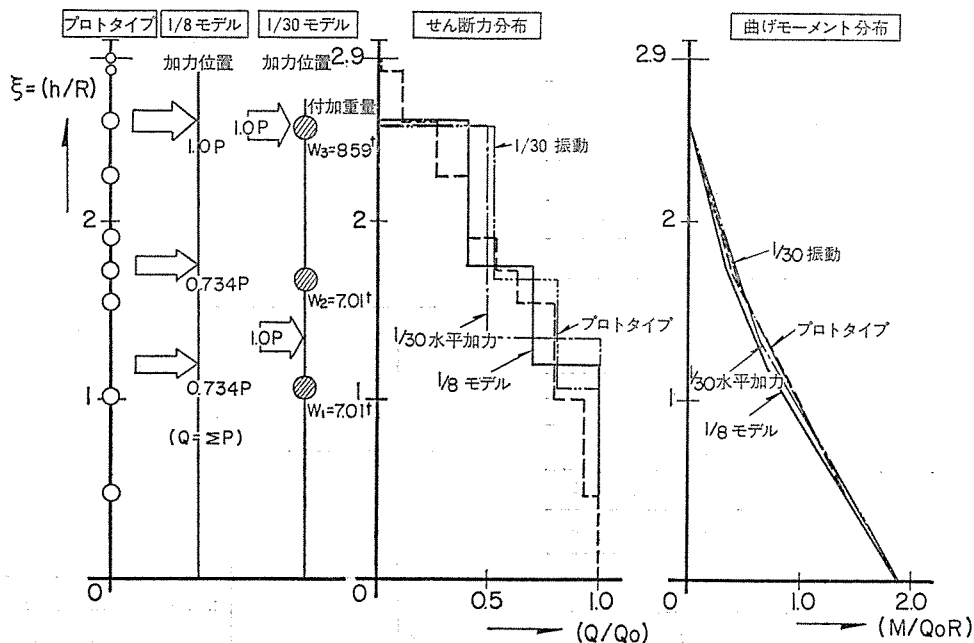


図-9 せん断力分布と曲げモーメント分布

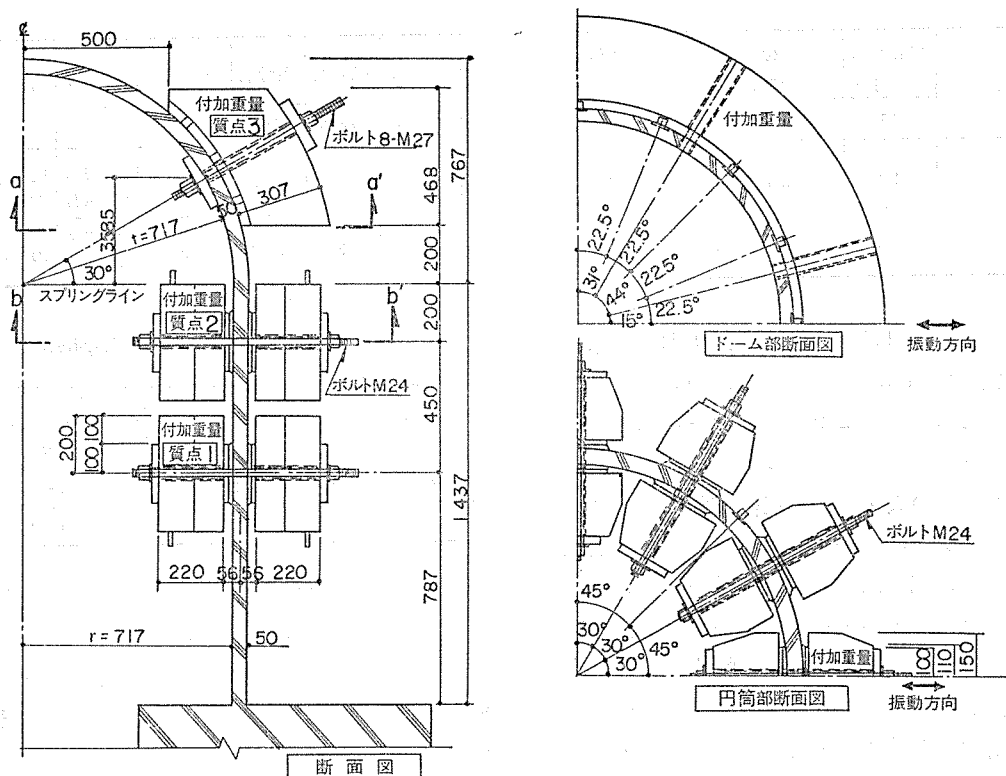


図-10 付加重量取付け状況 (1/30 振動モデル)

と次の3段階の実験から成る。第1段階は、 S_1 , S_2 地震時荷重に対応するレベルまでの載荷、第2段階は、 S_1 地震+LOCA 時荷重 (内圧のみ) に対応するレベルまでの載荷である。第3段階は、設計荷重を超過したレベルの水平力だけによる載荷で、試験体が破壊するまで段階を追って載荷する。なお、図-9 に示すように、水平力は、高さ方向に3段 (1/8 モデル) または2段 (1/30 モデル) の載荷断面を設け、曲げモーメント分布とせん断力分布が設計で想定した状態に対応するように加力する。

これらの実験により、プレストレス、内圧に対する挙動、および水平力または水平力と内圧を同時に受ける構造体の弾性挙動、非弾性挙動、終局耐力、破壊モードおよび復元力特性を求め、設計荷重に対する安全余裕を確認する。加えて、せん断変形、曲げ変形、回転変形などの変形成分を分離し、非線形動的解析用復元力特性モデルの検討資料とする。

一方、1/30 モデルを用いた振動実験は、基本的には2種類の入力波実験から成る。

- 1) 模擬地震波実験 敦賀2号 PCCV の設計用模擬地震波を振動台に入力し、弾性応答域から非弾性応答域にわたる構造体の振動性状を把握する。
- 2) 正弦波実験 エンベロープ正弦波などを用いた加振で、動的な入力による構造体の破壊性状および耐

力などを把握する。

この振動モデルには、模型則に基づき、約 22t の付加重量 (鉛ブロック: 図-10 参照) を取り付け、円筒中腹位置の自重による応力度をプロトタイプに合わせる。また、設計用模擬地震波を振動台に入力する場合、その時間軸を $1/\sqrt{30}$ 倍にして入力する。これにより、試験体の固有周期を $1/\sqrt{30}$ 、応答加速度と応答ひずみ度を $1/1$ 、応答変位を $1/30$ の比率でプロトタイプのそれらと対応させる。

3. 試験体と実験方法

3.1 試験体

試験体は 1/8 モデル1体、1/30 モデル2体の計3体である。1/8 モデルは、内法高さ 808 cm、内径 538 cm で、シェル厚は円筒部が 19 cm、半球ドーム部が 16 cm である。1/30 モデルは、内法高さ 215.4 cm、内径 143.4 cm で、シェル厚は円筒部、半球ドーム部とも 5 cm である。

図-4~7 に示すように、試験体の配筋は、1/8 モデルがダブル配筋、1/30 モデルがシングル配筋である。また、テンドンの配置は、1/8 モデルでは、大開口位置を基準としてプロトタイプの配置に合わせ、1/30 モデルでは入力方向を基準として直交2方向の配置である。テンドン本数は、1/8 モデルの場合、逆 U テンドンが 76

表—8 コンクリート調合表

試験体	粗骨材の 最大寸法	目 標 スランプ	設 計 基準強度	水セメント 比	単位水量	セメント	細骨材	粗骨材	細骨材率	混和剤	備 考
	mm	cm	kg/cm ²	%	ℓ/m ³	kg/m ²	kg/m ³	kg/m ³	%		
1/8 モデル	10	18±2.5	420	42	205	488	692	890	43.7	ボゾリス No. 5 L	円筒部と ドーム部
1/30 モデル	8	20±2.0	420	53	211	398	881	784	52.9	ボゾリス 100N	円筒部

本、フープテンドンが 117 本（円筒部 99 本、半球ドーム部 18 本）である。1/30 モデルでは、逆 U テンドンが 24 本、フープテンドンは、2.9φ ワイヤー 3 本を 1 組とし、68 mm ピッチで配置している。

また、1/8 モデルの大・中開口局所補強は、プロトタイプに合わせ、リング筋、縦・横付加筋を用いて補強するとともに、大開口部ではシェル厚も付加している。一方、小開口部では、縦・横・斜めの付加筋で補強している。以上のほかに、シェル厚さ方向に幅止め筋を全体に分散配置し、円筒シェル部 16 か所の載荷点周辺では、局所集中力に対する面外曲げ・せん断力用の縦・横付加鉄筋とこれを包含するフープまたはスターラップを配筋している。

水平加力用トップスラブは、1/8 モデル、1/30 モデルとも内圧実験終了後にコンクリートを打設した。1/8 モデルの場合、42 本の PC 鋼棒を用いて、ドーム部コン

表—9 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数	圧縮強度時のひずみ度	備 考
	kg/cm ²	kg/cm ²	× 10 ³ kg/cm ²	%	
1/8 モデル	492	34.5	2.73	—	円筒部
1/30 モデル	500	30.0	2.63	0.32	円筒部

クリートとトップスラブとの一体化がはかられた。1/30 モデルの場合も同様である。

なお、コンクリートの調合表と力学的特性を 表—8、9 に示し、鉄筋とテンドンの力学的特性を 表—10 に示す。

3.2 プレストレス導入実験方法

1/8 モデルの場合、最初に端部にロードセルを設置した 11 本の逆 U テンドンと 10 本のフープテンドンを 1 本ずつ緊張・定着し、摩擦係数 μ 、 λ 値とセットロス力を計測した。その結果を用い、テンドンの所要緊張力を

表—10 鋼材の力学的特性

呼 び 名		公称断面積	引張強度	^{*1} 降伏強度	ヤング係数	降伏ひずみ	伸び率	用 途
		cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	×10 ³ kg/cm ²	×10 ⁻⁶	%	
鉄 筋	D 6	0.3 2	5,060	3,360	1.8 0	1.8 6 7	2.8	1/30 モデル 主筋
	D 1 3	1.2 7	5,978	4,496	1.8 4	2.4 4 3	1 7.2	1/8 モデル 円筒部主筋
	D 1 6	1.9 9	6,222	4,681	1.8 6	2,5 1 7	1 4.6	1/8 モデル 円筒部主筋
テ ン ド ン	2.9φワイヤー	0.0 6 6 5	20,800 (1.38t) ^{*2}	19,500 (1.30t) ^{*3}	2.0 6	9,4 6 6	6.0	1/30 モデル フープテンドン
	6.2φ アンボンドースト ストランド	0.2 3 1	17,800 (4.11t)	15,800 (3.66t)	1.9 7	8,0 2 0	6.9	1/30 モデル 逆 U テンドン
	12.7φ アンボンドースト ストランド	1.0 5 2	17,519 (18.43t)	15,566 (16.38t)	1.9 5	7,9 8 3	7.8	1/8 モデル フープ及び 逆 U テンドン

*1 残留ひずみ度 0.2 % に対する応力度

*2 引張荷重

*3 降伏荷重

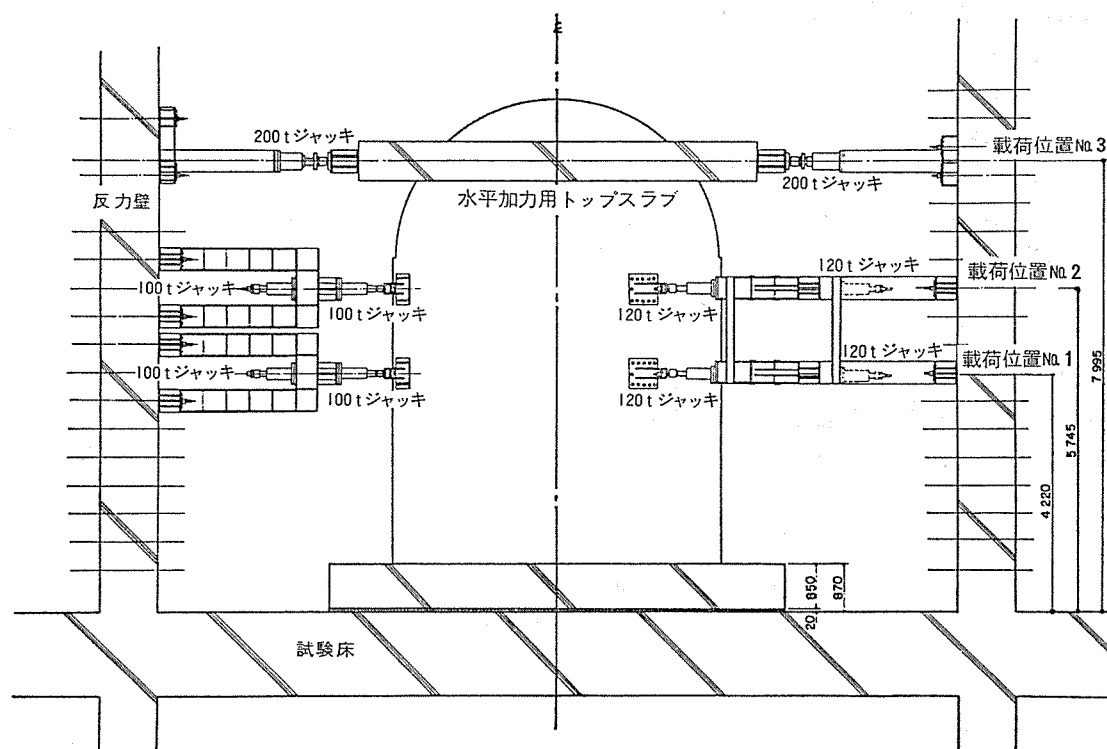
設定し、以降のテンドンの緊張・定着作業を行った（表—7 参照）。一般のテンドンの緊張力の管理は、油圧ジャッキに内蔵されたロードメーターで管理するとともに、テンドンの伸び長さを測定した。

1/30 モデルの場合は、始めに逆 U テンドンを所定荷重まで緊張・定着し、次にワイヤーワインディング法でフーププレストレスを導入した。逆 U テンドンの緊張力は、1/8 モデルの場合と同じ方法で管理し、フープテン

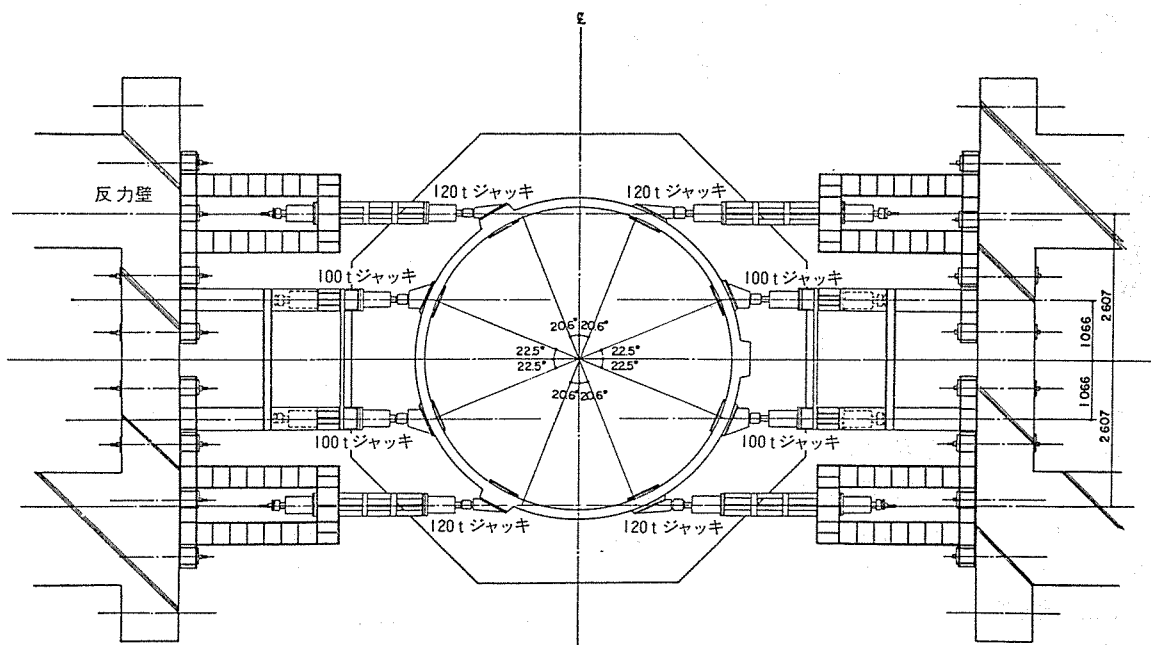
ドンに用いたワイヤーは、錘りを用いて一定張力を載荷した。

3.3 内圧実験方法

内圧は水圧ポンプを用い、水圧で負荷した。圧力の検出は、ひずみゲージ型圧力計を用いて行い、作用圧力は、ドーム頂部に設置した圧力計で管理した。なお、この作用圧力は、円筒シェル中腹位置での水頭圧分（1/8 モデル 0.56 kg/cm^2 、1/30 モデル 0.14 kg/cm^2 ）を考慮



図—11 加力装置（立面—1/8 モデル）



図—12 加力装置（平面—1/8 モデル）

し、その位置で設計圧力の 1.15 倍になるように負荷した。

3.4 水平加力実験方法

図-11 に示すように、1/8 モデルの場合、鉛直方向に 3 段の載荷断面を設けて加力した。最上段は、トップスラブを片側から押して水平力を加え、中・下段では、円周上ほぼ等間隔に設けた 8 か所の加力点に等しい力（片側は圧縮力、他方は引張力）を加えた（図-12 参照）。

なお、円筒シェル部の加力点には、圧縮・引張両用の回転軸受けを内蔵する加力点治具を壁体に固定し、これにテンションボルト、センターホール型ロードセルおよびセンターホール型ジャッキを取り付けた。ジャッキ後方にはすべり支承を設置した。また、最上段でも、ジャッキ先端にピン支承、後方にすべり支承を設置した。

各加力点における作用荷重は、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ゲージで検出した。また、2 台の油圧ポンプを用い、ジャッキの油圧系統を加力方向に向かって左右 2 系統に分けた。さらに、ジャッキの受圧面積を考慮した組合せにより、上・中・下段の載荷断面の荷重比率を、それぞれ 1.0 : 0.734 : 0.734 とした。

1/30 モデルの場合は、鉛直方向に 2 段の載荷断面を設け、その上・下段の荷重比率を 1.0 : 1.0 として加力した。その他の点については、1/8 モデルの場合と基本的に同じである。

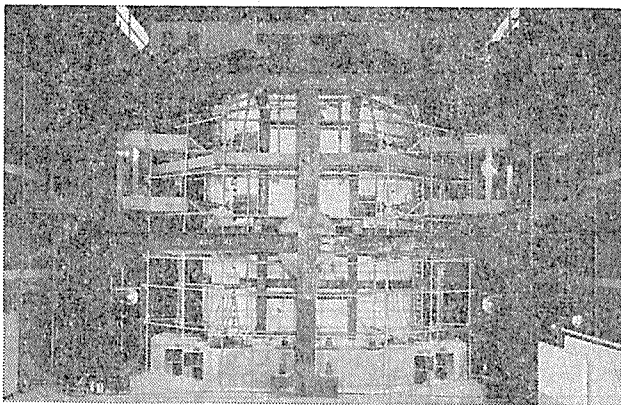


写真-1 水平加力実験状況 (1/8 モデル)

なお、写真-1 に 1/8 モデルの実験状況を示す。載荷サイクルは、最初に部材角 $R=0.5 \times 10^{-3}$ で 1 サイクル加力し、次いで、 S_1 荷重、 S_2 荷重、 S_1 荷重+内圧、 S_2 荷重、 $R=4 \times 10^{-3}$ の順序で各 2 サイクルの加力を行った後、 $R=8 \times 10^{-3}$ または破壊するまで加力した。

3.5 振動実験方法

試験体に取り付けた錘りは硬鉛製で、図-10 に示すように、ドーム部 1 断面、円筒部 2 断面の計 3 断面位置に

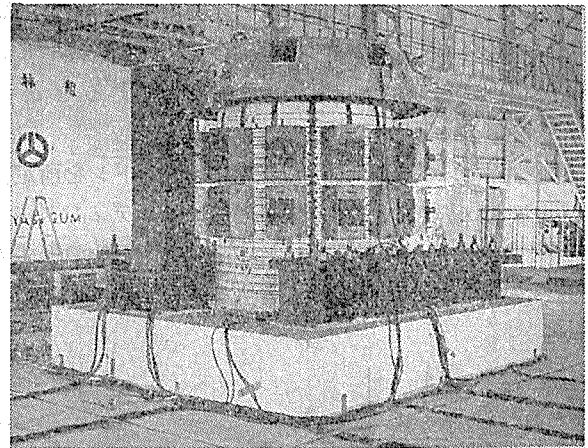


写真-2 振動実験状況 (1/30 モデル)

表-11 振動台仕様概要

加振台	15m×15m, 重量 160 ton, 格子組箱型溶接構造
加振方式	水平垂直切換式
駆動方式	電気油圧式
加振機出力	360 ton (90 ton×4 台水平, 垂直 2 組)
最大搭載重量	500 ton (水平) 200 ton (垂直)
最大振幅	±30 mm
最大速度	37 cm/scc
最大加速度	0.55G (水平 500 ton 搭載) 1.0G (垂直 200 ton 搭載)
周波数範囲	0.1Hz ~ 50Hz
加振波形	正弦波 (三角波, 矩形波), 不規則波, 任意波 (地震波)

ボルトで固定された。ドーム部の錘りは円環状で、重量は取付け治具を含め 8.59t である。円筒部の錘りは 48 個あり、1 断面当たり 12 か所の円周上等間隔に設けられた取付け点にそれぞれ 2 個（壁体の内側と外側に 1 個ずつ）固定した。円筒部の錘り重量は $2 \times 7.01t$ で、ドーム部の分も加えると、全体で 22.61t である。

試験体は、錘り取付け後、PC 鋼棒を用いて、振動台に固定した。写真-2 に振動実験状況を示す。

表-11 に使用した振動台の仕様概要を示す。試験体総重量は、不動点フレームも含め、約 35t であり、周波数が 10~20 Hz の範囲で、最大加速度約 2G の入力が可能である。

実験は、表-12 に示す入力プログラムにより、RUN-1, 1'~11 の計 12 回行った。入力波を大別すると、次の 3 種類である。

- 1) 遠距離地震を想定した設計用模擬地震波形で、振動台の特性を考慮して修正を施した S_I -波形と S_{II} -波形の 2 種類
- 2) エンベロープ正弦波で、一定振動数で振幅が徐々に大きくなるが、10 波目以降は入力が零となる波形
- 3) 定常正弦波（振動数が (10 Hz の SS10)）

なお、図-13, 14 に入力用に意図した S_I 波形と振動台で再現された波形 (RUN-1) の加速度フーリエスペクトルを比較して示す。これらの図は、振動台の特性と試

表-12 入力プログラム

RUN名称	(注1) 入力波形	応答目標値	入力目標 加 速 度 (設定値)	振 動 台 記 録 加 速 度
1	S I / 3	弾性応答	300 ^{gal}	249 ^{gal}
1'	S II / 3	弾性応答	200	200
2	S I	$\tau = 22.7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ (注2)	1600	2120
3	S II	$\tau = 24.1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1200	1305
4	ES 14	$R = 2/1000$ (注3)	1500	2150
5	S II / 3	小変形	400	407
6	S II / 2	小変形	500	516
7	S II	$\tau = 32.8 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	2000	2080
8	ES 14	破 壊	2000	2280
9	S I		2000	1980
10	ES 10	破 壊	2000	3420
11	SS 10	破 壊	2000	2850

(注1) S I ; 模擬地震波

S II ; 模擬地震波

ES ; エンベロップ正弦10波

$f_0 = 14 \text{ HZ}$

又は 10 HZ

SS ; 定常正弦波 10 HZ

(注2) τ ; 脚部での平均せん断応力度
(応答最大値)

(注3) R ; 部材角 = (質点3の応答最
大変位) / (全高)

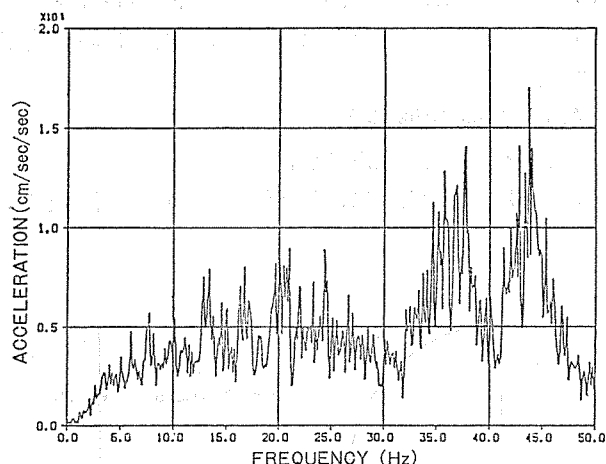


図-13 設計用模擬地震波(S_I)の加速度フーリエスペクトル

験体の固有振動数との関係で、その周波数領域における分布が異なり、入力信号の再現性が変化することを示している。同様の傾向は、S_{II} 波形についてもいえる。

4. 解析方法

4.1 FEM 弾性解析

図-15 に板要素を用いた FEM 解析モデルを示す。この解析モデルでは、大開口とその周辺における壁厚付加による剛性効果を考慮し、180°半割りモデルとした。なお、円筒脚部は固定とし、バットレスの剛性効果も無視している。この解析モデルで内圧負荷時挙動を求めた。

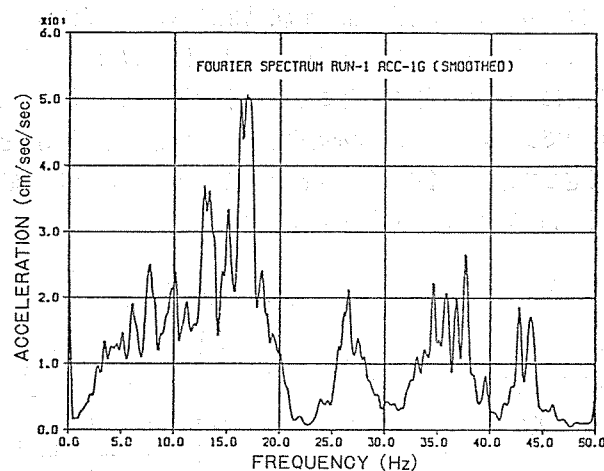


図-14 振動台上入力波(S_I, RUN-1)の
加速度フーリエスペクトル

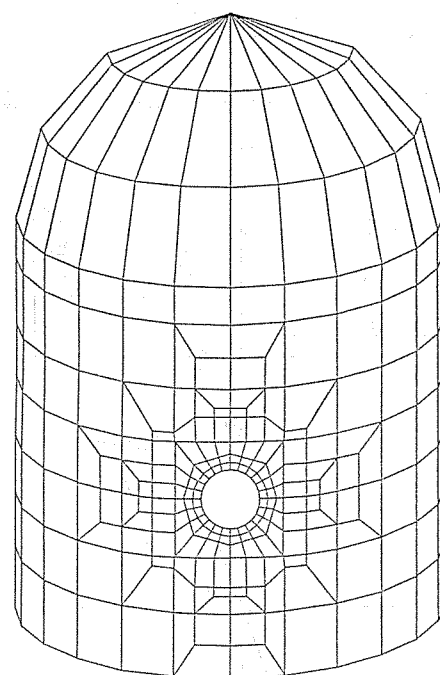


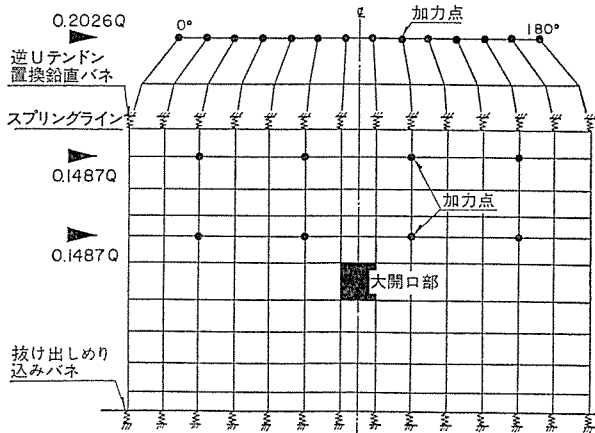
図-15 FEM 解析モデル (有開口弾性解析)

4.2 FEM 非弾性解析

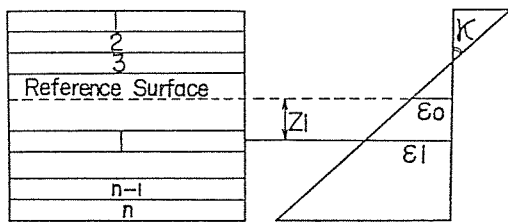
図-16 に 1/8 モデルの解析モデルを示す。この解析モデルでは、コンクリートを四辺形板要素でモデル化し、テンドン、鉄筋などの鋼材を線材要素でモデル化している。この図に見られるように、要素分割は、構造体の 180° 分を対象とし、円周方向に 13 分割、高さ方向に 12 分割している。さらに、脚部では、縦筋のベーススラブからの抜け出しを考慮した抜け出しめり込みバネを設け、スプリングライン位置では、逆Uテンダンの構造体全体の変形に対する変形拘束力を考慮した逆Uテンドン置換鉛直バネを設けている。なお、この解析モデル

ではバットレス、開口部の形状効果は考えていない。

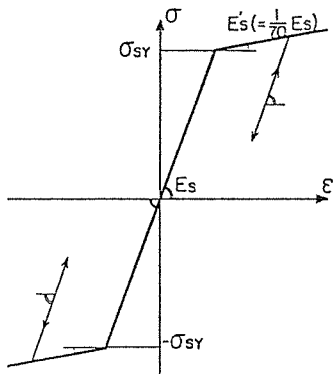
ここで用いている四辺形板要素は、図一17(1)に示すように、厚さ方向に層状に分割(本解析では8層)したものである。この要素の断面内の応力分布は平面保持を仮定して求め、各層は平面応力状態にあるものとして破壊の判定、および剛性の計算を行っている。



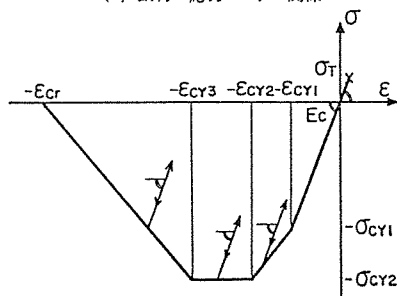
図一16 FEM 解析モデル展開図(有開口-非弾性解析)



(1) 要素の層状化とひずみ分布



(2) 鋼材の応力-ひずみ関係



(3) コンクリートの1軸応力-ひずみ関係

図一17 解析上の仮定条件

また、鋼材の応力-ひずみ関係を 図一17(2) のようなバイリニアで表わし、それを線材要素でモデル化している。さらに、図一17(3) のコンクリートの 1 軸応力-ひずみ関係を、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、2 軸圧縮塑性応力状態に適用する。ひび割れは最大引張主応力で判定し、ひび割れ発生後は、ひび割れ方向のみに剛性を有する直交異方性体として扱う。コンクリートの破壊条件は、H. Kupfer⁷⁾ 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。

$$\tau_{oct} + a \cdot \sigma_m - b \cdot \sigma_{cy} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

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

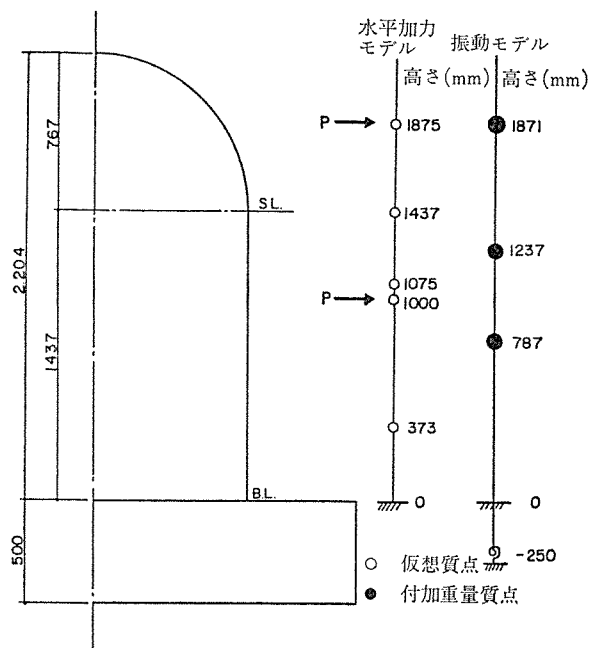
一方、水平加力+内圧時の挙動を対象とする場合、それまでの水平加力で生じたひび割れの影響が考えられる。このため、除荷時にはプレストレスによりひび割れは閉じて弾性復帰していると仮定したが、荷重増大につれ、そのひび割れに直交する応力が引張りになった時点で、再びひび割れが開くものとして解析を行った。

1/30 モデルを対象とした解析も基本的には同じ考え方でやっている。

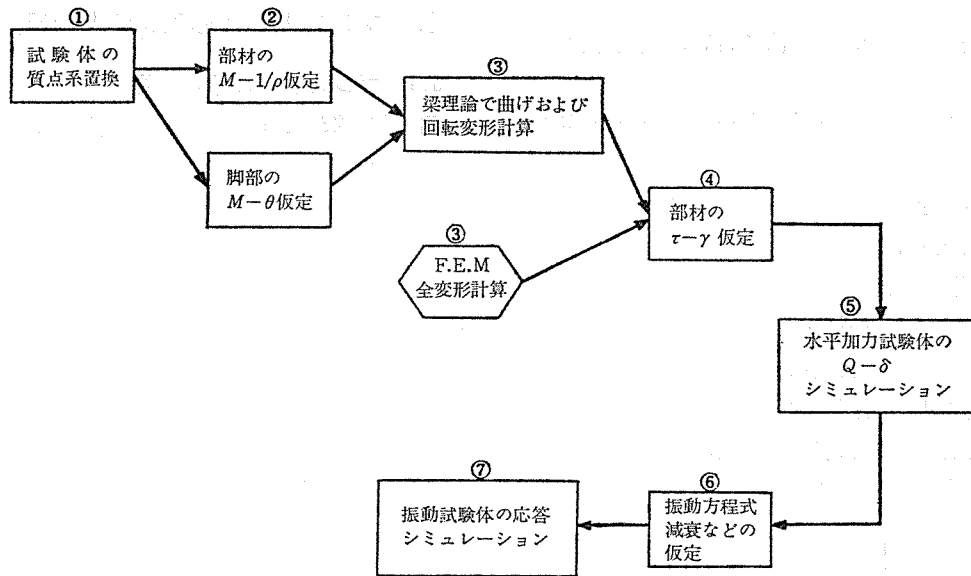
4.3 動的非線形解析

〔曲げ・せん断多質点系解析〕

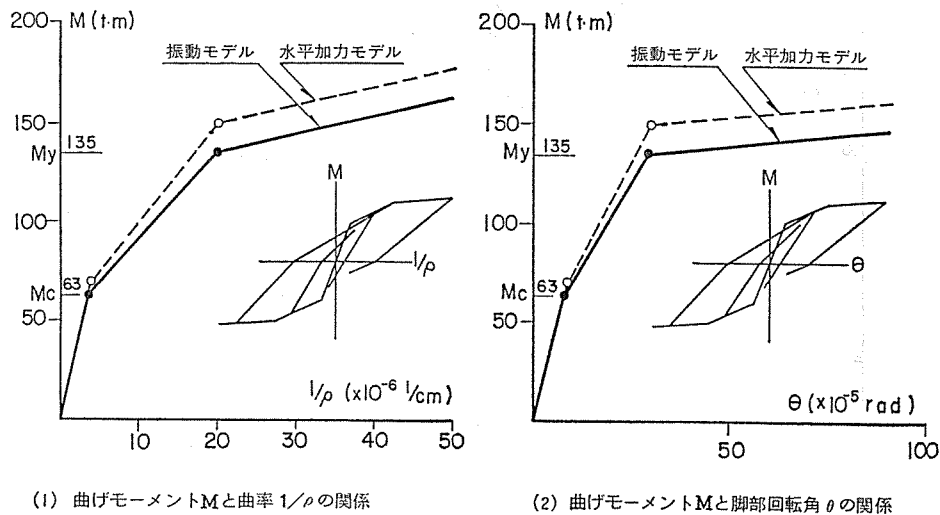
図一18 に示すように、試験体を多質点系に置換し、



図一18 質点系モデルの設定

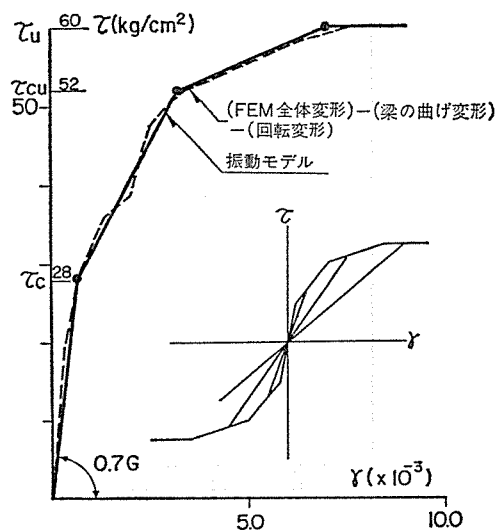


図—19 非線形動的解析の流れ図



図—20

部材の曲げ変形，せん断変形，回転変形それぞれの復元力特性を用いて解析する手法を述べる。図—19 に解析のフロー図を示す。質点系置換では，質点間の部材の剛性を材軸直交分割法で算出する。次に，図—20 に示すように，部材の曲げモーメント M と曲率 $1/\rho$ の関係を RC 塑性理論⁹⁾に基づいて仮定するとともに， M と θ (脚部の回転角) の関係を実験結果などに基づいて仮定する。さらに，図—21 に示すように，FEM 解析値から上記のように設定した $M-1/\rho$ ， $M-\theta$ 関係を用いて求めた曲げ変形，回転変形を差し引き， $\tau-\gamma$ 関係を求める。また，繰返し加力に対する復元力ループは，図—20，21 に示すように， $M-1/\rho$ と $M-\theta$ を最大点指向型， $\tau-\gamma$ を原点指向型とした。以上のように求めた部材の特性を用い，図—18 の質点系モデルに対する荷重-変形関係を求めると，水平加力実験値と計算値とが良く一致すること



図—21 せん断応力度 τ とせん断ひずみ γ の関係

が認められる。

また、時刻歴応答解析は増分法で行い、振動方程式は次式によった。

$$M\Delta\ddot{x} + C\Delta\dot{x} + K\Delta x = -M\Delta\ddot{y}_0 \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

M : 回転慣性を含む質量マトリックス

K : 瞬間剛性マトリックス

C : 瞬間剛性比例型減衰マトリックス

$$C = (2h/\omega_e) \cdot K \dots\dots\dots (3)$$

h : 仮定する粘性減衰定数

ω_e : 弾性時の1次円振動数

$\Delta\ddot{x}$, $\Delta\dot{x}$, Δx : 応答の増分加速度, 速度, 変位ベクトル

$\Delta\ddot{y}_0$: 増分地動加速度ベクトル

5. プレストレス導入実験と内圧実験

5.1 プレストレス導入実験

図-22, 23 に 1/8 モデルの逆Uテンドンとフープテンドンの定着後の伸び出し長さを示す。また、ロードセル設置テンドンの定着直後の導入力平均値を 表-13 に示す。これらの図、表に見られるように、テンドンの伸び出し長さはほぼ期待どおりの結果を示し、導入力も逆Uテンドンで所要値の 99.3%, フープテンドンで 98.6% とほぼ目標どおりの荷重が導入できた。

図-24 は、テンドン定着直後から内圧実験直前までの期間における導入力の推移を示したものである。これらの結果を整理し、表-14 に設計値と比較して示した。

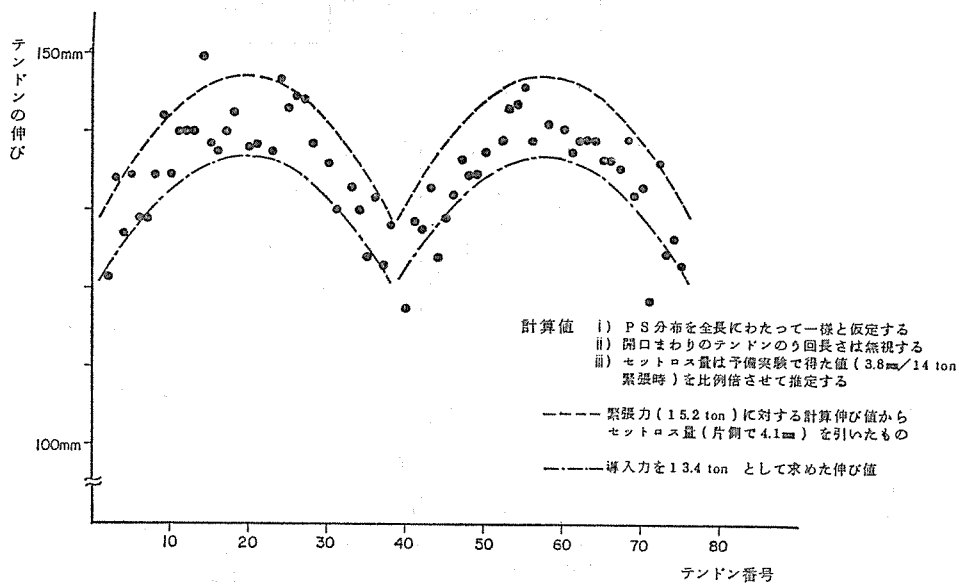


図-22 逆Uテンドンの伸び出し長さ (1/8 モデル)

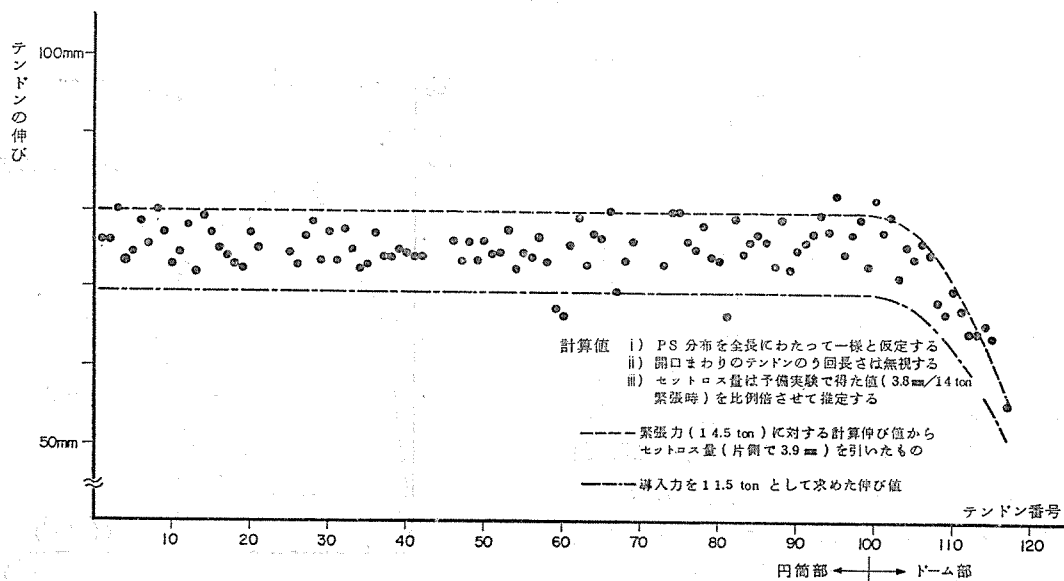


図-23 フープテンドンの伸び出し長さ (1/8 モデル)

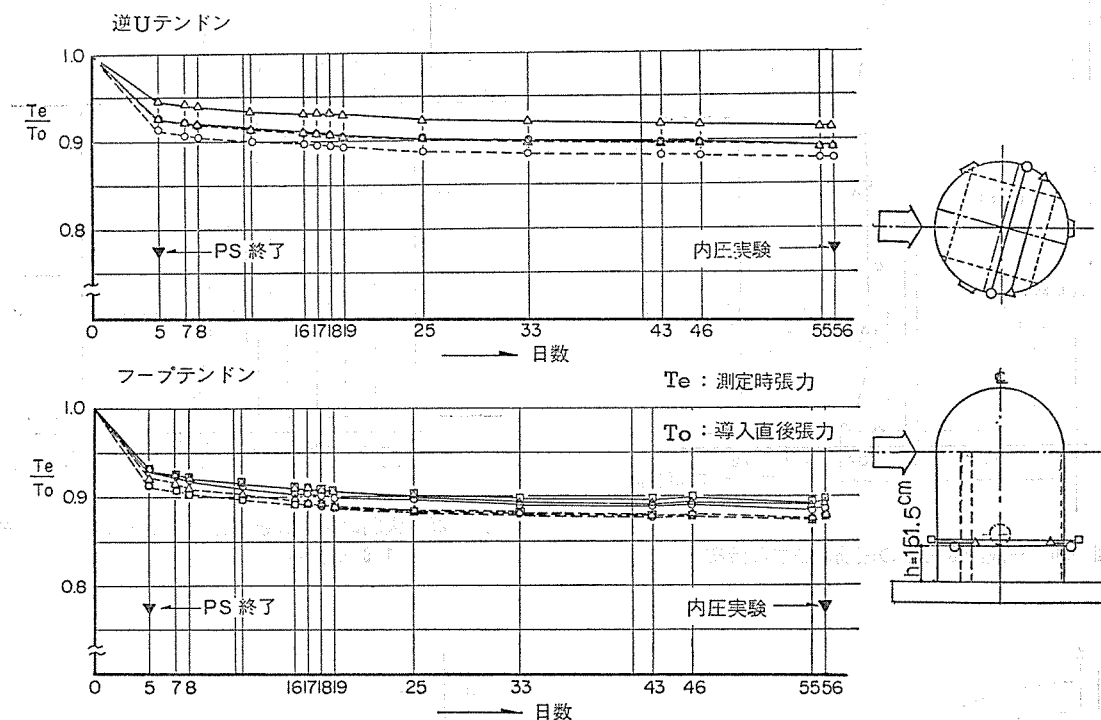
表—13 所要導入力と定着直後の導入力 (1/8 モデル)

	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	0.993	0.986
所要導入力		

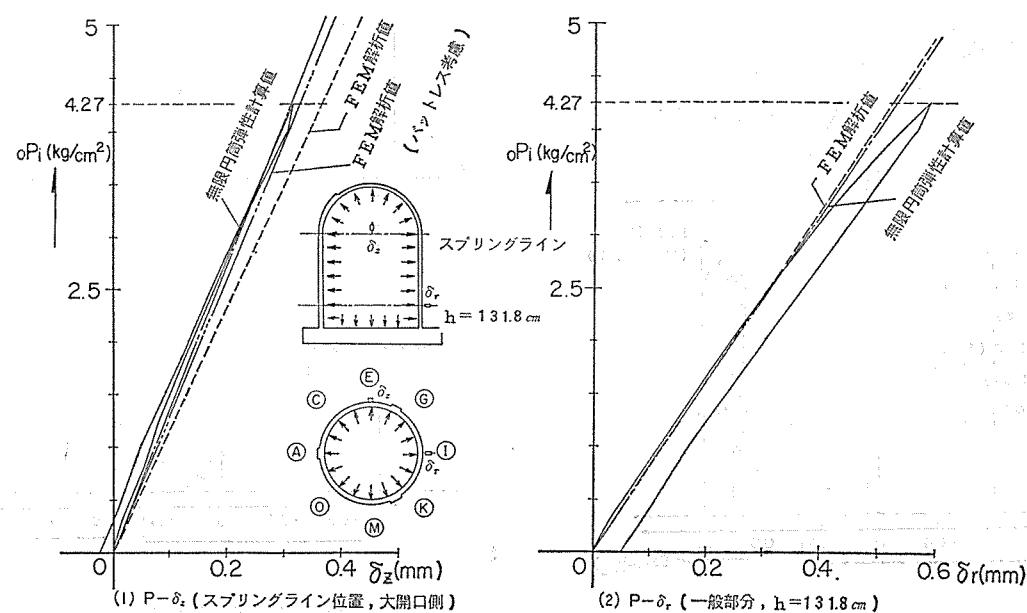
*1 ロードセルを設置したテンドンの平均値

表—14 内圧実験時プレストレスの設計値と測定値 (1/8 モデル)

	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
テンドン定着直後のプレストレス (kgf)	61.2	60.9	81.0	79.6
弾性縮みによるプレストレス損失 Δe %	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 Δc %	6.0	—	6.0	—
プレストレス有効率 $(100 - \Delta e - \Delta c)$ %	90.8	88.0	88.8	87.9
実際開始時のプレストレス (kgf)	55.6	53.6	71.9	70.0
(測定値/設計値)	0.964		0.974	



図—24 テンドン張力の推移 (1/8 モデル)



図—25 内圧変位曲線 (1/8 モデル)

研究

表に見られるように、プレストレス損失量についても設計値（予測値）と測定値は良く一致し、設計値に対する測定値の比率は、逆Uテンダンの場合が 0.96、フープ

テンダンの場合が 0.97 であった。

5.2 内圧実験

図-25 に、1/8 モデルの内圧-変位曲線を示す。図に

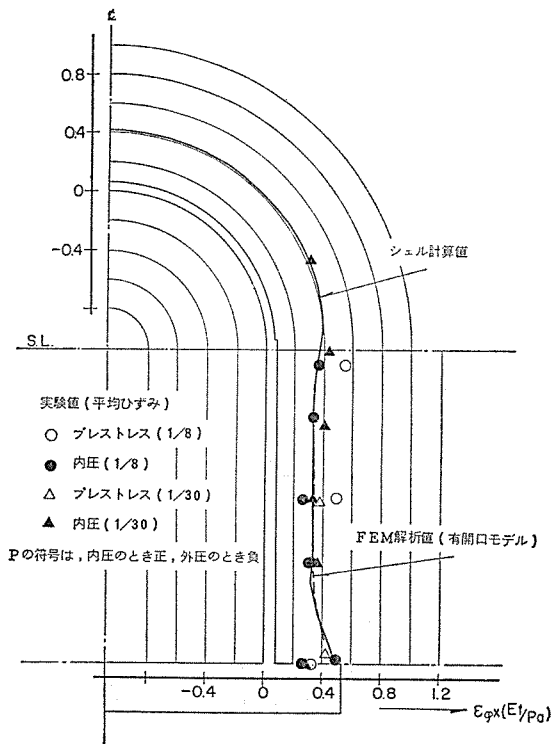


図-26 一般断面位置の縦筋のひずみ分布

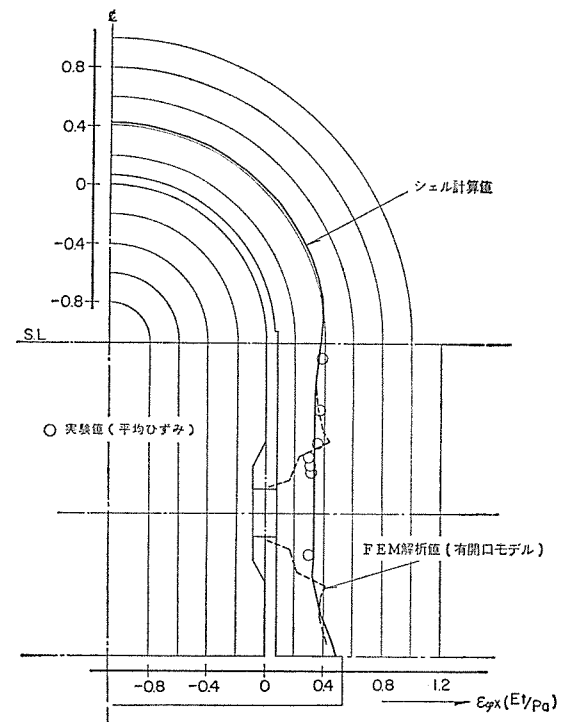


図-28 大開口を通る断面位置の縦筋のひずみ分布 (1/8 モデル)

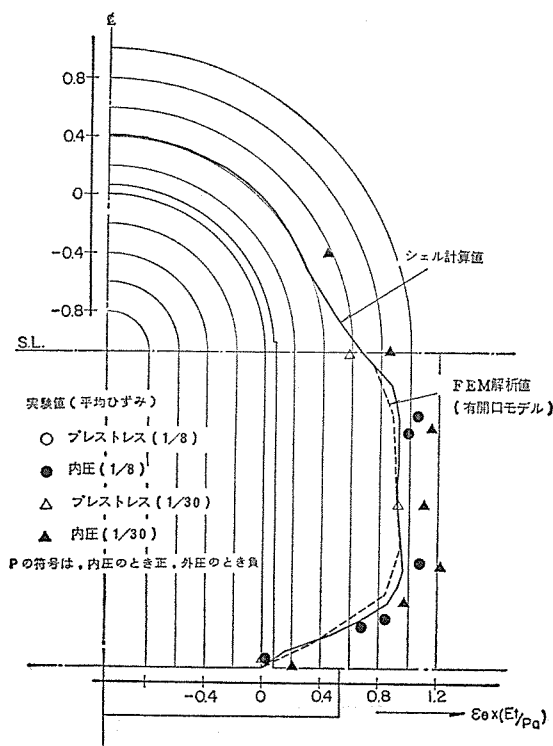


図-27 一般断面位置の横筋のひずみ分布

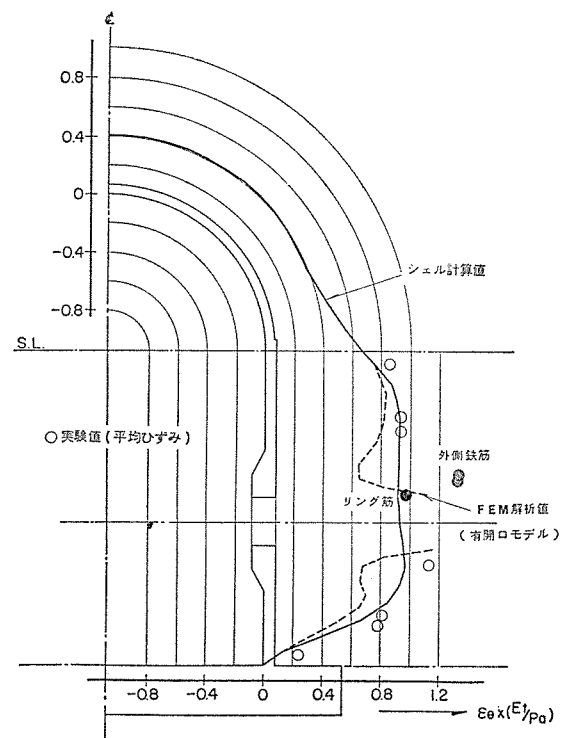
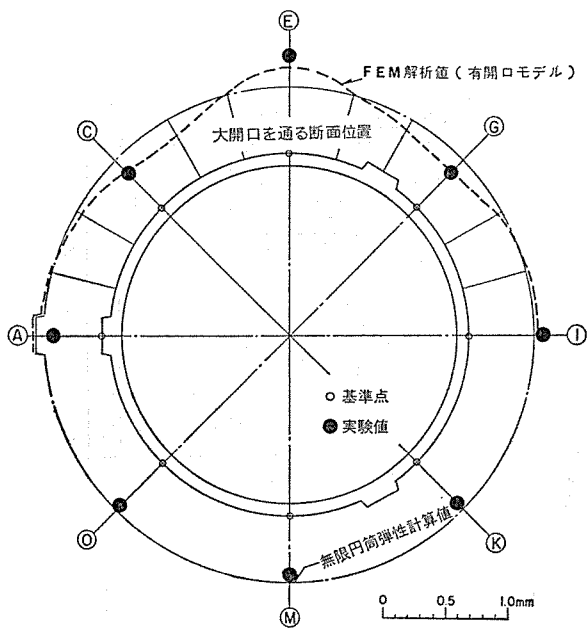
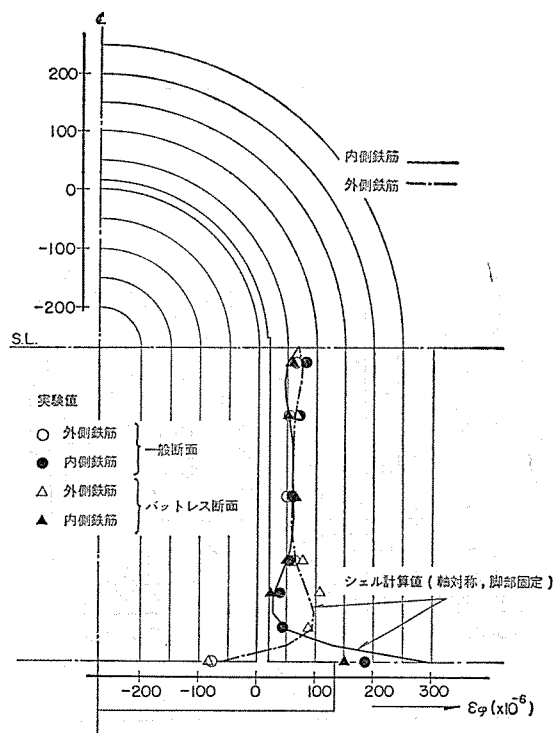


図-29 大開口を通る断面位置の横筋のひずみ分布 (1/8 モデル)



図—30 水平断面の変形モード (最大加圧時 $h=131.8$ cm, 1/8 モデル)



図—31 最大加圧時の内・外縦筋のひずみ分布 (1/8 モデル)

見られるように、内圧-変位曲線には、わずかではあるが非線形性が認められる。しかし、変位レベルなどから判断し、本質的には弾性挙動であると考えられる。また、計算値と実験値の比較から、バットレスの剛性効果が試験体の挙動に現われていると考えられる。

図—26～29 には、鉛直断面内の縦筋と横筋のひずみ

分布を規準化して示す。具体的には、プレストレス導入実験、内圧実験で得られた鉄筋の平均ひずみを $[pa/Et]$ で除して示した。ここで、 p は作用圧力、 a は円筒壁芯位置の曲率半径、 E はヤング係数、 t は壁厚である。

また、図—30, 31 は、1/8 モデルの最大加圧時における水平断面内の変形モードと鉛直断面内の内側筋、外側筋それぞれのひずみ分布を示している。

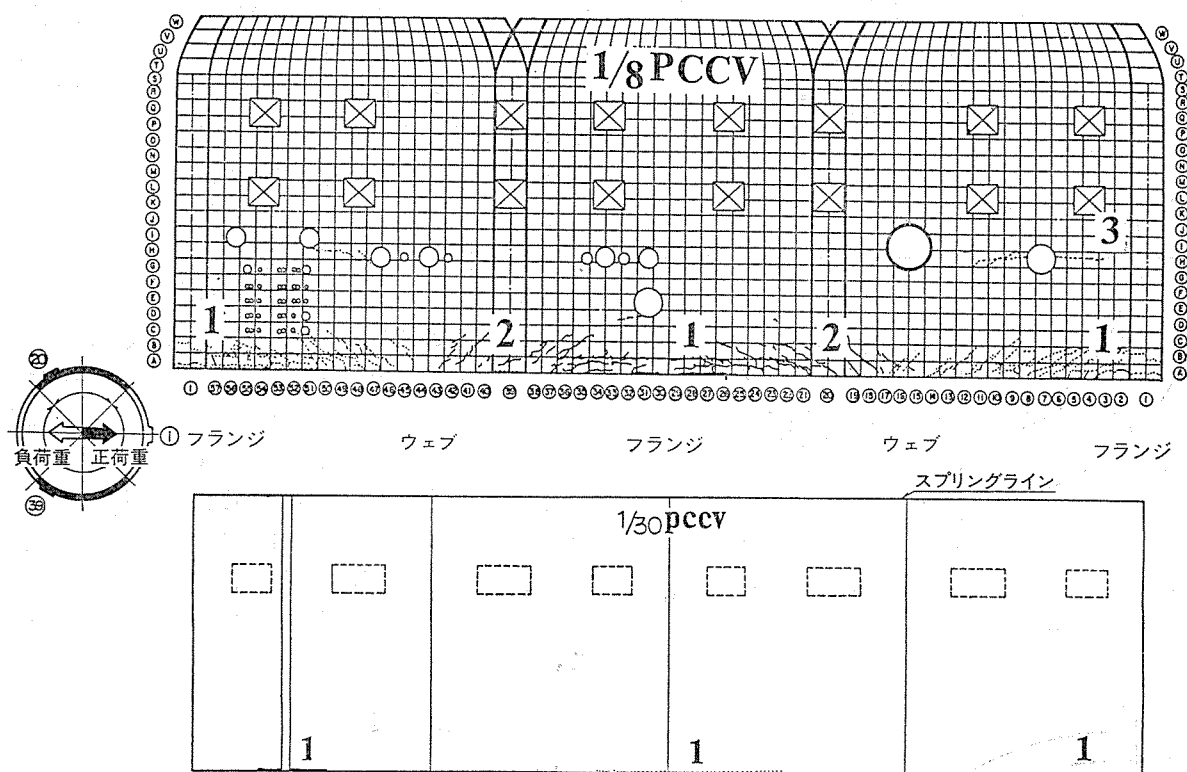
これらの図に見られるように、実験値と計算値を比較すると、定量的には実験値と計算値に多少の差が認められるが、定性的には良く一致しているといえる。

なお、図—29, 30 に示されるように、大開口部の形状効果は、構造体全体の変形モード、ひずみ度分布にも波及している。この傾向は、大開口部を考慮した FEM 解析結果にも現われ、内圧負荷時の挙動を詳細に評価する必要がある場合には、この形状効果を見逃すことができないことを示している。一方、最大加圧時においてもひび割れは観察されず、また内圧-変形関係の除荷時の戻り性状などから、構造体は設計圧力に対し十分健全であるといえる。

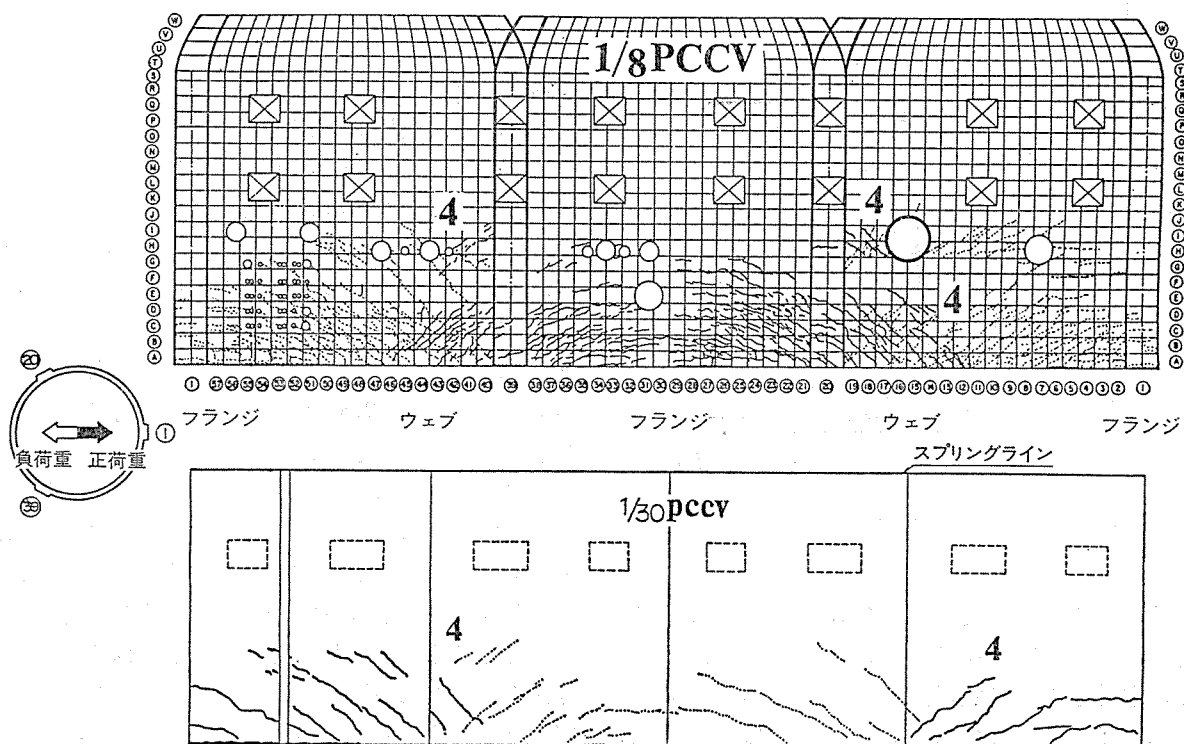
6. 水平加力実験

6.1 破壊経過

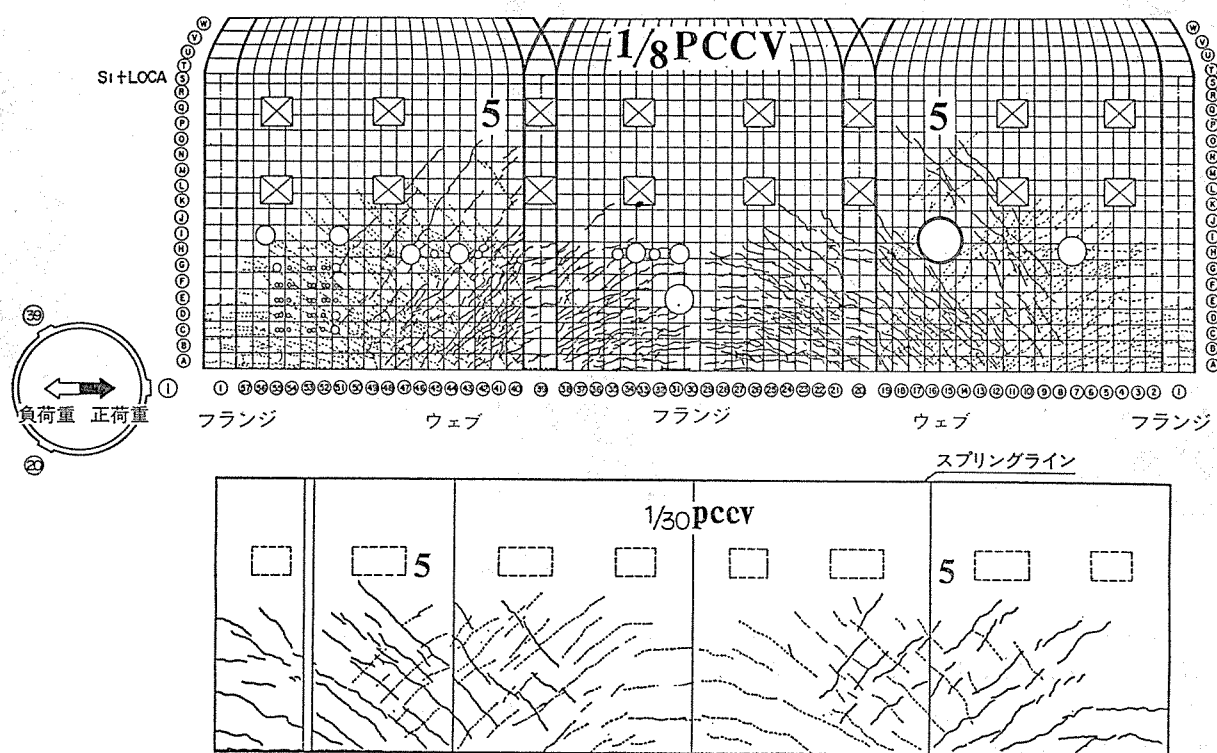
1/8 モデルと 1/30 モデルのひび割れ進展状況を図—32～35 に、最終破壊状況を 写真—3 に示す。図に示されるように、平均せん断応力度 $\tau_{ave}=23.6$ kg/cm² ($\tau_{ave}=Q/A$, Q は全せん断力、 A は円筒部水平断面積でバットレスを無視したもの) の S_1 荷重時では、円筒フランジ脚部に若干のひび割れが発生している。これらのひび割れは、脚部壁体に作用する面外曲げせん断応力と構造体全体の曲げによる膜引張応力との合応力によるもので、引張側脚部に最初に発生した。1/8 モデル、1/30 モデルそれぞれのひび割れ発生荷重は $\tau_{ave}=7.8$ kg/cm², 14.3 kg/cm² であった。なお、1/8 モデルでは、ウェブ位置 (図—32 参照) にまで斜めひび割れが進展するとともに、わずかではあるが、開口近傍にも水平ひび割れが生じた。 $\tau_{ave}=32.8$ kg/cm² の S_2 荷重時では、斜めひび割れが円筒中腹近くまで進展している。そのひび割れ進展域については、1/8 モデル、1/30 モデルに大きな差は認められない。次の水平力と内圧を同時に負荷した S_1+L 時では、内圧による膜圧縮応力減少の影響でひび割れ進展域が拡大し、ウェブ位置に発生した斜めひび割れが円筒部高さの 3/4 程度まで進展した。図—35 に示されるように、最終的にはウェブ位置にせん断すべり破壊がほぼ水平に生じ、急激に耐力を喪失した。1/8 モデル、1/30 モデルの最大耐力とその時の変形量を $\tau_{ave, max.}$ と部材角 $R (= \delta/H : \delta$ は頂部水平変位、 H は高さ) で



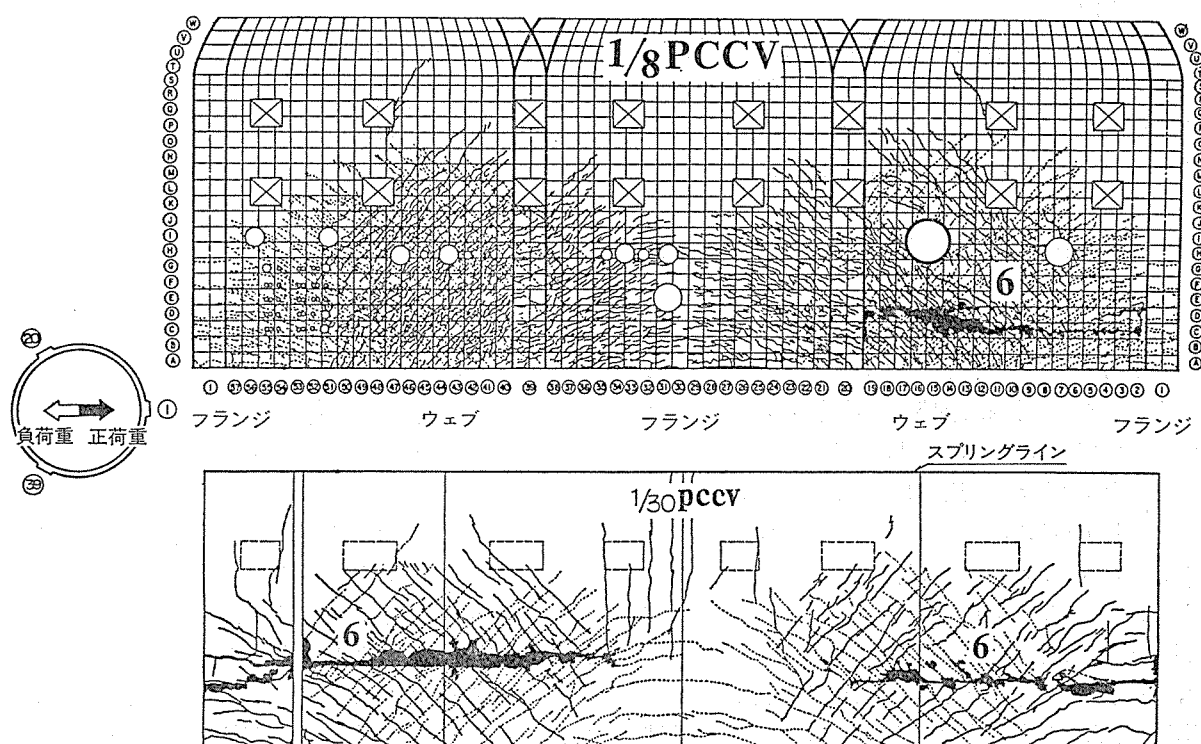
図—32 破壊状況 (1) S₁ 荷重時



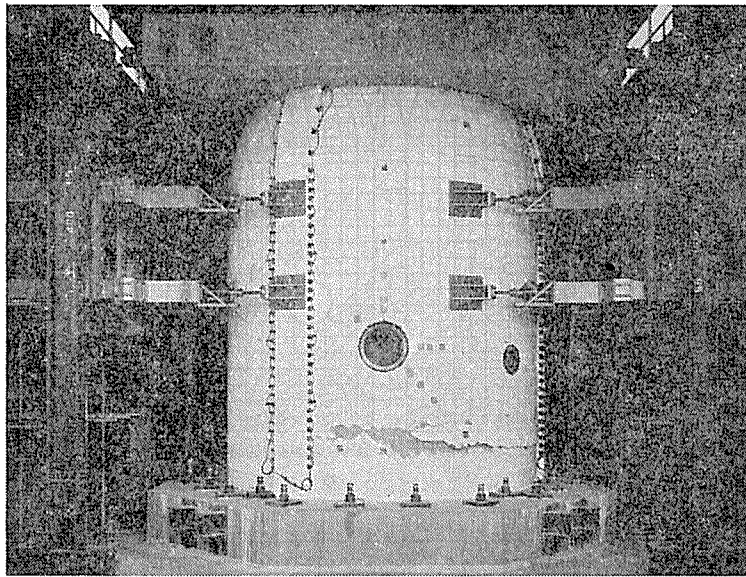
図—33 破壊状況 (2) S₂ 荷重時



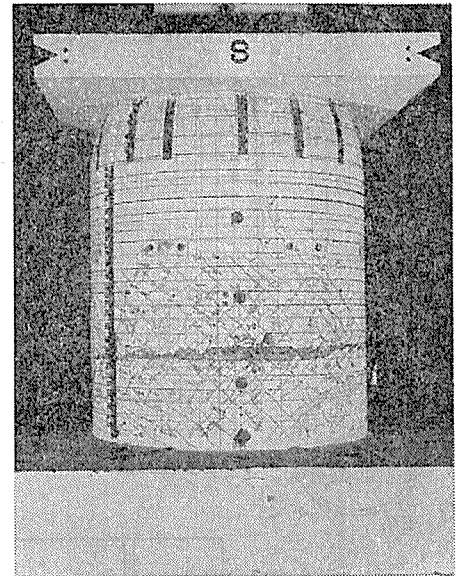
図—34 破壊状況 (3) S_1+LOCA 時



図—35 破壊状況 (4) 最終破壊時



(1/8 モデル)



(1/30 モデル)

写真—3 最終破壊状況

表わすと、1/8 モデルではそれぞれ $\tau_{ave}=60.3 \text{ kg/cm}^2$, $R=5.79 \times 10^{-3}$ ラジアン, 1/30 モデルでは 58.9 kg/cm^2 , 8.0×10^{-3} ラジアンであった。

6.2 諸荷重と終局強度

曲げひび割れ荷重, せん断ひび割れ荷重, 鉄筋降伏荷重等の実験値と計算値を 表—15 に示す。

ここで、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とし、せん断ひび割れ荷重はウェブ部ベーススラブから壁厚 t の4倍以上離れた高さ位置における斜めひび割れ発生荷重で表わした。計算値は既往の計算諸式による値、FEM 解析値およびRC 塑性論による値を併記した。なお、表—16 に計算諸式と記号を示す。

表—15 に見られるように、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などの実験値を設計値と比較すると、曲げひび割れ荷重時の τ_{ave} は S_1 荷重時の平均せん断応力度 τ_{s1} の約 1/3 と低いが、せん断ひび割れ荷重, 最外縁鉄筋降伏荷重時の τ_{ave} はそれぞれ τ_{s1} の 1.13~1.33, 1.51~1.83 と高い。 S_2 荷重時の平均せん断応力度 τ_{s2} と比較しても、縦筋降伏荷重時の τ_{ave} は 1.09~1.31 倍と高い値を示した。また、最大荷重時の τ_{ave} は τ_{s1} , τ_{s2} に対し、1/8 モデルの場合が 2.6 倍, 1.8 倍, 1/30 モデルの場合が 2.5 倍, 1.8 倍となり、十分な安全余裕度を示した。

なお、実験値と計算値を比較すると、終局強度を除き、FEM 計算値と実験値はよく一致し、非弾性応答域における挙動も予測可能であるといえる。一方、既往の諸式によるひび割れ荷重計算値と実験値とは一致したとはいえない。この理由として、脚部の面外曲げせん断応

表—16 計算諸式と記号

諸式	*1 曲げひび割れ荷重
	$Q_{BC}=M_{SC}/h_e$
	$M_{BC}=(F_t+\sigma_z) \cdot Z_e$
	*2 せん断ひび割れ荷重
	$Q_{SC}=\tau_{SC} \times A_w$
	$\tau_{SC}=\sqrt{\left(\frac{\sigma_\theta+\sigma_z}{2}+F_t\right)^2-\left(\frac{\sigma_\theta-\sigma_z}{2}\right)^2}$
	*3 せん断終局荷重
	$Q_{SU}=4t \cdot r_0 \cdot \cos \theta \cdot \tau_U$
	$\tau_U=\frac{k_u \cdot k_p(180+FC)0.115}{M/Q_d+0.115}+\frac{p_w \cdot w^{\sigma_y}+2.7 \sqrt{p_w \cdot w^{\sigma_y}}}{2}+0.1 \sigma_z$
	$\theta=\frac{\pi(P_v \cdot v^{\sigma_y}+\sigma_z)}{FC+2P_v \cdot v^{\sigma_y}}$
	$p_w \cdot w^{\sigma_y}=P_{UT}(UT^{\sigma_y}-UT^{\sigma_e})+P_v \cdot v^{\sigma_y}$
記号	A_w : ウェブ断面積 (全断面積/2)
	F_t : コンクリートの割裂強度
	P_v : 縦筋比
	P_{UT} : 逆Uテンドン比
	r_0 : 円筒壁芯の曲率半径
	Z_e : 縦筋を考慮した等価断面係数
	σ_z : 縦方向初期膜応力度
	σ_θ : 円周方向初期膜応力度
	v^{σ_y} : 縦筋の降伏応力度
	UT^{σ_y} : 逆Uテンドンの降伏応力度
	UT^{σ_e} : 逆Uテンドンの存在応力度

力の影響とひび割れ発生後の応力再配分の影響などが考えられる。また、RC 塑性論 (コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係を黒正式⁹⁾で仮定) による鉄筋降伏荷重, 曲げ終局強度計算値に対し、実験値はそれぞれ 0.65~0.93, 0.83~0.99 であった。さらに、終局強度に関しては、せん断終局強度に対する東大提案式⁹⁾をプレストレスを考慮して修正した式⁹⁾による計算値が実験値と比較的良好一致した。

6.3 荷重-変位関係と変形モード

表-15 実験結果一覧表

諸 荷 重	荷 重 種 別	1/8 モ デ ル						1/30 モ デ ル					
		実 験 値		計 算 値		備 考		実 験 値		計 算 値		備 考	
		全体荷重 Q ton	平均せん 断応力度 τ_{ave} kg/cm ²	FEM τ_{ave} kg/cm ²	諸 式 τ_{ave} kg/cm ²	$\times 6$ (実/計)	観察位置	全体荷重 Q ton	平均せん 断応力度 τ_{ave} kg/cm ²	FEM τ_{ave} kg/cm ²	諸 式 τ_{ave} kg/cm ²	$\times 6$ (実/計)	観察位置
曲げひび割れ 荷 重	①	正	258.	7.8	9.0	0.86	引張側フランジ 円筒脚部	19.6	8.4	8.6		0.98	引張側フランジ 円筒脚部
		負	250.	7.5		0.28	同 上	28.3	12.1		26.1 ^{*1}	0.32	同 上
	⊙	正	—	—		—	—	68.8	29.5			1.13	曲率から求めた 曲げ剛性低下荷重
せん断ひび割 れ 荷 重	無開口側	正	887.	26.7	33.1	0.81	ウェブ位置 小開口横	67.2	28.8	28.3		1.02	ウェブ位置 脚部
		負	1,043.	31.4		0.55	ウェブ位置 小開口横と脚部	67.4	28.9		50.6 ^{*2}	0.57	同 上
	大開口側	正	945.	28.4	30.1	0.95	ウェブ位置 大開口横と脚部	—	—	—	—	—	—
		負	1,043.	31.4		0.59	ウェブ位置 大開口脚部	—	—	—	—	—	—
鉄 筋 降 伏 荷 重	フランジ	正	1,433.	43.1	39.1	1.10	引張側フランジ 円筒脚部	94.9	40.7	40.3		1.01	引張側フランジ 円筒脚部
		負	1,184.	35.6		0.79	同 上	96.4	41.4		44.6 ^{*4}	0.91	同 上
	ウェブ	正	1,910.	57.4	57.1	1.01	ウェブ位置縦筋 h = 175 cm	115.2	49.4	48.9		1.01	ウェブ位置縦筋 h = 46.7 cm
		負	—	—		1.01		—	—		51.3 ^{*5}	0.96	
最 大 荷 重 (終局強度)	正	2,004.	60.3	—	72.3 ^{*4}	0.83	大開口側ウェブ 位置せん断すべり	137.3	58.9	—	59.6 ^{*4}	0.99	ウェブ位置 せん断すべり
	負	—	—		62.7 ^{*3}	0.96	破壊 h = 70~100 cm	116.6	50.0		57.5 ^{*3}	1.02	破壊 h = 35~45 cm

注) *1~*3の計算値は表6-2の諸式に基いた値, *4はRC塑性論の値, *5は $N + |Q| \leq (Pw\sigma_y) \cdot t$ から求めた値

*6は正荷重実験値を計算値で除した値

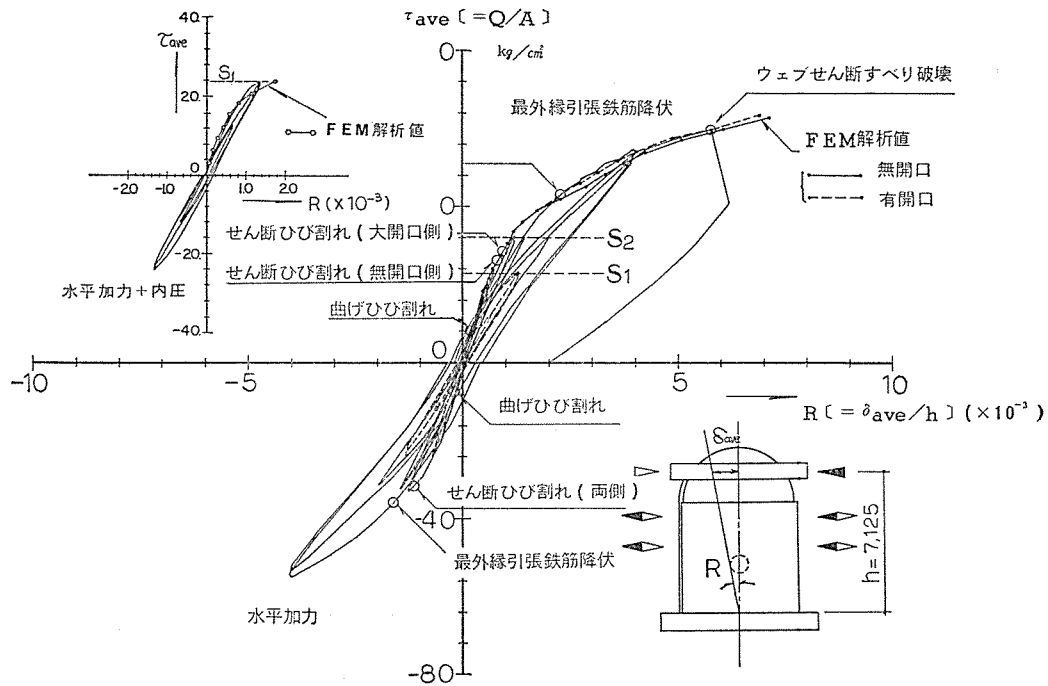


図-36 荷重-変位曲線 (1/8 モデル)

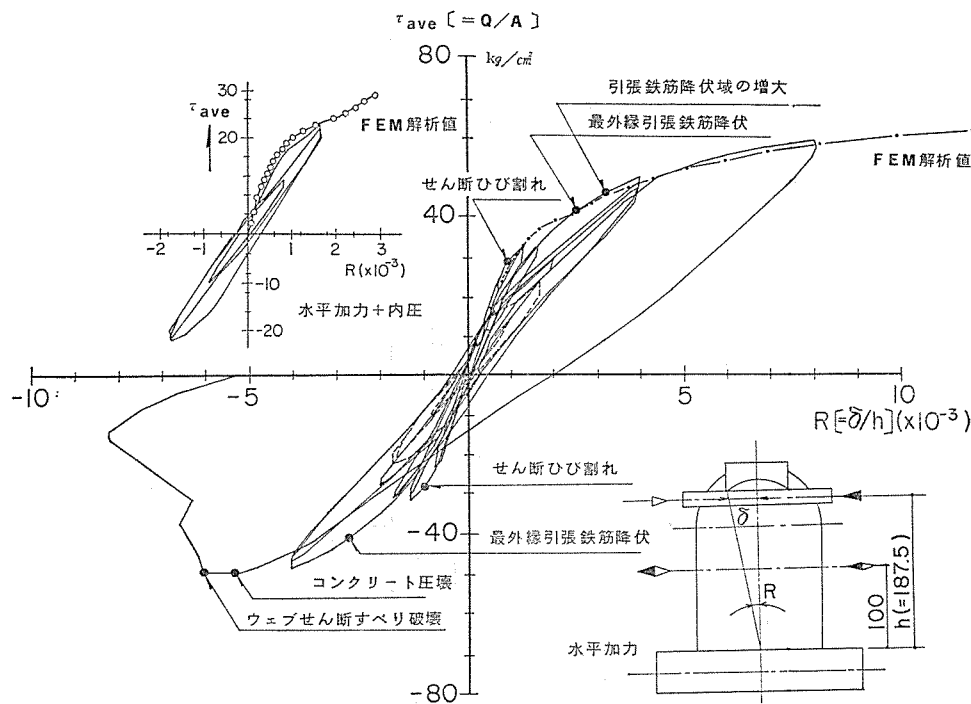
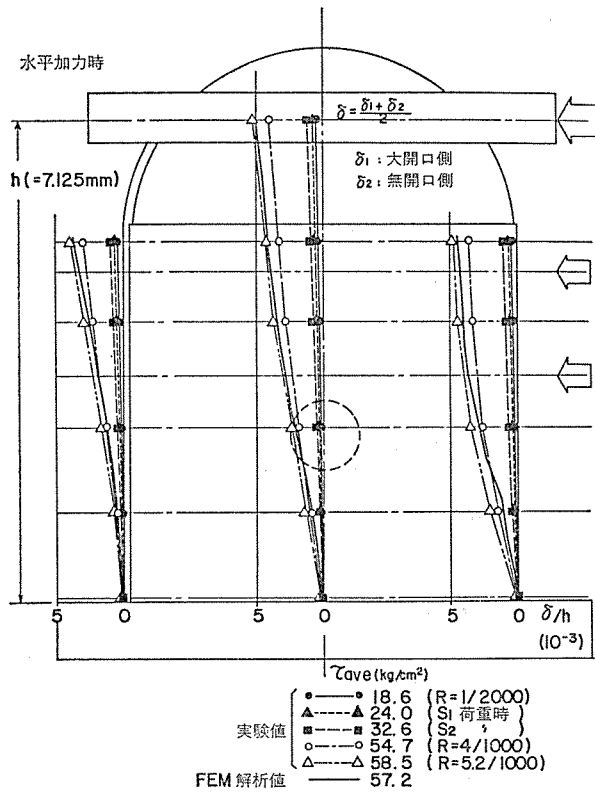


図-37 荷重-変位曲線 (1/30 モデル)

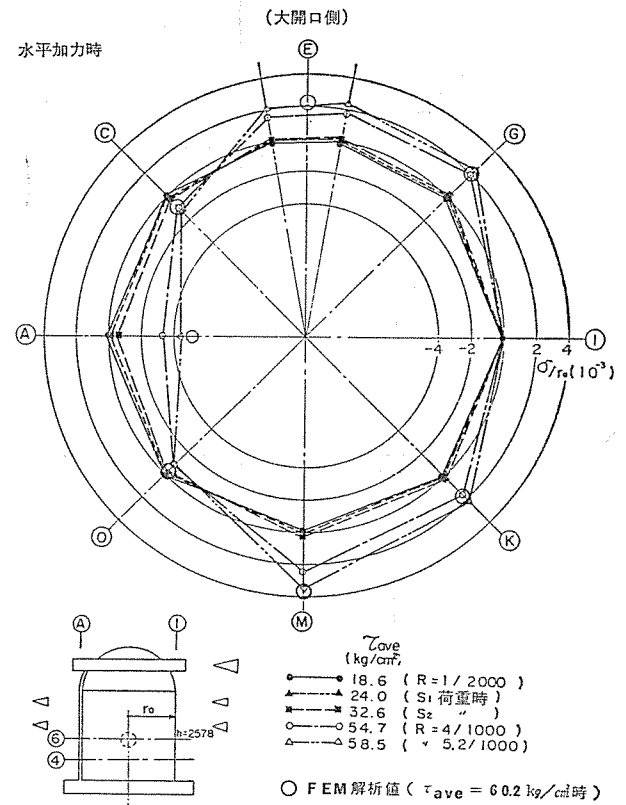
最上段加力スラブ加力芯位置の水平変位と荷重との関係を 図-36, 37 に示す。図中で、細い破線は水平加力+内圧時の荷重-変位関係を表わす。これらの図には、FEM 解析結果も併記した。

図に見られるように、剛性低下はせん断ひび割れ発生

荷重近傍から顕著になる。また、水平加力+内圧時では低い荷重レベルから剛性が低下している。これは、 S_2 荷重までの加力で、あらかじめ存在しているひび割れの影響と考えられる。このような挙動も含め、FEM 解析結果と実験結果は比較的良く一致している。



図—38 水平方向変形モード
(水平加力時—1/8 モデル)

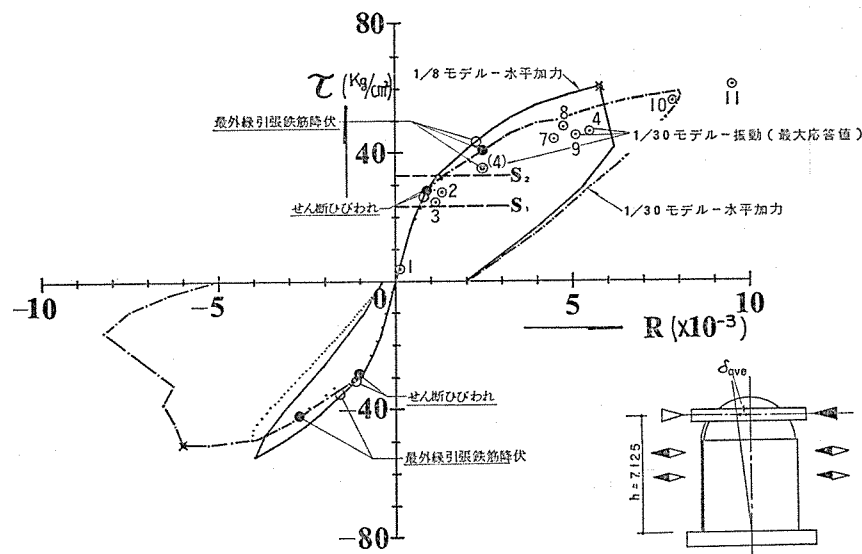


図—39 水平断面の法線方向変形モード
(水平加力時, $h=257.8$ cm, 1/8 モデル)

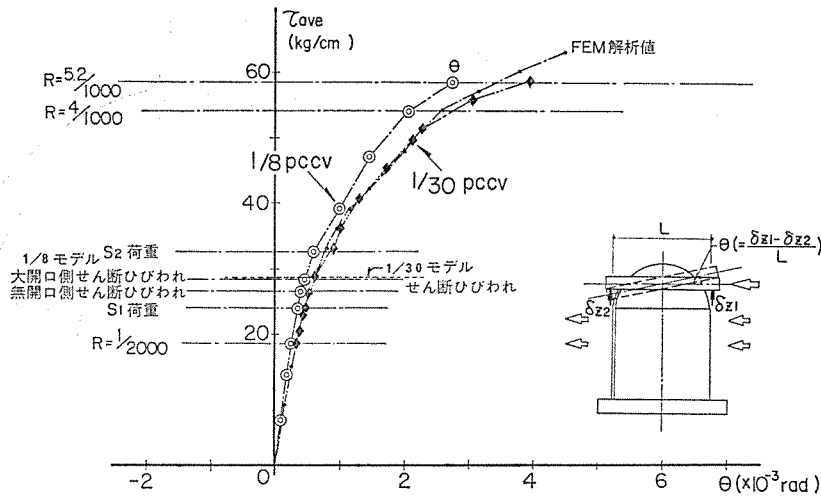
図—38, 39 に変形モード代表例として, 1/8 モデルの水平加力時における鉛直断面と水平断面内の変形モードを示す。図に見られるように, ウェブ位置の水平変位は鉛直方向にほぼ直線的に分布し, また, 水平断面内の変形モードは, 荷重増大につれ円形から楕円形に移行する傾向を現わしている。これらの変形モードについても, 実験結果と FEM 解析結果とは良く対応している。

6.4 変形の分離

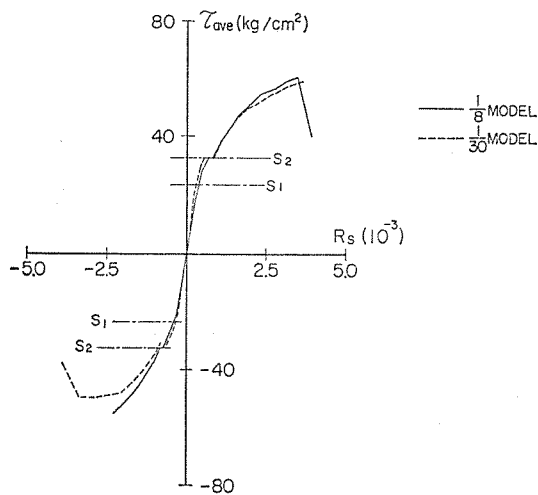
構造体全体の水平変位には, 曲げ変形成分, せん断変形成分および脚部の回転による変形成分などが含まれる。これらの変形成分を次のような方法で分離した。曲げ変形は, 試験体の引張縁, 圧縮縁で測定した鉛直方向変位から得られる曲率を用いて求め, 回転変形は, 脚部における縦筋の伸び出し長さ実測値から求めた。せん断



図—40 荷重-変位曲線の包絡線



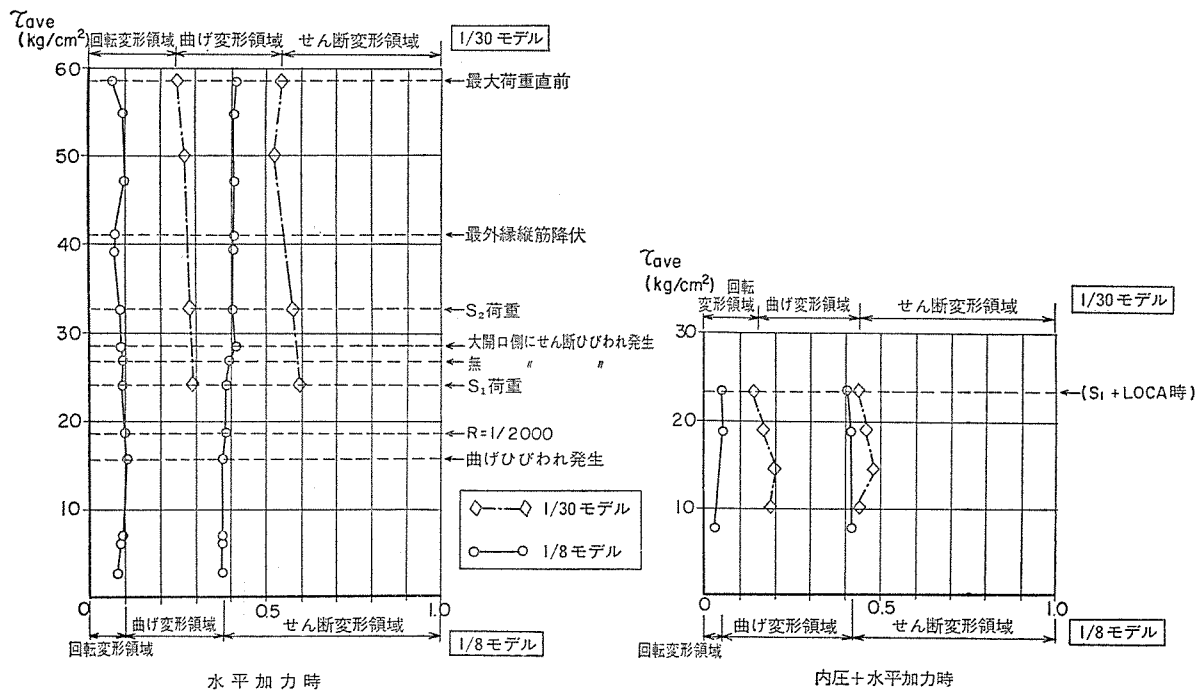
図—41 トップスラブの回転量



図—42 せん断変形量の比較

変形は、全体変形から上記で求めた曲げ変形と回転変形を減じて求めた。

図—40～43 に、1/8 モデルと 1/30 モデルの荷重-変位曲線の包絡線、トップスラブの回転量、せん断変形および全体変形に占める回転変形、曲げ変形、せん断変形の比率を比較して示す。これらの図に見られるように、1/8 モデルと 1/30 モデルのせん断変形はほぼ対応しているが、回転変形に差があり、その影響が全体変形にも波及していることが認められる。この回転変形に差が生じた理由としては、鉄筋径に関連する付着せん断応力度と鉄筋応力度の比率の差などの影響で、細径鉄筋を用いた 1/30 モデルの縦筋の伸び出し長さが 1/8 モデルの場合より大きくなったためと考えられる。その他に、シングル配筋とダブル配筋の差で、コンクリートひび割れ後



図—43 全体変形に占める回転変形、せん断変形の比率

の壁体の曲げ剛性に差が生ずると考えられるが、このような面外剛性の全体変形への影響は顕著ではなく、明確に評価できない。なお、曲げ変形については、1/8 モデル、1/30 モデルとも、梁理論で得られる結果と比較的よく

対応している。これから、両者の挙動を巨視的に比較すれば、ほぼ対応した結果であると判断される。

6.5 荷重-ひずみ関係とひずみ度分布

図-44 に、1/8 モデルの縦筋代表点の荷重-ひずみ度

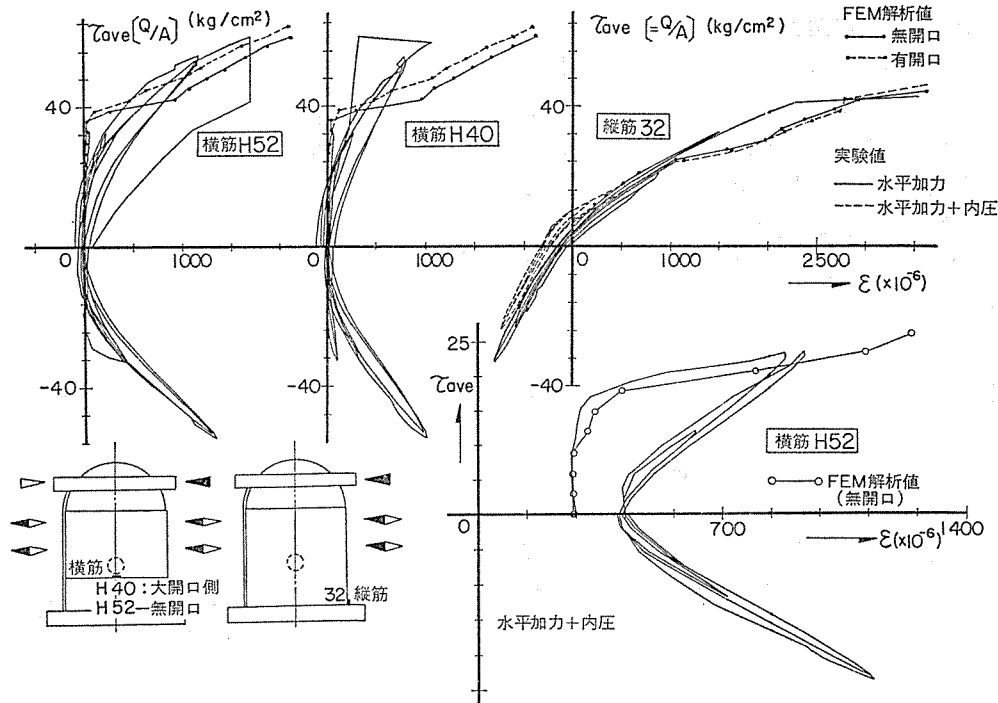


図-44 荷重-ひずみ度曲線 (1/8 モデル)

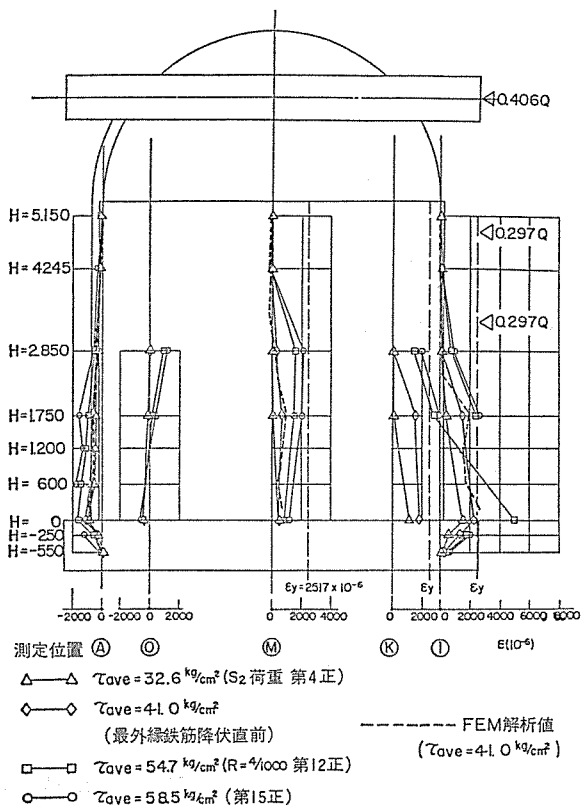


図-45 縦筋のひずみ度分布 (1/8 モデル)

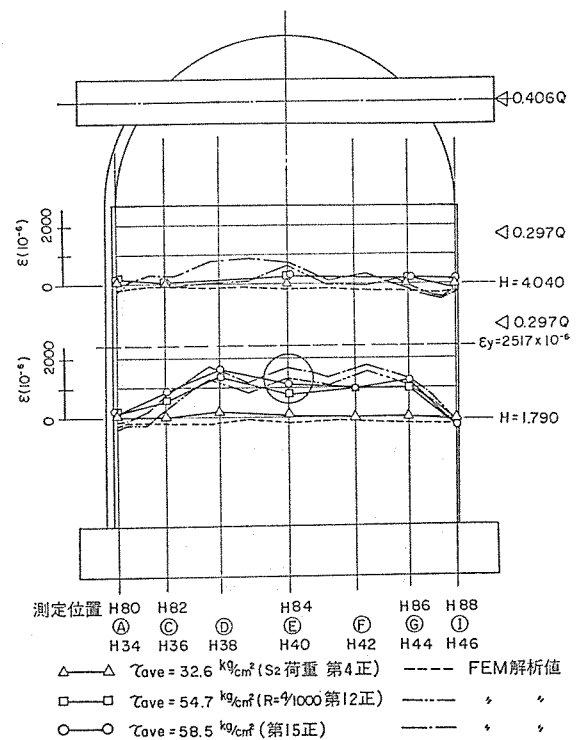
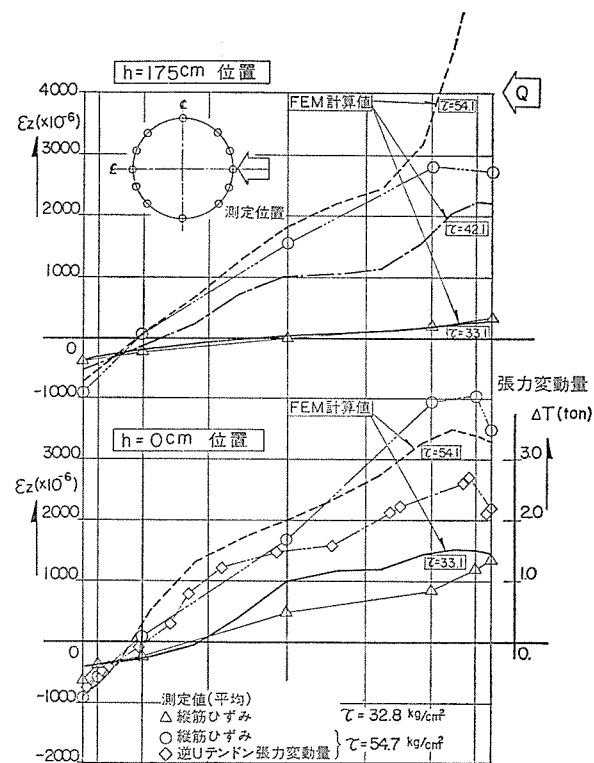


図-46 横筋のひずみ度分布 (1/8 モデル)

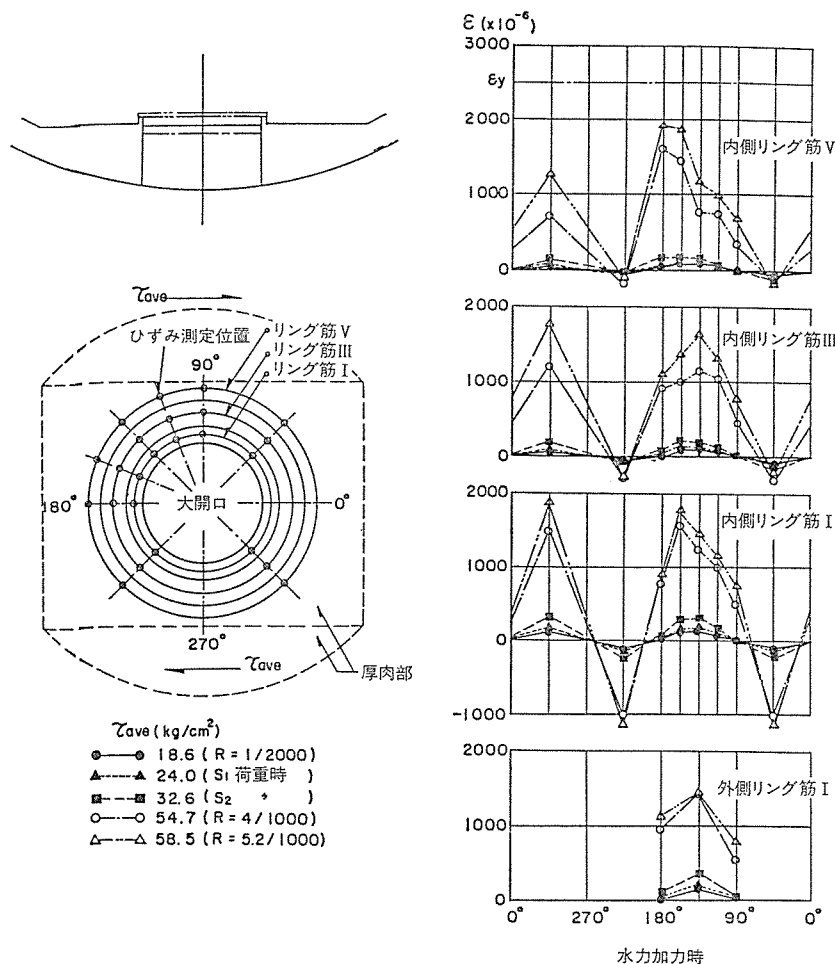
研究

曲線を示す。また、図中に FEM 解析結果も併記した。図に見られるように、ウェブ位置の横筋のひずみは、せん断ひび割れ発生 ($\tau_{ave} \approx 28 \text{ kg/cm}^2$) 後、顕著に増大する。縦筋の場合も同じである。なお、横筋のひずみを大開口側、無開口側で比較すると、前者のひずみが後者より小さく、大開口周辺の壁厚付加などによる剛性効果と補強効果が認められる。また、水平加力+内圧時の横筋のひずみで見られるように、 S_2 荷重までの加力であらかじめひび割れが存在している場合でも、初期の挙動は弾性時の挙動に類似し、FEM 解析結果とも一致している。これから、低荷重レベルでは、ひび割れがかなり広範囲に進展した後でも、プレストレス効果で、構造体は弾性的な挙動をすると考えられる。

図—45、46 に 1/8 モデルの縦筋と横筋のひずみ度分布を示す。図—45 に見られるように、鉄筋量が約 2/3 に減少している断面位置にもピークがあることが認められる。また、図—47 に、 $h=0$ と 175 cm 断面位置における縦筋のひずみ度分布を示す。加えて、アンボンドシーストストランドを用いた逆 U テンドンの $\tau_{ave} = 54.7 \text{ kg/cm}^2$ の水平加力時における張力変動量分布も併記した。図に見られるように、縦筋のひずみ度分布は、低荷



図—47 縦筋のひずみ度分布と逆 U テンドンの張力変動量分布 (1/8 モデル)



図—48 大開口周辺のリング筋のひずみ度分布 (1/8 モデル)

重レベルではほぼ線形であるが、荷重増大とともに非線形分布に移行する。特に、引張側では、鉄筋のひずみピーク値が最外縁位置より内側の鉄筋に現われている。また、逆Uテンドンの張力変動量の分布にもこれと類似した性状が認められる。1/30 モデルの場合も、同様の結果が得られている。

なお、FEM 解析からも、定性的には、上記で述べてきたひずみ度分布に類似した結果が得られている。

6.6 大開口周辺の鉄筋の挙動

図-48 に大開口周辺の局部補強用リング筋のひずみ分布を示す。その分布は、円周上で変化し、せん断ひび割れと交差する位置では引張ひずみ、その中間の 45°, 225° 位置では圧縮ひずみとなっている。また、定量的には、 S_2 荷重時でも 350μ 程度のひずみであり、水平力による破壊直前になっても降伏に至っていない。一方、水平加力+内圧時では、リング筋のひずみは、水平力だけによる加力の場合の値の 2~2.5 倍になるが、 S_1+L の荷重状態Ⅳの設計荷重時でも最大 550μ 程度である。

6.7 等価粘性減衰定数

図-49 に等価粘性減衰定数 h_e と部材角 R の関係を示す。図中に、今回の実験で得られた結果とともに、PC 円筒の水平加力実験⁴⁾で得られた結果も併記した。等価粘性減衰定数は、部材角の増大とともに大きく

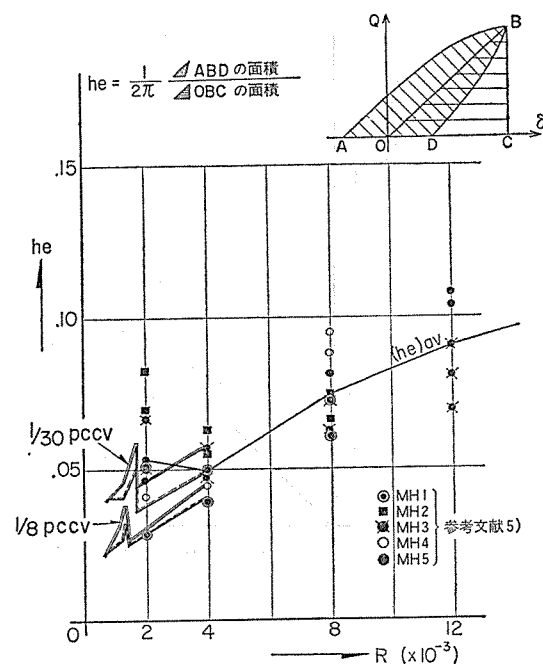
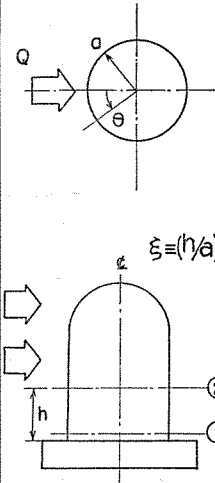


図-49 等価粘性減衰定数 h_e

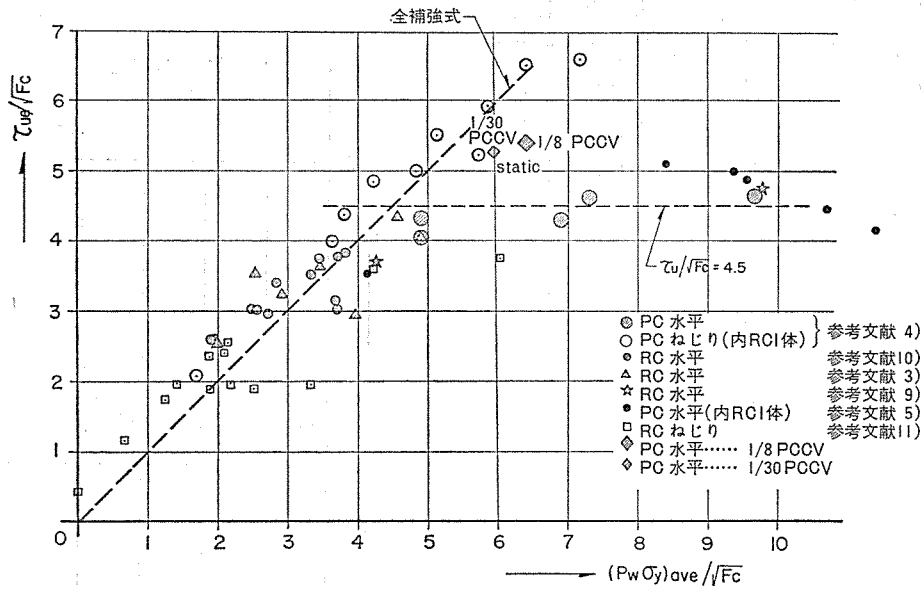
り、1/8 モデルでは、 S_1 荷重時で約 2.2%, $R=4 \times 10^{-3}$ 時で約 4.3% であった。1/30 モデルの場合には多少大きく、 S_1 荷重時で約 3.9%, $R=4 \times 10^{-3}$ 時で約 5.3% であった。

表-17 縦筋降伏荷重実験値と計算値

位 置		1/8 モ デ ル					1/30 モ デ ル					備 考
水平位置	鉛直位置	実 験 値		計 算 値		(τ_{ex}/τ_{cl})	実 験 値		計 算 値		(τ_{ex}/τ_{cl})	
θ	ξ	$Q_{ex} \text{ ton}$	$\tau_{ex} \%$	$Q_{cl} \text{ ton}$	$\tau_{cl} \%$		$Q_{ex} \text{ ton}$	$\tau_{ex} \%$	$Q_{cl} \text{ ton}$	$\tau_{cl} \%$		
0	② 0.63	1800.	54.1	1480.	44.5	1.22	94.9	4.07	91.6	39.3	1.04	
	① 0.	1430.	43.1 ^{*1}	1300.	39.1	1.10	81.6	3.50	75.0	32.2	1.09	
$\pi/8$	② 0.63	1690.	50.8	1210.	36.4	1.40	99.5	4.27	75.3	32.3	1.32	
	① 0.	1445.	43.5	1160.	34.9	1.25	92.2	3.96	66.8	28.7	1.38	
$\pi/6$	② 0.63	—	—	1180.	35.5	/	—	—	73.4	31.5	/	
	① 0.	—	—	1155.	34.7	/	—	—	66.7	28.6	/	
$\pi/4$	② 0.63	1710.	51.4	1175.	35.3	1.46	103.8	4.46	73.4	31.5	1.42	
	① 0.	1560.	46.9	1210.	36.4	1.29	—	—	69.9	30.0	/	
$3\pi/8$	② 0.63	—	—	1345.	40.5	/	108.9	4.67	84.0	36.0	1.30	
	① 0.	—	—	1505.	45.3	/	—	—	87.2	37.4	/	
$\pi/2$	② 0.63	1910.	57.4	1900.	57.1	1.01	115.2	4.94	119.7	51.3	0.96	
	① 0.	降伏せず	$\epsilon_{max} \times \frac{1}{1070} \times 10^4$	2490.	74.9	—	121.1	5.19	145.1	62.2	0.83	

*1 内側筋降伏 $\tau = 4.4 \sim 4.6 \%$
外側筋降伏 $\tau = 3.5 \sim 4.1 \%$

*2 最大荷重時ひずみ



図—50 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ と $\tau_{ue}(=2Q_u/A)$ の関係

6.8 設計値と実験値の比較

面内の作用せん断力を膜力として扱う設計解析手法で求めた縦筋降伏荷重計算値と実験値を 表—17 に示す。この計算では、応力は弾性分布、プレストレスは一定と仮定し、ひび割れなどによる応力再配分は考えていない。

表に示されるように、実験値は計算値より全般的に大きく、1/8モデルの場合で1.01~1.46倍、1/30モデルの場合で0.83~1.42倍となっている。なお、1/30モデルウェブ位置のように、中立軸の移動で全体曲げによる膜引張力が作用する影響で、実験値が計算値より小さくなる場合も、その位置の鉄筋降伏荷重は設計せん断応力度 τ_{s2} 時荷重の約1.56~1.90倍と大きく、結果としてかなり安全側の評価を行っているといえる。理由は、クリティカル断面 ($\theta = \pi/8 \sim \pi/6$) で算定された鉄筋量が円周一様に配筋されるためである。

6.9 終局強度に関する検討

プレストレストコンクリート円筒壁体の終局強度についても、既往の実験結果などから明らかになってきた。水平力を受ける構造体がせん断破壊型の場合、その終局強度はコンクリート強度と密接に関係するといえる。なお、そのコンクリート強度は、ひび割れ後のコンクリートの変形を拘束する鋼材拘束力 ($p_w\sigma_y$) で左右されるので、間接的には鋼材に支配されるともいえる。これらのことを勘案し、水平力を受ける円筒壁体ウェブ位置のコンクリート要素のせん断耐力を全補強式で評価すると、図—50 のようになる。

図で、縦軸に実験で得られた最大荷重 Q_u を $A\sqrt{F_c}/2$

(A は円筒断面積、 F_c はコンクリート圧縮強度)で除した値をとり、横軸に縦・横の鋼材拘束力平均値 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ を $\sqrt{F_c}$ で除した値をとり、実験結果をまとめている。

$$\tau_{ue} = 2Q_u/A$$

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

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

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

ここに、

τ_{ue} : 弾性分布を仮定した終局時せん断応力度ピーク値

Q_u : 最大作用せん断力

A : 円筒断面積

$p_{w\theta}, p_{wz}$: θ, z 方向の鉄筋比

s_{σ_y} : 鉄筋の降伏応力度

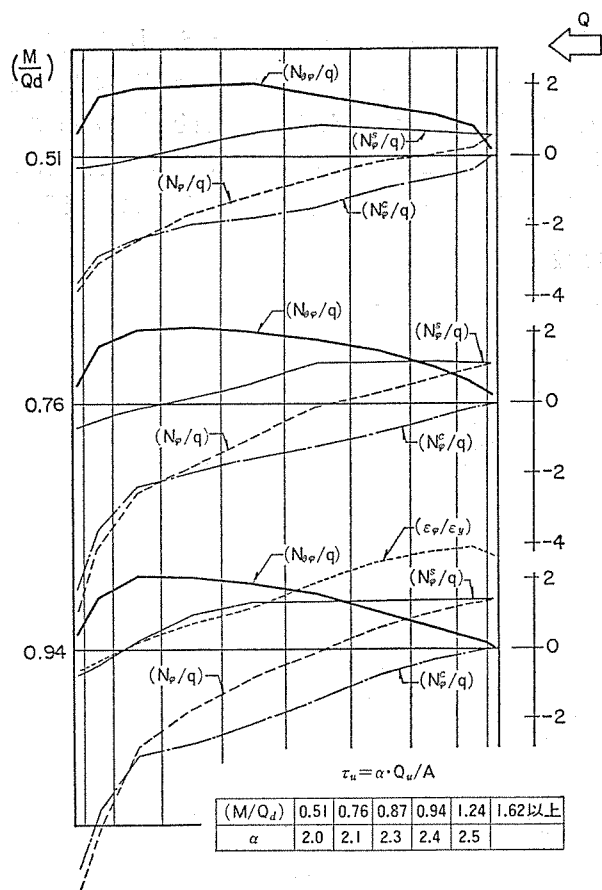
$\sigma_{\theta pc}^y, \sigma_{z pc}^y$: テンドン降伏時の θ, z 方向プレストレス

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

この式に示すように、テンダンの余力も考慮している。また、図には、水平加力だけではなく、ねじり加力の実験結果も併記している。図に見られるように、 $\tau_{ue} = (p_w\sigma_y)_{ave}$ の線にかなり多くの結果がまとめられるが、鋼材量が多くなり、 $(p_w\sigma_y)_{ave}$ が $4.5\sqrt{F_c}$ の値を超えるようになると、終局強度に頭打ちの傾向が認められるとともに、水平加力とねじり加力の結果にも差が現われることも認められる。

この理由として、応力再配分の影響が考えられる。ねじり加力の場合は、対称性から、ひび割れ後も作用せん断応力度は一樣と考えられるが、水平加力の場合には、

せん断応力度分布が、図—51 のように変動することもある。この図は、FEM 非弾性解析で求めた面内せん断力 $N_{\theta\phi}$ を単位長さ当たりの平均せん断力 q で除して示したもので、曲げモーメント M とせん断力 Q の比率 (M/Q_d) をパラメーターとしている。加えて、コンクリ



図—51 水平力を受ける PCCV の非弾性域における応力分布 (FEM 解析の結果)

ート、鉄筋それぞれの膜力成分 N_{ϕ}^c , N_{ϕ}^s と複合材としての膜力 N_{ϕ} も q で除して規準化して示している。図に見られるように、面内せん断応力度のピーク値は、非弾性域では変動することが解析的に予測される。このピーク値を表わす面内せん断応力度係数 α を (M/Q_d) をパラメーターとして図中に示した。この値は、鋼材量が多く、構造体がせん断破壊または曲げ・せん断破壊する状態を想定して設定したものである。

図—52 は、上記の α を用い、作用せん断応力度ピーク値 $\tau_u (= \alpha \cdot Q_u/A)$ を評価し、実験結果をまとめたものである。このような作業の結果、水平加力、ねじり加力の実験結果を同じ土俵で扱えるようになった。また、終局強度は、

$$Q_u = (p_w \sigma_y)_{ave} \times A / \alpha$$

$$\text{ただし、} Q_u \leq 5.6 \sqrt{F_c} \times A / \alpha$$

で近似的に評価できる。今回の 1/8 モデル、1/30 モデルの場合、鋼材量が多く、終局強度は両者ともにコンクリート強度で決定されたと考えられる。

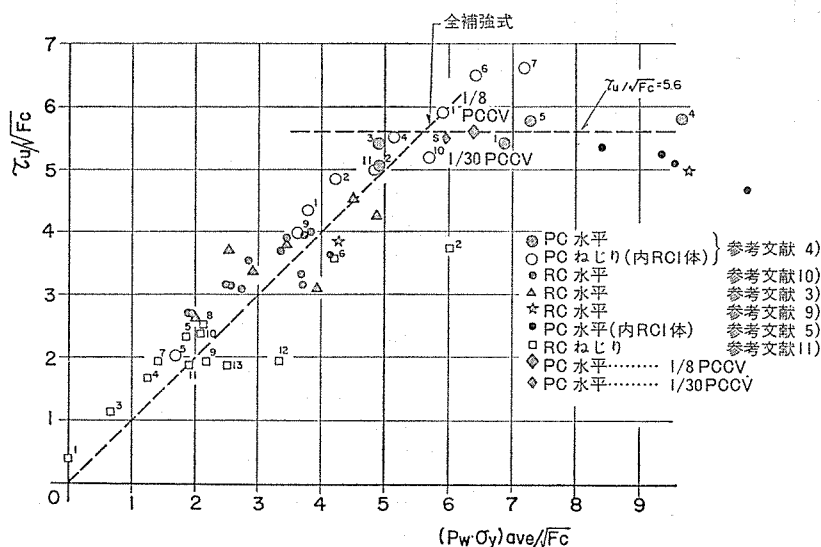
なお、上記の終局強度評価式は、ウェブ位置の破壊が卓越し、全体の耐力が決定される場合を対象としたものであり、曲げ破壊型のようにフランジ位置の破壊が全体耐力を支配する場合は考えていない。これから、全塑性式で曲げ耐力を求め、この値を上限とする方法も有効であると考えられる。

6.10 水平加力実験結果の考察

(1) 脚部面外曲げせん断応力と終局強度

円筒脚部に作用する面外曲げせん断応力は弾性設計の段階では無視できない応力である。特に、脚部における初期ひび割れ荷重には密接に関係するといえる。

しかし面外曲げせん断応力は外力との釣合い条件だけ



図—52 $(p_w \sigma_y)_{ave}$ と $\tau_u (= \alpha \cdot Q_u/A)$ の関係

研 究

で決定される応力ではなく、変位連続条件で決定される応力で、コンクリートひび割れなどによる断面の剛性低下で応力も減少する自己制限応力といえるものである。

1/8, 1/30 モデルの結果にも見られるように、フランジ脚部の面外曲げせん断破壊は、ウェブ部にせん断すべり破壊が生ずる以前には現われていない。特に、引張側フランジでは、縦筋が降伏し、ひび割れも断面を貫通する状態になっているが、破壊には至っていない。

これは、フランジ脚部の変形能がウェブ部の変形能よりあるためと考えられる。

(2) テンドンの張力変動

アンボンドシーストendonを用いた 1/8, 1/30 モデルの場合でも、水平加力時に tendon の張力変動があることが認められた。これから、tendon の余力もひび割れ後のコンクリート変形に対する鋼材拘束力の効果を持つと考えられる。

(3) 大開口周辺の局部補強効果

1/8 モデルの結果、 S_2 荷重時また S_1+L 時の荷重状態Ⅳの荷重レベルにおいても、大開口周辺にはひび割れの発生が少なかった。これは壁厚付加とプレストレスの効果によるものと考えられる。また、終局耐力直前においても、リング筋などの局部補強筋は降伏にまで至って

表—18 最大応答値と破壊経過

RUN	入 力 波 形	目 標 レベル	最 大 応 答 値					破 壊 経 過
			基礎の 加速度 〔AO〕 (gal)	質 点 〔A〕 (gal)	変 位 〔D〕 (mm)	せん断 応力度 〔 τ_{ave} 〕 (kg/cm ²)	部材角 ^② 〔R〕 (10 ⁻³)	
1	SI	弾性応答	249	3	422	0.22	1.6	0.12
				2	325	0.14	2.6	
				1	278	0.12	3.4	
1'	SII	弾性応答	200	3	520	0.26	2.0	0.14
				2	394	0.17	3.2	
				1	331	0.11	4.2	
2	SI	設計応力	2120	3	3090	2.48	11.6	1.33
				2	2540	1.70	19.4	
				1	2630	1.24	27.5	
3	SII	設計応力	1305	3	2690	2.09	10.1	1.12
				2	2140	1.44	16.7	
				1	2340	1.08	23.9	
4	ES14	R= 2×10 ⁻³	2150	3	5480	10.17	20.6	5.44
				2	4500	7.22	34.2	
				1	3950	5.60	45.9	
5	SII	小変形	407	3	806	0.61	3.0	0.33
				2	660	0.42	5.1	
				1	645	0.30	7.0	
6	SII	小変形	516	3	1089	0.97	4.0	0.52
				2	933	0.68	6.7	
				1	856	0.51	9.1	
7	SII	大変形	2080	3	5130	8.68	19.3	4.64
				2	4490	5.49	30.1	
				1	4820	5.38	43.9	
8	ES14	破 壊	2280	3	5830	8.79	19.2	4.70
				2	6100	6.00	35.0	
				1	6930	5.40	47.3	
9	SI	大変形	1980	3	5140	9.50	17.0	5.08
				2	5340	6.16	32.0	
				1	5760	5.82	45.1	
10	ES10	破 壊	3420	3	5990	14.50	22.5	7.75
				2	5370	9.78	37.3	
				1	5920	8.61	55.5	
11	SS10	破 壊	2850	3	6340	〔17.83〕 ^③	23.9	〔9.53〕
				2	6290	〔12.03〕	42.7	
				1	6820	〔11.98〕	60.6	

① せん断応力度は質点に作用する慣性力を円筒部の全断面積で除した値。

② 部材角は質点3の変位をベーススラブ上面からの高さで除した値。

③ RUN-11 の変位の最大応答値は、すべり破壊する以前（時刻1.23秒以前）の値。

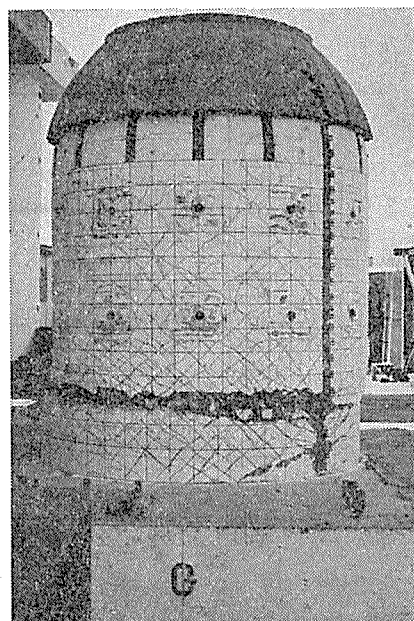
いない。これらのことを勘案すると、耐力的には十分に安全余裕度を持った局部補強といえる。

7. 振 動 実 験

7.1 最大応答値と破壊経過

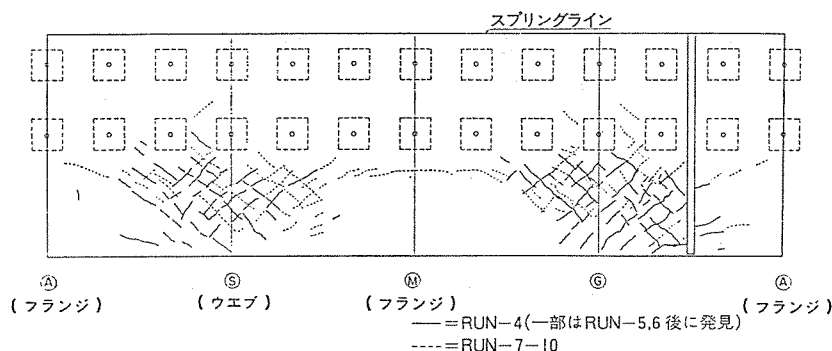
表—18 に最大応答値と破壊経過を示す。こ こ で、最大応答値としては、基礎の加速度と各質点位置における加速度、変位および慣性力から求めた平均せん断応力度 τ_{ave} を示す。また、図—53, 54 にひび割れ発生状況を示し、写真—4 に 1/30 振動モデルウェブ位置の破壊状況を示した。破壊は、静的水平加力実験の場合と同様に、ウェブ位置におけるせん断すべり破壊に起因するものであった。

破壊経過は次のようであった。RUN-2 の S_I 波形入力時で、せん断応力度応答値は 27.5 kg/cm^2 に達したが加振後ではひび割れは発見できなかった。しかし、フランジ脚部縦筋の応答最大ひずみ度が約 2000μ であり、曲げひび割れが生じたと推定される。一方、ウェブ中腹位置のコンクリートの 45° 方向応答最大ひずみ度も約 500μ であり、プレストレスなどの応力条件を考慮するとせん断ひび割れが発生してよい応答レベルであったといえる。次に、ES 14 波を入力した RUN-4 の最大応答値は $\tau_{ave}=45.9 \text{ kg/cm}^2$ (τ_{s1} , τ_{s2} の設計せん断応力度の 1.94, 1.40 倍), 頂部変位を高さに除した部材角 $R=$

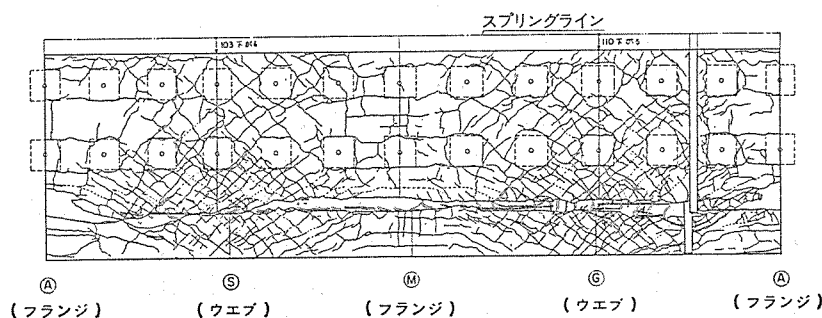


写真—4 最終破壊状況 (1/30 振動モデル)

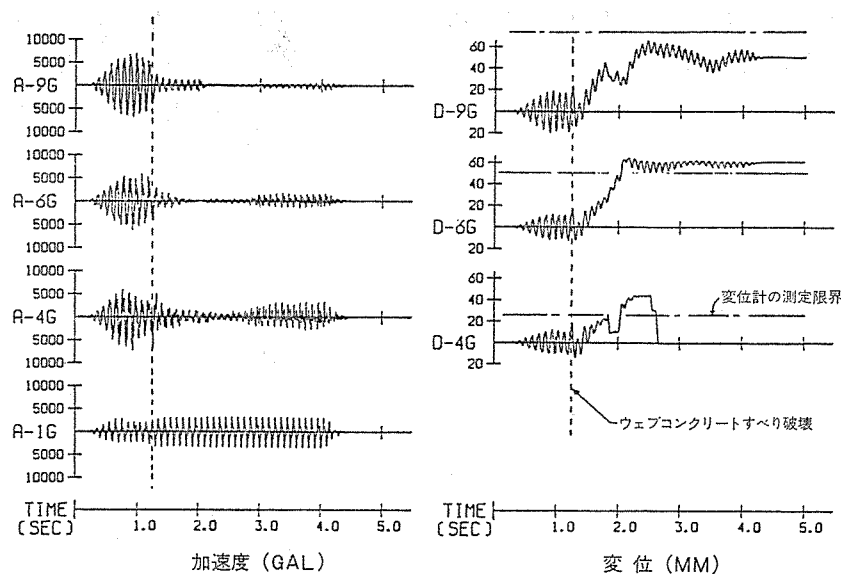
5.4×10^{-3} であった。この時点では、ウェブ位置にせん断ひび割れが多数発生し、フランジおよびウェブ位置縦筋のひずみも降伏域に達した。RUN-5 から RUN-9 までの実験では、応答レベルが RUN-4 より大きくなかったことにもよるが、ひび割れの進展などもほとんど観察されなかった。ES 10 波を入力した RUN-10 の最大応答値は、 $\tau_{ave}=55.5 \text{ kg/cm}^2$, $R=7.75 \times 10^{-3}$ であり、ひ



図—53 破壊状況 (1) RUN-4~RUN-10



図—54 破壊状況 (2) 最終破壊時



図—55 最終破壊時 (RUN-11) の応答波形

び割れも多少増加した。さらに、10 Hz の正弦定常波を 4 秒間入力した RUN-11 では、 $\tau_{ave}=60.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $R=9.53 \times 10^{-3}$ に達した後、時刻 1.23 秒付近から正方向へ変形する波で脚部からの高さ 46 cm 付近のウェブ位置のコンクリートがすべり破壊を起こし、崩壊に至った。図—55 に RUN-11 における加速度と変位の応答波形を示す。

図—40 に各 RUN の最大応答せん断応力度と部材角との関係を水平加力実験の結果と対比させて示した。図に示されるように、振動実験と水平加力実験の結果を同一変形に対する力でみると、前者は後者の 75~95% 程度の範囲に位置する。この理由として、振動実験では水平加力実験の場合より繰返し回数が増えることと、付加質量の回転慣性モーメントの影響などが考えられる。これらの諸点を考慮すれば、今回得られた振動実験の結果と水平加力実験の結果とは良く対応しているといえる。

7.2 固有振動数と剛性

表—19 に固有振動数と減衰定数を示す。固有振動数は加速度波形のスペクトル解析より求めた伝達関数がピークを示す位置の振動数で表わした。表に見られるように、弾性応答時の固有振動数は 22.8 Hz である。また、 S_I 荷重時の応力レベルに対応する RUN-2、RUN-3 のときの固有振動数は約 20 Hz であった。さらに、ひび割れが多数生じた RUN-4 では約 11~17 Hz の範囲まで減少するが、RUN-5 などの低応力レベルでの応答では、固有振動数が約 20 Hz と回復する傾向が認められる。また、RUN-7 から RUN-9 のときの固有振動数は RUN-4 のときの値からほとんど変化していない。

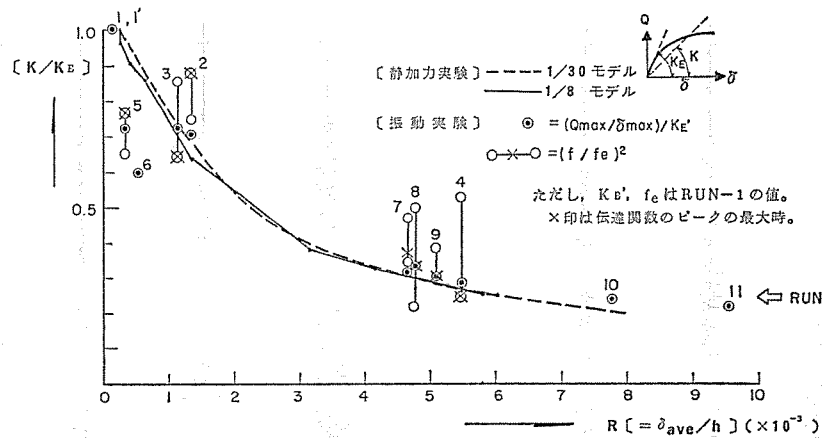
表—19 固有振動数と減衰定数

RUN	入力波形	部材角 R (10^{-3})	固有振動数 f (Hz)	減 衰 定 数 h (%)**		
				共 振 曲 線 の $1/\sqrt{2}$ 法	伝 達 関 数 の $1/\sqrt{2}$ 法	加 速 度 応 答 の スペクトル
共振実験	正弦波	微小変形	22.8	2.1	—	—
1	S_I	0.12	(1) 22.8*	—	1.9	—
1'	S_{II}	0.14	(1) 22.8	—	1.1	—
2	S_I	1.33	(1) 21.4 (3) 20.8 (2) 19.8	—	—	—
3	S_{II}	1.12	(2) 21.1 (3) 19.8 (1) 18.3	—	—	—
4	ES 14	5.44	(2) 16.6 (1) 11.2	—	—	—
5	S_{II}	0.33	(1) 20.0 (2) 18.4	—	2.0	2.0
共振実験	正弦波	微小変形	21.0	3.4	—	—
7	S_{II}	4.64	(3) 15.6 (1) 13.9 (2) 13.3	—	—	8.4
8	ES 14	4.70	(3) 16.1 (1) 13.2 (2) 10.7	—	—	—
9	S_I	5.08	(3) 15.9 (2) 14.2 (1) 12.6	—	—	8.6

* () 内の番号は、伝達関数のピークの大きさの順位を示す。

** 減衰定数は、明瞭に確定できた値のみ示す。

図—56 には、各 RUN における最大応答変位 δ_{max} と剛性低下率との関係を示した。なお、剛性低下率については、各 RUN における最大応答値に対する割線剛性の低下率と、固有振動数の変化率から求めたもの 2 種類を表示した。図に示されるように、振動実験で得られた剛性低下率と水平加力実験で得られたものとは比較的良く対応している。



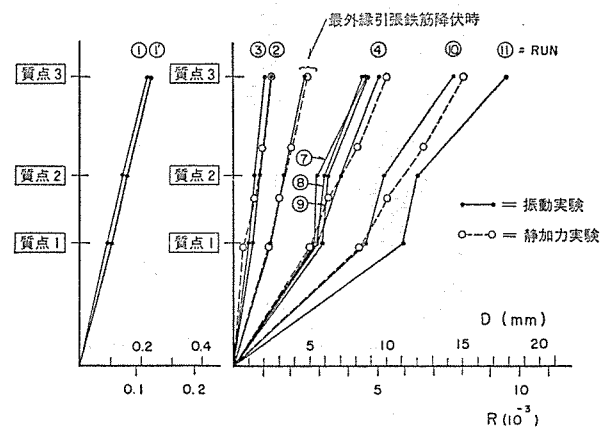
図—56 剛性低下率と部材角との関係

7.3 減衰定数

表—19 に、共振曲線と伝達関数それぞれから $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数を示す。さらに、RUN-2 以降の減衰定数としては、各 RUN におけるベーススラブの加速度波形の加速度応答スペクトルを種々の減衰定数に対して求め、それと最大応答加速度倍率および固有振動数から推定した値を加速度応答スペクトルによる減衰定数として示した。この結果、弾性応答時の減衰定数は 2% 前後、RUN-5 のように大変形を経験した後も小振幅レベルでの応答時の減衰定数は弾性時と差はない。また、RUN-7、RUN-9 のように、非弾性域の大振幅レベルでの応答時の減衰定数は約 8% 程度と推定される。

7.4 振動モード

応答変位モードを 図—57 に示す。図に示されるように、応答変位モードは、弾性応答時では逆三角形モードであるが、非弾性応答時では変形が増大するにつれ相対的に質点 1 位置の変形が大きくなっている。なお、変位モードについても水平加力実験結果と良く対応していることが認められる。



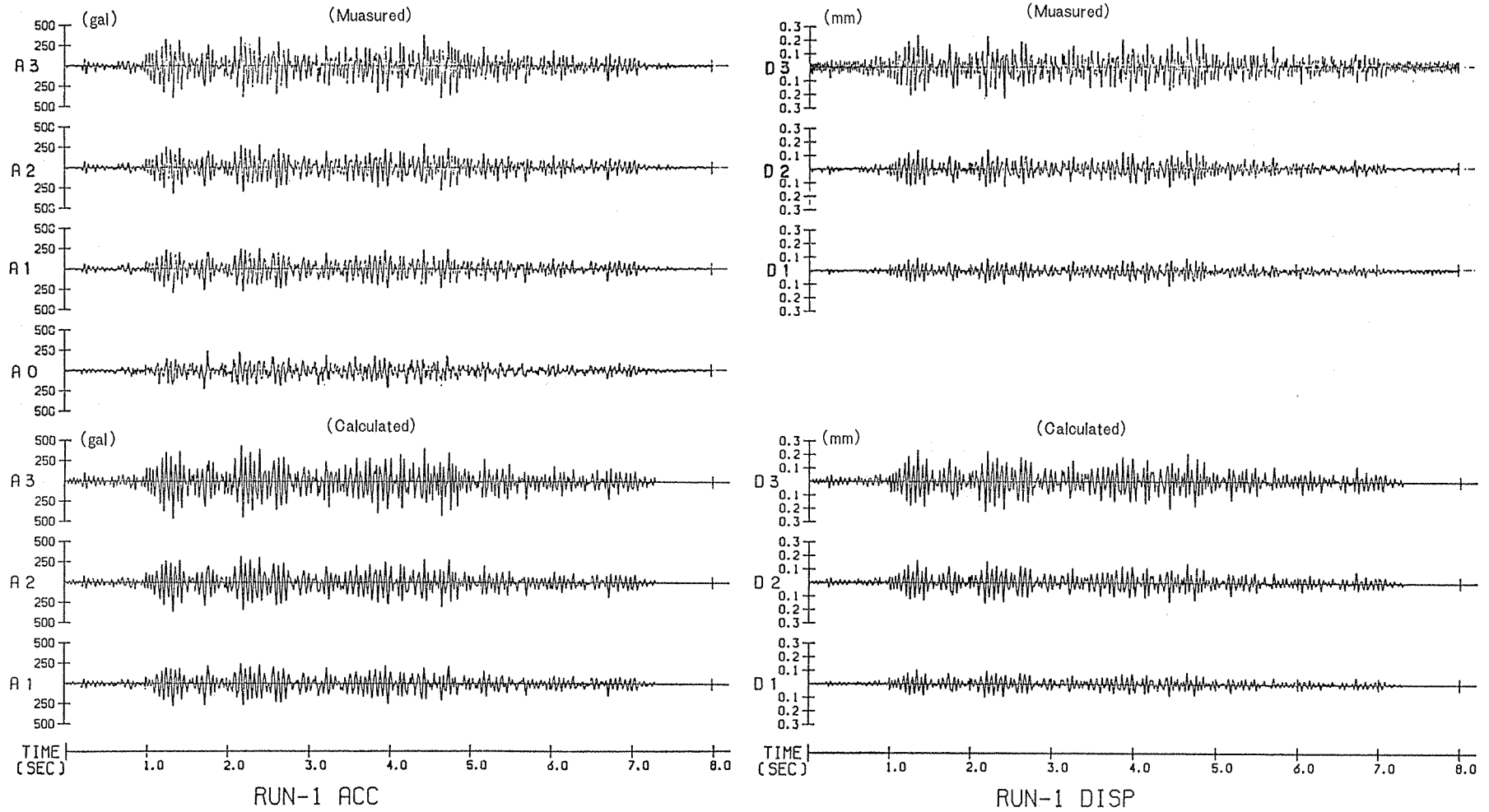
図—57 応答変位モード

7.5 応答解析

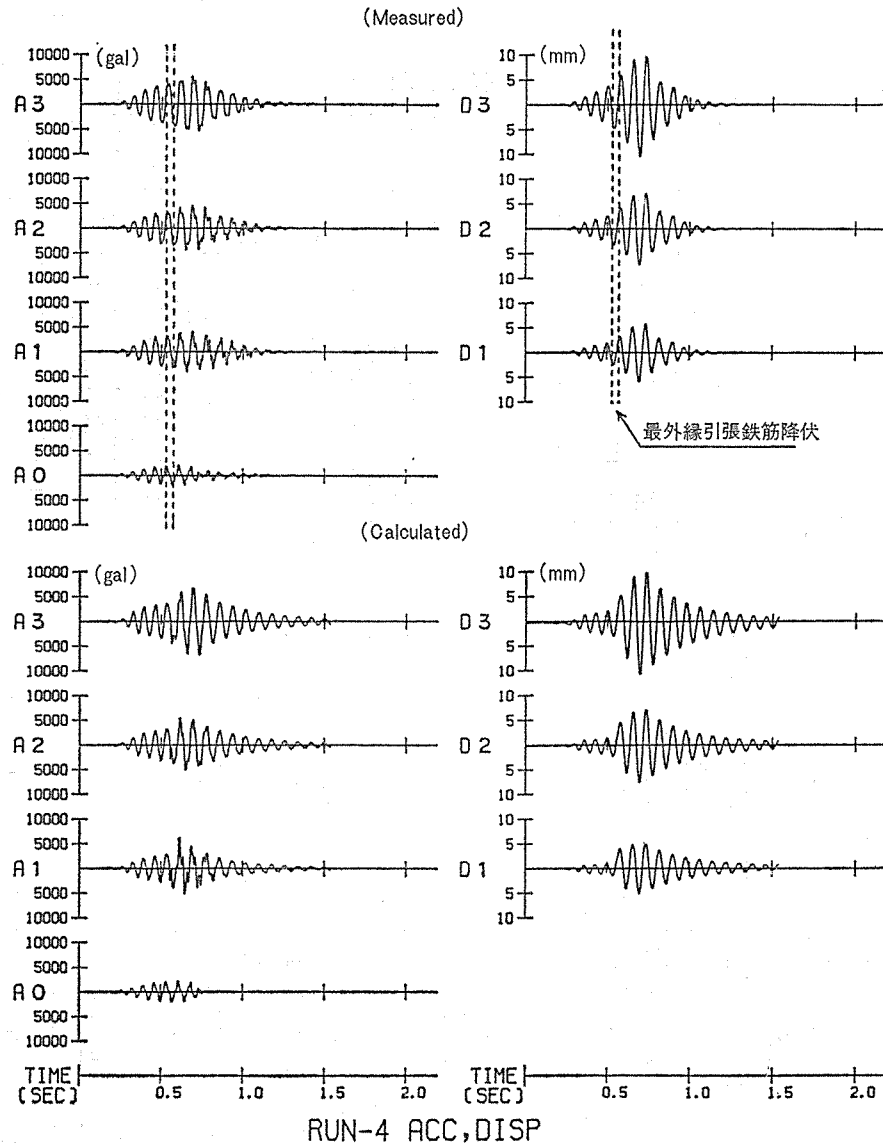
4 章に述べたように、水平加力実験の結果、解析結果などに基づいて設定した復元力特性を用い、曲げせん断多質点系による非線形動的解析を行った。この解析で得られた各質点位置の加速度、変位、せん断応力度の最大応答値を実験値と併記して 表—20 に示した。また、時刻歴応答波形例として RUN-1、RUN-4、RUN-10 の測

表—20 最大応答値の計算値と実験値との比較

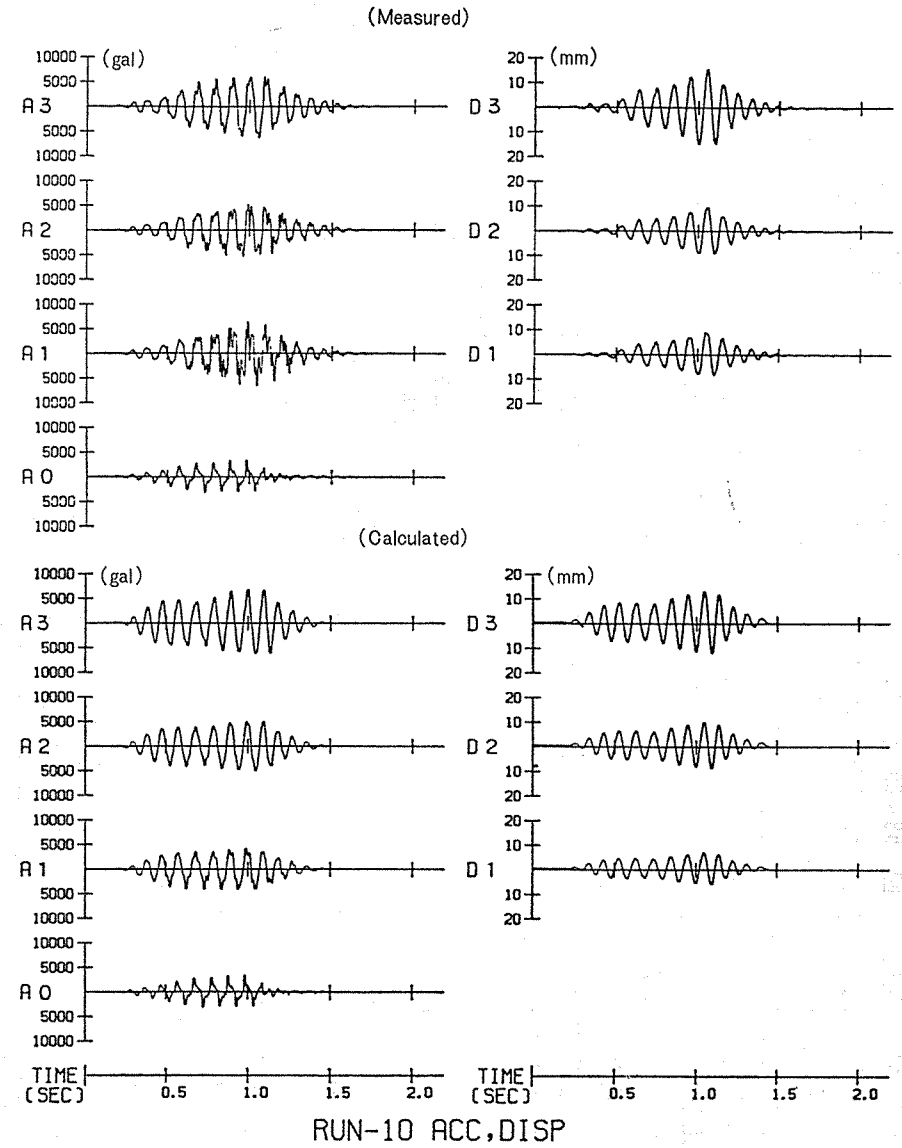
RUN	質 点	入 力 (gal)	加 速 度 (gal)			変 位 (mm)			せん断応力度 (kg/cm ²)			計 算 振 動 数
			実 験	計 算	計/実	実 験	計 算	計/実	実 験	計 算	計/実	
1	3	S ₁	422	462	1.09	0.22	0.24	1.09	1.6	1.7	1.06	22.8 Hz
	2		325	359	1.10	0.14	0.16	1.14	2.6	2.8	1.08	↓
	1	244	278	277	1.00	0.12	0.10	0.83	3.4	3.7	1.09	22.8
2	3	S ₁	3 090	3 779	1.22	2.48	2.71	1.09	11.6	14.2	1.22	22.8
	2		2 540	3 052	1.20	1.70	1.85	1.09	19.4	22.6	1.16	↓
	1	2 120	2 630	2 640	1.00	1.24	1.19	0.96	27.5	29.6	1.08	20.2
4	3	ES 14	5 480	6 722	1.23	10.17	10.65	1.05	20.6	25.7	1.25	20.2
	2		4 500	5 458	1.21	7.22	7.52	1.04	34.2	38.0	1.11	↓
	1	2 150	3 950	6 190	1.57	5.60	4.95	0.88	45.9	55.5	1.21	12.4
10	3	ES 10	5 990	6 757	1.13	14.50	13.13	0.91	26.5	25.6	0.97	12.4
	2		5 370	5 002	0.93	9.78	9.99	1.02	43.0	43.4	1.01	↓
	1	3 420	5 920	4 211	0.71	8.61	7.11	0.83	56.8	58.6	1.03	11.8



図—58 応答波形の比較 (RUN-1)



図—59 応答波形の比較 (RUN-4)



図—60 応答波形の比較 (RUN-10)

定結果を解析結果と比較して 図—58～60 に示す。

これらの図と表に示されるように、最大応答加速度値は、各 RUN において、計算値が実験値を多少上まわったが、最大応答変位については、実験値と計算値が良く一致した。解析で得られた応答波形、周期性は、RUN-4 の自由振動領域のように、応答レベルが低い領域では、あまりよく一致していない。

以上、試験体の付加質量位置に質点を置いた曲げ・せん断型 3 質点系振動モデルを用いた解析で、構造体の弾性応答域から非弾性応答域にわたる動的な挙動をある程度追跡し得た。

8. ま と め

1/8 モデルと 1/30 モデルの水平加力実験結果と 1/30 モデルの振動実験結果を対比させることでまとめとする。

8.1 水平加力実験結果と振動実験結果

(1) 破壊モードと終局耐力

破壊モードは、水平加力実験の 1/8 モデル、1/30 モデルおよび振動実験の 1/30 モデルの 3 体とも、ウェブ位置のコンクリートのせん断すべり破壊型であった。また、終局耐力も平均せん断応力度に換算すると、1/8 モデルが 60.3 kg/cm^2 、1/30 モデル水平加力が 58.9 kg/cm^2 、1/30 モデル振動が 60.6 kg/cm^2 と、試験体形状、寸法、載荷法（静的載荷、動的載荷）などに相違点があるにもかかわらず、ほぼ同じ結果を得た。

(2) 剛性低下

変形の増大に伴う剛性低下の傾向は、1/8 モデル、1/30 モデルの結果に差異はなく、その割線剛性は S_2 荷重時で弾性剛性の約 70%，最外縁鉄筋降伏荷重時で約 45% であった。これは、弾性域から離れた非弾性応答域における構造体の固有振動数の変遷の性状とも対応している。

(3) 減衰定数

水平加力実験で得られた等価粘性減衰定数は、1/8 モデルの場合、 S_1 荷重時で約 2%， S_2 荷重時で約 3%，部材角 $R=4 \times 10^{-3}$ レベルで約 4.5% であった。1/30 モデルの場合はそれより多少大きく、 S_1 荷重時 4%， S_2 荷重時 4%， $R=4 \times 10^{-3}$ 時 7.5% である。一方、振動実験で得られた減衰定数は、明確に断定することはできないが、弾性域から離れていない非弾性応答域（ S_1 荷重レベルまで含まれる）で約 2%， $R=4.6 \times 10^{-3}$ レベルで約 8% であった。

8.2 設計値と実験値

(1) プレストレス導入時の挙動

1/8 モデルの緊張作業の結果、コンクリートにひび割

れは観察されず、設計で想定していたテンドン緊張順序がほぼ妥当なものであったといえる。また、テンドン定着後のプレストレス損失量も実験値と予測値はほぼ一致した。

(2) 内圧加圧時の挙動

設計圧力の 1.15 倍までの圧力を負荷した結果、1/8、1/30 モデルとも、コンクリートにひび割れは観察されず、また、圧力-変位、圧力-ひずみなどの関係から、構造体の挙動はほぼ弾性挙動であったといえる。なお、1/8 モデルの挙動にはバットレス、開口などの形状の影響が認められるが、FEM 解析などの解析モデルでその形状効果を考慮すれば、予測可能である。

(3) 設計地震荷重時の挙動

S_1 、荷重時、 S_2 荷重時の荷重に相当する水平力を載荷した結果、鉄筋は降伏域まで到達しておらず、ひび割れの発生も限定された範囲にとどまった。この性状は 1/8 モデル、1/30 モデルの場合とも同様であった。また、 S_1+L 時の場合、ひび割れは広範囲に進展したが、このときも、鉄筋は降伏しなかった。

(4) 設計荷重に対する耐力余裕

水平加力実験で得られた終局耐力は、1/8 モデルの場合には、 S_1 荷重に対し 2.56 倍、 S_2 荷重に対し 1.84 倍であった。また、1/30 モデルの場合は、 S_1 荷重の 2.50 倍、 S_2 荷重の 1.80 倍の耐力余裕を示し、振動実験の結果にもほぼ同程度の耐力余裕があることが認められた。

(5) 設計の信頼性

弾性応力解析に基づいて設計された PCCV 構造体は設計地震荷重に対して健全であり、耐力的にも十分な安全余裕のあることが認められた。

なお、FEM などによる非弾性解析を行えば、構造体の挙動をより正確に予測できる。

謝 辞

本実験の計画にあたりご指導頂いた東京大学大崎教授、建設省建築研究所中野博士、日本構造橋梁研究所猪股博士に感謝致します。また、振動実験を行うにあたりご協力頂いた科学技術庁国立防災科学技術センターの多数の関係者に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 関西電力：プレストレストコンクリート原子炉格納容器模型の破壊実験報告，通産省委員会提出資料，昭 50.2
- 2) 電力中央研究所：昭和 53 年度原子力発電設備改良標準化調査報告書，通産省委託研究報告書，昭 55.3
- 3) 内田，大森，青柳，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（その 1）～（その 4），建築学会大会梗概集，昭 53.9
- 4) 小垣，小林，他：プレストレストコンクリート円筒壁体の

- せん断耐力に関する研究(その1)～(その5), 建築学会大会梗概集, 昭 54.9
- 5) 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, 建築学会大会梗概集, 昭 54.9
 - 6) Y. AOYAGI, K. YAMADA: An Experimental Approach to the Design of Network Reinforcement against Inplane Shear in Reinforced Concrete Containment, 5th SMiRT, Aug. '79
 - 7) H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, H. Rusch: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, Journ. of the ACI, Vol. 66, No. 8, Aug. '69
 - 8) 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, 建築学会論文報告集, 号外, 昭 41.10
 - 9) 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, 建築学会関東支部研究報告集, 昭 51
 - 10) 長島, 瀬戸川, 他: 円筒型 RC 耐震壁に関する水平加力実験報告, 建築学会大会梗概集, 昭 54.9
 - 11) 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), 建築学会大会梗概集, 昭 54.9

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート世界の動向と 新道路橋示方書による設計計算例

本書は第7回技術講習会のためのテキストです。その内容は、前半は世界におけるPCの動向として、諸外国の特殊なPC橋施工例 Alm 橋ほか数橋と LNG タンクについて、また建築構造物については最近世界的に関心の高まってきたアンボンド PC 工法をとりあげ、その理論と利用法について詳しく説明されている。後半には新しいコンクリート道路橋示方書に基づいた設計計算例として、静定構造物についてはポストテンション単純Tげた橋について、また不静定構造物については連続げた橋について詳細折込付図を添付し詳述されている。実務者には必携の図書としてお勧めいたします。希望者は代金を添えプレストレストコンクリート技術協会にお申し込みください。

体 裁: A4判

定 価: 3,000 円 送 料: 450 円

内 容: プレストレストコンクリート世界の動向——(A) 土木構造物——Alm 橋, Ruck-A-Chucky 橋, Columbia 斜張橋, Brotonne 橋, Carpinto 橋, Fos-sur-Mer, Montori-en-Bretagne の各 LNG タンクほか, (B) 建築構造物——アンボンド PC 工法の発達の歴史, アンボンド PC 鋼材と防せい材, アンボンド PC 部材の曲げひびわれおよび曲げ破壊耐力, 曲げひびわれおよびたわみ特性と普通鉄筋の必要性, アンボンド PC 部材の曲げ疲労耐力, フラットスラブ構造, Ⅲ種アンボンド PRC 構造, 新コンクリート道路橋示方書による設計計算例, (C) 静定構造物設計計算例——設計計算の対象, 材料強度・許容応力度等, 曲げモーメントが作用する部材としての設計, せん断力が作用する部材としての設計, (D) 不静定構造物設計計算例——不静定構造物の断面力の算定, 設計条件, 各部の設計ほか, 折込付図4枚