

# 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 3)

——1/30 模型小型試験体を用いた静的・動的実験と解析——

PCCV 研究グループ

## Studies on Structural Behaviors of Prestressed Concrete Containment Vessels (Part 3) ——Static and Dynamic Loading Tests on One-Thirtieth Scale Models——

PCCV Structural Research Group

### Abstract

This paper describes results of tests and analyses on prestressed concrete containment vessels (PCCV) under dynamic and static loadings. The objects of this study are to experimentally confirm the structural soundness under a number of combined seismic loads and to verify the reliability of the current design method for PCCV structures. Two identical simplified test models of one-thirtieth scale were made.

Both dynamic and static test results successfully demonstrated sliding shear explosion collapse. The ultimate average shear stresses from these tests were 58.9 kg/cm<sup>2</sup> for the static test and 60.6 kg/cm<sup>2</sup> for the dynamic test.

### 概 要

本研究は、プレストレスト格納容器の振動特性と構造耐力を実験的に把握し、耐震設計の信頼性評価に資するデータを得ることを目的としたものである。特に、ここでは実際の1/30縮尺モデルを用いた静的水平加力実験と振動実験の2面から、設計地震時組み合わせ条件に対するPCCV構造体の健全性と耐力安全性を評価・検討した。

その結果、設計用S<sub>2</sub>地震荷重時にはウェブ脚部の限られた領域に斜めひび割れが数本生じた程度であること、終局耐力はS<sub>2</sub>荷重の1.80、1.85倍の安全余裕度を持つこと等が分かった。また、ベーススラブ内での円筒部コンクリートのめり込みと鉄筋の抜け出しを考慮したFEM非線形解析手法により水平加力実験結果及び内圧を伴う水平加力実験結果を共に精度よく追跡することができ、試験体を曲げ・せん断多質点系に置換した弾塑性地震応答解析手法によって振動実験結果をかなり良く追跡できた。

### 1. 序

この実験研究は、プレストレストコンクリート格納容器（以下、PCCVと称す）を対象とした構造耐力実験であり、PCCVの地震時組み合わせ荷重条件に対する構造健全性と耐力安全性を静的水平加力実験及び振動実験の両面から確認するとともに、その振動特性と構造耐力を把握し耐震設計の信頼性評価に資するデータを得ることを主目的としたものである。なお、静加力試験体については水平加力前に、設計圧の15%増の内圧実験も行ってその挙動を調べた。

試験体は、バットレス及び開口を省略して形状を単純化した実機PCCVの1/30縮尺の、水平加力試験体1体と振動試験体1体の計2体からなる。

論文の構成は、両試験体の共通部分である試験体に関する記述を第2章で示し、水平加力試験体の実験に関して第3章で、振動試験体の実験に関して第4章でそれぞれ別個にまとめ、両者の結果を総合して第5章で述べた。水平加力試験体による起振機実験のまとめに関しては、内容が振動試験体の実験結果と関係が深いので、第4章に含めて整理した。

また、一連の報告の関係上、記述内容が重複する部分は割愛したので、終局耐力に関する既往の実験結果との比較検討及び参考文献等については同標題（その2）を参照されたい。また、本報告の中で用いた無限円筒解析及びFEM非線形解析手法の基本的な考え方は同標題（その2）に示したとおりである。ただし、シェル理論は、円筒脚部の完全固定とスプリングライン位置の応力変位

連続条件を用いた、L. H. Donnell の薄肉円筒殻の近似理論である。

## 2. 試験体

### 2.1. 試験体の概要

試験体は、半球ドーム部、円筒部及びベーススラブからなり、高さ2204mm、内径1434mm、壁厚50mmである。水平加力試験体には、図-1に示すように、起振機据付スラブがドーム頂部に、水平加力用スラブがベーススラブ上端より1875mmのドーム部に、それぞれ設けられている。振動試験体には図-2に示す形状の硬鉛の錘りを取り付けた。錘りの取り付け位置は、図-2に示すようにドーム部1か所と円筒部2か所の合計3か所である。ドーム部では1個の円環状の錘りを壁体の外側に取り付け、円筒部では円周上の12等分点に直方体状の錘り

を壁体の内側と外側に計48個取り付け付けた。取り付け治具を含む全重量は、ドーム部8.95t、円筒部各7.01t、合計22.61tである。図-3に配筋図を示す。ドーム部及び円筒部の縦筋、横筋にはD6を用い、シングル配筋とした。縦筋は、図-4に示すようにベーススラブ内でアンカープレートに溶接し、実験時の抜け出しの条件を単純化した。横筋は、両端を鉄筋径の6倍重ね合わせて両面溶接し、閉鎖型とした。壁断面内では内側から縦筋、横筋、逆U tendonを順に配置した。縦筋の配筋量は、円筒部最下段で147本、円筒部中央付近で98本、スプリングライン付近で49本である。24本の逆U tendon（7本よりアンボンドシーストストランド）はベーススラブ底面のリングプレートに定着させた。ワインディングワイヤー端部は予めコンクリートに埋め込まれたシャーアンカープレートに溶接したコマに定着させた。

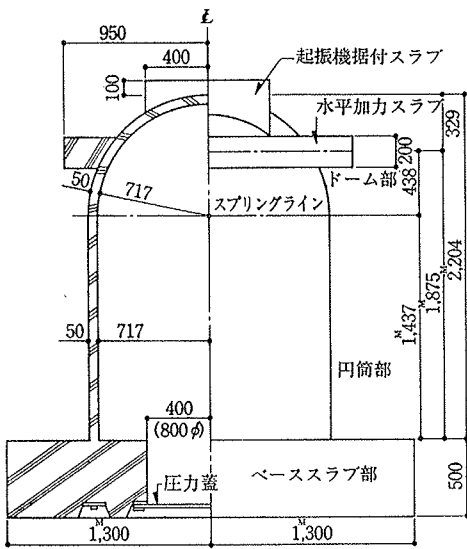


図-1 試験体形状寸法

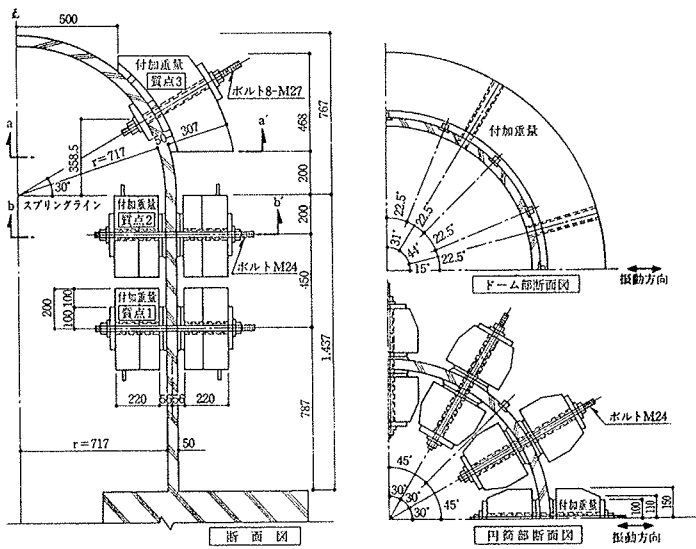


図-2 錘りの形状及び取付位置 (単位 mm)

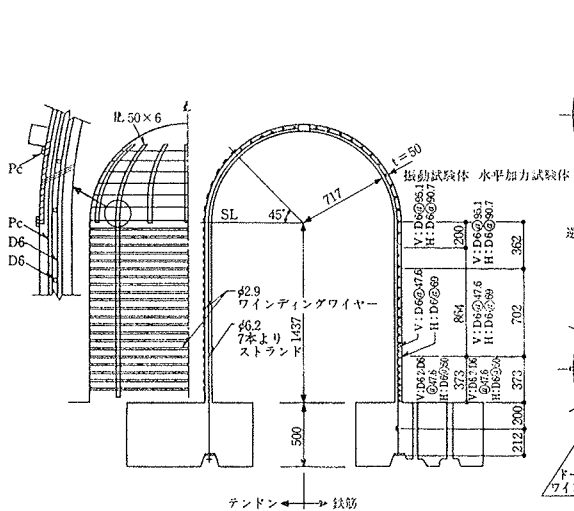


図-3 テンドン配置及び配筋図 (単位 mm)

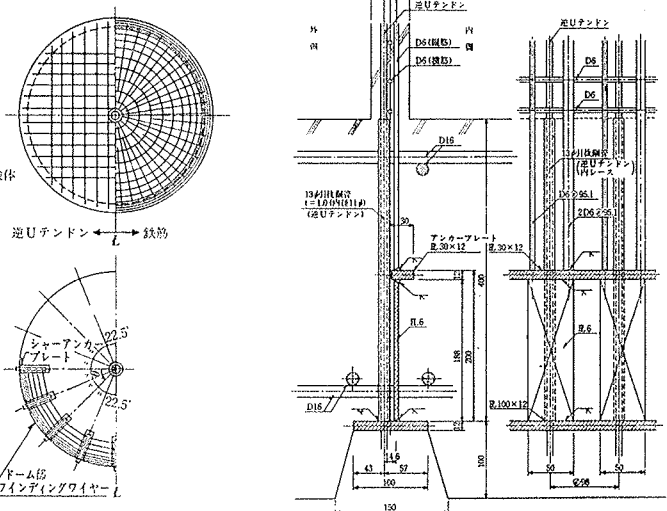


図-4 定着部詳細 (単位 mm)

2.2. 試験体の製作及び使用材料の性質

試験体の製作はベーススラブ、円筒部及びドーム部、水平加力用スラブの3回に亘って行われた。はじめに、ベーススラブの型枠・配筋及び円筒部の縦筋の配筋を行い、ベーススラブのコンクリートを打設した。次に、円筒部及びドーム部の内型枠を組み立てた後、横筋及び逆U tendonを配置した。円筒部で4段に、ドーム部で2段に分けてコンクリートを打設した。外型枠はコンクリート打設ごとに1段ずつ組み立てた。ただし、ドーム頂部は外型枠を設けず、木製定規を用いたコテ仕上げとした。円筒部及びドーム部のコンクリート打設は、水平加力試験体と振動試験体2体同時に行い、1日で連続的に打設を完了させた。その後、水平加力試験体ではプレストレスを導入してから水平加力用治具を円筒部に取り付け、試験体内部にネオプレン系の自然加硫タイプのゴムシートでライニングした。内圧実験終了後、水平加力用スラブのコンクリートを打設した。コンクリートの調合を表-1に、コンクリートの力学的特性を表-2に、鋼材の力学的特性を表-3に、それぞれ示す。

3. 水平加力試験体の実験

3.1. プレストレス導入実験

3.1.1. 実験方法 プレストレス導入は経線方向、円周方向の順に行った。逆U tendonの経線方向プレストレス導入力は3回に分けて与えた。第1次の緊張力を1.76t、第2次の緊張力を3.00tとし、ロードセルを設置した tendonを基準にしてジャッキに内蔵されたロード

メーターで緊張力を管理した。最終緊張はロードセルを設置した tendonから行き、定着終了後に所要の導入力2.98t/本を導入させた。ワインディングワイヤーの円周方向プレストレス導入は、試験体を乗せたターンテーブルを回転させながら、張力906kg/本を与えたワイヤーを試験体に巻付ける方法を用いた。巻付け作業は、スプリングラインから開角45°のドーム部では2本ずつ、円筒部では3本ずつワイヤーを一束にして、ドーム部から円筒脚部に向かって行った。巻付け間隔は平均@63である。

プレストレス導入時の測定は鉄筋のひずみ度及びコンクリート表面のひずみ度について行った。

3.1.2. 実験結果と考察 プレストレス導入終了時の経線方向及び円周方向のひずみ度分布を図-5に示す。実験値は円筒部のコンクリート内表面と外表面の平均値である。同図に円筒部両端の拘束条件を考慮したシェル理論値を破線で示した。経線方向ひずみ度  $\epsilon_\phi$  及び円周方向ひずみ度  $\epsilon_\theta$  とも実験値と理論値はほぼ一致した。

逆U tendonについてプレストレス導入終了時から水平加力実験開始時まで(約10週間)の導入力の変動を図-6に示す。ドーム頂部を通る tendonは2.97tから、2.81tに、スプリングラインから開角45°近傍の短い tendonは2.90tから2.78tに減少した。全平均で、2.93tから2.79tに減少し、実験時プレストレス有効率は予測値96%に近い結果となった。この値を用いると、実験時の経線方向膜応力度  $\sigma_m$  は57.5 kg/cm<sup>2</sup>と推定される。

配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別	配合材種別
8	20±2	4±1	53.0	52.9	211	398	881	784	355N

表-1 コンクリートの調合

圧縮強度*	引裂強度**	ヤング係数	圧縮強度時ひずみ率
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup>	%
500	30.0	2.63	0.32

表-2 コンクリートの力学的特性

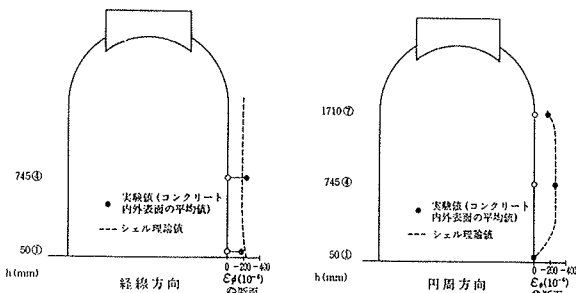


図-5 プレストレス導入後のひずみ度分布

公称断面積	降伏荷重	降伏応力度	引張荷重	引張応力度	ヤング係数	伸び率	用途
cm <sup>2</sup>	ton	kg/cm <sup>2</sup>	ton	kg/cm <sup>2</sup>	10 <sup>3</sup> kg/cm <sup>2</sup>	%	
D6	0.32	1.07	3360**	1.62	5060	1.80	ドーム、円筒部補強
2.9φ	0.0665	1.30	19500**	1.38	20800	2.06	円周方向プレストレス
6.2φ	0.231	3.66	15800**	4.11	17800	1.97	経線方向プレストレス

\* シース外径 9.2φ  
\*\* 残留ひずみ度0.2%に対する応力度

表-3 鋼材の力学的特性

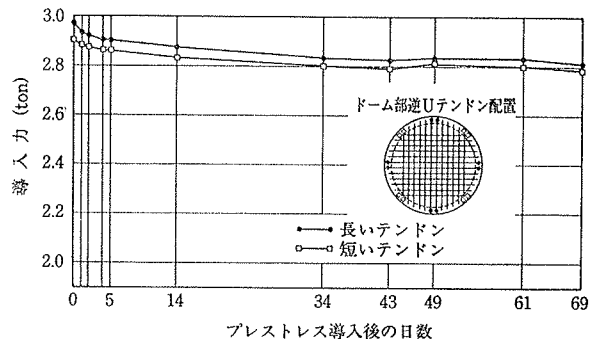


図-6 逆U tendonの導入力の変動

### 3.2. 内圧実験

3.2.1. 実験方法 加圧は、試験体内部の空洞を満水した後、起振機据付けスラブに埋設した圧力導入管から電動水圧ポンプを用いて清水を送り込む方法で実施した。圧力は、設計圧の1.15倍の4.83 kg/cm<sup>2</sup> が目標値であるが、満水時の円筒部中腹位置における水頭圧0.14 kg/cm<sup>2</sup> を考慮して、圧力計指示値4.69 kg/cm<sup>2</sup> まで0.2 kg/cm<sup>2</sup> づつ段階圧として与えた。圧力の検出はドーム頂部に設けたひずみゲージ型圧力計で行った。

内圧実験時の測定は、鉄筋、コンクリート及びワインディングワイヤーのひずみ度について行った。

3.2.2. 実験結果と考察 設計圧の1.15倍の最大内圧4.83 kg/cm<sup>2</sup> 時で試験体表面にひび割れは観察されな

った。

円筒部中腹位置水平断面④の半径方向変形（7か所の平均値）と内圧との関係を図-7に示す。座標軸は満水時を原点とした。最大内圧時に於る鉛直断面④及び⑩の半径方向変形モードを図-8に示す。変形は、試験体の外半径  $r_0 = 767$  mm で除した、無次元量である。半径方向変形は①断面から②断面に向かって急激に増大し、②断面以上はほぼ一定の値を示している。即ち、ベーススラブによる円筒脚部の面外変形拘束の影響が明瞭に認められる。円筒部中腹位置③-④の縦筋及び横筋と内圧との関係を図-9に、最大内圧時における縦筋のひずみ度分布を図-10に、横筋のひずみ度分布を図-11に、それぞれ示す。縦筋のひずみ度分布は鉛直方向位置に拘らずほぼ  $100 \times 10^{-6}$  の値を示した。横筋のひずみ度分布は図-8に示した半径方向変形モードに類似した、円筒脚部の拘束の影響を示している。これらの図中に弾性計算値を示した。

図-7, 図-9をみると、設計値の1.15倍の最大内圧時に得た変形及びひずみ度はともに弾性変形、弾性ひずみ度より若干大きい傾向にあるが、弾性剛性はシェル理論値と良く一致した。シェル理論値は、⑨断面を対象とした場合、無限円筒計算値とかわらない。

### 3.3. 水平加力実験

3.3.1. 実験方法 高さ方向に2段の加力位置を設け、設計用曲げモーメント分布に対応する荷重配分で加力した。曲げモーメント及びせん断力分布を図-12に示す。

加力機構を図-13に示す。ドーム部に設けた水平加力用スラブの両側にそれぞれ2台の油圧ジャッキ(容量100t)を、ベーススラブ上端から1m000の円筒部円周上8等分点に各点2台、計16台のセンターホールジャッキ(容量35t)を設置した。正荷重時には、水平加力用スラブ④側2点と円筒部④側4点で押し、同時に⑩側4点で引張った。負荷重時には、正荷重時と同じ方法で、逆方向に加力した。油圧系統を加力方向に対して左右二つに分けた。

水平加力実験、内圧+水平加力実験の加力プログラム及び起振機実験の実施時期を表-4に示す。

加力方向の水平変位、半径方向変位、フランジ側の鉛直方向変位(絶対変位及び区間変形)を変位計(感度200, 500, 1000  $\mu$ /mm)で測定した。鉄筋のひずみ度、ワインディングワイヤーのひずみ度及びコンクリートの内外表面のひずみ度をW.S.G.で測定した。水平荷重の検出のため、加力点には全点数20個のロードセルを設置した。

3.3.2. 破壊経過 以後、全せん断力(Q)を円筒部全水平断面積(A)で除した平均せん断応力度を荷重

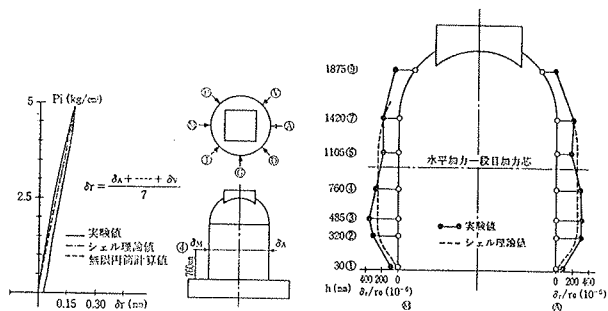


図-7 内圧～半径方向変形関係

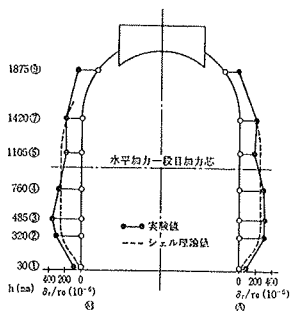


図-8 最大内圧時の半径方向変形モード

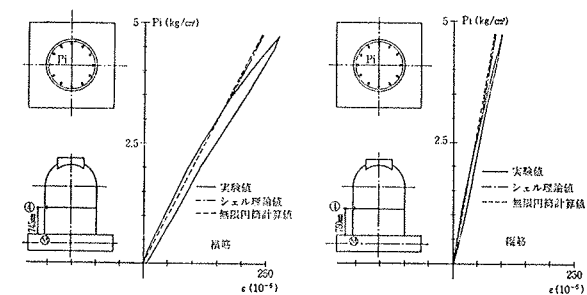


図-9 内圧～鉄筋のひずみ度関係

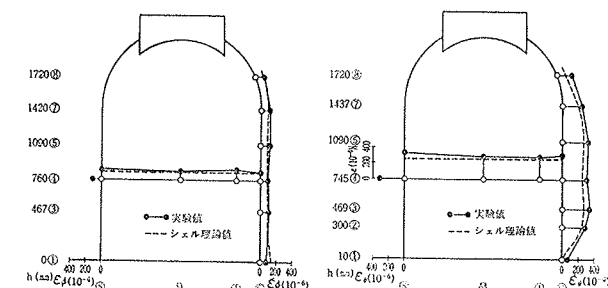


図-10 最大内圧時の縦筋ひずみ度分布

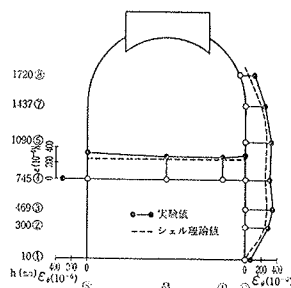


図-11 最大内圧時の横筋ひずみ度分布

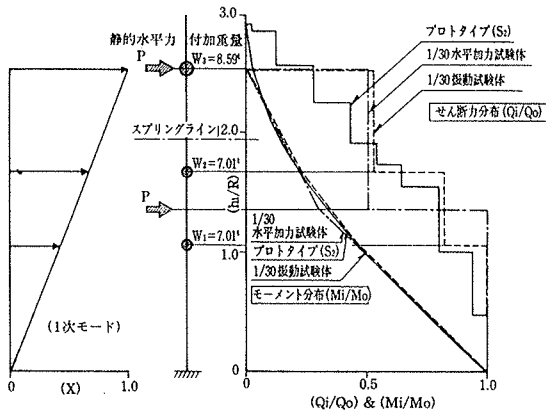


図-12 曲げモーメントとせん断力分布

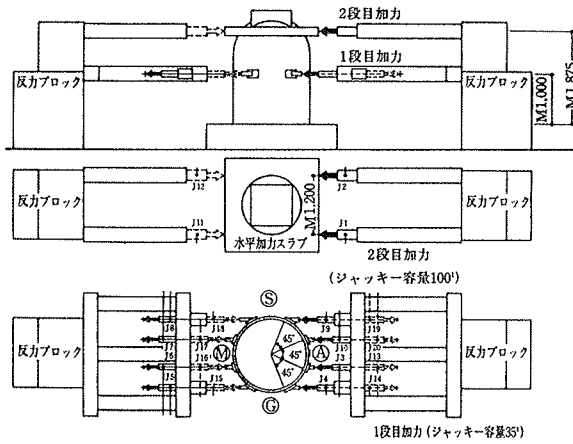


図-13 水平加力機構

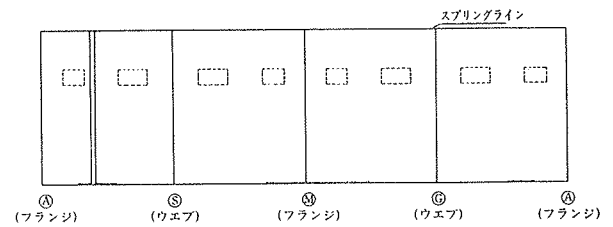
( $\tau$ )と、水平加力用スラブ位置での水平変形(頂部水平変形)をベーススラブ上端からの距離で除した値を頂部水平変形角( $R$ )と定義する。

ひび割れ進展状況を図-14に示した。目標荷重 $\tau = 24.1 \text{ kg/cm}^2$ のサイクルで、荷重 $\tau = 14.3 \text{ kg/cm}^2$ 時にフランジの脚部つけ根に曲げひび割れを初めて目視により発見し、 $S_1$ 荷重に至り、曲げひび割れがフランジの脚部つけ根に断続的に発生した。 $S_2$ 荷重のサイクルでは、この曲げひび割れが荷重の増大とともに連続的に結ばれて、荷重 $\tau = 29.5 \text{ kg/cm}^2$ 時にひび割れ長さが全周の $\frac{1}{2}$ を占めるに至った。その間、荷重 $\tau = 28.8 \text{ kg/cm}^2$ でウェブの脚部にせん断ひび割れが生じ、剛性が明瞭に低下した。 $S_1+LOCA$ 荷重サイクルでは、荷重 $\tau = 18.2 \text{ kg/cm}^2$ 以後、せん断ひび割れが多数発生した。内圧のない変形角 $R=4/1000$ のサイクルでは、荷重 $\tau = 40.7 \text{ kg/cm}^2$ 時に最外縁引張鉄筋の脚部つけ根のひずみ度が急激に増加し、荷重 $\tau = 45.5 \text{ kg/cm}^2$ 時に縦筋の降伏領域は全周の $\frac{1}{4}$ の引張側に拡大した。変形角 $R=8/1000$ のサイ

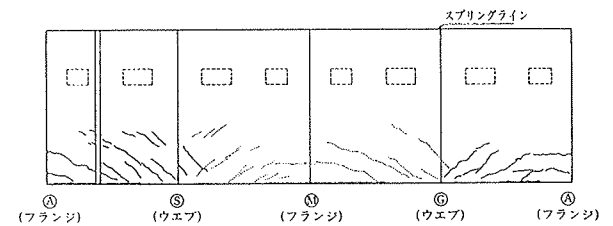
試験項目	内容	目標値	くり返し回数	取扱実験
内圧実験		$P_1 = 4.83 \text{ kg/cm}^2$ *1	半サイクル	・D1
水平加力実験	弾性範囲		半サイクル	・D2
	$S_2$ 荷重(GT2)と $S_1$ 荷重(プロトタイプ)	$Q = 56.2 \text{ t} (\tau = 24.1 \text{ kg/cm}^2)$	2サイクル	水平加力用スラブコンクリート打設
	$S_2$ 荷重(プロトタイプ)	$Q = 76.5 \text{ t} (\tau = 32.8 \text{ kg/cm}^2)$	2サイクル	・D3
水平加力+内圧実験	上記荷重時の半分の変形		1サイクル	・D4
	$P_1 = 4.20 \text{ kg/cm}^2 + S_1$ 荷重(プロトタイプ)	$Q = 55.1 \text{ t} (\tau = 23.6 \text{ kg/cm}^2)$	2サイクル	・D5
水平加力実験	上記荷重時の半分の変形		1サイクル	・D5
	$S_2$ 荷重(プロトタイプ)	$Q = 76.5 \text{ t} (\tau = 32.8 \text{ kg/cm}^2)$	2サイクル	・D5
	$R = \frac{4}{1000}$	$\delta = 7.50 \text{ mm}$	2サイクル	・D6
	$R = \frac{2}{1000}$	$\delta = 3.75 \text{ mm}$	1サイクル	・D6
	$R = \frac{8}{1000}$	$\delta = 15.0 \text{ mm}$	1サイクル	・D7

\*1  $4.2 \times 1.15 \text{ kg/cm}^2$  \*2  $R = \frac{\delta}{1875}$  ( $\delta$ : 頂部水平変形)

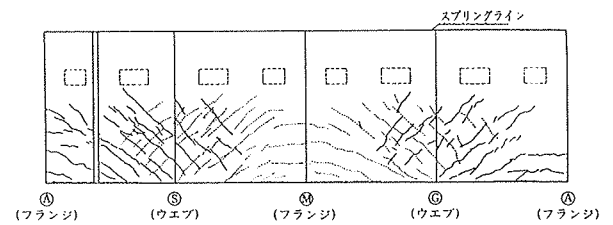
表-4 加力プログラム



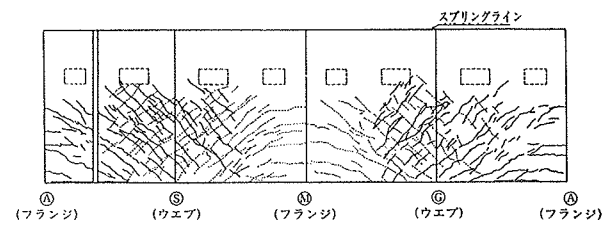
$S_2$ (GT2)  $\approx S_1$  (プロトタイプ) 荷重時



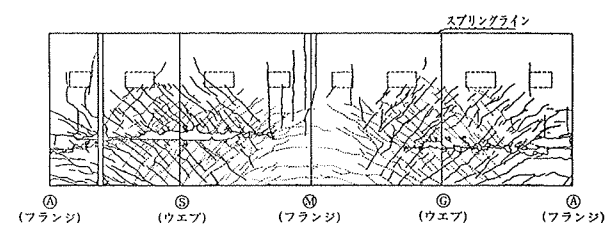
$S_2$  (プロトタイプ) 荷重時



$S_1$  (プロトタイプ) + LOCA 荷重時



$R=4/1000$  時



最終破壊時

図-14 ひび割れ進展状況

クルでは、荷重  $\tau = 51.5 \text{ kg/cm}^2$  以後、縦筋の降伏領域が全周の半分に拡がった。

最終破壊は荷重時に生じた。荷重  $\tau = 50.0 \text{ kg/cm}^2$  時に、ベーススラブ上端から 35 cm の㊸側ウェブ位置でコンクリートの圧壊的破壊が起り、更に変形を強制すると直ちにベーススラブ上端より 45 cm の㊸側ウェブ部分が激しくせん断すべり破壊を起した。破壊断面は縦筋のカットオフ位置にはぼ当る。このときの頂部水平変形角は  $R = 5.3/1000$  であった。

**3.3.3. 各種強度の実験値と計算値** 曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、最外縁引張鉄筋降伏強度及び終局強度の実験値、計算値及びその比を表一5に示す。曲げひび割れ強度は2種に分けた。一つは荷重～頂部水平変形関係で剛性が初めて低下するときの荷重(表中㊸)である。他は荷重～曲げ変形関係(図一17)で曲げ剛性が明瞭に低下するときの荷重(表中㊹)である。

図一15に FEM 非線形解析結果を示した。解析方法は同標題(その2)に述べたとおりである。ただし、メッシュ割り及び脚部鉛直バネ定数は異なる。図中に示した数値は、その位置がひび割れが生じたとき或いは縦筋の降伏が生じたときの、荷重 (ton) である。曲げに対する解析は、経線方向プレストレス力を軸力に置換し、コンクリートの応力度～ひずみ度関係を Sin 関数で表した鉄筋コンクリート塑性論(以後 RC 塑性論と呼ぶ)によった。せん断終局強度の算定には経線方向プレストレス力を軸力に置換し、せん断補強効果に縦筋量と逆Uテンソンの余力を考慮した。

FEM 解析結果は、終局強度を除き、諸強度を推定し得た。最外縁引張鉄筋降伏強度は RC 塑性論による値の約0.9倍であった。正の最大荷重時平均せん断応力度は、 $58.9 \text{ kg/cm}^2$  であり、この値は  $S_2$  荷重の1.80倍である。終局強度は、正荷重を対象とすると、曲げ終局強度計算値の0.99倍、東大式を修正したせん断終局強度計算値の1.02倍であった。

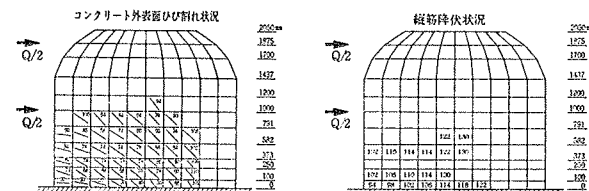
**3.3.4. 荷重～変形関係** 荷重と頂部水平変形角との関係を図一16に示す。図中、 $S_1+LOCA$  荷重時に得た荷重と変形との関係を点線で、FEM 非線形解析結果を1点鎖線で示した。また、 $S_1+LOCA$  荷重時の荷重と変形との関係のみを抽出して図中に添示した。解析結果は実験値を良く追跡している。 $S_1+LOCA$  荷重時を対象とした解析結果は、実験値に比べて剛性がやや高い傾向にあるが、実験値を割合良く追跡している。

頂部水平変形を曲げ変形成分、回転変形成分、せん断変形成分に分離して図一17に示す。分離の方法は同標題(その2)と同じである。即ち、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た曲率分布を用

各種強度	実験値		計算値	実計
	Q (ton)	$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Q (ton)	
曲げひび割れ強度	㊸	+ 19.6	20 (FEM)	0.98
		- 28.3		1.42
	㊹	+ 68.8	60.9* (はり理論)	1.13
せん断ひび割れ強度		+ 67.2	66 (FEM)	1.02
		+ 28.8	118* <sup>2</sup> (主応力度評価)	0.57
		- 67.4	66 (FEM)	1.02
最外縁引張鉄筋降伏強度		+ 94.9	94 (FEM)	1.01
		+ 40.7	104 (RC 塑性論)	0.91
		- 96.4	94 (FEM)	1.03
終局強度		+ 137.3	104 (RC 塑性論)	0.93
		+ 58.9	139 (RC 塑性論)	0.99
		- 116.6	134* <sup>3</sup> (修正東大提案式)	1.02
		139 (RC 塑性論)	0.84	
		134* <sup>3</sup> (修正東大提案式)	0.87	

- \* 1  $Q_{bc} = (F_t + \sigma_s) I_o / (d \cdot h_o)$
  - \* 2  $Q_{sc} = \{ [( \sigma_s + \sigma_c ) / 2 + F_t ]^2 - ( \sigma_s - \sigma_c ) / 2 \}^{1/2} A_w$
  - \* 3  $Q_{su} = \left\{ \frac{K_u \cdot K_p (180 + F_c) \cdot 0.115 + P_t \cdot \sigma_t + 2.7 \sqrt{P_t \cdot \sigma_t + \sigma_s}}{M / (Q \cdot d) + 0.115} + 4 t \cdot r_o \cdot \cos \theta \right\}$
- $I_o$  : 等価断面二次モーメント       $F_c$  : コンクリート圧縮強度  
 $d_i$  : 円筒部内法半径                       $F_t$  : コンクリート割れ強度  
 $h_e$  : 等価加力点高さ                       $\rho_p$  : 縦筋比  
 $A_w$  : ウェブ断面積 (A/2)                       $\sigma_{sy}$  : 縦筋の降伏点  
 $t$  : 壁厚     $\rho_p$  : 逆Uテンソンの鉄筋比  
 $r_o$  : 円筒壁芯の半径                               $\sigma_{py}$  : 逆Uテンソンの降伏点  
 $\theta$  :  $\frac{\pi (P_t \cdot \sigma_t + \sigma_s)}{F_c + 2 P_t \cdot \sigma_t}$                                $\sigma_p$  : 逆Uテンソンの有効プレストレス応力度  
 $K_u$  : 0.72     $\sigma_s$  : 円周方向膜応力度  
 $K_p$  : 0.96     $\sigma_c$  : 経線方向膜応力度  
 $\rho_t : \sigma_t$  :  $\rho_t \cdot \sigma_t + \rho_p (\sigma_{py} - \sigma_p)$

表一5 各種強度の実験値と計算値



図一15 FEM 解析結果 (半周展開図)

いて算出し、回転変形はベーススラブ内の縦筋の抜け出しと円筒部圧縮側コンクリートのベーススラブ内へのめり込みの測定から回転角を求めて算出したものである。頂部水平変形から前記の曲げ変形成分、回転変形成分を減じたものをせん断変形成分とみなした。曲げに対する包絡線は、はり理論によって得られるひび割れ強度点、RC 塑性論によって得られる最外縁引張鉄筋の降伏強度点及び終局強度点を結ぶ3本の直線で近似的に表わすことができた。

全体変形に占める曲げ変形、回転変形、せん断変形の割合を図一18に示す。全体変形の分解方法は同標題(その2)の場合と同じである。内圧のない場合、せん断変形が全体変形の約45%を占め、残りは曲げ変形と回転変形がほぼ同程度であった。 $S_1+LOCA$  荷重時の場合、せん断変形が全体の約55%を占め、曲げ変形が約30%、回

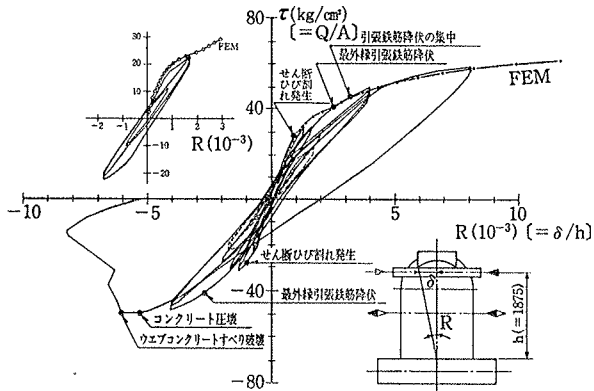


図-16 荷重～頂部水平変形関係

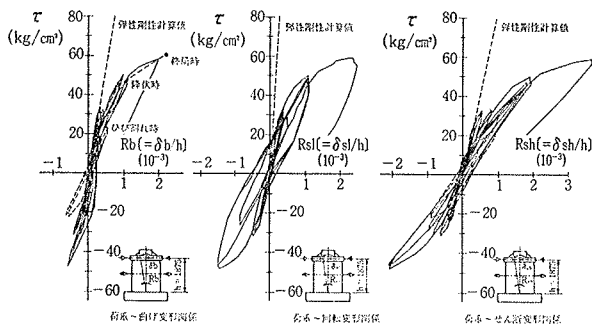


図-17 変形の分解

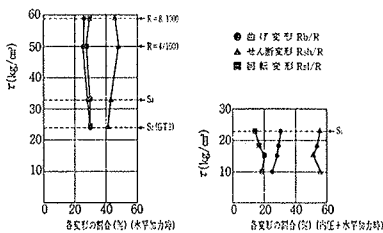


図-18 全体変形に占める各変形の割合

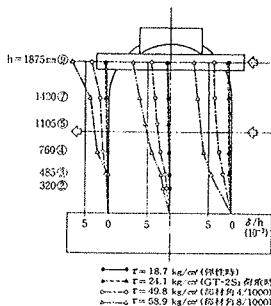


図-19 水平変形モード

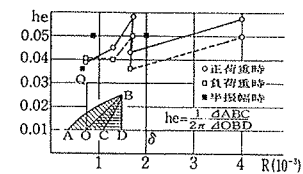


図-21 he～R 関係

転変形が約15%であった。

図-19に水平変形モードを示す。高さ方向に沿った水平変形の分布からせん断変形が卓越していることが判断される。③断面の半径方向変形モードを図-20に示す。各点の半径方向変形は④点を不動点として示した。水平断面は、荷重の増大とともに、円形から楕円形に移行した。

弾性剛性及び  $S_2$  荷重時 (第6サイクル),  $S_1+LOCA$

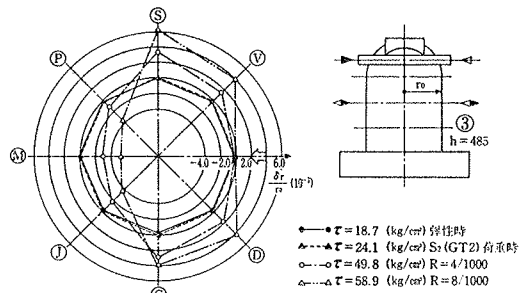


図-20 半径方向変形モード

	サイクル番号	剛性 $K(r/R)$ ( $10^3 \text{kg/cm}^2$ )			$K_{S2}/K_{FEM}$	$K_{S2}/K_{cal}$	
		実験値 ( $K_{exp}$ )	FEM解析値 ( $K_{FEM}$ )	はり理論による計算値 ( $K_{cal}$ )			
水平加力時	弾性剛性	1	37.4	35.8	38.5	1.05	0.97
	初期剛性	6	23.1 (0.62)*			0.65	0.60
$S_1+LOCA$ 時	初期剛性	7	18.1 (0.49)*			0.51	0.47

\*カッコ内の値は(初期剛性)/(弾性剛性)を示す。

表-6 弾性剛性及び初期剛性

試験項目	目標値 (荷重又は頂部水平変形角)	頂部水平変形 (mm)	等価粘性減衰定数	
			正荷重	負荷重
水平加力実験	$S_2(GT2)^{*1}$	1.37	0.039	0.040
	$S_2$ (プロトタイプ) $^{*2}$	2.44	0.045	0.040
	上記の半振幅	1.22		0.036
水平加力+内圧実験	$S_1$ (プロトタイプ)+LOCA $^{*3}$	3.26	0.056	0.050
	上記の半振幅	1.63		0.050
水平加力実験	$S_2$ (プロトタイプ) $^{*2}$	3.10	0.043	0.036
	$R=4/1000$	7.54	0.057	0.049
	上記の半振幅	3.77		0.050

- \*1  $r=24.1 \text{ kg/cm}^2$  (設計値)
- \*2  $r=32.8 \text{ kg/cm}^2$  (設計値)
- \*3  $r=23.6 \text{ kg/cm}^2$  (設計値) +  $P_1=4.2 \text{ kg/cm}^2$  (設計圧)

表-7 等価粘性減衰定数

荷重時に於る初期剛性を表-6に示す。弾性剛性実験値はFEM解析、円筒脚部めり込みなどを考慮したはり理論でほぼ推定し得た。 $S_1+LOCA$ 荷重時の初期剛性は、 $S_2$ 荷重のサイクルでひび割れが生じているため、弾性剛性の約半分に低下した。

3.3.5. 履歴減衰 荷重と頂部水平変形との関係から求めた等価粘性減衰定数  $he$  を表-7に、 $he$ と頂部水平変形角  $R$ との関係を図-21に示す。 $he$ の求め方は同標題(その2)の場合と同じである。即ち、各くり返し載荷における第2サイクルについて、正負半サイクル毎のループ面積を用いて計算したものである。 $he$ は  $R=4/1000$ 以下で約4~6%に変動し、この値は変形の増大とともに大きくなる。同図に、 $S_2$ 荷重、 $S_1+LOCA$ 荷重及び  $R=4/1000$ を対象として、それぞれの直後に行なった半振幅の負荷重時等価粘性減衰定数を■印で示した。通常のくり返し時の値と大きな相違はない。

3.3.6. 荷重～ひずみ度関係 荷重と縦筋、横筋のひずみ度との関係を図-22に、また、図中に破線で示した  $S_1+LOCA$ 荷重時の関係のみを抽出して図-23に示す。両図中にFEM非線形解析結果を示したが、水平加力時、 $S_1+LOCA$ 荷重時とも実験値と解析値はほぼ一致した。

図-24に縦筋のひずみ度分布を、図-25に横筋のひずみ度分布を示す。正の最大荷重時に示した縦筋の降伏領域は、円周上で引張側半分、高さ方向で縦筋量が減少する  $h=467\text{ mm}$  の③断面位置まで拡がっている。横筋の最大ひずみ度は約  $3000 \times 10^{-6}$  であった。

3.4. 起振機実験

3.4.1. 実験方法 プレストレス導入後から最終破壊に至る過程で表-8に示す時期に動的実験を実施し、試験体の動的基礎性状の推移を観察した。動的実験は、微小変形領域で以下に示す3種の実験を行った。

- (1) ハンマリングによる自由振動実験 (記号 HFV)
- (2) 起振機による微小定常加振入力での共振実験

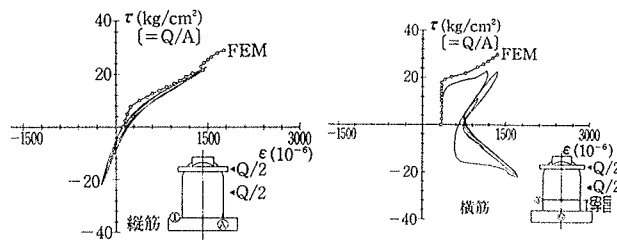


図-23 荷重～鉄筋のひずみ度関係 (S1+LOCA)

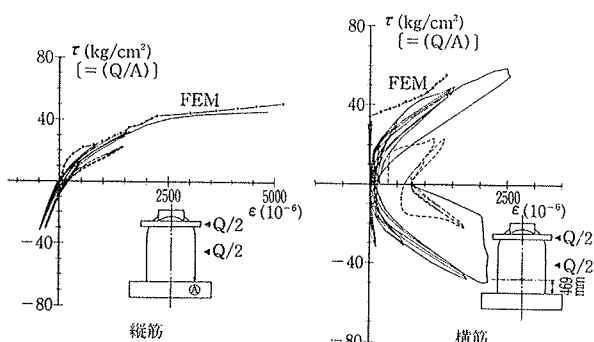


図-22 荷重～鉄筋のひずみ度関係

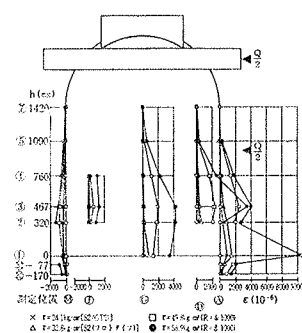


図-24 縦筋のひずみ度分布

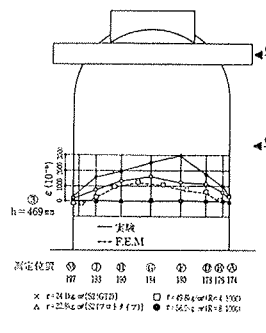


図-25 横筋のひずみ度分布

実験名	試験体の状況	実験日	1次固有振動数 (Hz)				減衰定数				
			HFV*1	SSV*1	SSFV*1	公称値*2	計算値	HFV*1	SSV*1	SSFV*1	公称値*2
D1-1	P S 導入後, 起振機据付け前	'79 8/27	92.6				96.6	0.022	—	—	
D1-2	内圧実験前	8/20	60.2 (フーリエ) 60.8	59.7		60.	58.4	読み取り 不	0.023	—	0.02
D2	内圧実験後	8/27	61.0	60.6	60.0	60.5		読み取り 不	0.024	0.024	0.02
D3-1	スラブ打設後, 起振機据付け前	9/6	61.0				62.9	0.019	—	—	
D3-2	スラブ打設後, 起振機据付け後	9/11	51.3	51.2	50.9	51.	49.1	0.019	0.014	0.020	0.02
D4	S 2 加力終了後	9/20	49.0	49.3	49.0	49.		0.026	0.017	0.026	0.025
D5	S 1 + LOCA 終了後	9/22	48.9	49.0	48.7	49.		0.027	0.017	0.027	0.025
D6	変形4/1000加力終了後	9/26	46.1	45.9	45.9	46.		0.029	0.022	0.036	0.03
D7	最終破壊後	9/28	38.3		39.1	39.		0.015	—	0.018	

\* 1 HFV: ハンマリング自由振動  
SSV: 定常振動共振曲線  
SSFV: 定常振動停止後の自由振動

\* 2 平均値のまるめ値

表-8 固有振動数と減衰定数



(記号 SSV)

- (3) 起振機による共振点付近での定常加振を急激に停止することにより、その後起る試験体の自由振動実験 (記号 SSFV)

測定は加速度計で行い、試験体の1次固有振動数、減衰及び高さ方向、面内方向の振動モードを測定した。

**3.4.2. 実験結果と考察** 3種類の実験方法による各実験段階での1次固有振動数を表-8に示す。表中の計算値は試験体を曲げ・せん断多質点系に置換して計算したものである。応答変形レベルは共振点でも大略 $6 \times 10^{-3}$ mm程度の微小範囲の実験であるので破壊が進行しても周期の変遷はそれほど顕著でない。このような現象はプレストレストコンクリート構造の特色である。

高さ方向振動モードは、弾性時及び破壊のそれほど進行していない状態 (D3, D4, D5) ではほぼ逆三角形直線モードを示したが、かなりのせん断ひび割れが発生したD6実験以後のモードは逆三角形直線が若干くずれた。ベーススラブでの上下振動成分 (回転角) を頂部水平変形に換算し、頂部の全体変形に対する比で表したロッキング成分率は、破壊の進行が顕著でない範囲では、概ね6%程度であった。弾性時の基本的性状を確認するために行った実験D1でのスプリングライン位置 (⑦断面) とベーススラブ上端から $h=787$ mmの位置 (④断面) での面内振動モードはほぼ真円であった。

表-8に3種類の実験から得た減衰定数を示した。ここでの減衰はロッキングを含む系全体の減衰である。微小変形範囲内での実験結果であるが、弾性時の減衰定数は約2%、せん断ひび割れ発生後は若干増大して約2.5%、変形が更に増大したD6後では約3~4%であった。

### 3.5. まとめ

プレストレストコンクリート格納容器1/30模型のプレストレス導入実験、内圧実験及び水平加力実験から以下に示す事項が明らかになった。

#### プレストレス導入実験

- (1) 逆Uテンドンの実験時プレストレス有効率は96%で、ほぼ予測値どおりであった。

#### 内圧実験

- (2) 設計圧の1.15倍の圧力の範囲内で、変形及びひずみ度ともほぼ弾性性状を示し、目視によってひび割れは観察されなかった。
- (3) 変形、鉄筋のひずみ度ともシェル理論値と一致した。半径方向変形、横筋のひずみ度はベーススラブ上端から壁厚の約10倍の位置で最大となり、円筒両端部を除いた境界条件を大きく受けない位置での実験値は無限円筒計算値とも一致した。

#### 水平加力実験

- (4) 荷重 $\tau=23.6$  kg/cm<sup>2</sup> (S<sub>1</sub>地震荷重) 時には、円筒脚部フランジのつけ根に曲げひび割れを生じていた。せん断ひび割れはS<sub>1</sub>の1.2倍の荷重のときウェブ脚部に初めて生じ、荷重 $\tau=32.8$  kg/cm<sup>2</sup> (S<sub>2</sub>地震荷重) 時にはウェブにせん断ひび割れを数本生じていた。S<sub>1</sub>+LOCA荷重時には、新たなせん断ひび割れがウェブ中腹位置まで多数発生した。

最外縁引張鉄筋の降伏は頂部水平変形角 $R=4/1000$ のサイクルの荷重 $\tau=40.7$  kg/cm<sup>2</sup>のとき生じた。一方、正荷重の $R=8/1000$ のとき得た横筋の最大ひずみ度は約 $3000 \times 10^{-6}$ であった。

- (5)  $R=8/1000$ を経験した後、負荷重時 $R=5.3/1000$ でベーススラブ上端より45cmのウェブ部分がせん断すべり破壊した。正の最大荷重時平均せん断応力度は58.9 kg/cm<sup>2</sup>であり、この値はS<sub>2</sub>地震荷重の1.80倍である。
- (6) 最外縁引張鉄筋降伏強度はRC塑性論による計算値より低く0.92倍、終局強度は正荷重を対象とするとRC塑性論による曲げ終局強度の0.99倍、東大式を修正したせん断終局強度計算値の1.02倍であった。
- (7) 曲げひび割れ強度、せん断ひび割れ強度、最外縁引張鉄筋降伏強度を含め、荷重~変形関係及び荷重~ひずみ度関係をFEM非線形解析で良く追跡することができた。同様に、S<sub>1</sub>+LOCA荷重を対象としたFEM非線形解析も荷重~変形関係、荷重~ひずみ度関係を追跡し得た。
- (8) 内圧のない場合、せん断変形が全体変形の約45%を占め、残りは曲げ変形と回転変形がほぼ同程度であった。内圧のある場合、せん断変形が全体変形の約55%を、曲げ変形が約30%を、回転変形が約15%を占めた。
- (9) 荷重と頂部水平変形との関係から求めた等価粘性減衰定数は、頂部水平変形角 $R=4/1000$ 以下で約4~6%であった。

## 4. 振動試験体の実験

### 4.1. 実験方法と測定

プレストレスの導入と円筒部の付加重量を取り付けた後に、試験体を大林組技術研究所 (東京都清瀬市) から科学技術庁国立防災科学技術センター耐震実験室 (茨城県新治郡) へ低床式トレーラーで輸送し、振動台上に、PC鋼棒で締め付けて固定した。図-26にベーススラブ上の試験体及び変位不動点などの取り付け位置と測定点記号を、図-27に測定計器等の取り付け完了後の試験体の実験状況を示す。

測定は変位6点、加速度40点、ひずみ度24点、逆Uテンドン張力8点の計78点について行った。変位は付加重量部 (以下上から質点3, 2, 1と呼ぶ) のベーススラブに対

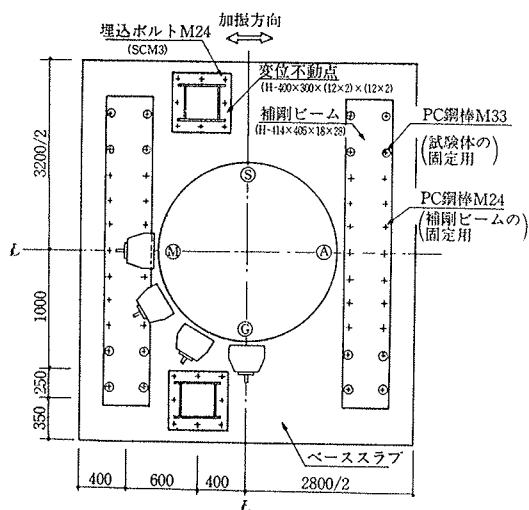


図-26 ベーススラブ上の配置

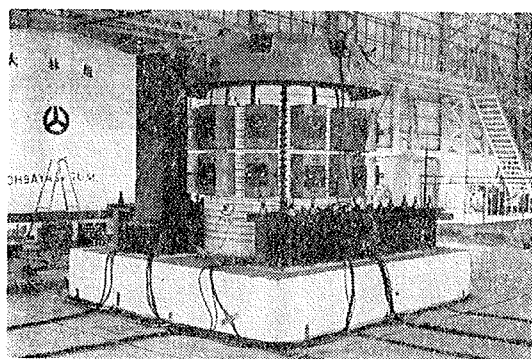


図-27 振動実験状況

する相対変位を、加速度は水平及び上下方向の絶対加速を測定した。

4.2. 入力プログラムと入力波の性質

表-9に使用した振動台の仕様概要を示す。今回の試験体は不動点等も含めて総重量約35tであるから、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-10に示す入力プログラムにより、入力波の種類及び大きさをかえて、RUN-1, 1'~11の計12回行った。入力波は大別すると、(1) 遠距離地震を想定した設計用模擬地震波形を二種類用意し、その時間軸を模型則に合わせて1/√30倍に縮め、さらに振動台の特性を考慮して修正を施した模擬地震波(SI波形及びSII波形)、(脚注)(2) 一定振動数で振幅が徐々に大きくなり、最大振幅の10波目以後は入力为零となるエンベロップ正弦波(振動数が14 HzのES14及び10 HzのES10)、(3) 定常正弦波(振動数が10 HzのSS10)の3種類である。また、RUN-1, とRUN-7の実験の前に試験体の固有周期と減衰定数を把握するために定常微小正弦波による共振実験を行った。

図-28にSI波形の場合の入力用に意図した波形と、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。振動台の特性及び試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SII波形についても言える。

4.3. 最大応答値と破壊経過

表-11に破壊経過とともに質点3, 2, 1及び基礎の加速度、変位、せん断応力度の各RUNにおける最大応答値を、ウェブ位置の測点ⒸとⒹ(図-26参照)との平均値で示した。ここでせん断応力度の最大値は質点3の変位が最大となる波における各質点での加速度の最大値に質点重量を乗じて求めた慣性力を円筒部全断面積で除して求めた。図-29(1), (2)にRUN-10終了時まで、および振動実験終了後に付加重量とPC鋼線を取り外した後のひび割れ発生状況を示し、図-30に最終破壊状況を写真で示した。破壊は静加力実験の場合と同様にウェブ中腹位置でのせん断すべり破壊であった。

主な破壊経過は以下の通りである。RUN-1, 1'の応答

加振台	15m×15m, 重量160ton, 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	360ton(90ton×4台水平, 垂直2組)
最大塔載重量	500ton(水平) 200ton(垂直)
最大振幅	±30mm
最大速度	37cm/scc
最大加速度	0.55G(水平500ton塔載) 1.0G(垂直200ton塔載)
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)

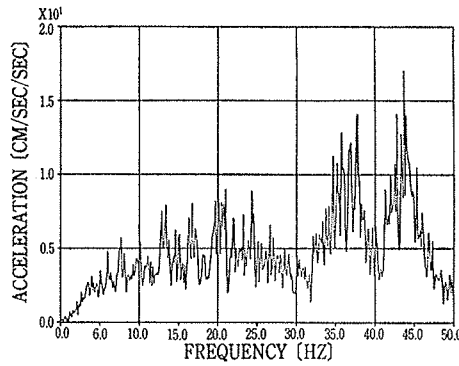
表-9 振動台仕様概要

実験日	RUN名称	入力波形(注1)	応答目標値	入力目標加速度(設定値)	振動台記録加速度	その他
79 10/19	1	SI/3	弾性応答	300gal	249gal	見学会 映画撮影 公開実験 映画撮影
	1'	SII/3	弾性応答	200	200	
10/23	2	SI	$r = 22.7(\text{kg/cm}^2)$ (注2)	1600	2120	
	3	SII	$r = 24.1(\text{kg/cm}^2)$	1200	1305	
	4	ES14	$R = 2/1000$ (注3)	1500	2150	
	5	SII/3	小変形	400	407	
10/24	6	SII/2	小変形	500	516	
	7	SII	$r = 32.8(\text{kg/cm}^2)$	2000	2080	
	8	ES14	破壊	2000	2280	
	9	SI		2000	1980	
	10	ES10	破壊	2000	3420	
	11	SS10	破壊	2000	2850	

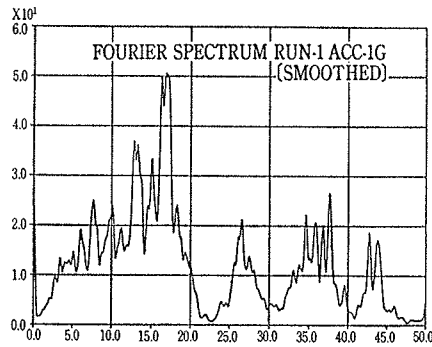
(注1) SI: 模擬地震波 (注2) r: 脚部での平均せん断応力度(応答最大値)  
 SII: 模擬地震波  
 ES: エンベロップ正弦波 (注3) R: 部材角 = (質点3の応答最大変位)/(全高)  
 SS: 定常正弦波 10Hz

表-10 入力プログラム

(注)本報ではSI, SII波形とS1, S2荷重とは直接関係しないものとする。



(1) 設計用模擬地震波 (SI)



(2) 振動台上入力波 (SI, RUN-1)

図-28 加速度フーリエスペクトルの比較

はコンクリート及び鉄筋の応答ひずみ度から判断しても弾性範囲内であった。RUN-2 (S I 波形入力) は目視ではひび割れは発見できなかったが、縦筋のフランジ部つけ根の応答最大ひずみ度は 2000  $\mu$  前後で曲げひび割れが発生したと推定できる。またウェブ中腹位置でのコンクリートの 45°方向最大応答引張ひずみ度は 500  $\mu$  前後でプレストレスと自重による初期圧縮ひずみ成分を考慮してもせん断ひび割れ発生前後の微妙な応答レベルであったといえる。なお、せん断応力度の応答最大値は、27.5 kg/cm<sup>2</sup> で、S1 地震荷重による設計応力レベルの 1.16 倍であった。RUN-3 (S II 波形入力) では、応答せん断応力度が 23.9 kg/cm<sup>2</sup> で RUN-2 を下まわり、ひび割れの進展はなかった。RUN-4 (ES14 波入力) での最大応答値はせん断応力度で 45.9 kg/cm<sup>2</sup> (S1, S2 の地震荷重に対する設計応力レベルのそれぞれ 1.94, 1.40 倍)、部材角 (頂部質点変位/全高) で 5.4/1000 に達し、ウェブ部分にせん断ひび割れが多数発生し、フランジ部及びウェブ部の縦筋が引張降伏した。

RUN-5, 6 (共に S II 波形入力) の応答レベルは小さく、また RUN-7 (S II 波形入力)、RUN-8 (ES14 波

力)、RUN-9 (S I 波形入力) の応答レベルは、せん断応力度、部材角ともに RUN-4 とほぼ同程度か若干小さかった。RUN-10 (ES10 波入力) の最大応答値はせん断応力度で 55.5 kg/cm<sup>2</sup>、部材角で 7.75/1000 で、RUN-4 のそれぞれ 1.21, 1.42 倍で、目視によるひび割れも若干増加した。RUN-11 は 10 Hz の正弦定常波を継続時間 4 秒に限定して行ったものであるが、せん断応力度が、60.6 kg/cm<sup>2</sup>、部材角が 9.53/1000 に達した後に時刻 1.23 秒付近から正方向へ変形する波で脚部より 46 cm 付近のウェブコンクリートがすべり破壊して崩壊に至った。図-31 に RUN-11 の加速度と変位の応答波形を示す。最大応答せん断応力度 60.6 kg/cm<sup>2</sup> は S1 地震荷重の 2.56 倍、S2 地震荷重の 1.85 倍であった。

各 RUN のせん断応力度 ( $\tau$ ) と変位部材角 ( $R$ ) との最大応答値の関係を静加力実験結果の図中にプロットして図-32 に示す。振動実験結果と静加力実験結果の包絡線とを比較すると、部材角とせん断応力度が増大する傾向は同様であるが、同じ部材角に対するせん断応力度は振動実験結果の包絡線が静加力実験の約 75~95% の範囲である。これは振動実験時には全体曲げによって付加質量に回転慣性モーメントが作用すること及び静加力実験に較べて多数回の繰返し応力を受けることなどのためと

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 (A O) (gal)	質点 (A) (gal)	変位 (D) (mm)	せん断応力度 ( $\tau$ ) (kg/cm <sup>2</sup> )	部材角 (R) (10 <sup>-3</sup> )		
1	S I	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'	S II	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	S I	設計応力	2120	3	3090	2.48	11.6	1.33	フランジ部つけ根曲げひび割れ発生(局部降伏)、せん断ひび割れ発生(ウェブ部)。
				2	2540	1.70	19.4		
				1	2630	1.24	27.5		
3	S II	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 <sup>-3</sup>	2150	3	5480	10.17	20.6	5.44	せん断ひび割れ多数発生、引張鉄筋(縦筋)降伏。
				2	4500	7.22	34.2		
				1	3950	5.60	45.9		
5	S II	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	S II	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	S II	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	S I	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) <sup>③</sup>	23.9	(9.53)	ウェブコンクリートすべり破壊
				2	6290	(12.03)	42.7		
				1	6820	(11.93)	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。

表-11 最大応答値と破壊経過

思われる。

4.4. 固有振動数と剛性

図-33(1), (2), (3)に加速度波形のスペクトル解析より求めた伝達関数(基礎の加速度と質点3の応答加速度とのフーリエスペクトル比)の例をRUN-1, 2, 7の場合に

ついて示す。弾性応答のRUN-1の伝達関数には明瞭なピークが一つしかないが、非弾性応答のRUN-2以後はひび割れの発生などによる剛性変化のためピークが数個現われている。伝達関数がピークを示す振動数を試験体の固有振動数と考え、各RUNについてその結果を表-

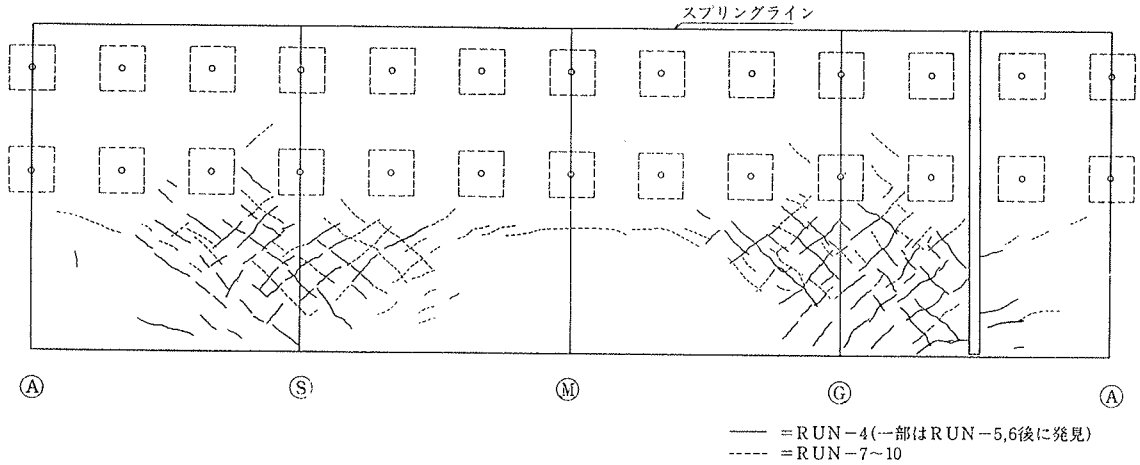


図-29 (1) ひび割れ発生状況 (RUN-4 及び RUN-10 終了時)

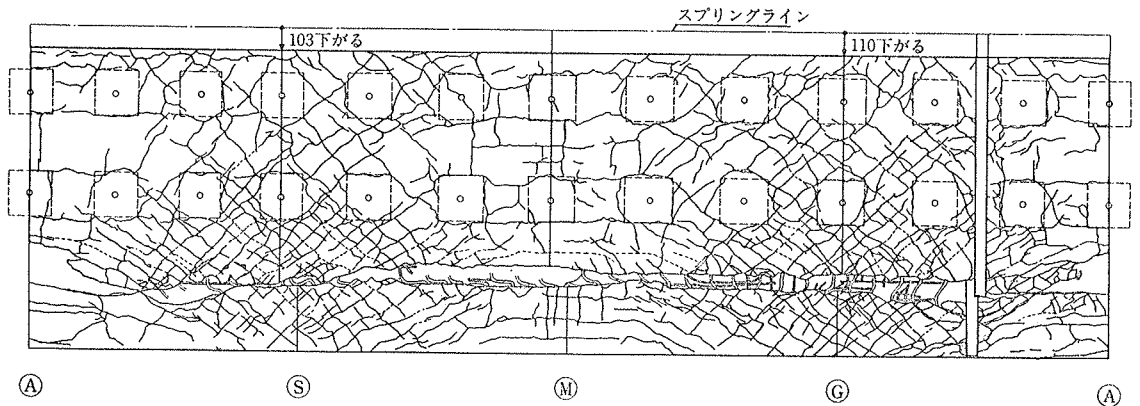


図-29 (2) ひび割れ発生状況 (錘り取りはずし後の最終状況)

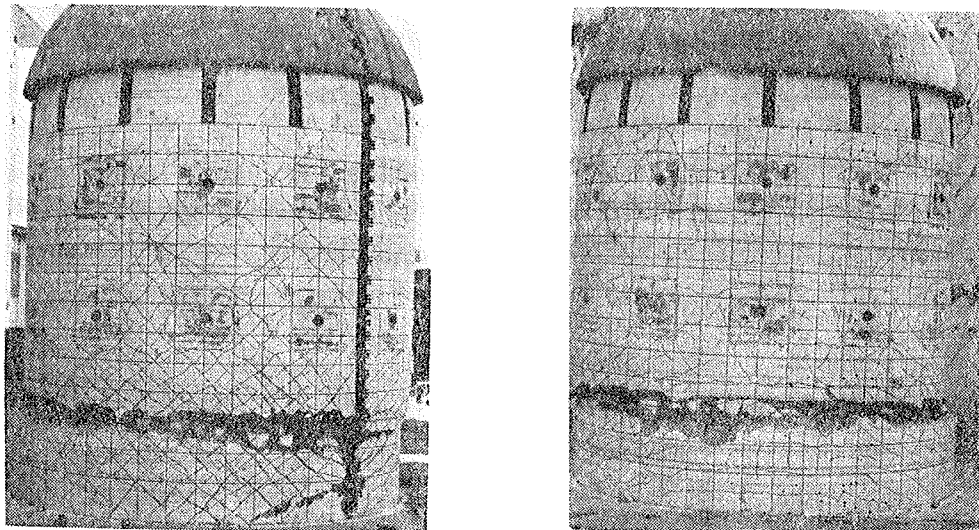


図-30 最終破壊状況

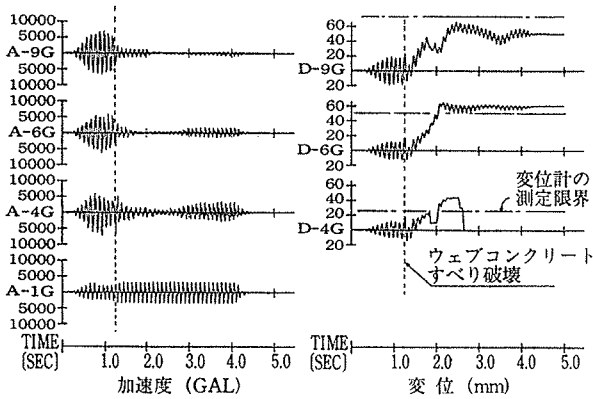


図-31 最終破壊時 (RUN-11) の応答波形

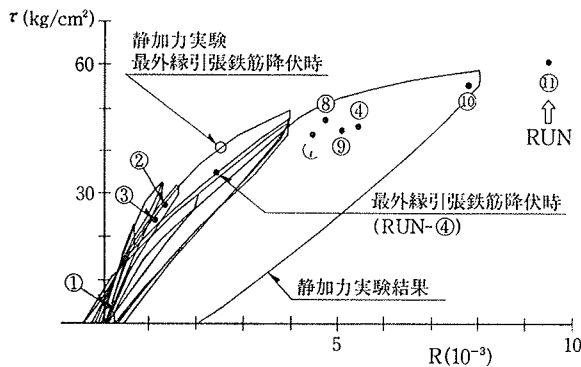


図-32 最大応答せん断応力度と部材角との関係

12に示した。なお、弾性1次固有振動数より高い振動数は無視し、またピークが数多い場合は、2又は3個のピークを選び、卓越する順位をカッコ内の番号で示した。表にはRUN-1、及び7の前に行った共振実験結果も示した。固有振動数の変化について次のことがいえる。(1)弾性応答時(共振実験, RUN-1, 1')の固有振動数は22.8 Hzである。(2)設計応力レベルにおける応答時(RUN-2, 3)の固有振動数は約20 Hzで弾性応答時に比べて約1割減少している。(3)大変形に至ったRUN-4

では約17~11 Hzの範囲で変化している。(4)大変形を経験した後の低応力レベルの応答(RUN-5など)では約20 Hzで弾性応答時に近い値である。(5)RUN-7, 9の応答レベルはRUN-4よりも若干小さいので、RUN内での固有振動数の変化は少ない。

図-34に、各RUNにおける最大応答変位( $\delta_{max}$ )と剛性低下率との関係を示す。剛性低下率は、荷重-変位関係において各RUNの最大応答せん断力( $Q_{max}$ )を荷重、 $\delta_{max}$ を変位とみなした点と原点とを結ぶ剛性をRUN-1で同様にして求めた剛性で除した値(図中○印)とした場合と、表-12で示した各RUNの固有振動数( $f$ )とRUN-1の固有振動数( $f_0$ )との比を2乗した値(図中○-○印)とした場合との2種類の方法で求めた。また

RUN	入力波形	部材角 R (10 <sup>-3</sup> )	固有振動数 f (Hz)	減衰定数 h (%)**		
				共振曲線の1/√2法	伝達関数の1/√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 (2) 19.8 (3) 19.8	—	—	—
3	S II	1.12	(2) 21.1 (3) 19.8 (1) 18.3	—	—	—
4	ES14	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	ES14	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を示す。

表-12 固有振動数と減衰定数

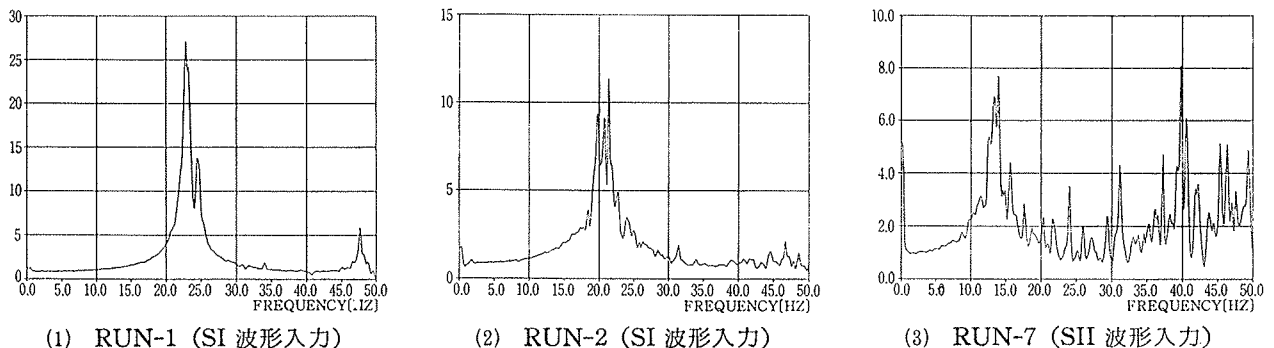


図-33 伝達関数の例 (質点3と基礎の加速度フーリエスペクトル比)

図中には参考の為に、静加力実験結果の荷重変位関係のスケルトンカーブ上における任意の点と原点とを結ぶ剛性 (k) を実験の弾性剛性 ( $k_E$ ) で除した剛性低下率とその時の変位 ( $\delta$ ) との関係も示した(図中…線)。図-34より剛性の変化について次のことがいえる。(1) 振動実験の最大応答値から求めた剛性低下率が変化する傾向は、RUN-5, 6 以外は静加力実験結果と良く一致している。伝達関数のピークが最大となる固有振動数より求めた剛性低下率(図中×印)は、最大応答値から求めた剛性低下率とおおむね一致している。(2) RUN-5, 6 の最大応答値から求めた剛性低下率はそれぞれ約 0.7, 0.6 で RUN-4 (約 0.3) の約 2 倍であった。

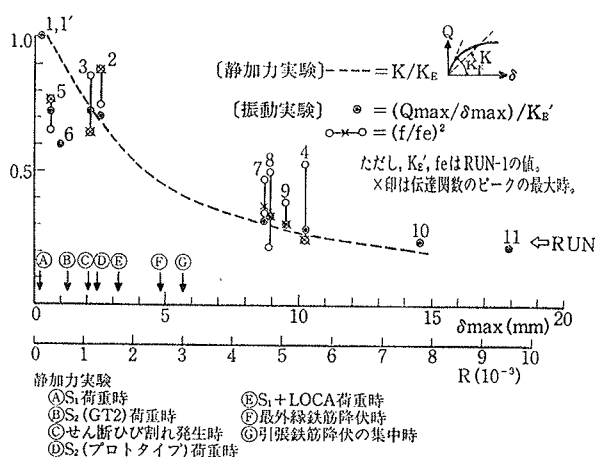


図-34 剛性低下率と頂部変位との関係

#### 4.5. 減衰定数

表-12には、共振実験及び各 RUN における減衰定数も示した。ここで減衰定数は、共振実験及び RUN-1, 1' に対しては共振曲線及び伝達関数から  $1/\sqrt{2}$  法で求め、RUN-2 以降に対しては、各 RUN の基礎の加速度波形の種々の減衰定数に対する加速度応答スペクトルと、実験での最大応答加速度倍率とから、みかけの減衰定数を推定し、以下の傾向を得た。(1) 弾性応答時の減衰定数は約 2% である。(2) RUN-5 のような大変形を経験した後の小振幅レベルでの応答時の減衰定数は約 2~3% で、弾性応答時とほぼ等しい。(3) RUN-7, 9 の大振幅レベルでの応答時の減衰定数は約 8~9% で、弾性応答時より大幅に増加している。

#### 4.6. 振動モード

各 RUN において質点 3 の応答変位が正方向に最大である時の応答変位モードを、静加力実験結果とともに図-35に示す。応答変位モードは弾性応答時には逆三角形モードであるが、非弾性応答時には変形が増大するにつれてせん断変形の占める割合が大きくなり、相対的に質点 1 の変形が大きくなっている。また水平断面内加速

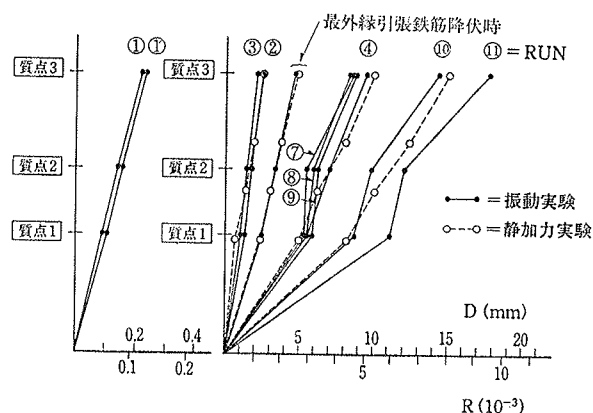


図-35 応答変位モード

度モードにおいても、弾性もしくはそれに近い状態では真円に近いモードで振動し、作用外力が円周上の各点で加振方向に一樣に働いているが、せん断ひび割れ発生及び引張鉄筋が降伏するこのモード形が崩れる傾向にあった。

#### 4.7. 復元力特性と応答解析

4.7.1. 曲げ・せん断多質点系解析 ここでは試験体を図-36に示すように多質点系に置換し、変形を部材の曲げ変形、せん断変形及び脚部の回転変形に分離して、これらの変形に対してそれぞれ独立に復元力特性を仮定して試験体の弾塑性挙動を表わした。解析の流れを図-37に示す。すなわち、①では水平加力試験体は 5 質点系に、振動試験体は付加重量に質点を置く 3 質点系とし、質点間の部材の剛性は材軸直交分割法に基づいて算出した。振動試験体では付加重量による質量回転慣性効果を考慮した。②では部材の曲げ変形性状を各分割要素で評価し、その曲げモーメント (M) と曲率 ( $1/\rho$ ) との関係 RC 塑性理論に基づいて例えば図-38(1)の如くモデル化した。但し振動実験では多数回の繰返し応力を受けること、及び静的水平加力実験での最外縁鉄筋降伏時の強度が、はり理論計算値の約 90% であることを勘案して曲げひび割れ及び降伏の耐力に関しては水平加力モデル用復元力の 9 割に低減した。脚部の回転変形 ( $\theta$ ) はコンクリートのめり込みと鉄筋の抜け出しとによる変形の和で表わし、同様に図-38(2)の如くモデル化した。③では静加力時の外力分布に対する漸増荷重解析をせん断変形成分を無視して行い、質点系解析による曲げ変形と回転変形との和を計算した。

一方、③'で FEM 解析によって全変形が計算されているので、これから上記の曲げと回転による変形を差し引くことによって④でせん断変形成分を算出し、せん断応力度 ( $\tau$ ) とせん断変形角 ( $\gamma$ ) との関係を図-38(3)の如く 4 本の折線で近似した。尚、振動試験体では、実験結果から振動台の剛性に起因すると思われる若干のロ

ッキング振動が見受けられたが、その減衰性など不明な点もあるので、ここでは便宜的にせん断剛性を弾性の7割に低減することによって操作し、ロッキングを考慮した固有値解析と等価な基礎固定系(計算による1次固有振動数=22.83 Hz)として評価した。繰返しに対する復元カーループは同図中に示してあるが  $M-1/\rho$ 、 $M-\theta$  に対しては最大点指向型、 $\tau-r$  に対しては原点指向型とした。

⑤では以上で定めた各復元力特性を部材性能として水平加力実験結果を質点系で解析した。図-39に一方向漸増荷重に対する質点系計算結果を実験結果の包絡線及びFEM解析結果と比較して示す。同図より、質点系解析によっても、ここで仮定した復元力特性を用いることにより実験結果を追跡し得ることが分かる。尚紙面の都合で本報告では省略したが、繰返し加力に対してもかなり良い実験と計算の一致をみた。

⑥では振動実験の時刻歴応答解析を行うのに先だって、振動方程式と減衰の取り扱いなどを仮定した。振動方程式は増分法により式(1)によった。

$$M\Delta\ddot{X} + C\Delta\dot{X} + K\Delta X = -M\Delta\ddot{y}_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに 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で

$$C = (2h/\omega_0) \cdot K \quad \dots\dots\dots(2)$$

h: 仮定する粘性減衰定数

$\omega_0$ : 弾性時の1次円振動数

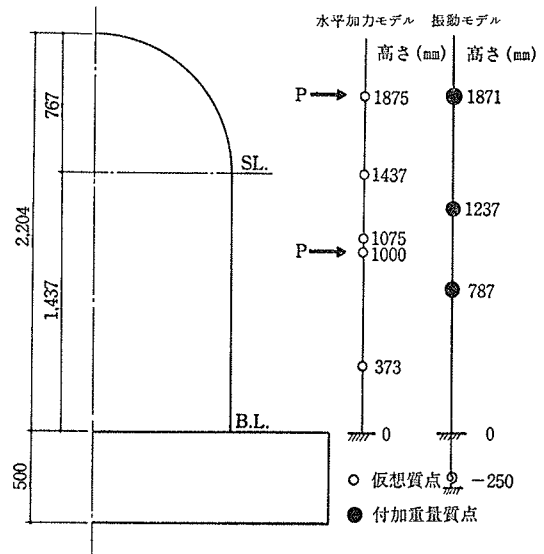


図-36 質点系モデル

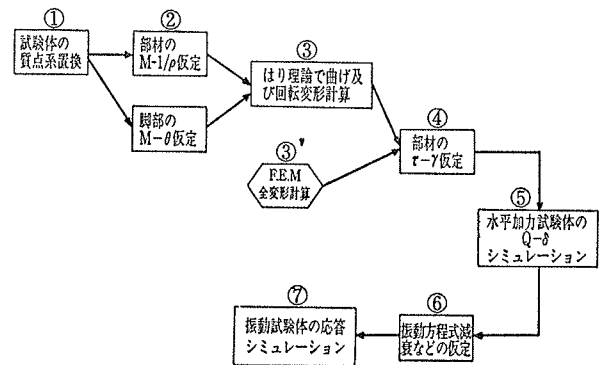


図-37 解析の流れ図

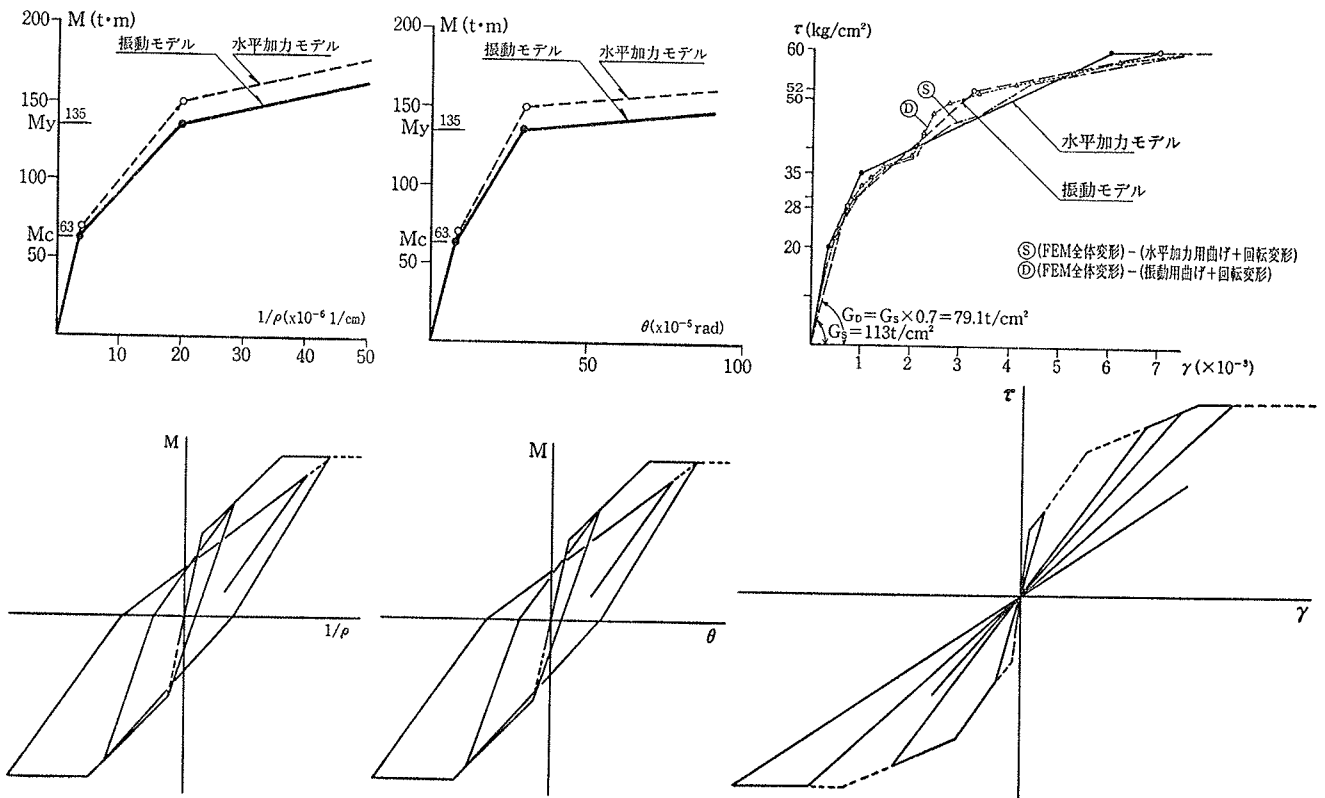
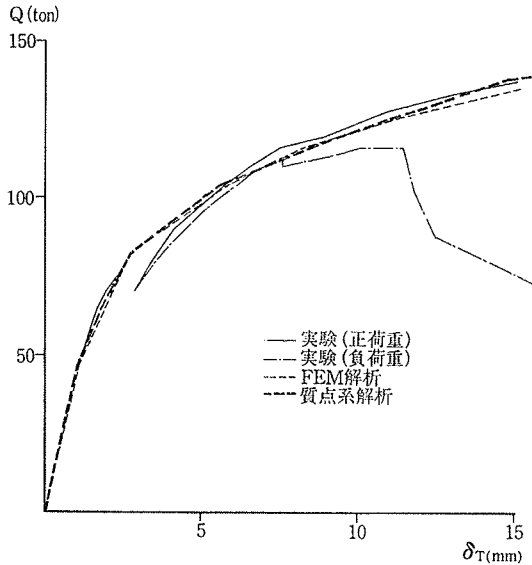


図-38 計算に用いた復元力特性



図一39 水平加力実験の解析 (スケルトンカーブ)

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

$4\ddot{y}_0$ : 増分地動加速度ベクトル

応答計算は RUN-1, 2, 4, 10 について連続的に行った。式一(2)で表わされる粘性減衰定数は RUN-1, 2, 4 に対し 1.5%を, RUN-10に対しては 3%を各 RUNの初期剛性に対して仮定した。

応答計算結果のうち加速度, 変位, せん断応力度の最大応答計算値を実験値と比較して表一13に示した。同表の最後の欄には各 RUN での初期剛性と最終剛性とに基づいた固有値解析による 1次振動数が示してある。

図一40(1)~(4)には時刻歴応答波形の例を加速度, 変位

について計算値と実験の◎側の記録と比較して示した。以上の図表より以下のことが言える。(1)最大応答加速度値は計算値が実験値をすべての RUN において若干上まわがるが, 最大応答変位の計算値は実験値にかなり良く一致した。(2) 応答波形の周期性は RUN-4 の自由振動部分を除けば計算値は実験値に良く一致した。自由振動部分に相応する小振幅での復元力に関しては今後の課題である。(3) 高さ方向変位モードは計算でも弾性もしくはそれに近い状態では逆三角形直線モードであるが, 変位の増大する RUN-4, 10では相対的に質点 1 の変形が大きくなり, 実験で得られた傾向と一致した。

すなわち, 試験体を付加質量位置に質点を置いた曲げ・せん断型 3 質点系に置換し, 各質点位置での質量回転慣性効果を加味して, 上述の様な復元力特性と減衰性を仮定すれば, 弾性応答域から塑性応答域に至るまでの実験結果をある程度解析的に追跡し得たといえよう。

4.7.2. 1 質点系解析 今回の実験は 1 次モード支配型の振動系であるので, その応答解析を等価 1 質点系に置換して略算的に応答を扱うことを試みた。

1 質点系モデルに置換する時の質量 (M), 剛性 (K<sub>0</sub>) 及び質点の有効高さ (H) は曲げ・せん断 3 質点モデルの弾性 1 次振動数と振動モードより式一(3)で決定し, M と H は非弾性域においても一定と仮定する。又, 基礎は完全固定とし, 回転慣性力は無視する。

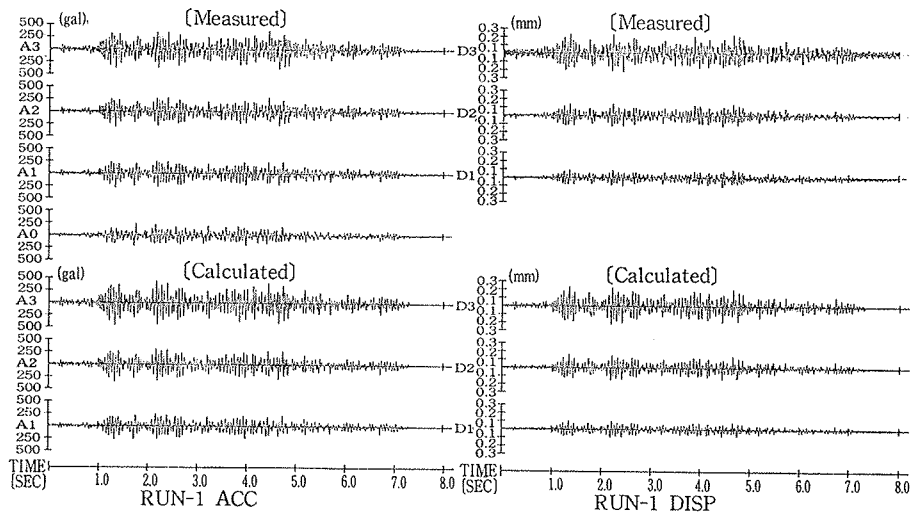
$$\left. \begin{aligned} M &= \left( \sum_{i=1}^3 m_i x_i \right)^2 / \sum_{i=1}^3 m_i x_i^2 \\ K_0 &= M \cdot \omega_0^2 \\ H &= \left( \sum_{i=1}^3 m_i x_i h_i \right) / \sum_{i=1}^3 m_i x_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここに  $m_i$ : 3 質点系での各質点質量

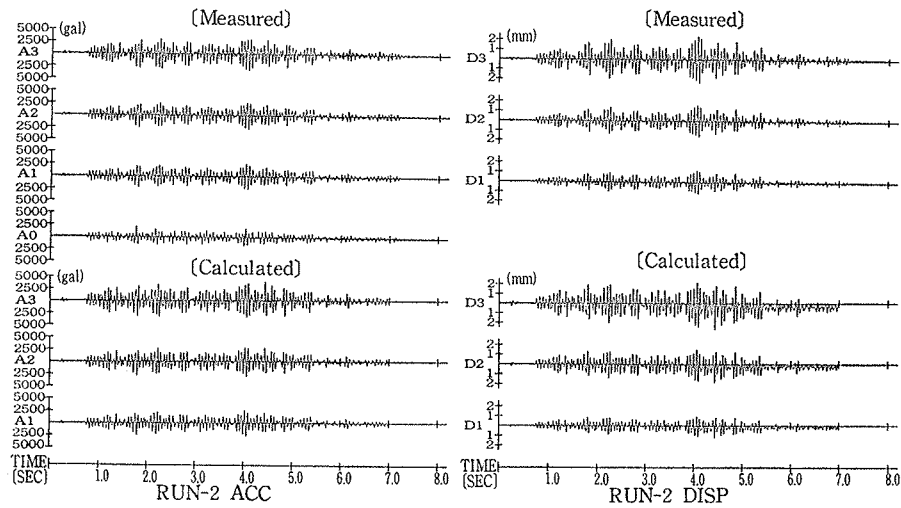
RUN	質点	入力波形 (gal)	加速度 (gal)			変位 (mm)			せん断応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )			計算振動数
			実験	計算	計/実	実験	計算	計/実	実験	計算	計/実	
1	3	S I 244	422	462	1.09	0.22	0.24	1.09	1.6	1.7	1.06	22.8Hz
	2		325	359	1.10	0.14	0.16	1.14	2.6	2.8	1.08	↓
	1		278	277	1.00	0.12	0.10	0.83	3.4	3.7	1.09	22.8
2	3	S I 2120	3090	3779	1.22	2.48	2.71	1.09	11.6	14.2	1.22	22.8
	2		2540	3052	1.20	1.70	1.85	1.09	19.4	22.6	1.16	↓
	1		2630	2640	1.00	1.24	1.19	0.96	27.5	29.6	1.08	20.2
4	3	E S 14 2150	5480	6722	1.23	10.17	10.65	1.05	20.6	25.7	1.25	20.2
	2		4500	5458	1.21	7.22	7.52	1.04	34.2	38.0	1.11	↓
	1		3950	6190	1.57	5.60	4.95	0.88	45.9	55.5	1.21	12.4
10	3	E S 10 3420	5990	6757	1.13	14.50	13.13	0.91	26.5	25.6	0.97	12.4
	2		5370	5002	0.93	9.78	9.99	1.02	43.0	43.4	1.01	↓
	1		5920	4211	0.71	8.61	7.11	0.83	56.8	58.6	1.03	11.8

表一13 応答最大値の計算値と実験値との比較

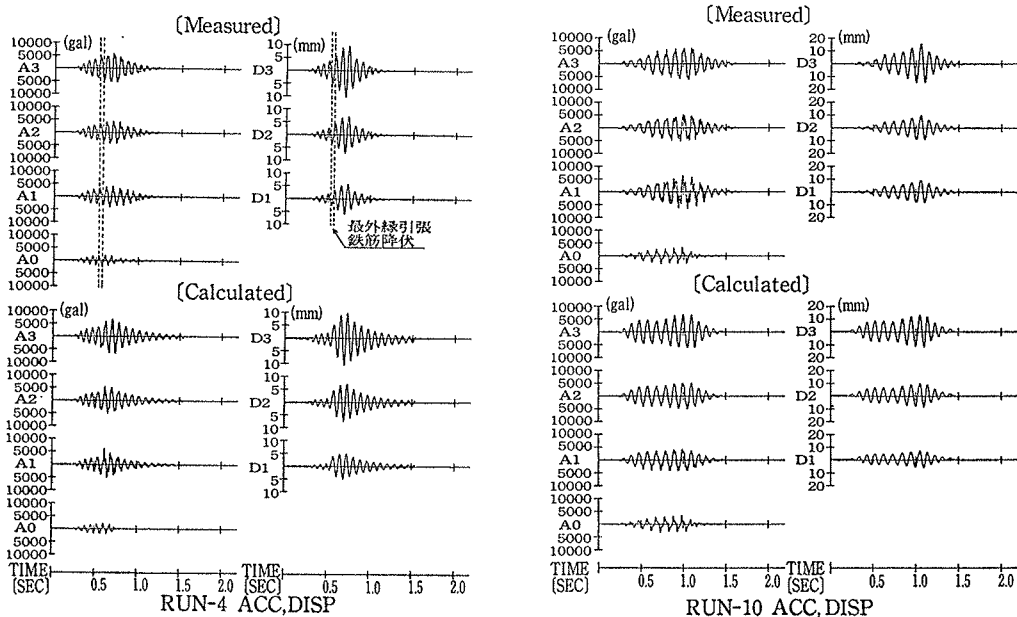




(1) RUN-1 の応答



(2) RUN-2 の応答



(3) RUN-4 の応答

(4) RUN-10 の応答

図一40 応答波形の実験と計算との比較

- $x_1$ : 3 質点系での弾性 1 次モード
- $h_1$ : 3 質点系での各質点高さ
- $\omega_0$ : 3 質点系での弾性 1 次円振動数

1 質点系の復元力特性のスケルトンカーブは、3 質点モデルに逆三角形外力分布の漸増荷重解析を行った結果から、ベースシア ( $Q_B$ ) と質点高さ ( $H$ ) での荷重-変形関係を図-41の如く求め、これを曲げひび割れ、せん断ひび割れ、鉄筋降伏をほぼ近似する 4-linear にモデル化した (図中○-○)。さらにベースシア係数を試験体のそれと同一にするために同一変形での耐力を一率に質量比倍 ( $M/\Sigma m_i=0.91$ ) した (図中●-●)。繰返しに対する復元力ループは図-42の如く原点指向型とし、等価弾性時でのエネルギー吸収は内部粘性減衰力で考慮する事とし式-(5)で表す。即ち、

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = -M\ddot{y}_0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\left. \begin{aligned} C &= \beta K, \beta = 2h^1/\omega_0 \text{ (スケルトンカーブ)} \\ \beta &= 2h^1/\omega_0 \cdot K/K_0 \text{ (等価弾性剛性)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

ここに  $K_0$ : 1 質点系の弾性剛性  
 $K$ : 1 質点系の瞬間剛性

減衰定数 ( $h^j$ ) は弾性時及びスケルトンカーブ上 ( $j=1$ ) では 1.5% を、等価弾性剛性時ではその時の円振動数に対して図-43のように 3~8% の範囲 ( $j=2\sim 4$ ) を仮定した。尚、実験及び 3 質点解析結果と 1 質点解析結果との対応は、加速度、変位に関しては 1.25 倍 (質点 3 の高さ/ $H$ ) して質点 3 の値と、せん断力は (1/0.91) 倍する事とした。

応答解析は RUN-1, 2, 4, 7, 9, 10 を連続的に行い、各 RUN の頂部加速度、変位と脚部せん断応力度に換算した応答最大値を実験結果及び 3 質点モデルと比較して表-14に示す。また応答波形の例を RUN-2, 4, 9, 10について実験結果と比較して図-44に示す。

1 質点の結果は、3 質点モデル及び実験結果と比較して全体的な傾向は良く合致している。従って略算的に扱った 1 質点モデルでも試験体の振動モード形が塑性域でも弾性 1 次モードに近く、また復元力特性と減衰とを妥当に評価すれば実験結果をかなり良く追跡することができ、応答の略算などには有用な方法であろう。

4.8. 振動実験のまとめ

- (1) 振動実験は弾性応答、設計応力レベルでの応答、部材角  $R=5.4/1000$  での大変位振幅応答を行った後、最終的には最大応答せん断応力度  $60.6 \text{ kg/cm}^2$ 、部材角  $R=9.5/1000$  で水平加力実験と同様に、ウェブコンクリートがすべり破壊して崩壊に至った。破壊面はベーススラブ上端より約 46 cm の位置であった。
- (2) 最終耐力はプロトタイプの S1 地震荷重の 2.56 倍、S2 地震荷重の 1.85 倍であった。

- (3) 試験体の弾性 1 次固有振動数は 22.8 Hz で計算値と良く一致した。コンクリートのひび割れ発生、鉄筋の降伏などに伴って振動応答中の大変形レベルでの卓越

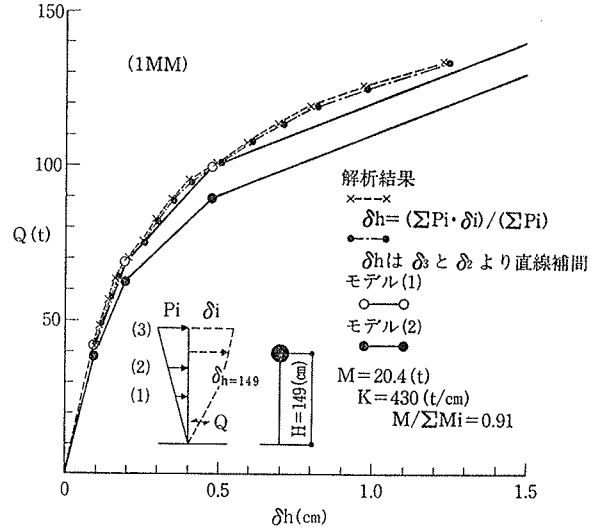


図-41 1 質点系のスケルトンカーブ

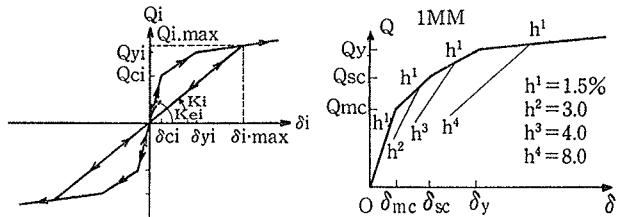


図-42 1 質点系の復元力 図-43 減衰定数の仮定

RUN	1 質点最大応答値			1 質点/3 質点			1 質点/実験値		
	$\ddot{x}$	$x$	$\tau$	$\ddot{x}$	$x$	$\tau$	$\ddot{x}$	$x$	$\tau$
1	509	0.25	39.9	1.10	1.03	1.08	1.21	1.12	1.17
2	4023	2.75	31.2	1.06	1.01	1.05	1.30	1.10	1.13
4	6408	10.10	48.8	0.95	0.95	0.87	1.16	0.99	1.06
7	6260	10.03	48.5				1.22	1.15	1.10
9	6574	11.03	50.2				1.28	1.16	1.11
10	7800	17.76	60.4	1.15	1.35	1.03	1.30	1.22	1.09

\*  $\ddot{x}$ : 加速度 (gal),  $x$ : 変位 (mm),  $\tau$ : せん断応力度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

表-14 1 質点系の応答最大値

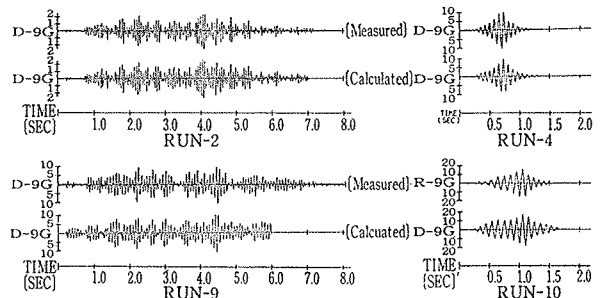


図-44 1 質点系解析による換算頂部変位波形 (mm)

振動数は変化するか、この変化は時刻歴応答波形のフーリエ変換関数解析によって知ることができた。PSのある今回のような試験体では自由振動実験、起振機実験及び共振実験などの微小変形レベルでの振動性状は大変形レベルでの振動性状とかなり異なることが言える。

- (4) 応答の最大せん断力と最大変位とを原点と結ぶ剛性低下率、及び卓越振動数変化から求まる剛性低下率とその時の最大変位との関係は水平加力実験結果のそれと類似の傾向で、剛性低下はS2地震荷重レベル ( $\tau = 32.8 \text{ kg/cm}^2$ ) で約70%、最外縁鉄筋降伏時 ( $\tau = 40.7 \text{ kg/cm}^2$ ) で約45%であった。
- (5) 振動1次モードは弾性時では高さ方向で逆三角形、面内方向で真円モードであったが、非弾性応答時では変形が増大するにつれて、高さ方向、面内方向共に弾性モード形がくづれる傾向にあった。
- (6) 弾性1次振動数に対する減衰定数は2%前後であったが、非弾性での減衰定数の変化を実験から直接知ることができなかった。しかし入力地動加速度の応答スペクトルを種々の減衰定数に対して計算し、その時の試験体の卓越振動数に対する応答倍率と実験値とを比較することによって、振動振幅が部材角5/1000前後での系全体の減衰定数は概ね8~9%と推定され、これは1質点系の応答解析結果とも対応する。
- (7) 振動実験の時刻歴応答解析は試験体を曲げ・せん断多質点系に置換して、その復元力特性は部材の曲げモーメント曲率関係、脚部の曲げモーメント一回転角関係及び質点間でのせん断応力度—せん断変形角関係に対して適宜モデル化し、瞬間剛性に比例する内部粘性減衰定数を1.5~3%と仮定し、残りを計算で仮定した復元力で吸収される履歴減衰に期待する立場をとった。その結果、弾性域から大変形非弾性域まで比較的良く計算値は実験値と一致した。
- (8) 更に、今回の実験は1次モード支配型の振動系でしかもせん断変形が卓越するので、試験体を等価な1質点系に置換し、その復元力特性は曲げ・せん断系に対する静的水平荷重解析で得られたせん断力—変形関係を簡略にモデル化し、減衰は応答変位レベルに応じた付加減衰の概念を導入して原点指向型弾性系で解析した結果、曲げ・せん断系解析結果及び実験結果と比較

的良好な対応が得られた。

今回の振動実験において振動台で再現された入力地震波の周期特性とその大きさは、振動台の特性及び実験のくり返し回数などによってかなり影響を受けるため、必ずしも設計用模擬地震動のそれらと対応していない。従って、実験結果から設計荷重レベルでの応答を直接評価することは困難だが、振動実験で得られた結果を応答解析結果及び静的水平加力実験結果と対比しながら考察することによって、PCCV 構造体の振動性状をある程度把握し得たといえる。

## 5. 結び

PCCV1/30 全体縮尺モデルを用いた静的水平加力実験結果と大型振動台上での振動実験結果とから、両者の対応と耐力安全性について以下のことが言える。

- 1) 両者の最終破壊モードは共に円筒部中腹位置でのすべりせん断破壊型であり、終局耐力時平均せん断応力度も静的試験体が58.9、振動試験体が60.6  $\text{kg/cm}^2$ と類似した結果になった。これは設計用S2地震荷重32.8  $\text{kg/cm}^2$  に対して、それぞれ1.80、1.85倍の安全余裕度を持つことになる。
  - (2) 設計で想定したS1地震荷重レベル (23.6  $\text{kg/cm}^2$ ) ではひび割れ発生はごく僅かであり、S2地震荷重レベル (32.8  $\text{kg/cm}^2$ ) でも静的実験の結果から、ウェブ脚部の限られた領域に斜めひび割れがいくらか生じた程度であった。
  - (3) 変形の増大に伴う剛性低下の傾向は両者とも類似し弾性剛性に対してS2地震荷重レベルで約70%、最外縁引張鉄筋降伏時で約45%であった。これは大変形レベルでの卓越振動数の変遷と対応するものである。
  - (4) ベーススラブ内での円筒部コンクリートのめり込みと鉄筋の抜け出しを考慮することによって、FEM非線形解析手法により、水平加力実験結果及びS1+内圧荷重実験結果を共に精度よく追跡することができた。また、本報に示したように試験体を曲げ・せん断多質点系に置換した弾塑性地震応答解析手法によっても振動実験結果をかなり良く追跡できた。
- (文責 1.~3. 中山達雄; 4., 5. 表 佑太郎)