

柏崎刈羽原子力発電所 6 号機  
機器・配管系の耐震安全性評価について

(指摘事項に関する回答)

平成 21 年 3 月 31 日

東京電力株式会社

## ○コメント内容

主蒸気系逃がし安全弁のアキュムレータについて、自動減圧機能用アキュムレータおよび逃がし弁機能用アキュムレータが類似の評価部位であるにも関わらず、発生応力が大きく異なる理由について説明すること。

(平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回答

主蒸気系逃がし安全弁のアキュムレータは、自動減圧機能用アキュムレータおよび逃がし弁機能用アキュムレータがある。アキュムレータは、Uバンド及びリブにより支柱に固定されており、構造強度評価においては、Uバンド及びリブ、ボルト、支柱を評価している。耐震安全性評価では裕度が小さいUバンド及びリブを評価部位としている。

逃がし弁機能用アキュムレータおよび自動減圧機能用アキュムレータの設置床面高さ、評価用震度、Uバンド及びリブの評価断面における断面係数及び断面積は同じである(表1)が、自動減圧機能用アキュムレータは、逃がし弁機能用アキュムレータよりも大きく、重い構造である(図1、表1参照)ため、相対的に自動減圧機能用アキュムレータは逃がし弁機能用アキュムレータより発生応力が大きくなっている(表2)。

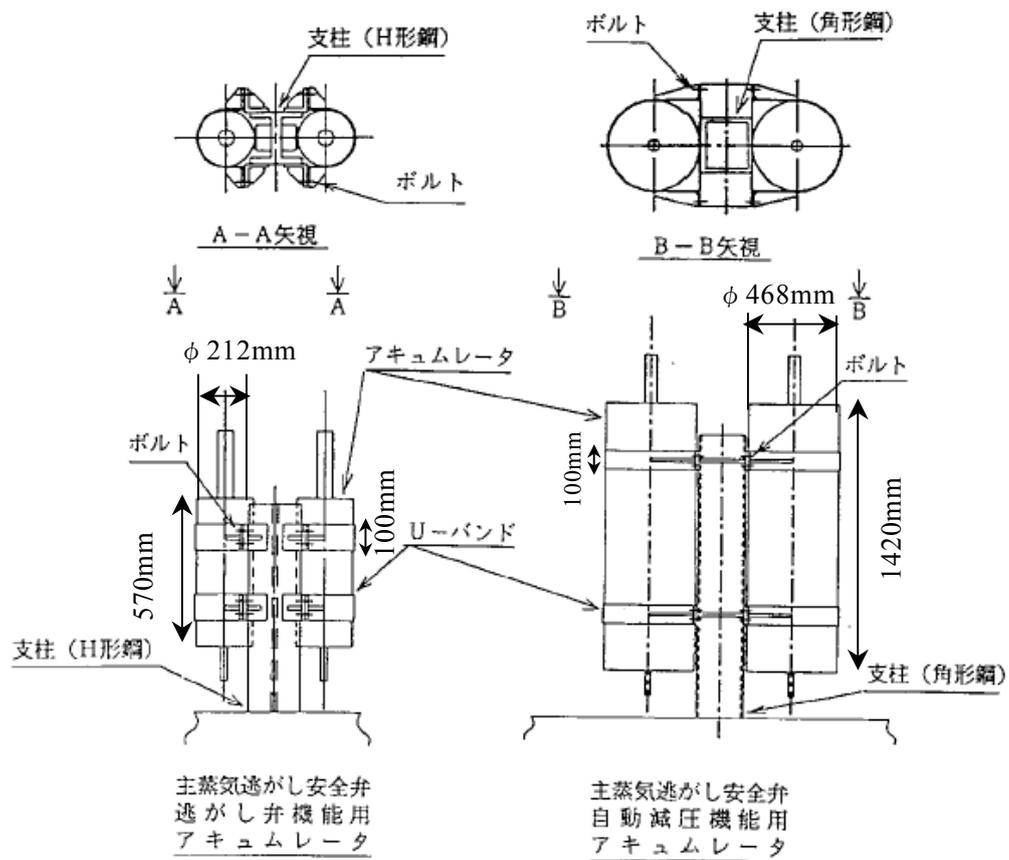


図1 主蒸気逃がし安全弁アキュムレータ概要図

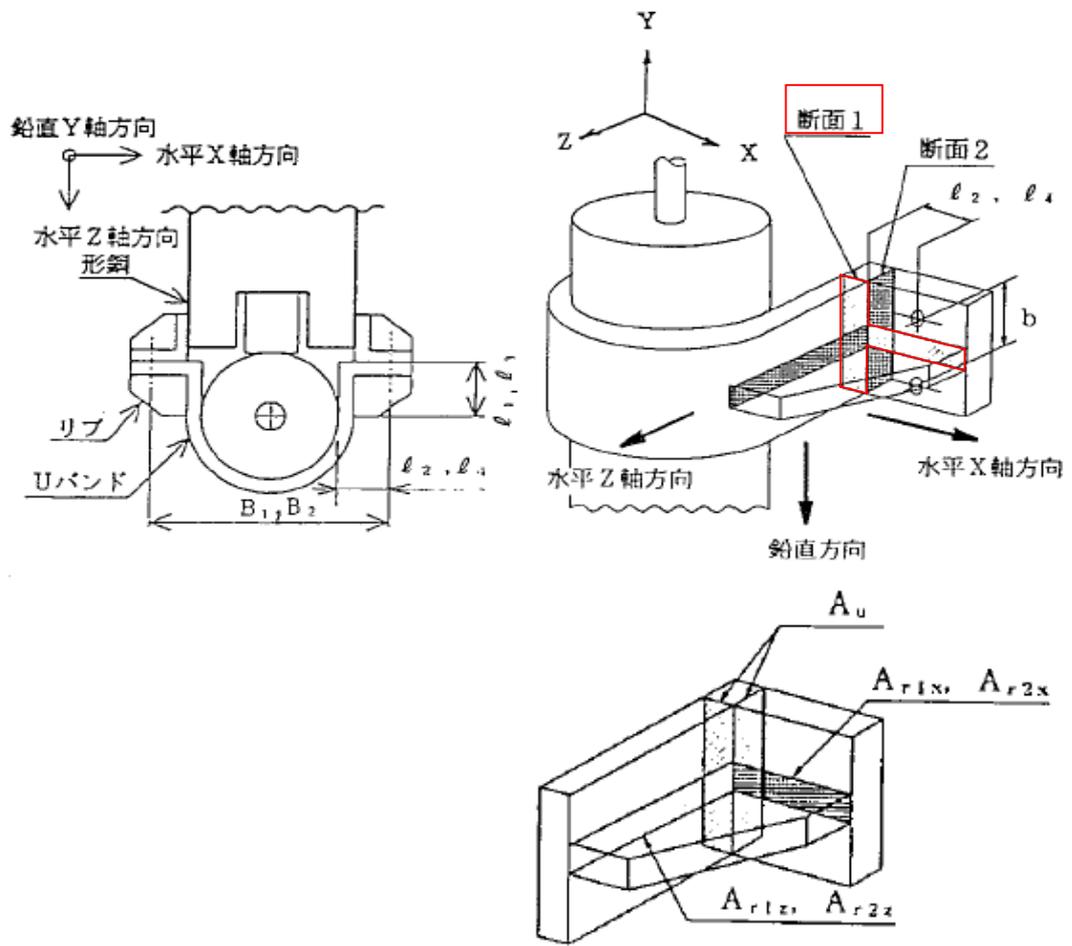


図2 評価モデル図

表 1 評価条件

	主蒸気逃がし安全弁逃がし 弁機能用アキュムレータ	主蒸気逃がし安全弁自動減 圧機能用アキュムレータ
重量(kg)	60	355
据付場所及び床面高さ(m)	原子炉格納容器内 T.M.S.L. 15.6	
水平方向評価用震度※ <sup>1</sup> C <sub>H</sub>	1.33	
鉛直方向評価用震度※ <sup>1</sup> C <sub>V</sub>	1.09	
断面係数(mm <sup>3</sup> )※ <sup>2</sup>	1.149×10 <sup>4</sup>	
断面積 (リブ) (mm <sup>2</sup> )※ <sup>3</sup>	4.740×10 <sup>2</sup>	
断面積 (Uバンド) (mm <sup>2</sup> )	6.000×10 <sup>2</sup>	

※1 機器類の構造強度評価を行う際には評価用震度を設定する。評価用震度は、評価対象機器が設置されている床面の最大地震応答加速度の 1.2 倍で定義される。

※2 Uバンド及びリブの評価断面（図 2 に示す断面 1）における断面係数

※3 Uバンド及びリブの評価断面（図 2 に示す断面 1）における断面積

表 2 評価結果

評価対象設備			評価 部位	応力 分類	発生値	評価 基準値
					MPa	MPa
原子 炉 統 設 備	主 蒸 気 系	主蒸気逃がし安全弁逃 がし弁機能用アキュム レータ	U-バンド 及びリブ	組合せ 応力	23	203
		主蒸気逃がし安全弁自 動減圧機能用アキュム レータ	U-バンド 及びリブ	組合せ 応力	187	203

## (別紙) 主蒸気逃がし安全弁のアキュムレータの評価について

### 1. はじめに

主蒸気逃がし安全弁は、原子炉冷却系の過度の圧力上昇を抑え、また冷却材喪失事故時には非常用炉心冷却系の一部として原子炉圧力を速やかに低下させることを目的としており（図 3）、以下の機能を有している。

- ・ 逃がし弁機能

あらかじめ設定された圧力に達すると、窒素により強制開放され、原子炉圧力が過度に増大することを防ぐ。

- ・ 安全弁機能

主蒸気管内蒸気圧力が吹き出し圧力に達すると自動開放し、原子炉圧力が過度に増大することを防ぐ。

- ・ 自動減圧機能

6号機では主蒸気逃がし安全弁 18 個のうち 8 個の弁は冷却材喪失事故時の自動減圧装置として原子炉水位低などの信号によって開放される。

主蒸気逃がし安全弁は、逃がし弁機能のためのアキュムレータをそれぞれ有し、また自動減圧機能をもつ逃がし安全弁は、さらにもう 1 個のアキュムレータを有する（図 4）。自動減圧機能用アキュムレータ(容量 200L/個)は逃がし弁機能用アキュムレータ(容量 15L/個)よりも大きい容量を有している。

### 2. 主蒸気逃がし安全弁のアキュムレータの評価について

主蒸気系逃がし安全弁のアキュムレータは剛な設備であることから、評価箇所の評価用震度より地震荷重を求め、評価部位（Uバンド及びリブ）に発生する応力を計算する。

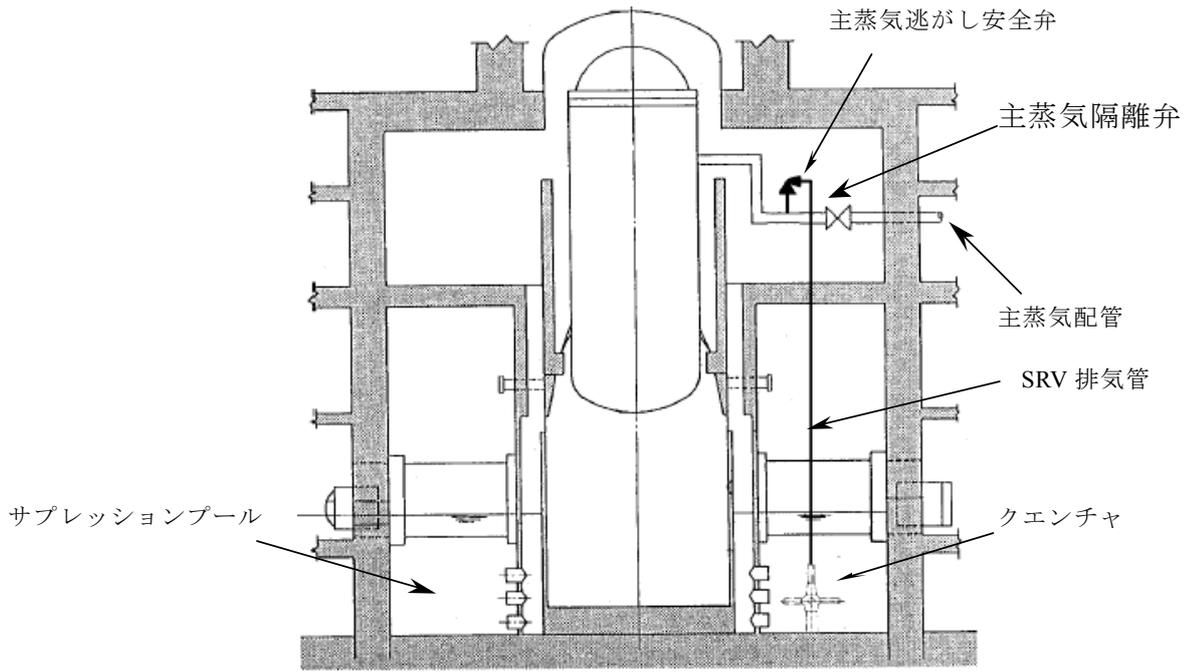


図3 主蒸気逃がし安全弁系統概要図

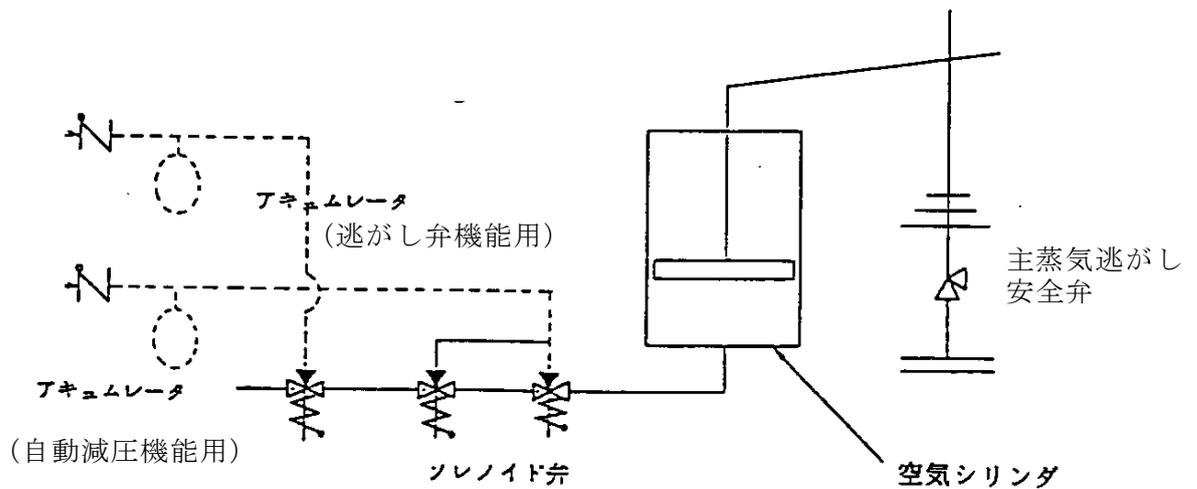


図4 主蒸気逃がし安全弁弁作動装置系統概念図

## 2. 1 評価条件

主蒸気逃がし安全弁のアクムレータのUバンド及びリブの評価条件および評価モデル図を以下に示す。

表 3 評価条件

評価部位	据付場所及び 床面高さ(m)	基準地震動 Ss	
		水平方向設計 震度C <sub>H</sub>	鉛直方向設計 震度C <sub>V</sub>
Uバンド 及びリブ	原子炉格納容器内 T.M.S.L. 15.6	1.33	1.09

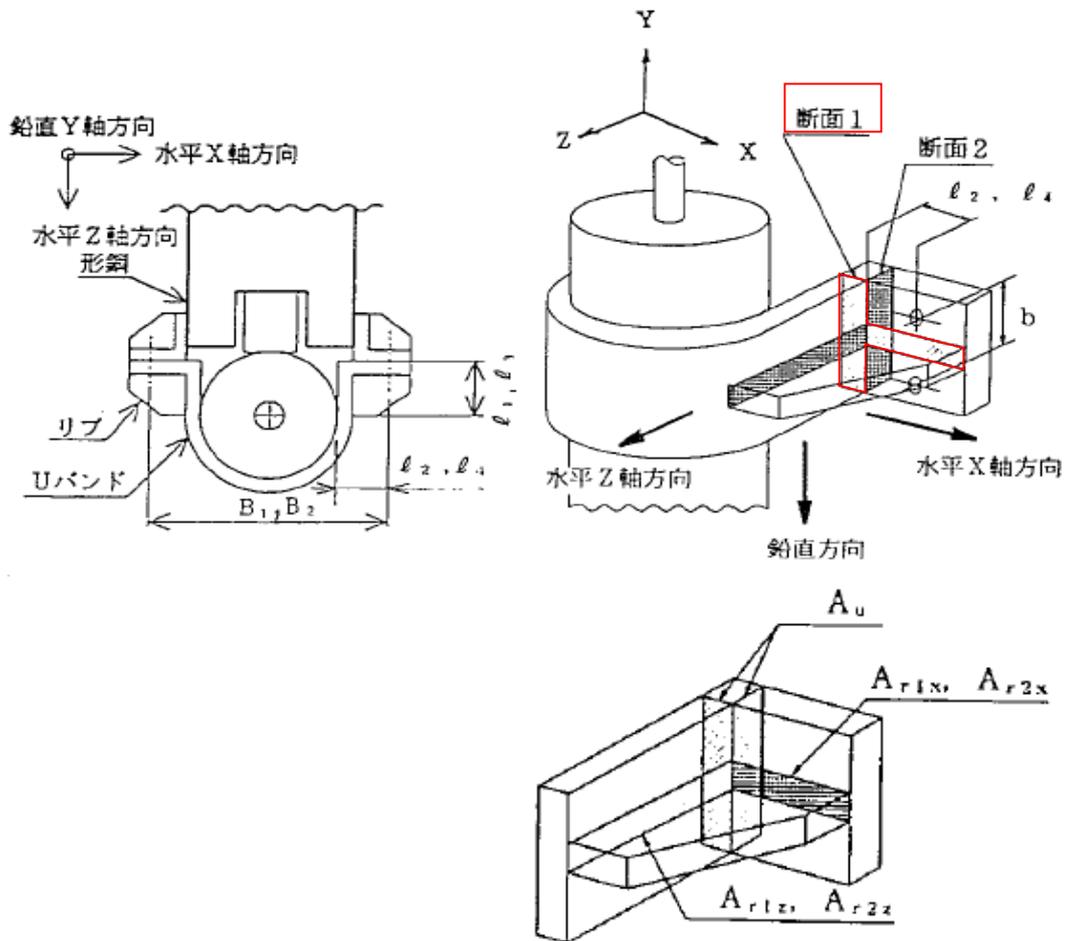


図 5 評価モデル図

## 2. 2 応力の計算方法

### (1) 記号の説明

$M_{ux}'$	: アキュムレータの水平X軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げモーメント
$M_{uz}'$	: アキュムレータの水平Z軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げモーメント
$M_{uy}'$	: アキュムレータの鉛直方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げモーメント
$W_2$	: アキュムレータ及び付属品の重量
$l_3$	: アキュムレータのリブ先端部からボルト固定点までのZ軸方向の距離
$l_4$	: アキュムレータのリブ先端部からボルト固定点までのX軸方向の距離
$\sigma_{ux}'$	: アキュムレータの水平X軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げ応力
$\sigma_{uz}'$	: アキュムレータの水平Z軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げ応力
$\sigma_{uy}'$	: アキュムレータの鉛直方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用する曲げ応力
$Z_{hx2}$	: アキュムレータのUーバンド及びリブの断面1の水平X軸方向地震荷重に対する断面係数
$Z_{hz2}$	: アキュムレータのUーバンド及びリブの断面1の水平Z軸方向地震荷重に対する断面係数
$Z_{v2}$	: アキュムレータのUーバンド及びリブの断面1の鉛直方向地震荷重に対する断面係数
$F_{srX}'$	: アキュムレータの水平X軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断力
$F_{srZ}'$	: アキュムレータの水平Z軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断力
$F_{su}'$	: アキュムレータの鉛直方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断力
$\tau_{rx}'$	: アキュムレータの水平X軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断応力
$\tau_{rz}'$	: アキュムレータの水平Z軸方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断応力
$\tau_{ul}'$	: アキュムレータの鉛直方向の地震荷重によりUーバンド及びリブに作用するせん断応力
$A_{r2X}$	: アキュムレータの断面1部のリブの断面積
$A_{r2Z}$	: アキュムレータの断面2部のリブの断面積
$A_u$	: Uーバンドの断面積

(2) 曲げ応力

水平 X 軸方向の地震荷重により、U-バンド及びリブの断面 1 において以下の曲げモーメントが作用する。

$$M_{uX}' = W_2 \cdot l_3 \cdot C_H \quad (1)$$

よって、断面 1 において以下の水平 X 軸方向の曲げ応力が生じる。

$$\sigma_{uX}' = \frac{M_{uX}'}{Z_{hX2}} \quad (2)$$

水平 Z 軸方向の地震荷重により、U-バンド及びリブの断面 2 において以下の曲げモーメントが作用する。

$$M_{uZ}' = \frac{W_2}{2} \cdot l_4 \cdot C_H \quad (3)$$

よって、断面 2 において以下の水平 Z 軸方向の曲げ応力が生じる。

$$\sigma_{uZ}' = \frac{M_{uZ}'}{Z_{hZ2}} \quad (4)$$

また鉛直方向の地震荷重により、U-バンド及びリブの断面 1 において以下の曲げモーメントが作用する。

$$M_{uY}' = \frac{W_2}{2} \cdot (1 + C_V) \cdot l_3 \quad (5)$$

よって、断面 1 において以下の鉛直方向の曲げ応力が生じる。

$$\sigma_{uY}' = \frac{M_{uY}'}{Z_{v2}} \quad (6)$$

以上より、U-バンド及びリブの曲げ応力  $\sigma_u'$  は以下の式により求める。

$$\sigma_u' = \max\{\text{断面 1 の応力}(\sigma_{uX}' + \sigma_{uY}'), \text{断面 2 の応力}(\sigma_{uZ}')\} \quad (7)$$

(3) せん断応力

水平 X 軸方向の設計震度により、U-バンド及びリブの断面 1 において以下のせん断力が作用する。

$$F_{srX}' = W_2 \cdot C_H \quad (8)$$

よって、断面 1 において以下の水平 X 軸方向のせん断応力が生じる。

$$\tau_{rX}' = \frac{F_{srX}'}{(A_{r2X} + A_u)} \quad (9)$$

水平 Z 軸方向の設計震度により、U-バンド及びリブの断面 2 において以下のせん断力が作用する。

$$F_{srZ}' = \frac{W_2}{2} \cdot C_H \quad (10)$$

よって、断面 2 において以下の水平 Z 軸方向のせん断応力が生じる。

$$\tau_{rZ}' = \frac{F_{srZ}'}{(A_{r2Z} + A_u)} \quad (11)$$

また、鉛直方向の設計震度により、U-バンド及びリブの断面 1 において以下のせん断力が作用する。

$$F_{su}' = \frac{W_2}{2} \cdot (1 + C_V) \quad (12)$$

よって、断面 1 において以下の鉛直方向のせん断応力が生じる。

$$\tau_{u1}' = \frac{F_{su}'}{(A_{r2X} + A_u)} \quad (13)$$

以上より、U-バンド及びリブのせん断応力  $\tau_u'$  は以下の式により求める。

$$\tau_u' = \max\{\text{断面 1 の応力}(\tau_{rX}' + \tau_{u1}'), \text{断面 2 の応力}(\tau_{rZ}')\} \quad (14)$$

#### (4) 組合せ応力

以上より、断面 1 に発生する応力は、水平 X 軸方向の地震荷重による曲げ応力、鉛直方向の地震荷重による曲げ応力、水平 X 軸方向の地震荷重によるせん断応力、鉛直方向の地震荷重によるせん断応力があり、これらを組み合わせると、

$$\sigma_{21} = \sqrt{(\sigma_{ux}' + \sigma_{uy}')^2 + 3(\tau_{rx}' + \tau_{ul}')^2} \quad (15)$$

また、断面 2 に発生する応力は、水平 Z 軸方向の地震荷重による曲げ応力、水平 Z 軸方向の地震荷重によるせん断応力があり、これらを組み合わせると、

$$\sigma_{22} = \sqrt{\sigma_{uz}^2 + 3\tau_{rz}^2} \quad (16)$$

よって、最大組合せ応力は、

$$\sigma_{aj}' = \max\{\text{断面 1 の応力 } (\sigma_{21}), \text{断面 2 の応力 } (\sigma_{22})\} \quad (17)$$

## ○ 補足説明

### 原子炉本体基礎の復元力特性に関する補足説明

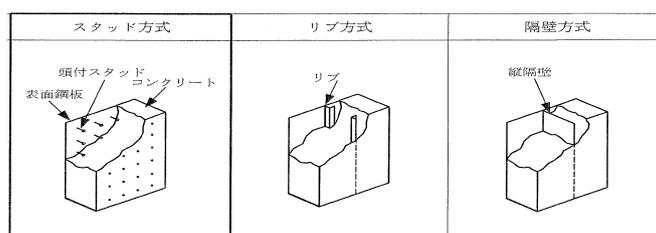
#### 1. 原子炉本体基礎に復元力特性を設定する背景

柏崎刈羽原子力発電所各号機の原子炉本体基礎（以下、RPV ペデスタルという）は、いずれも鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造となっている。現行の耐震設計では、RPV ペデスタルは線形仮定をおいて地震応答解析を実施している。

しかしながら、地震による建屋の変形が大きく、その弾塑性特性に応じて剛性が低下した場合には、建屋と並列ばねを形成する RPV ペデスタルが、解析上、大きな力を負担することになる。そこで、既往の試験結果を参考にして、RPV ペデスタルの地震時の挙動を実態に合わせる弾塑性モデル化手法を検討した。

## 2. 原子炉本体基礎（RPV ペデスタル）の構造

RPV ペデスタルは内外にある2枚の円筒鋼板（内筒，外筒）から構成されている。これらの鋼板は縦リブ鋼板（隔壁）により一体化され、鋼板間にコンクリートを充填した構造物であり、隔壁方式の鋼板コンクリート構造物（以下、SC 構造という）である。壁内には垂直管（ベント管）が10本内蔵されている（次頁の概要図参照）。



【参考】SC 構造物の方式イメージ図

（出典：「鋼板コンクリート構造耐震設計技術指針 建物・構築物編 JEAG4618-2005」 以下、SC 指針という）

地震時には、ダイアフラムフロアを介して、RPV ペデスタル頂部に原子炉建屋からせん断力が伝達される。

原子炉本体（RPV）のスカート状の支持脚が、RPV ペデスタルのブラケットに設置され、120本の基礎ボルトによって固定されており、地震時にRPVからRPV ペデスタルにせん断力・モーメントが伝達される。

RPV ペデスタル基部は、リングガーダを介してアンカーボルト（内筒側160本，外筒側320本）により原子炉格納容器底部に定着されており、RPV ペデスタルに付加された荷重は、この基部に伝達される。

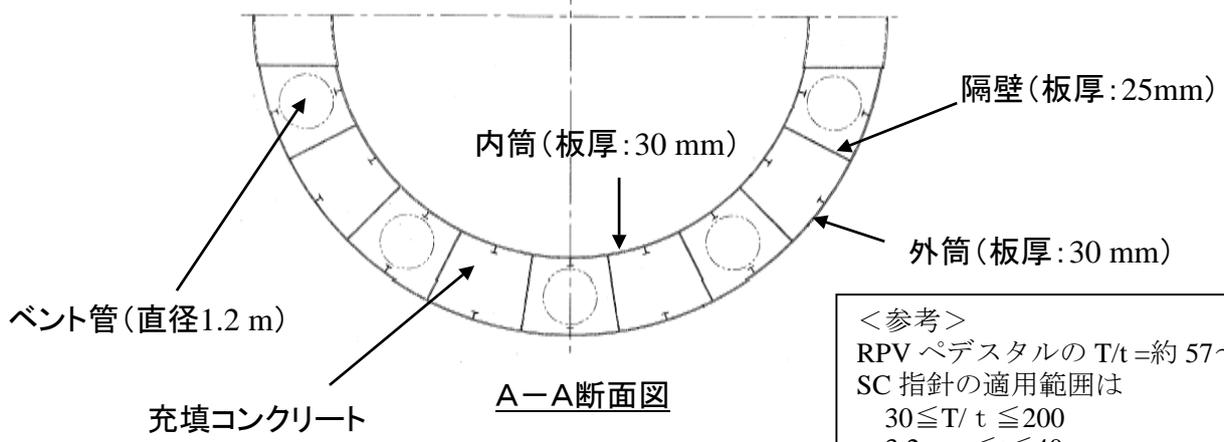
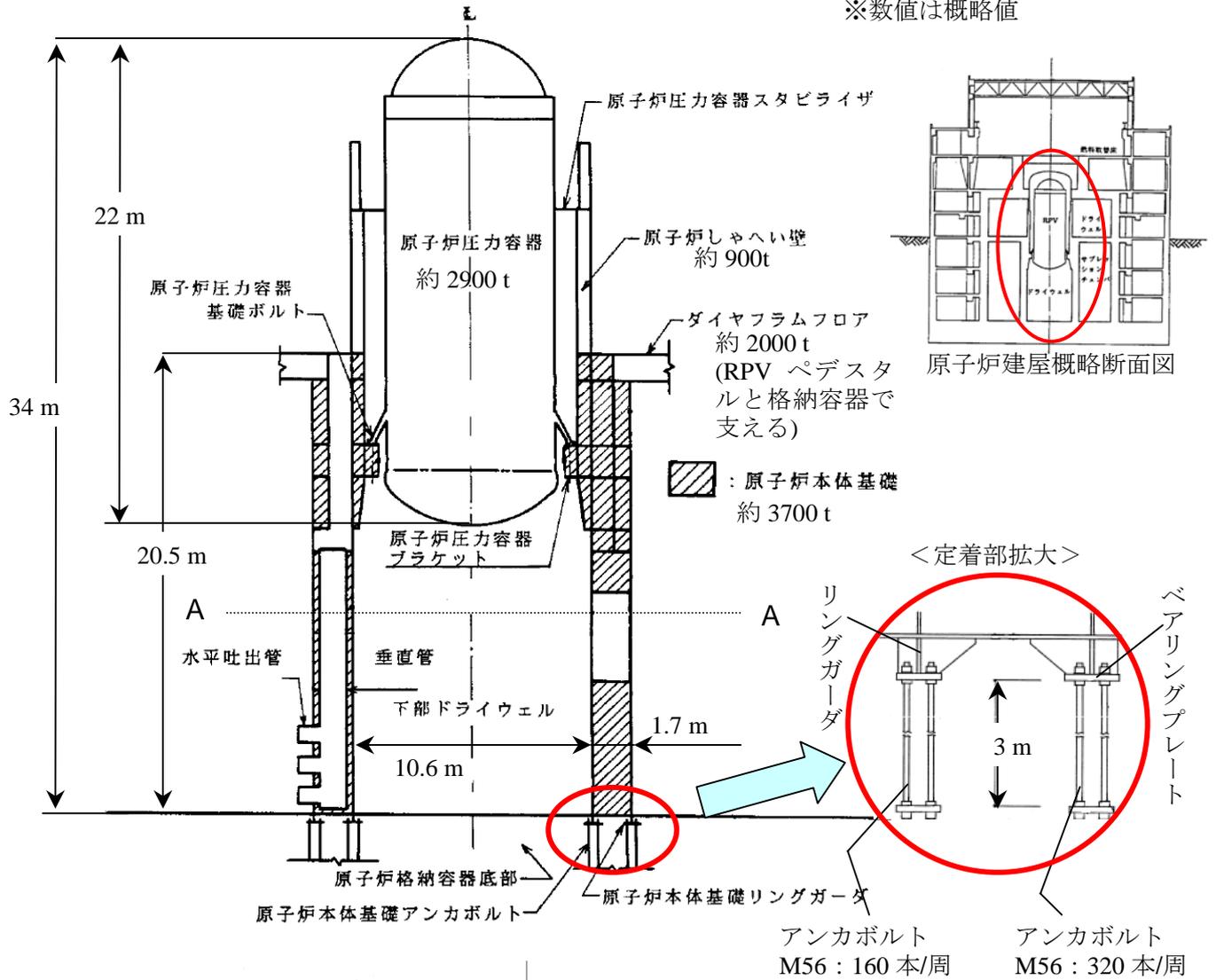
RPV ペデスタルを構成している主要な鋼板には、ボイラーなどに用いられる高張力鋼（SPV490）が用いられている。

表 RPV ペデスタルの鋼板に用いられる材料

	材料	降伏点又は耐力	引張強さ
RPV ペデスタル構造材	SPV490	490 MPa	610～740 MPa
(参考)	SM490	355 MPa	490～610 MPa

構造材：内筒，外筒，隔壁

※数値は概略値



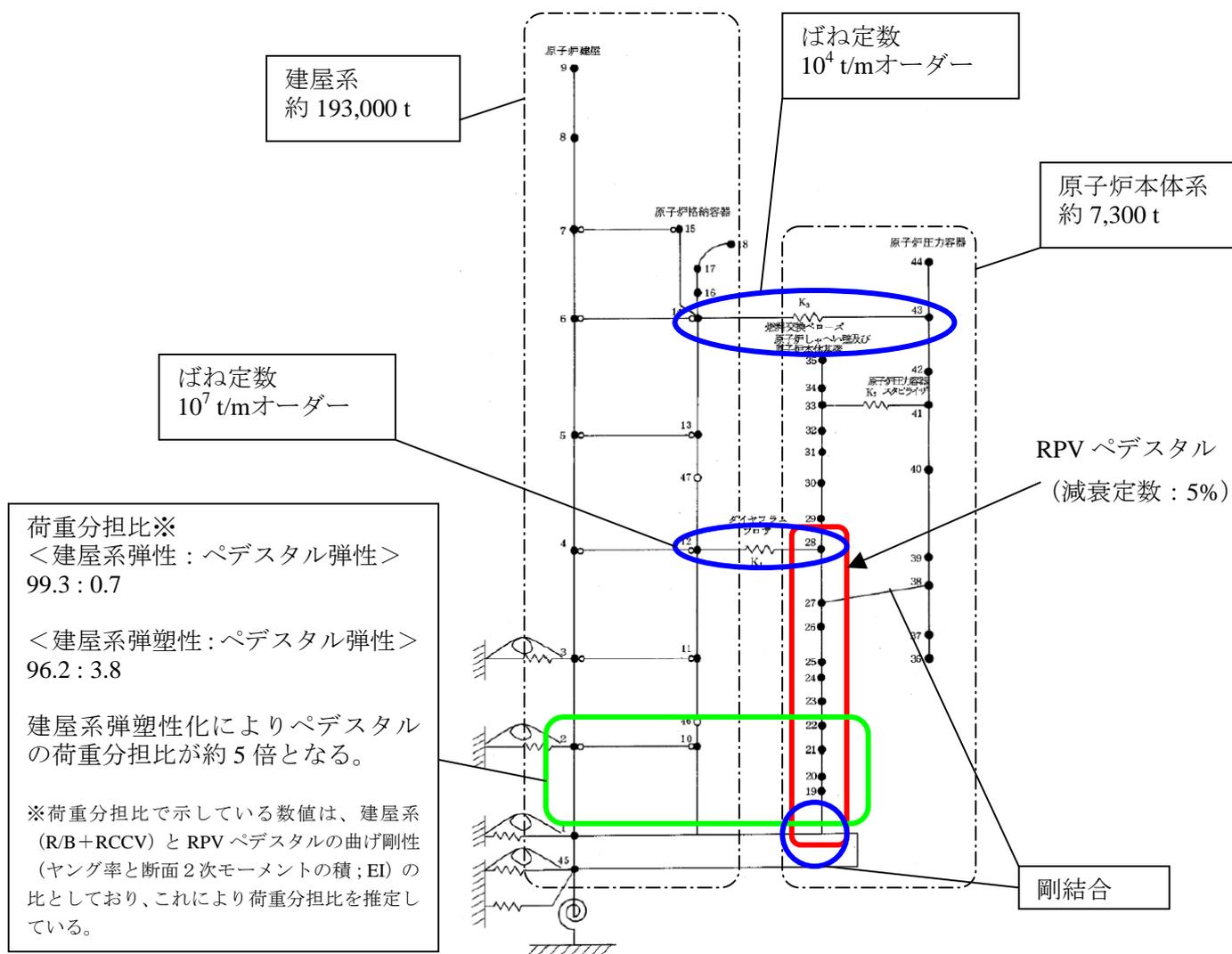
＜参考＞  
 RPV ペデスタルの  $T/t =$  約 57~38  
 SC 指針の適用範囲は  
 $30 \leq T/t \leq 200$   
 $3.2 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm}$

RPVペデスタル概要図

### 3. 地震応答解析モデル

RPV ペDESTALは、RPV と同様に、多質点でモデル化する。断面形状の違いを考慮して分割し、質点間を等価な曲げ、せん断剛性を有する無質量のはり又は無質量のばねで結合する。

2. で述べた構造を踏まえ、ダイアフラムフロアの剛性と等価なばねにより原子炉格納容器と結合し、RPV と RPV ペDESTALは、RPV 設置位置で剛に結合して相互影響を考慮している。また、RPV ペDESTALは原子炉建屋基礎版と剛に結合されている。なお、RPV ペDESTALは、減衰定数を5%としている。



RPVペDESTAL部の地震応答解析モデル (NS方向の例)

#### 4. RPV ペデスタル復元力特性

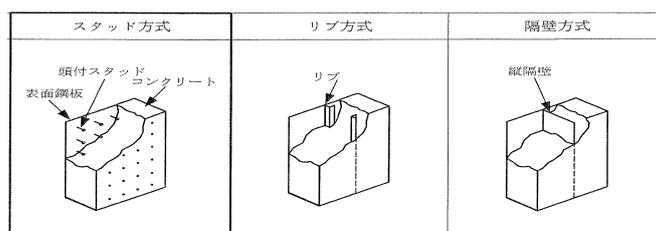
##### <基本方針>

- ・ 鋼板が降伏する第2折点までを設定範囲とした。
- ・ SC 指針の復元力特性の評価を参考に、RPV ペデスタルの特徴を踏まえて、復元力特性を評価した。
- ・ 既往の RPV ペデスタル復元力特性取得試験結果を参照し、上記の復元力特性評価の考え方が適切であることを確認した。

##### (1) SC 指針の復元力特性の評価

SC 構造物に関する既往の復元力特性の評価手法として、SC 指針を参考にした。

SC 指針で述べられている復元力特性評価式はスタッド方式を対象としたものであるが、RPV ペデスタルは隔壁方式の構造物であるため、SC 指針の評価式に RPV ペデスタルの構造上の特徴を考慮して、RPV ペデスタルの復元力特性を評価した。



【2. の再掲】 SC 構造物の方式イメージ図 (SC 指針抜粋)

(2) せん断変形 (せん断力  $Q$  - せん断ひずみ度  $\gamma$ )

a. 第1折点

コンクリートのせん断ひび割れにより剛性が変化する点

$Q_1$ : (コンクリートの断面積+鋼板の等価断面積) ×コンクリートのせん断ひび割れ強度

$\gamma_1$ : コンクリートのせん断ひび割れ強度/コンクリートのせん断弾性係数

(違いを考慮したポイント)

RPVペDESTALの壁には、直管が埋め込まれているなど、断面に開口欠損があるため、開口欠損の形状に応じてコンクリートせん断ひび割れ強度を減じて第1折点の $Q_1$ および $\gamma_1$ を評価した (基本となる評価式は、【参考】SC指針における復元力特性評価式 参照)。

b. 第2折点

鋼板の降伏により剛性が変化する点

$Q_2$ : 鋼板降伏時せん断力。鋼板負担分のせん断力とコンクリート負担分のせん断力の累加による。なお、コンクリート負担分のせん断力は、ひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性を考慮

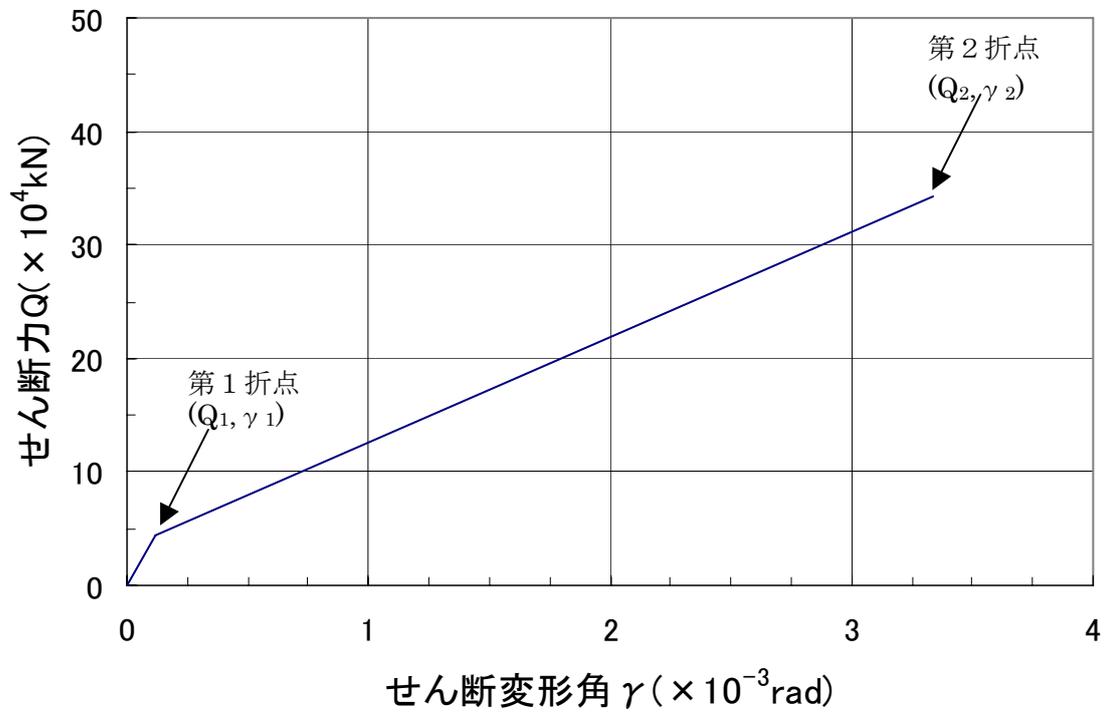
$\gamma_2$ :  $Q_2$ / (鋼板のせん断剛性+ひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性)

(違いを考慮したポイント)

RPV ペDESTALは、二重円筒の空隙を、たてリブで一定の間隔に区切った、隔壁構造である。この構造を考慮してひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性を既往の文献\*に基づき設定。

\*: 松尾 他: 鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3. せん断荷重-変形関係の解析, 日本建築学会学術講演梗概集 (1992年)

次頁に、6号機のRPVペDESTALに設定したせん断変形スケルトンカーブを示す。



6号機 RPVペデスタル脚部 せん断変形スケルトンカーブ

(3) 曲げ変形 (モーメント  $M$ —曲率  $\phi$ )

a. 第1折点

コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点

$M_1$ : 鋼板を考慮した断面係数  $\times$  コンクリートの曲げ引張強度

$\phi_1$ :  $M_1 /$  (コンクリートのヤング係数 $\times$ 鋼板を考慮した断面2次モーメント)

b. 第2折点

鋼板の降伏により剛性が変化する点

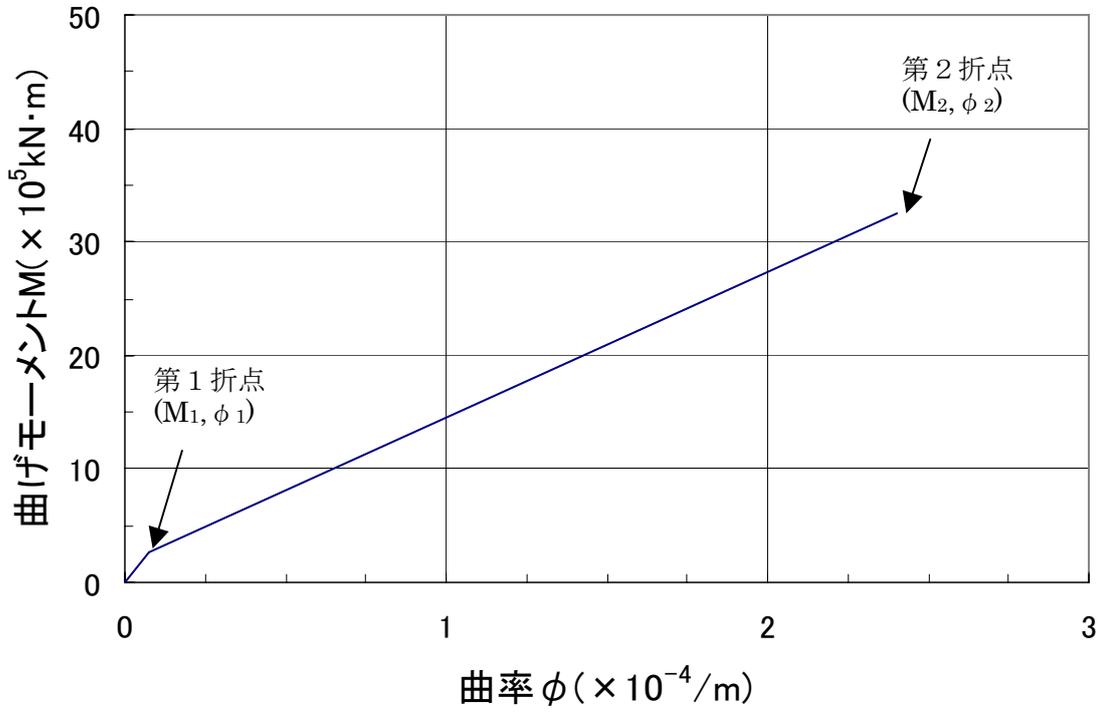
$M_2$ : 引張鋼板降伏時モーメント

$\phi_2$ : 引張鋼板降伏時曲率

(違いを考慮したポイント; 第1, 第2折点共通)

ベースプレートによりコンクリートが分断されているため、RPV ペデスタル脚部ではコンクリートの曲げ引張強度を無視する(基本となる評価式は、【参考】SC 指針における復元力特性評価式 参照)。

次頁に、6号機のRPV ペデスタルに設定した曲げ変形スケルトンカーブを示す。



6号機 RPVペデスタル脚部 曲げ変形スケルトンカーブ

【参考】SC 指針における復元力特性評価式

<せん断変形>

(第1折点) コンクリートのせん断ひびわれにより剛性が変化する点

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_\sigma \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

$$\gamma_1 = \tau_\sigma / G_c \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

$$\text{ただし, } \tau_\sigma = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_y)}$$

(第2折点) 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$Q_2 = (K_\alpha + K_\beta) / \sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

$$\gamma_2 = Q_2 / (K_\alpha + K_\beta) \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

ただし,  $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = 1 / \{4 / (A_c \cdot E_c') + 2 \cdot (1 - \nu_s) / (A_s \cdot E_s)\}$$

$A_s$  : 鋼板のせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コンクリートのせん断断面積 (mm<sup>2</sup>)

$G_s$  : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鋼板のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c'$  : コンクリートのひびわれを考慮したヤング係数で, コンクリートのヤング係数に 0.7 を乗じた値を用いてもよい (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu_s$  : 鋼板のポアソン比

$\sigma_y$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)

$K_\alpha$  : 鋼板のせん断剛性

$K_\beta$  : ひびわれ後の鋼板による拘束効果を考慮したコンクリートの有効

せん断剛性

$\sigma_y$  : 鋼板の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)

$\nu_1$  : コンクリート圧縮強度の有効係数で,  $0.7 - \sigma_B / 200$  を用いてよい

< 曲げ変形 >

(第1折点) コンクリートの曲げひびわれにより剛性が変化する点

$$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v) \dots\dots\dots (2.2.7)$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) \dots\dots\dots (2.2.8)$$

$$\text{ただし, } f_t = 0.38 \cdot \sqrt{\sigma_B}$$

(第2折点) 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$M_2 = M_y \dots\dots\dots (2.2.9)$$

$$\phi_2 = \phi_y \dots\dots\dots (2.2.10)$$

$I_e$  : 鋼板を考慮した断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$Z_e$  : 鋼板を考慮した断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$f_t$  : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_v$  : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度で, 設計基準強度  $F_c$  を用いてよい (N/mm<sup>2</sup>)

$M_y$  : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

$\phi_y$  : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

以上は、SC 指針より抜粋

#### (4) 試験結果との比較

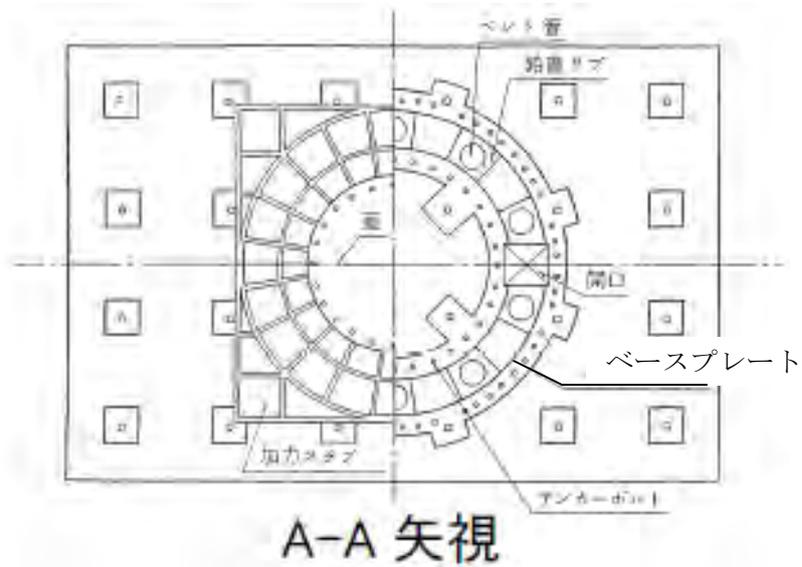
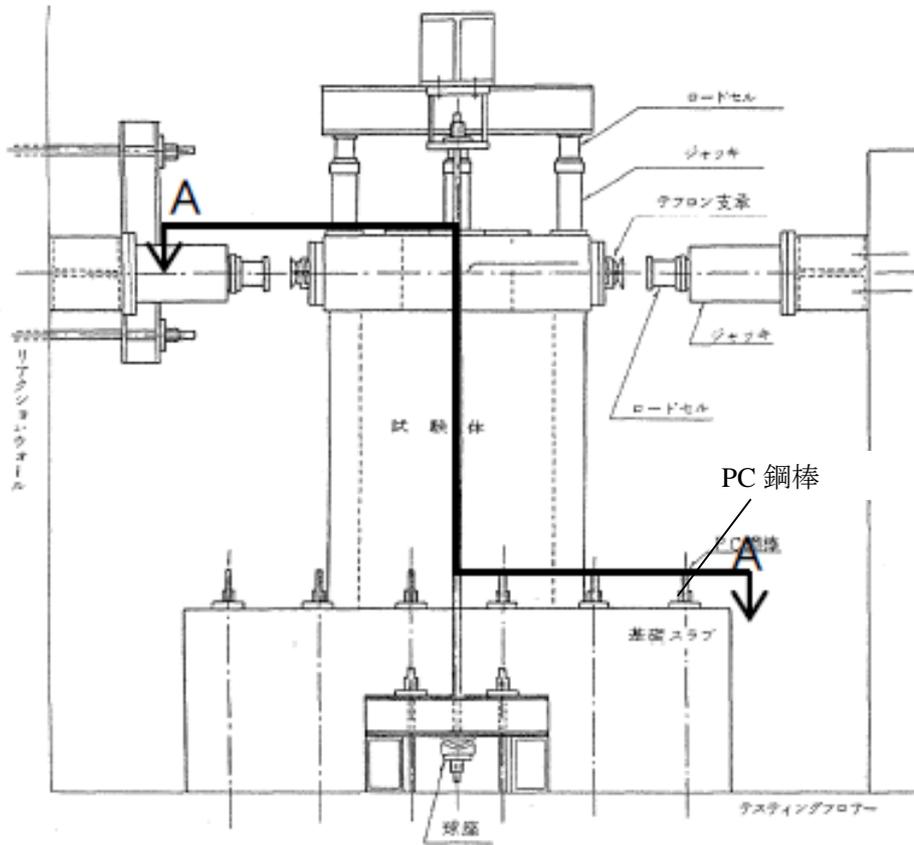
##### a. RPV ペDESTALの静加力試験について

改良型沸騰水型原子炉（以下、ABWR という）の RPV ペDESTALは、ベント管が埋め込まれているという構造上の特徴を有している。ABWR の開発にあたり、この特殊な構造をもった RPV ペDESTALの荷重－変位特性を把握するために、1 / 10 縮小試験体を用いて静加力試験を行い、荷重－変形特性を取得した。

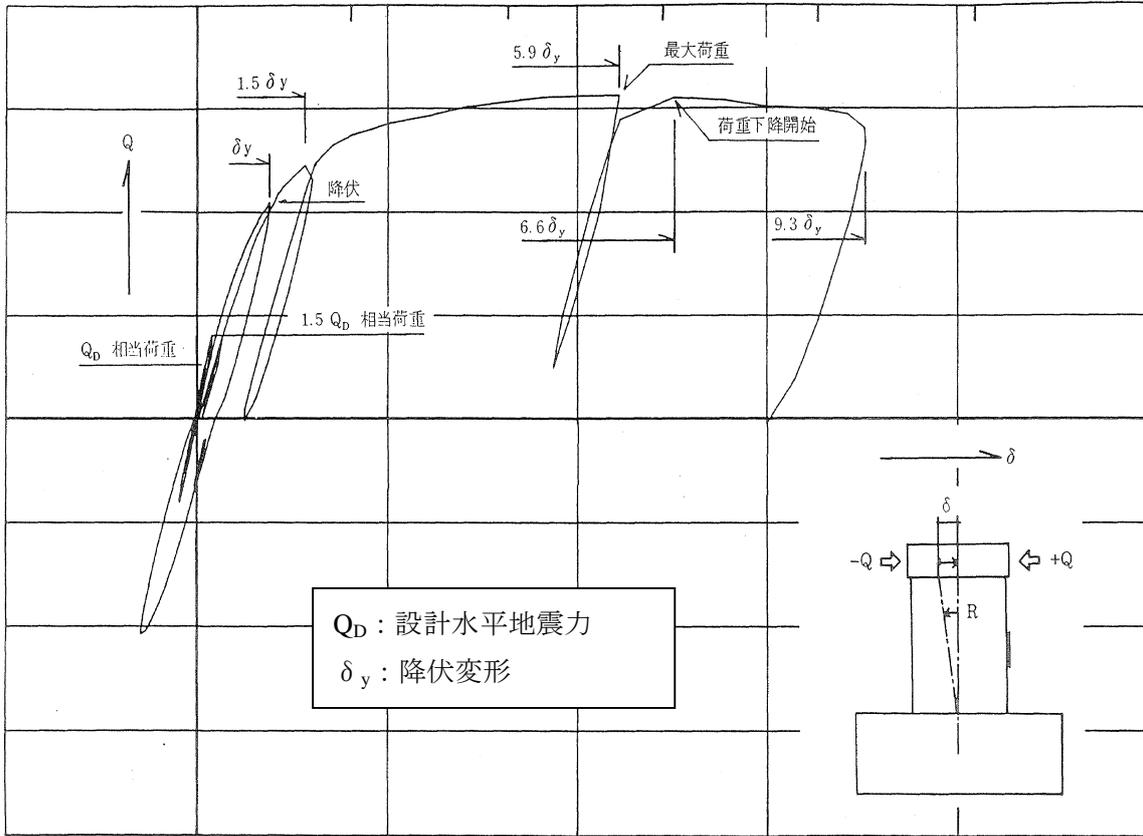
試験体は、PC 鋼棒を介してベースプレートにプレストレス力を作用させており、測定データがベースプレートの変形の影響を受けないようにしている。

試験体頂部に水平力を加え、基礎スラブを不動点として全体変形  $\delta$  ( $= \delta_s$  (せん断変形) +  $\delta_M$  (曲げ変形)) と  $\delta_M$  を測定している。

加力レベルは、弾性範囲、設計荷重、設計荷重の 1.5 倍、鋼板降伏レベルを経て、鋼板が座屈するレベルまで加力した。(得られた加力変位特性は次々頁参照)



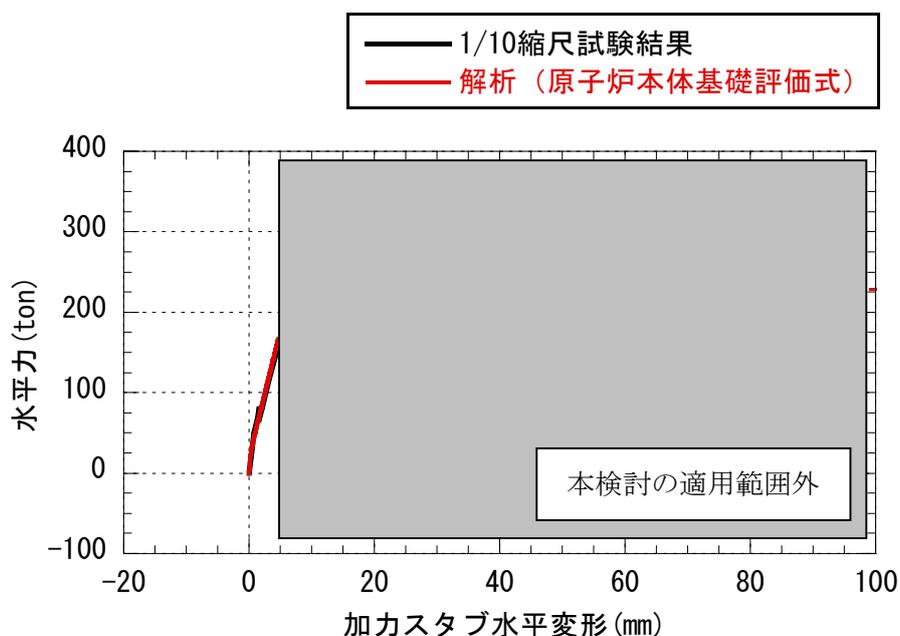
原子炉本体基礎の 1/10 縮尺試験体と加力装置の概要



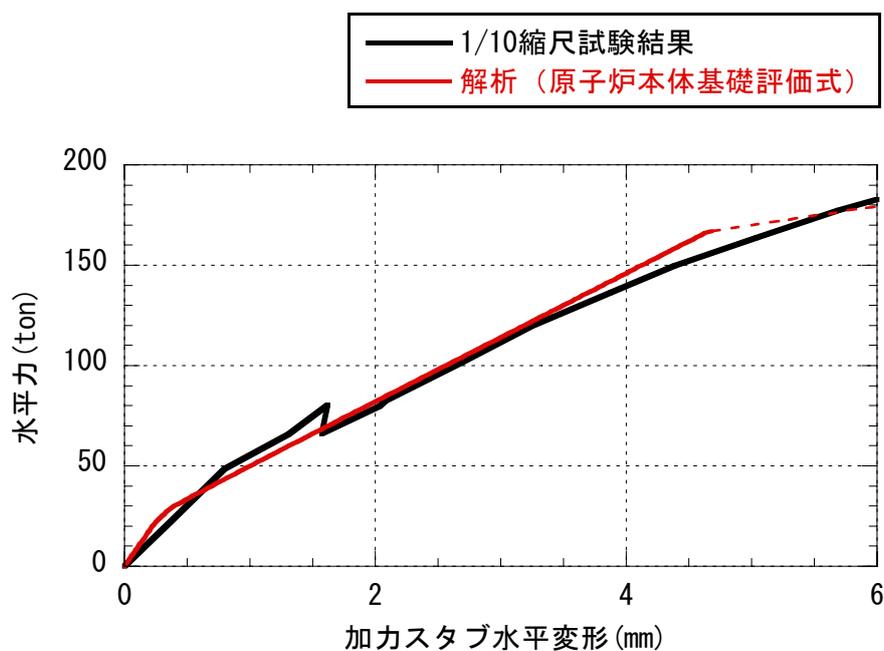
原子炉本体基礎 1/10 縮尺試験体で得られた復元力特性図

b. 試験結果との対比

6号機で検討した復元力特性評価の考え方をを用いて、1/10試験体のスケルトンカーブを設定し、試験で得られた荷重-変位特性と比較した結果、よい一致を見た。



(a) 試験結果全体とスケルトンカーブの比較

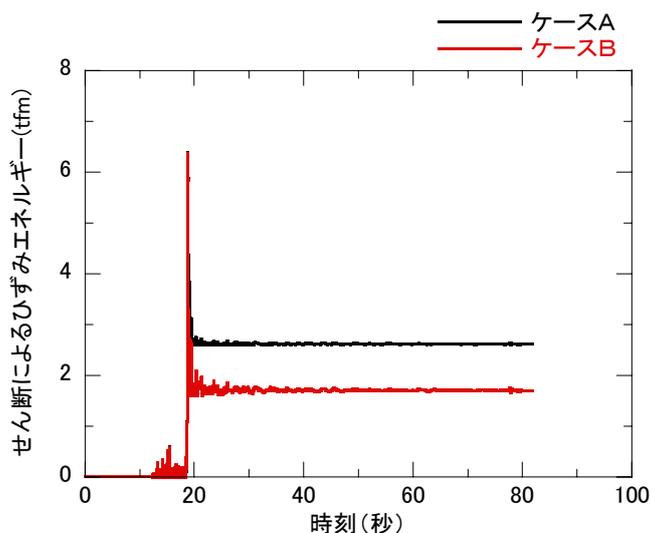
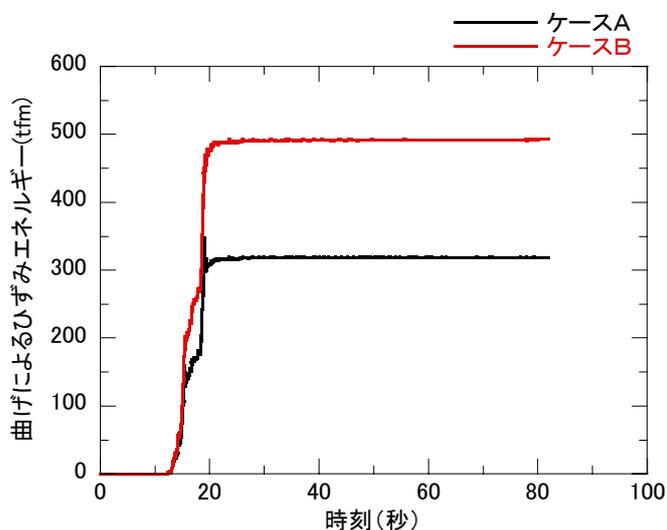


(b) スケルトンカーブ適用範囲近傍の拡大図

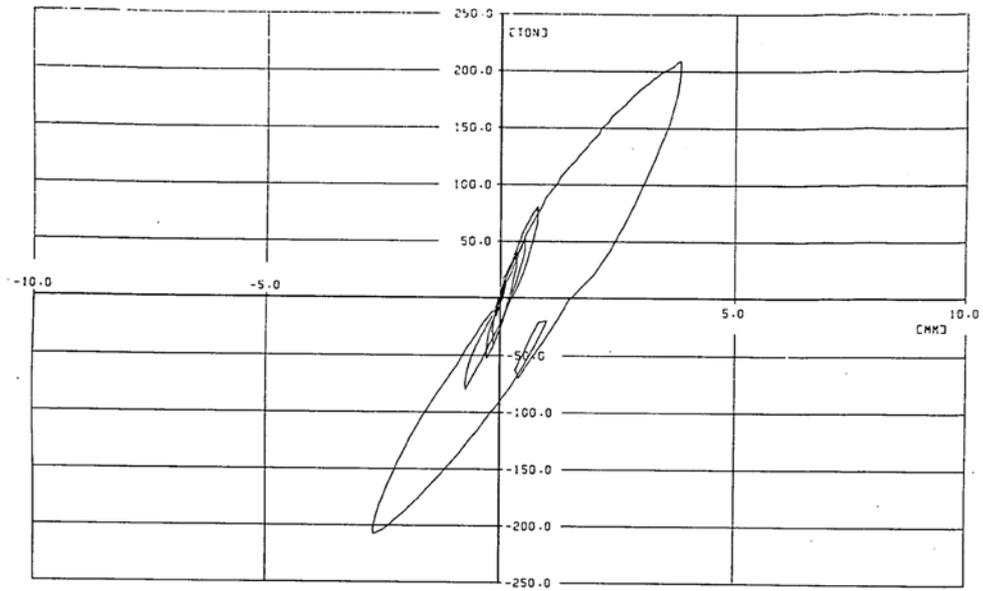
### c. 履歴特性の検証

試験で得られた曲げ変形の履歴特性は、ディグレイディングトリリニアモデルに近い紡錘型の安定したループ形状が得られている。

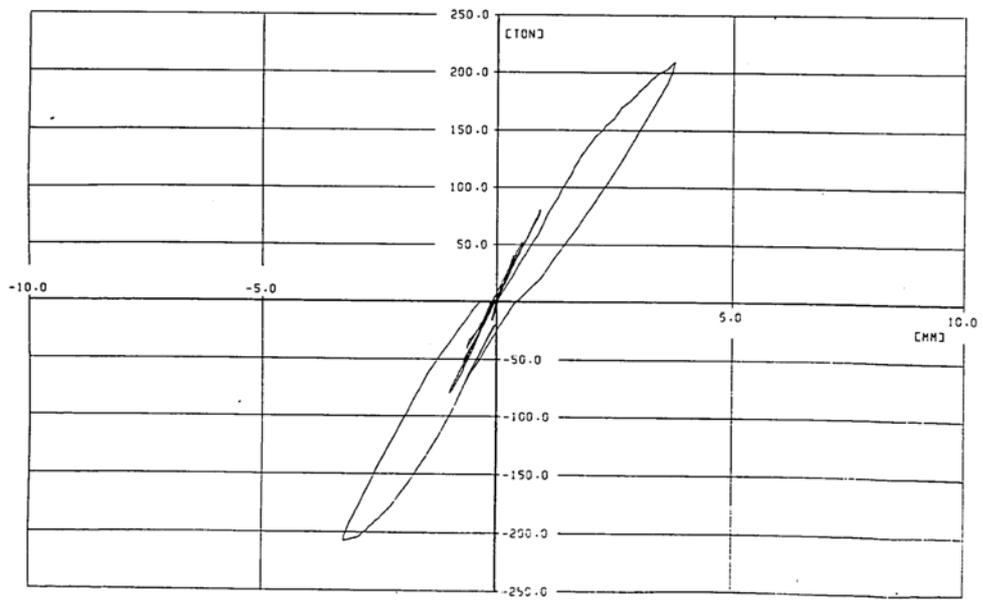
SC 指針で定められている曲げ・せん断変形特性ともに最大点指向型を採用するケース（ケース A）と、試験結果を踏まえ、曲げ変形特性にディグレイディングトリリニア、せん断変形特性に原点指向型を採用したケース（ケース B）とで、パラメータスタディを行った結果、RPV ペDESTAL の弾塑性応答解析には、消費エネルギーが小さい最大点指向型を採用することとした。



履歴特性のパラメータスタディによるひずみエネルギー比較



(a) 水平力-曲げ変形関係



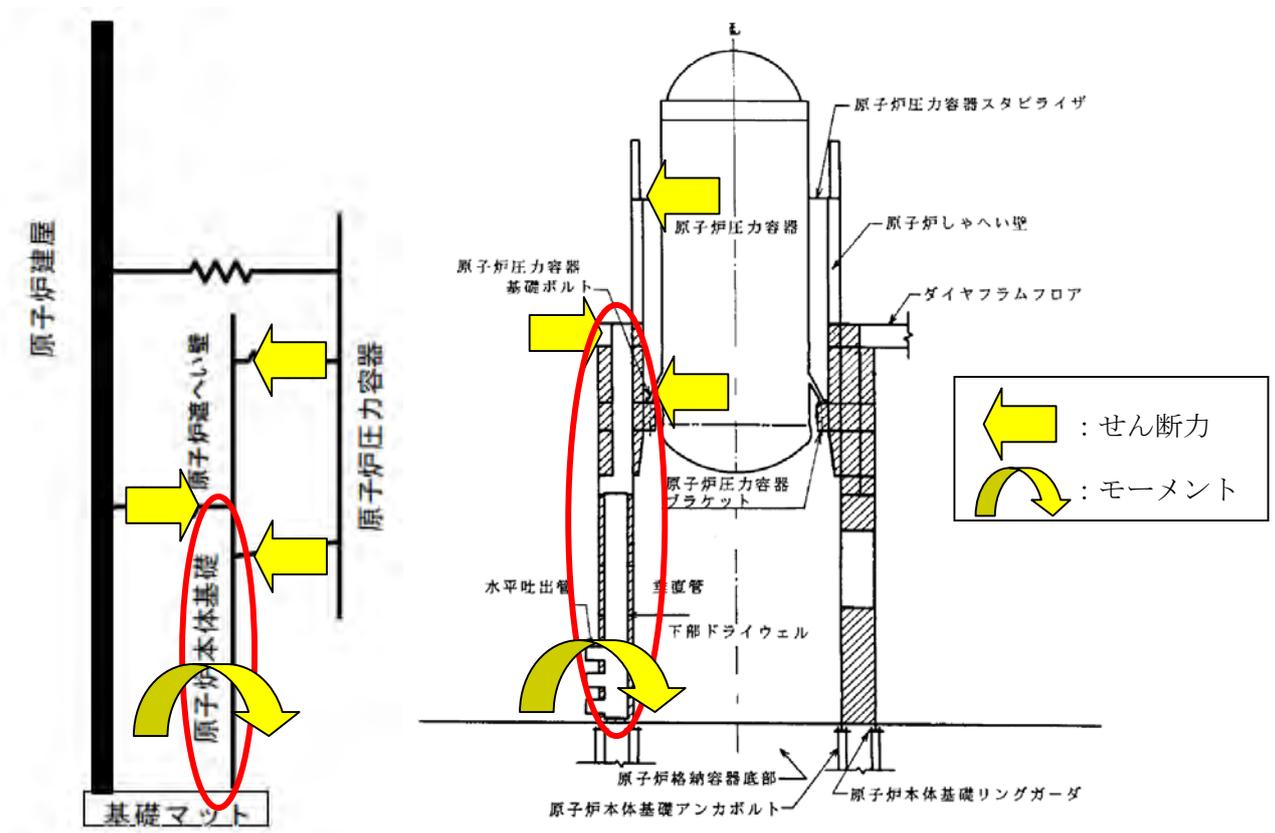
(b) 水平力-せん断変形関係

実験における曲げ及びせん断の履歴特性

## 5. RPV ペDESTAL耐震性評価

### (1) 耐震性評価で想定する損傷モード

RPV ペDESTALには、原子炉建屋や RPV から伝達されるせん断力によってモーメントが生じる。そのモーメントにより、a. 鋼板の構造材が降伏する、b. 定着部のアンカボルトが引き抜ける、という2つの損傷モードで RPV を支持する機能が喪失することが想定される。RPV ペDESTALの耐震性評価では、この a. および b. の損傷モードに対する評価を行う。



RPV ペDESTALに伝達される荷重のイメージ図

(2) RPV ペデスタル耐震性評価の評価基準値

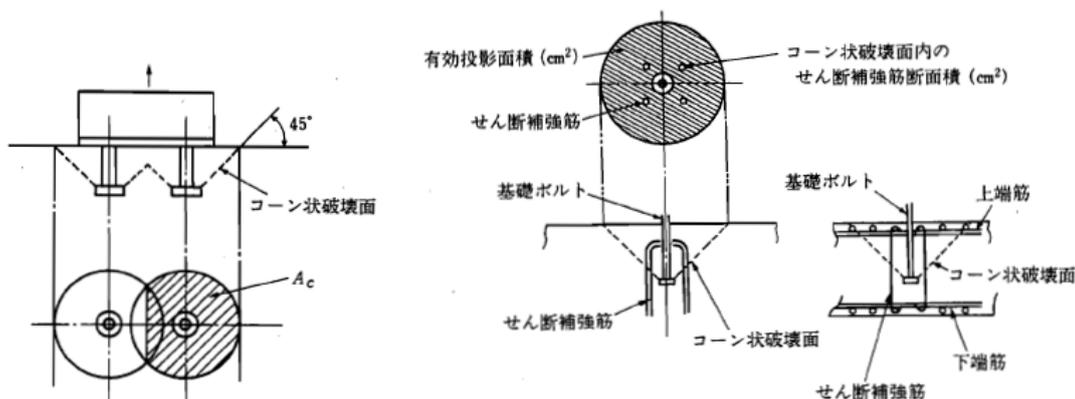
前述した損傷モードに対応した評価部位毎の評価基準値を下表に示す。

RPV ペデスタル耐震性評価の評価基準値

部位	評価項目	評価基準値
円筒部	鋼材の応力	「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」(日本建築学会)における短期許容応力度
ベアリングプレート		
アンカボルト		
アンカボルト部 コンクリート	コンクリートの強度	「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」(日本電気協会)におけるシアコーン強度

(補足) シアコーン強度について

RPV アンカボルトのシアコーン強度を評価する場合は、下図に示す群効果とせん断補強筋効果を考慮している。



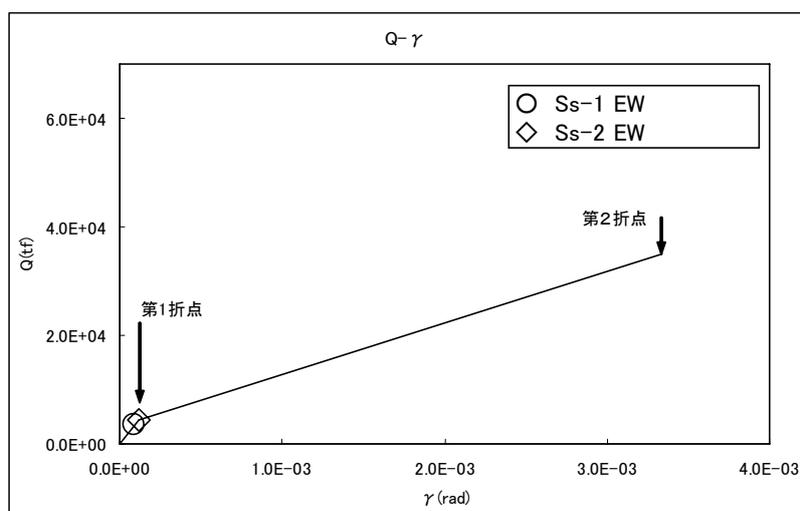
群効果のイメージ図とせん断補強筋の概念図

(JEAG4601-1991 追補版より抜粋)

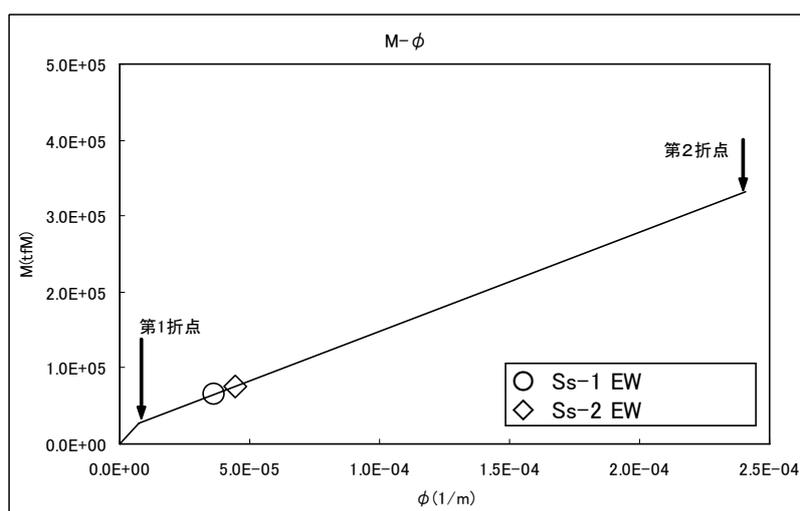
### (3) RPV ペDESTALの地震応答荷重

RPV ペDESTALの地震荷重は、3. で述べた地震応答解析モデルを用いて、時刻歴地震応答解析を行うことで算出される。評価用の地震荷重は、地震応答解析によって得られる時刻歴荷重の最大値を用いる。(地震応答解析により得られた荷重は次頁に示す。)

なお、基準地震動 Ss による RPV ペDESTAL基部の地震応答荷重は、曲げ変形において、復元力特性上の第一折点をやや上回るレベルであった。(下図参照)



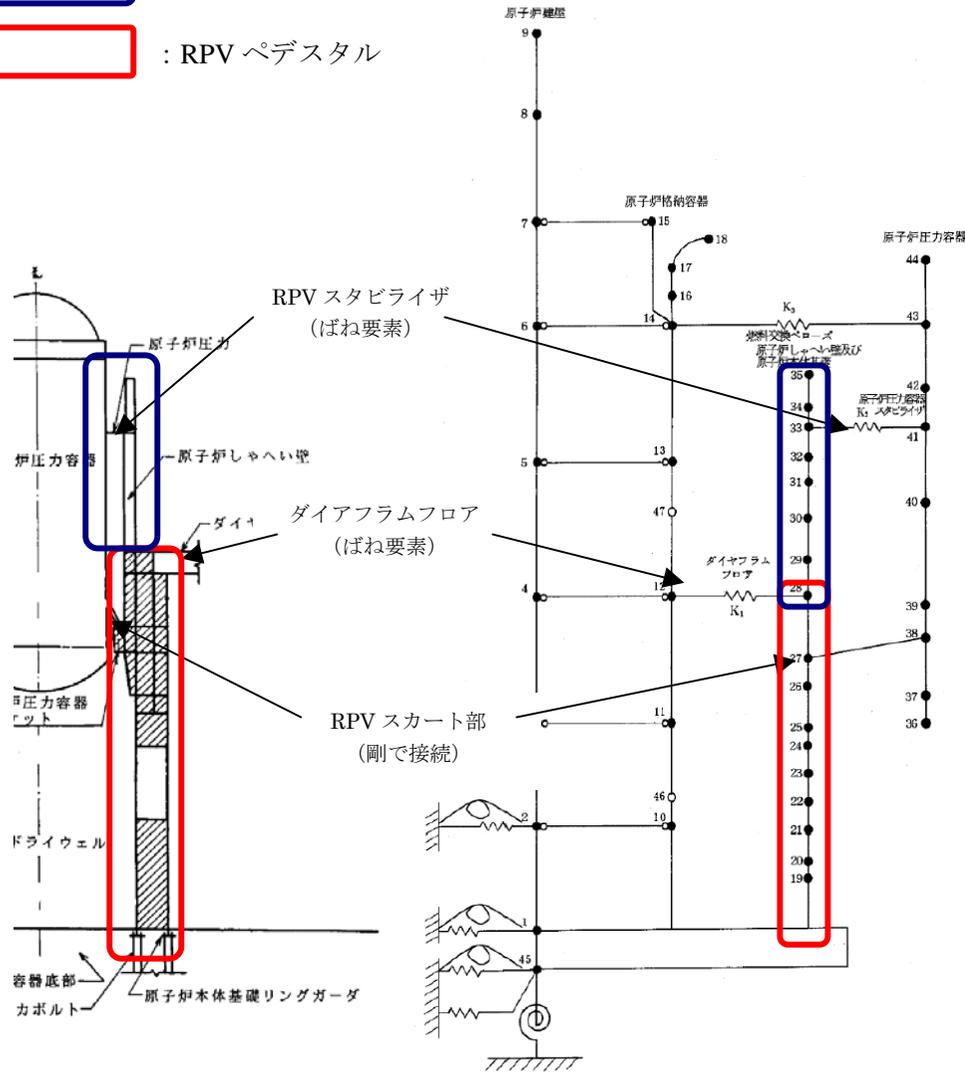
(a)せん断



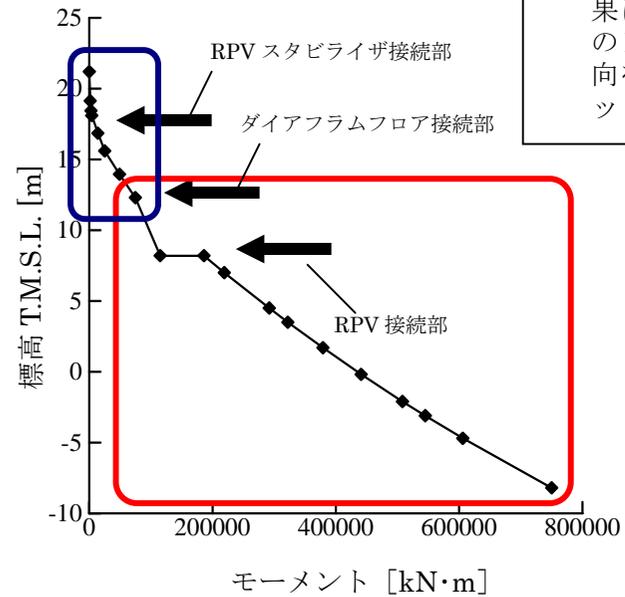
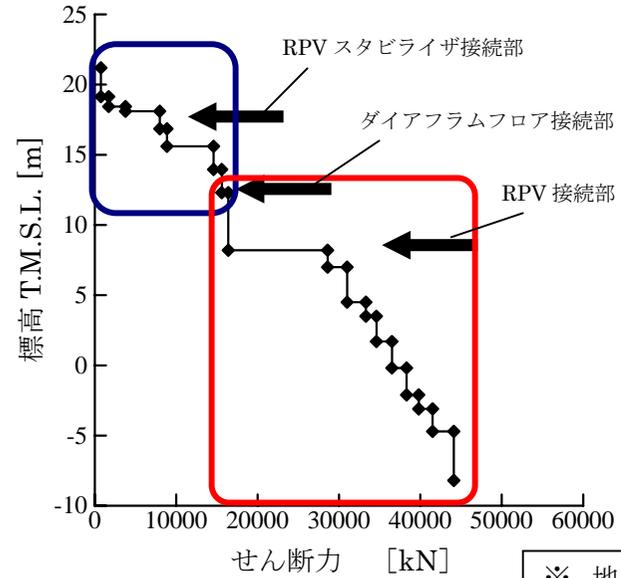
(b)曲げ

原子炉本体基礎基部の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント  
(基準地震動 Ss-1, Ss-2 EW 方向の例)

- : 遮へい壁
- : RPV ペDESTAL



RPVペDESTAL 地震応答解析モデル (水平動)

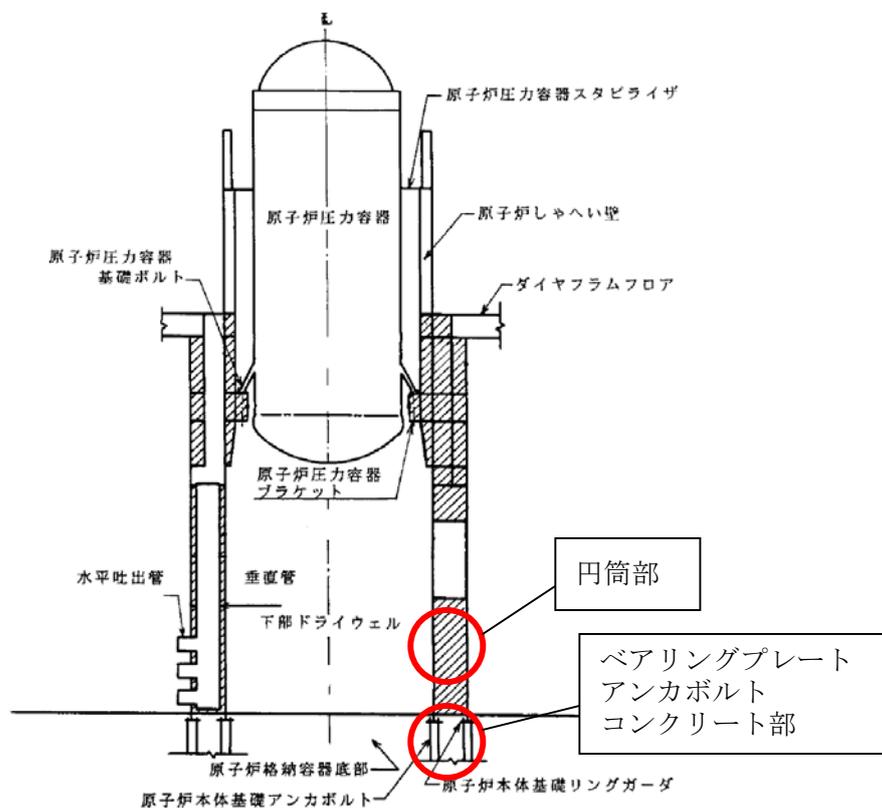


※ 地震応答解析結果は、Ss-1～Ss-5のNS方向・EW方向を包絡してプロットしている。

RPVペDESTAL 地震応答解析結果 (水平動)

#### (4) RPV ペDESTALの耐震安全性評価結果

RPV ペDESTALは、基準地震動  $S_s$  に対して耐震安全性を確保していることを確認した。



評価結果一覧表

(単位:  $N/mm^2$ )

部 位	発生応力	許容基準値
円筒部 (隔壁)	組合せ応力度	許容組合せ応力度
	384	427
ベアリングプレート	曲げ応力度	許容曲げ応力度
	309	492
アンカボルト	引張応力度	許容引張応力度
	283	686

(単位:  $kN/4.5^\circ$ )

コンクリート部	引抜力	許容基準値
	3331	5947

## ○コメント内容

- ・ 原子炉本体基礎の復元力特性について説明すること。
- ・ 原子炉本体基礎部に復元力特性を考慮した場合の、原子炉本体と原子炉建屋の力の伝達について考察すること。
- ・ 原子炉本体基礎部の応答レベルを、復元力特性上で示すこと。
- ・ 原子炉本体基礎の円筒部の評価部位が「縦リブ」となっているが、原子炉本体基礎の構造強度評価について説明すること。

(平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回答

### 1. 原子炉本体基礎の復元力特性について

原子炉本体基礎の基本構造は、内部隔壁（縦リブ）で仕切られた二重円筒鋼板の内部にコンクリートが充填された構造である（図 1）。その弾塑性領域の復元力特性は、加力を受けた際に、隔壁と外周円筒で囲まれた内部コンクリートが鋼板よりも先行して徐々にひび割れ、剛性が低下していく現象が支配的となっている。

原子炉本体基礎の復元力特性評価式の構築にあたっては、原子炉本体基礎の構造とその特徴を考慮した評価式とする。鋼板コンクリート構造の一般的な復元力特性を規定する基本式は、「鋼板コンクリート構造耐震設計技術指針建物・構築物編 JEAG4618-2005」（以下、「JEAG4618」という。）参考資料にある SC 構造の基本式を活用して定式化する。

昭和 62 年に実施された原子炉本体基礎の 1/10 縮尺試験体の静加力試験で得られた復元力特性を検証事例として活用する。原子炉本体基礎 1/10 縮尺試験結果と評価式の比較（図 2）によると、試験結果と評価式はほぼ一致している。これらの結果を実機原子炉本体基礎の地震応答解析に適用した。

## 2. 原子炉本体と原子炉建屋の力の伝達に関する考察

原子炉本体基礎と原子炉建屋（RCCVとの一体構造）は、ダイヤフラムフロアを介して接続されており、地震応答解析では水平地震力に対し両者は並列ばねを形成している（図 3）。原子炉建屋を弾塑性、原子炉本体基礎を線形とにおいて地震応答解析を実施すると、同じ地震動であっても原子炉建屋の変形が大きく、剛性が低下した場合には、原子炉建屋を線形とおいた場合と比べて大きな変位を並列ばねを介して原子炉本体基礎が吸収しなければならなくなる。したがって、原子炉本体基礎に、解析上大きな力が負担されることとなる。

上記の考え方にに基づき、原子炉建屋と原子炉本体基礎全体の地震慣性力(P)を両者がどのように負担しているかを調査した。ここでは、原子炉建屋と原子炉本体基礎双方の剛性が弾塑性変形に伴って変化する傾向に基づき、両者の荷重伝達の変化を考察した。

表 1 には、原子炉建屋と原子炉本体基礎の剛性パターンを以下の 3 ケースとした場合の荷重分担比を示す。荷重分担比は、原子炉建屋、原子炉本体基礎の曲げ剛性から、それぞれの曲げ剛性の比率を用いて計算している。両者を線形で扱うケース 1 を基本とすると、建屋の弾塑性変形に伴い原子炉本体基礎側の荷重負担が約 5 倍になる傾向にある。一方、両者を弾塑性で扱うケース 3 では、原子炉本体基礎側の荷重負担はケース 2 と比較して増大しない傾向にある。

表 1 原子炉建屋と原子炉本体基礎の荷重分担

ケース	ケース 1 (建設時のケース) 建屋 : 線形 本体基礎 : 線形	ケース 2 (先行号機の評価ケース) 建屋 : 弾塑性 本体基礎 : 線形	ケース 3 (6号機のケース) 建屋 : 弾塑性 本体基礎 : 弾塑性
建屋側の荷重分担比	0.992	0.961	0.986
本体基礎側の荷重分担比	0.008	0.039	0.014
本体基礎の荷重分担比の増減傾向	1.0	4.9 倍	1.8 倍

### 3. 復元力特性を考慮した原子炉本体基礎部の応答レベル

6号機では、原子炉建屋と原子炉本体基礎の両者を弾塑性で扱い地震応答解析を実施した。基準地震動 Ss-1～Ss-5 の中で、原子炉本体基礎のせん断力、曲げモーメントが大きい Ss-1、Ss-2 の応答値を復元力特性上にプロットした(図 4、図 5)。

### 4. 円筒部の構造強度評価について

原子炉本体基礎は内外円筒鋼板を縦リブで一体化し、円筒鋼板と縦リブの間にコンクリートが充填された構造となっている(図 6)。原子炉本体基礎の円筒部の構造強度評価では、内筒、外筒及び縦リブを対象としており、耐震安全性評価においては裕度の小さい縦リブを評価部位としている。

(別紙) 円筒部 (縦リブ) の評価手法について

6号機の耐震安全性評価における円筒部の評価では、設計時の地震荷重による応力度に応答比を乗じたものと、設計時の地震以外の荷重による応力度を組合せて評価用荷重を設定し、組合せ応力度を算出する。

(1) 応答比および評価用荷重

設計時の地震荷重と基準地震動  $S_s$  による地震荷重を用いて、応答比を設定する。応答比は次式で算出される。

$$\text{応答比} = \text{Max}\left(\frac{M_1}{M_0}, \frac{P_1}{P_0}, \frac{V_1}{V_0}\right)$$

- $M_0$ : 設計時曲げモーメント
- $M_1$ :  $S_s$ 評価時の曲げモーメント
- $P_0$ : 設計時せん断力
- $P_1$ :  $S_s$ 評価時のせん断力
- $V_0$ : 設計時軸力
- $V_1$ :  $S_s$ 評価時の軸力

設計時の地震荷重 (軸力、モーメント、せん断力) および基準地震動  $S_s$  による地震荷重を表 2 に示す。応答比は軸力による比を用いている。

表 2 評価用荷重および応答比

荷重	設計時 $S_2$	基準地震動 $S_s$	応答比
原子炉本体基礎基部 軸力(kN)	21270	61700	<u>2.91</u>
原子炉本体基礎基部 モーメント(kN・m)	556040	750000	1.35
原子炉本体基礎基部 せん断力(kN)	28150	44100	1.57

(2) 評価結果

円筒部（縦リブ）の評価結果を表 3 に示す。発生値は評価基準値以下であることを確認した。

半径方向応力度  $\sigma_r =$  設計時地震荷重による応力度  $\times$  応答比  
 + 設計時地震以外の荷重による応力度

たて方向応力度  $\sigma_t =$  設計時地震荷重による応力度  $\times$  応答比  
 + 設計時地震以外の荷重による応力度

面内せん断応力度  $\tau =$  設計時地震荷重による応力度  $\times$  応答比  
 + 設計時地震以外の荷重による応力度

$$\text{組合せ応力度} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_t \cdot \sigma_r + 3\tau^2}$$

表 3 評価結果

評価対象設備	評価部位	応力分類	発生値	評価基準値
			MPa	MPa
円筒部	縦リブ	組合せ 応力度	384	427

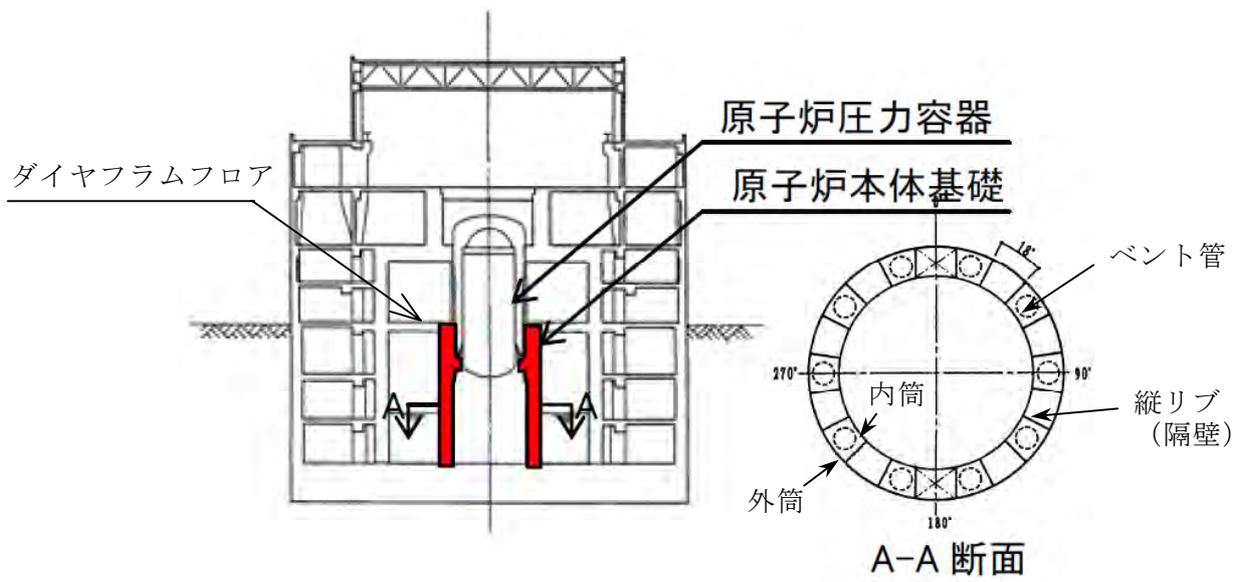


図 1 原子炉本体基礎図

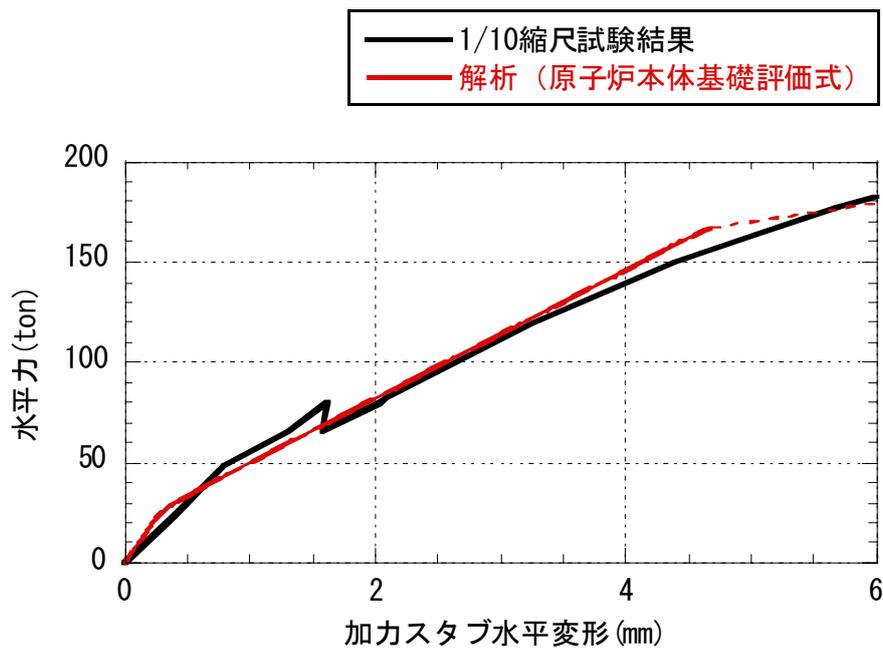


図 2 原子炉本体基礎 1/10 縮尺試験結果と評価式の比較

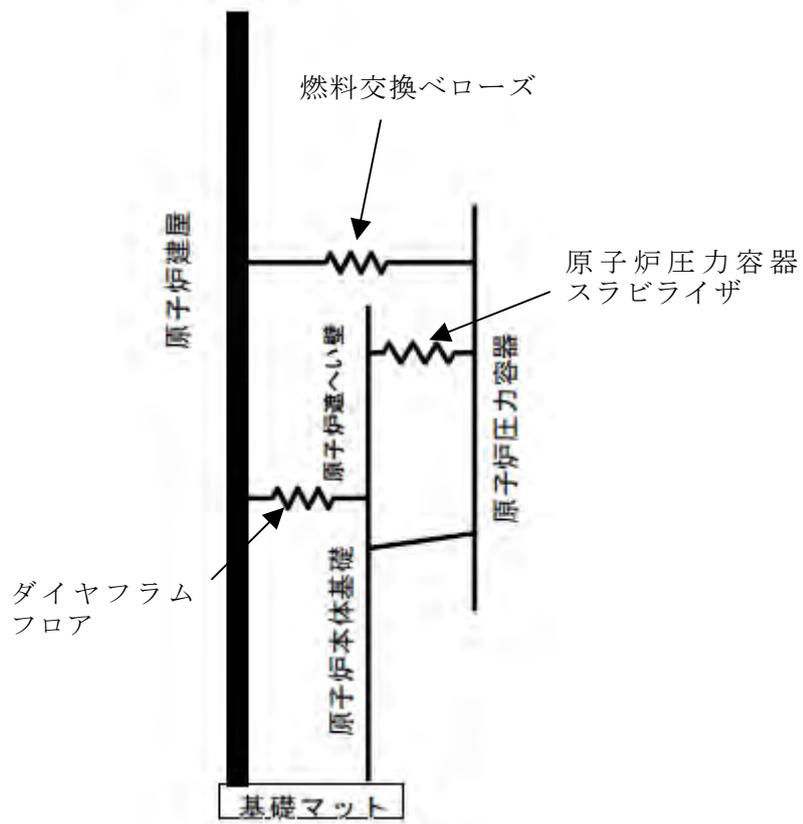


図3 大型機器連成解析モデルの概念図

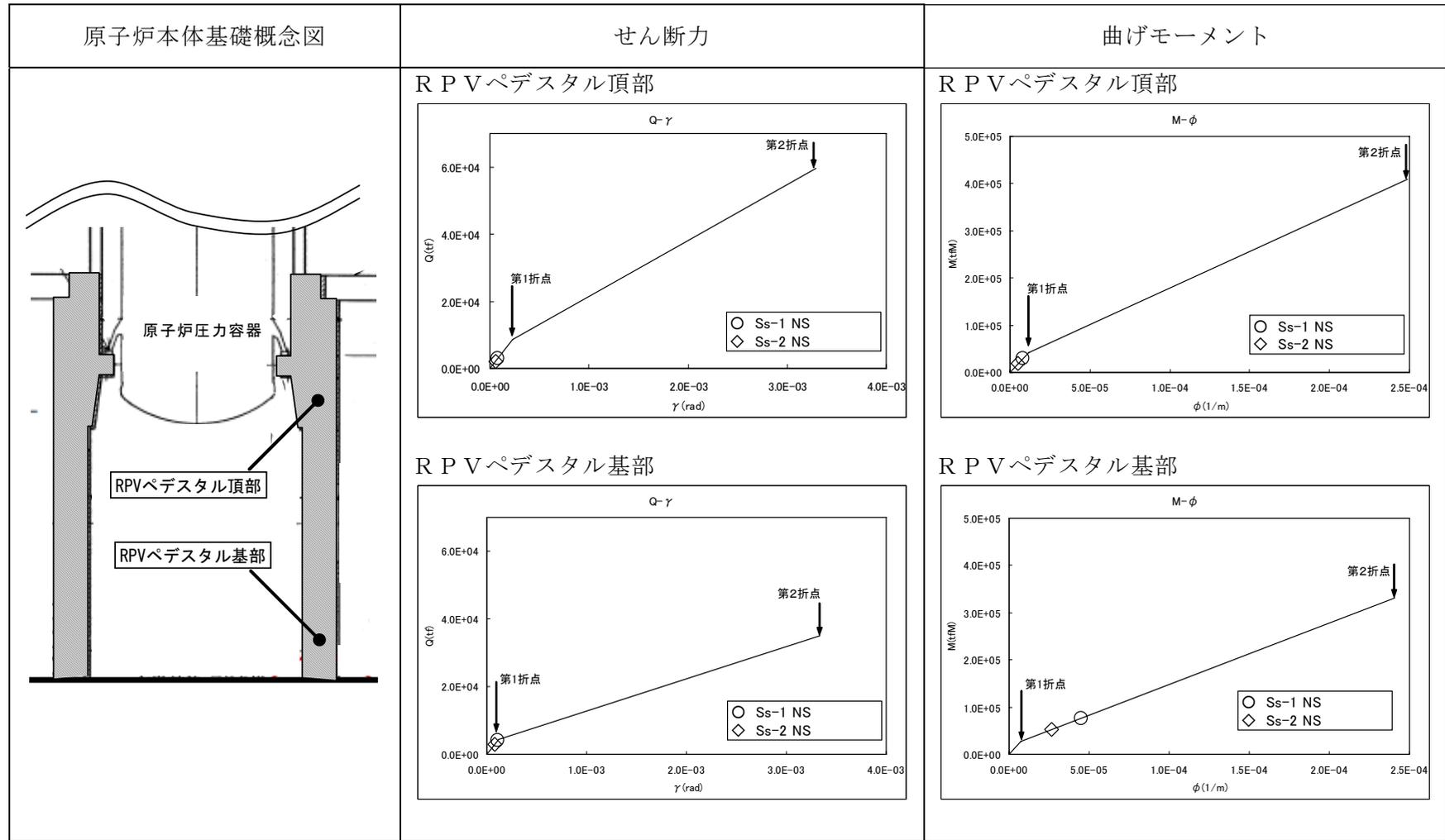


図4 原子炉本体基礎の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント（基準地震動 Ss-1、Ss-2 NS方向）

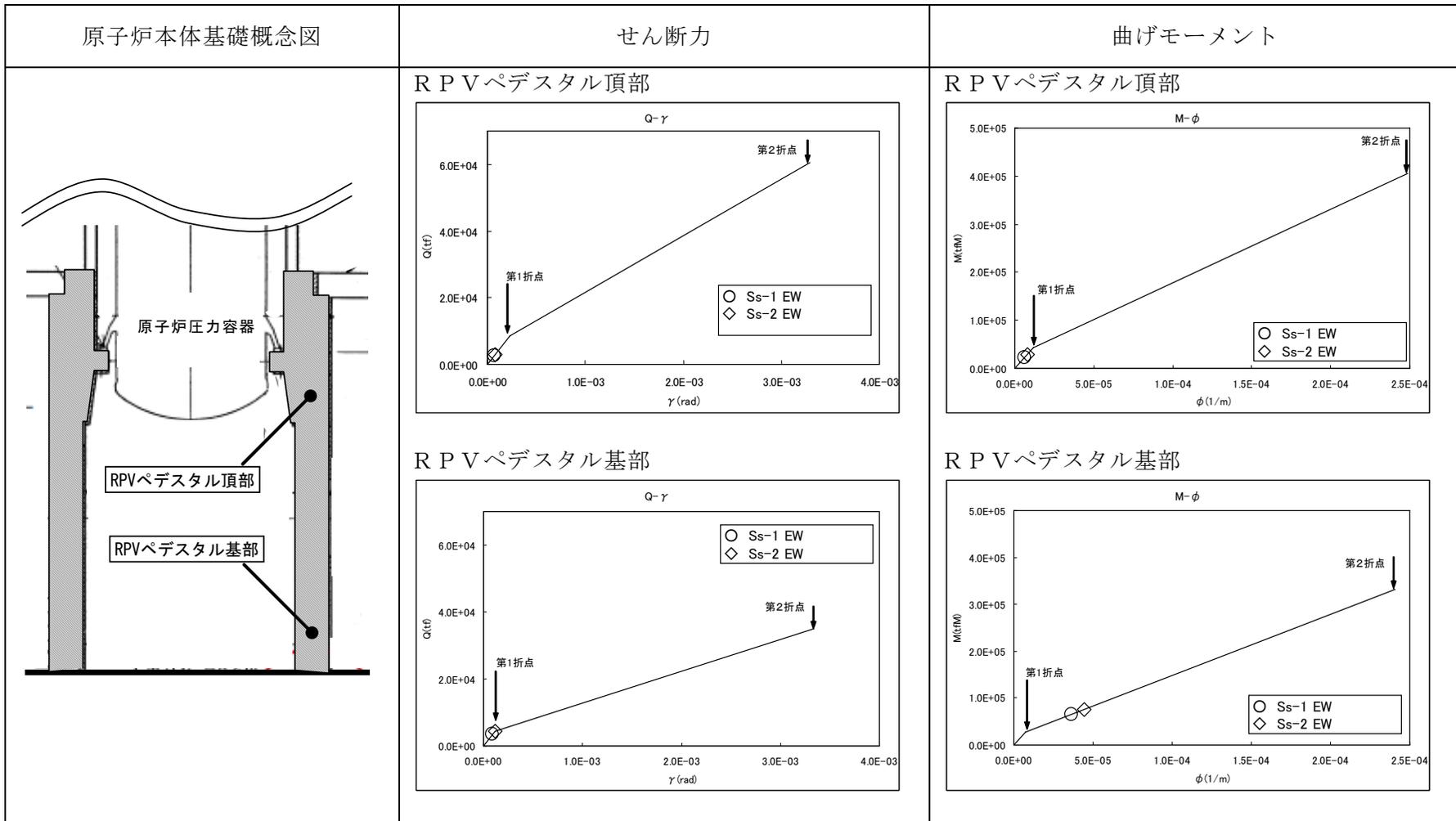


図5 原子炉本体基礎の最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント（基準地震動 Ss-1、Ss-2 EW 方向）

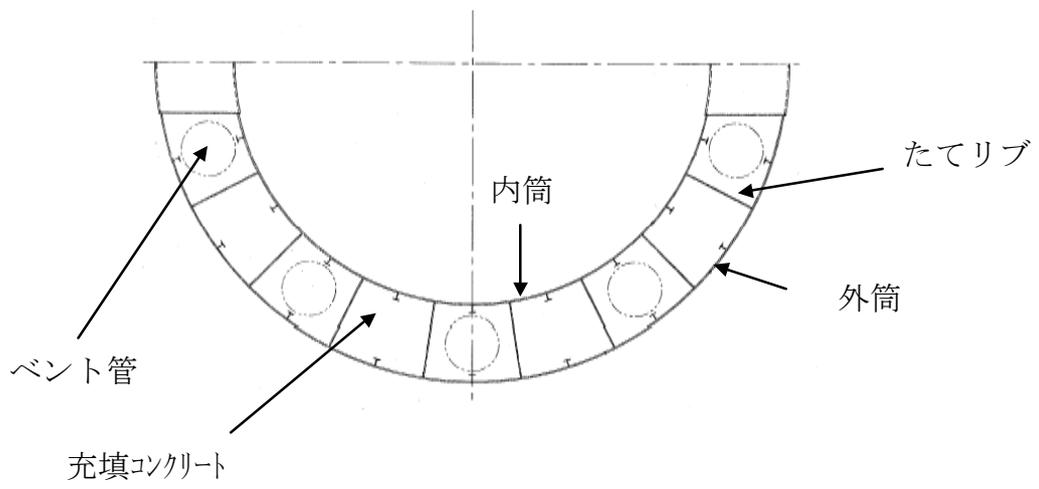


図 6 原子炉本体基礎断面図

## ○コメント内容

- ・ 角管型の使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数を評価する試験について、試験体以外の周囲の影響があるのではないか。

(平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回答

一波突印試験で、試験体を自由振動させ減衰を測る場合に、試験体の境界条件が完全固定とみなせず、加振装置のアクチュエータ部等の減衰性等も含めて減衰を測る場合がある。

本例では、燃料未装荷のラック単体と内部に燃料集合体と水を装荷したラックの自由減衰を測り、その減衰の差分（内部に収納した燃料集合体と水によるエネルギー消散で得られる減衰）をラック実機の評価用減衰定数として使うようにしている。このような方法で、前述した加振装置等の影響を除外する方法をとっている。

以上より、ここで使用している評価用減衰定数は、ラック本体の減衰性能は含んでおらず、実際の減衰性能よりもやや保守的になっていると考える。

表 1 試験結果

供試体	減衰比(%)
ラック単体	2.5
燃料装荷+水注入	9.9

## ○補足説明

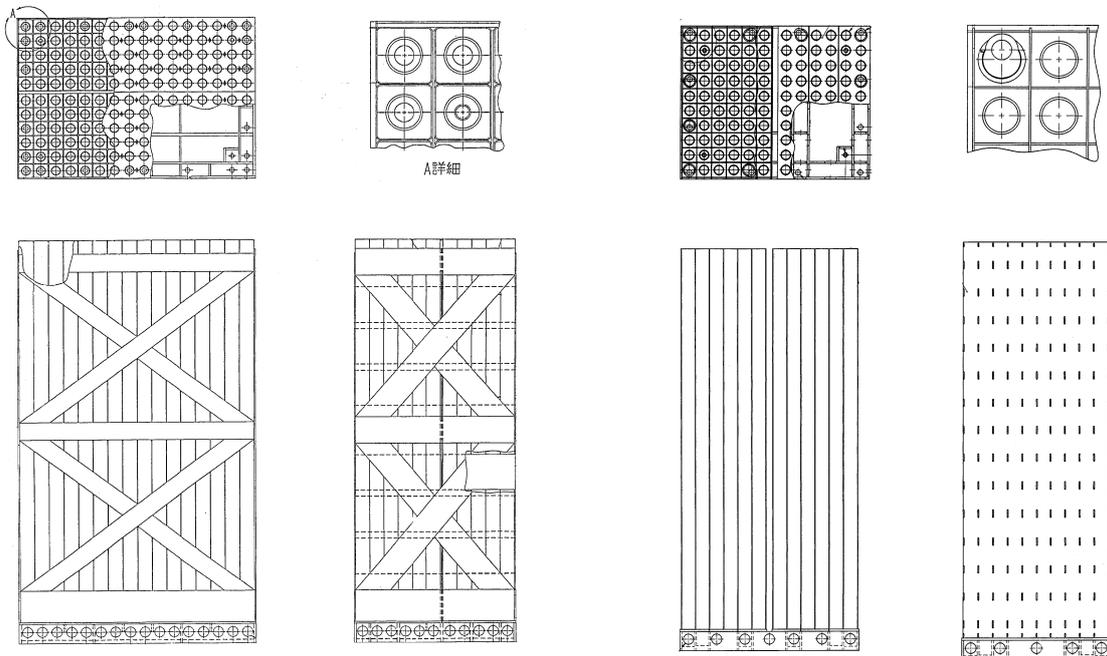
### 使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数を取得した試験について

使用済燃料貯蔵ラックの設計用減衰定数は、従来、「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」に示されている溶接構造物の設計用減衰定数 1%を用いている。従来の設計用減衰定数は、気中の溶接物の減衰定数であるが、使用済燃料貯蔵ラックは水中（使用済燃料貯蔵プール）に設置されていることから、気中以上の減衰効果が期待できると考え、使用済燃料貯蔵ラックの耐震安全性評価では、既往の試験研究等をもとに水平方向の減衰定数を定め、耐震安全性評価に用いた。

柏崎刈羽原子力発電所 6 号機には、以下に示す構造の異なる 2 種類の使用済燃料貯蔵ラックが設置されており、それぞれの使用済燃料貯蔵ラックの減衰定数に関する検討結果を次ページ以降に示す。

<角管並列型 (B-SUS\*) >

<格子型 (B-SUS\*) >



\* : ボロン添加ステンレス鋼

図 1 柏崎刈羽原子力発電所 6 号機の使用済燃料貯蔵ラック構造概略

## 1. 角管並列型

既往試験において、角管並列型ボロン添加ステンレス鋼（B-SUS）製 30 体燃料ラックの振動試験が実施されている。試験内容の概要を次ページ以降に示す。

試験は、(a)模擬燃料を装荷し水を注入した状態、(b)模擬燃料を装荷せず、水を注入しない状態の 2 種類にて実施され、(a)の場合で減衰比 9.9%、(b)の場合で減衰比 2.5%が得られた。よって、燃料装荷および水の注入による付加減衰比は、(a)と(b)の減衰比の差から約 7%と推定される。

実機の使用済燃料ラックは、材料および 1 体あたりの燃料貯蔵セルの構造は試験体として用いた 30 体ラックと同様であり、収納体数のみが多くなっている。燃料と水による付加減衰比は約 7%であることから、収納体数が 30 体を超えるラックについても減衰定数が 7%を下回ることはないと判断し、耐震安全性評価では水平方向の減衰定数として 7%を使用する。

## 角管並列型ボロン添加ステンレス鋼製燃料ラックの既往試験の概要 (1/2)

### 1. 試験概要

実機で用いられる角管並列型ボロン添加ステンレス鋼製燃料ラック (B-SUS ラック) の構造概念を図-1 に示す。B-SUS ラックは、短辺方向が 11 列、長辺方向は 16 又は 17 列である。

試験で用いる供試体を図-2 に示す。供試体は 10 列×3 列の 30 体ラックとする。

試験は、ラックに模擬燃料を装荷し水を注入した状態、およびラック単体 (模擬燃料を装荷せず水を注入しない状態) の各状態にて実施する。

まず、各状態において掃引試験を実施して共振周波数を確認し、次に確認した共振周波数にて一波突印試験を実施し減衰比を確認する。

加振方向は、実機 B-SUS ラックの列数が短辺及び長辺方向とも 10 列以上であることから、10 列方向の水平加振とする。

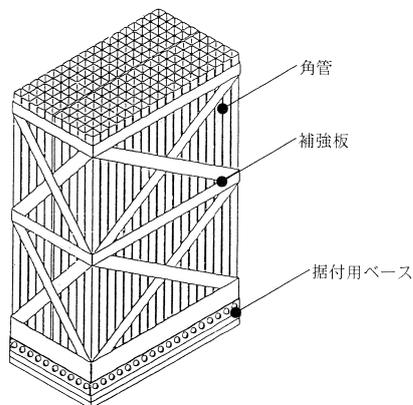


図-1 角管並列型 B-SUS ラックの概念構造

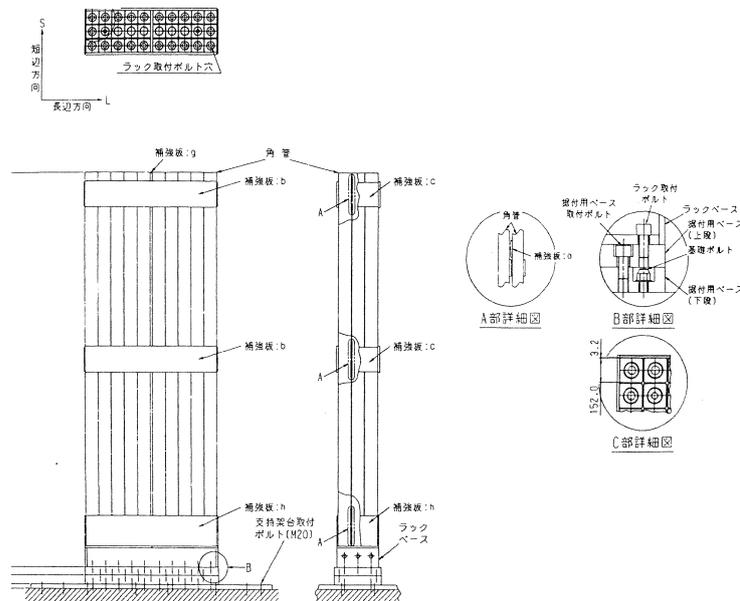


図-2 供試体概念図

角管並列型ボロン添加ステンレス鋼製燃料ラックの既往試験の概要 (2/2)

2. 試験結果

掃引試験<sup>※1</sup>

模擬燃料を装荷し水を注入した状態およびラック単体において、以下の加振条件に基づく掃引試験を実施し、得られた周波数特性（図-3）から共振周波数を確認した。結果を表-1に示す。

- 加振加速度：0.03G
- 加振周波数：1～20Hz

※ 1 振動数を変化させて加振した時の応答から共振周波数を確認する試験

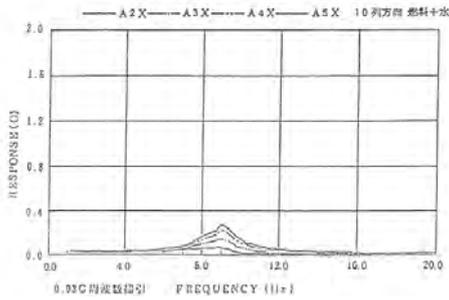


図-3(1) 燃料装荷+水注入の周波数特性

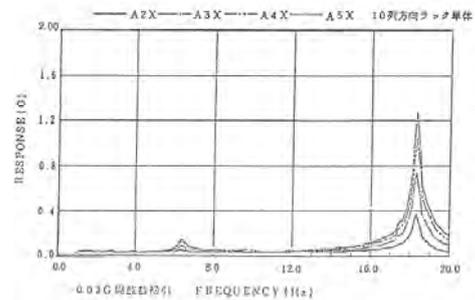


図-3(2) ラック単体の周波数特性

一波突印試験

掃引試験で得られた共振周波数において加振試験を行い、加振後の減衰振動波形（図-4）から減衰比を求めた結果を表-1に示す。燃料装荷及び水注入による付加減衰比は、ラック単体状態と燃料装荷+水注入状態の減衰比の差から約7%と推定される。

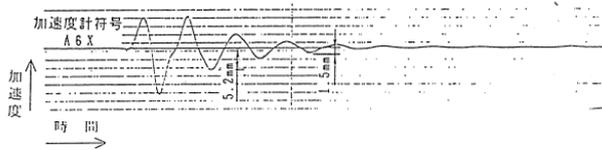


図-4(1) 燃料装荷+水注入の減衰振動波形

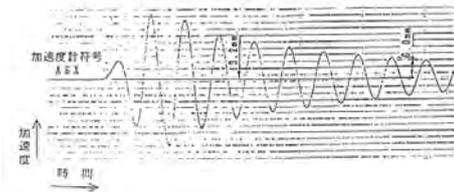


図-4(2) ラック単体の減衰振動波形

表-1 試験結果（共振周波数，減衰比）

供試体	共振周波数(Hz)	減衰比(%)
ラック単体	18.3	2.5
燃料装荷+水注入	9.0	9.9

## 2. 格子型（角管市松型）

### 2. 1 試験装置

試験体の概略を図2に示す。長辺方向は実機での標準列数の10列とし、短辺方向は自立型での最小幅として5列とした。なお、試験体は角管を市松模様（市松型）に配列した構造（角管市松型）であるが、図5に示すように格子型と基本的な構造が同一であることから、格子型と同等として扱った。

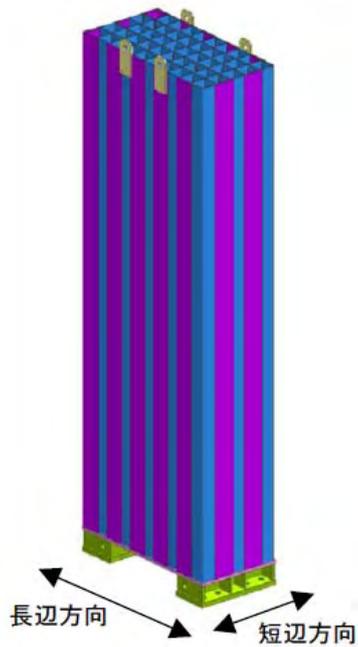


図2 試験体概略



図3 試験体設置状況



図4 試験水槽

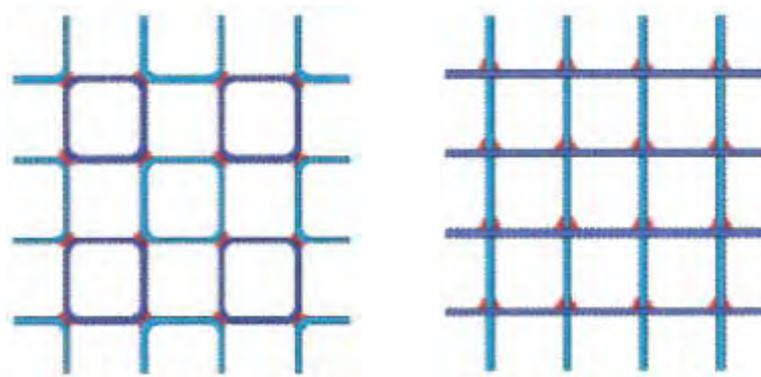


図5 角管市松型ラック（左図）と格子型ラック（右図）

## 2. 2 加振方法

試験体に模擬燃料を装荷し、試験水槽に水を注入した状態にて以下の加振条件に基づく加振試験を実施した。試験は、試験体の長辺方向及び短辺方向それぞれについておこなった。

加振レベルの小さい範囲では正弦波による掃引試験とし、試験装置の損傷を防止する観点から、加振レベルの大きい範囲では半波の加振試験とした。

表 2 加振条件

	加振条件	加振周波数
正弦波掃引試験	短辺方向：50gal～100gal 長辺方向：75gal～125gal	5Hz～70Hz
半波加振試験	振動台変位：3mm～5mm	10Hz

## 2. 3 試験結果

正弦波掃引試験の減衰比は、加振レベル 3 ケースで求めた伝達関数よりハーフパワー法で評価した。半波加振試験の減衰比は、振動台変位レベルを 3 ケースとした自由振動波形より減衰比を評価した。試験の結果のまとめを図 6 に示す。

図 6 に示すように、長辺方向における正弦波掃引試験では、加速度レベルの低い範囲では一部 7%を下回るデータが存在するものの、加速度レベルの増大に伴い大きな減衰比が得られる傾向が見られている。短辺方向における正弦波掃引試験では、加速度レベルの低い範囲では若干の減衰比の低下傾向が見られるが、その傾向は加速度レベルの増大に伴いゆるやかとなっており、半波加振試験の結果では加速度レベルの高い範囲では 7%を十分上回っている。

以上の結果から、実機の加速度レベルに相当する高い範囲に対しては、

減衰定数 7% の適用性を確認した。

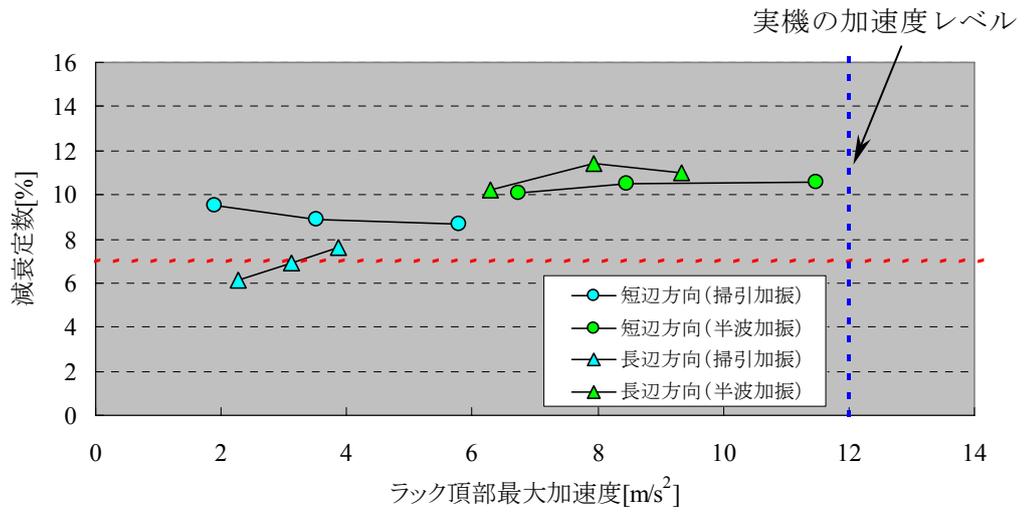


図 6 燃料ラック頂部の応答加速度と減衰定数の関係  
(試験条件：水中，燃料体 100% 挿荷)

## ○コメント内容

- ・ クレーンの浮き上がり評価の際に、ガーダと脱線防止ラグとの接触を考慮した方が現実的ではないか。
  - ・ 衝突に対する脱線防止ラグ等の強度評価を行っているのか。
- (平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回答

### 1. クレーンの浮き上がり評価の際のガーダとの接触について

原子炉建屋クレーンは、クレーン本体ガーダ端部の車輪により建屋に設置されたランウェイガーダレール上を走行する。また同トロリは、クレーン本体ガーダ上のレール上を車輪で走行する構造になっている (図 1)。

本解析では、トロリは本体ガーダ上の固定物として取り扱い、クレーン本体ガーダは車輪を介してレールと接触する構造を模擬したモデルを用いている。当該部の接触構造は、解析モデル上考慮しており、浮き上がりと着地時の挙動を解析できるように配慮している。

ご指摘のとおり建屋側のランウェイガーダとクレーン側の脱線防止ラグとの接触を考慮するほうが、接触による減衰により浮き上がり量は減少し、より現実的な評価と考えられるが、本評価においては接触を考慮せず、保守的な値を算出している。

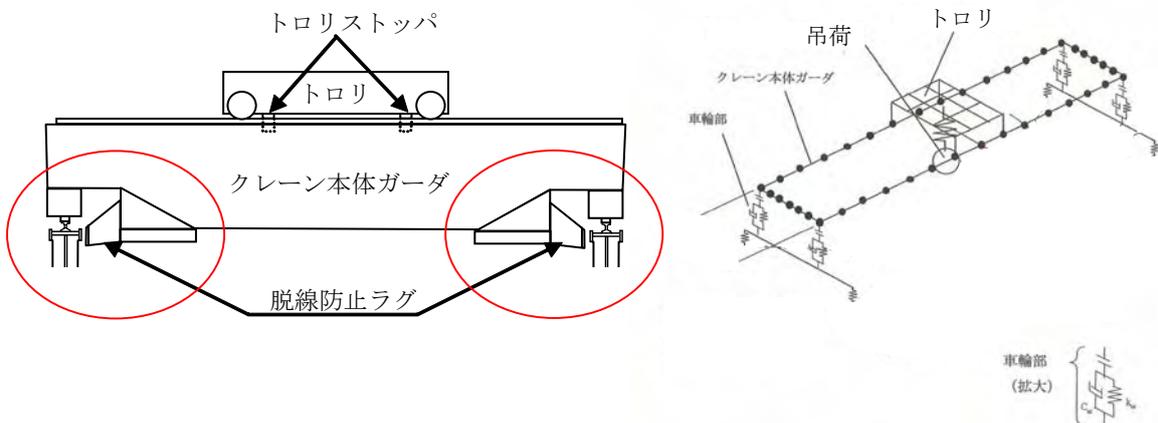


図 1 原子炉建屋クレーン概要図

## 2. 衝突に対するストッパ等の強度評価

脱線防止ラグおよびトロリストッパは、クレーン本体ガーダおよびトロリの横移動を防止する構造である。弾性設計用地震動  $S_d$  における水平地震力に対し、健全であることを確認している（表 1）。

なお、クレーンに対する耐震安全性評価手法の詳細を別紙に示す。

表 1 弾性設計用地震動  $S_d$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果

評価部位		応力	発生値 (MPa)	評価基準値 (MPa)
脱線防止ラグ	当り面	圧縮応力	73	276
	取付部	圧縮応力	52	276
トロリストッパ	当り面	圧縮応力	3	276
	取付部	曲げ応力	24	276
		せん断応力	5	159
		組合せ応力	26	276

参考として、基準地震動  $S_s$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果を表 2 に示す。発生値は、いずれも評価基準値以下であることを確認した。

表 2 基準地震動  $S_s$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果

評価部位		応力	発生値 (MPa)	評価基準値 (MPa)
脱線防止ラグ	当り面	圧縮応力	130	276
	取付部	圧縮応力	154	276
トロリストッパ	当り面	圧縮応力	3	276
	取付部	曲げ応力	32	276
		せん断応力	5	159
		組合せ応力	34	276

## ＜別紙＞原子炉建屋クレーンの評価について

### 1. 原子炉建屋クレーンの位置づけ

原子炉建屋クレーンは、耐震 S クラス設備に対して波及的破損を及ぼす可能性のある耐震 B クラス設備である。そのように位置づけられている理由は、本設備の設置場所が、耐震 S クラス設備である使用済燃料貯蔵設備の上部に配置されているためである。なお、同様な位置づけの設備として燃料取替機がある。

### 2. 原子炉建屋クレーンと組み合わせる地震動

原子炉建屋クレーンは、使用時のみ耐震 S クラス設備の上を走行する場合があるが、通常時は耐震 S クラス設備があるエリア外に待機している。このことから、6号機の原子炉設置許可申請書や工事計画認可申請書においては、原子炉建屋クレーンの耐震重要度分類を、「耐震 B クラス・基準地震動 S1 に対する落下防止」としていた。原子力発電所耐震設計技術指針～重要度分類・許容応力編～JEAG4601・補-1984 でも、原子炉建屋クレーンは基準地震動 S1 に対して落下しないことを確認することと例示している。

一方、燃料取替機は、常時、使用済燃料貯蔵設備の上に待機している。このことから、6号機の原子炉設置許可申請書や工事計画認可申請書においては、燃料取替機の耐震重要度分類を、「耐震 B クラス・基準地震動 S2 に対する落下防止」としていた。原子力発電所耐震設計技術指針～重要度分類・許容応力編～JEAG4601・補-1984 でも、燃料取替機は基準地震動 S2 に対して落下しないことを確認することと例示している。

6号機の耐震安全性評価においては、この考え方を踏襲した。すなわち、常時、耐震 S クラス設備の上部に設置される燃料取替機の落下防止評価は、基

準地震動  $S_s$  を用い、使用時にのみ一時的に耐震 S クラス設備の上を通過するものについては、弾性設計用地震動  $S_d$  を用いた評価とした。

### 3. 浮き上がり量評価

#### 3.1 評価内容

クレーンが地震時に落下しないことを確認するため、ガーダおよびトロリの浮き上がり量を算出し、脱線防止ラグおよびトロリストッパの図 1 に示す長さ(構造長さ)との比較を行った。

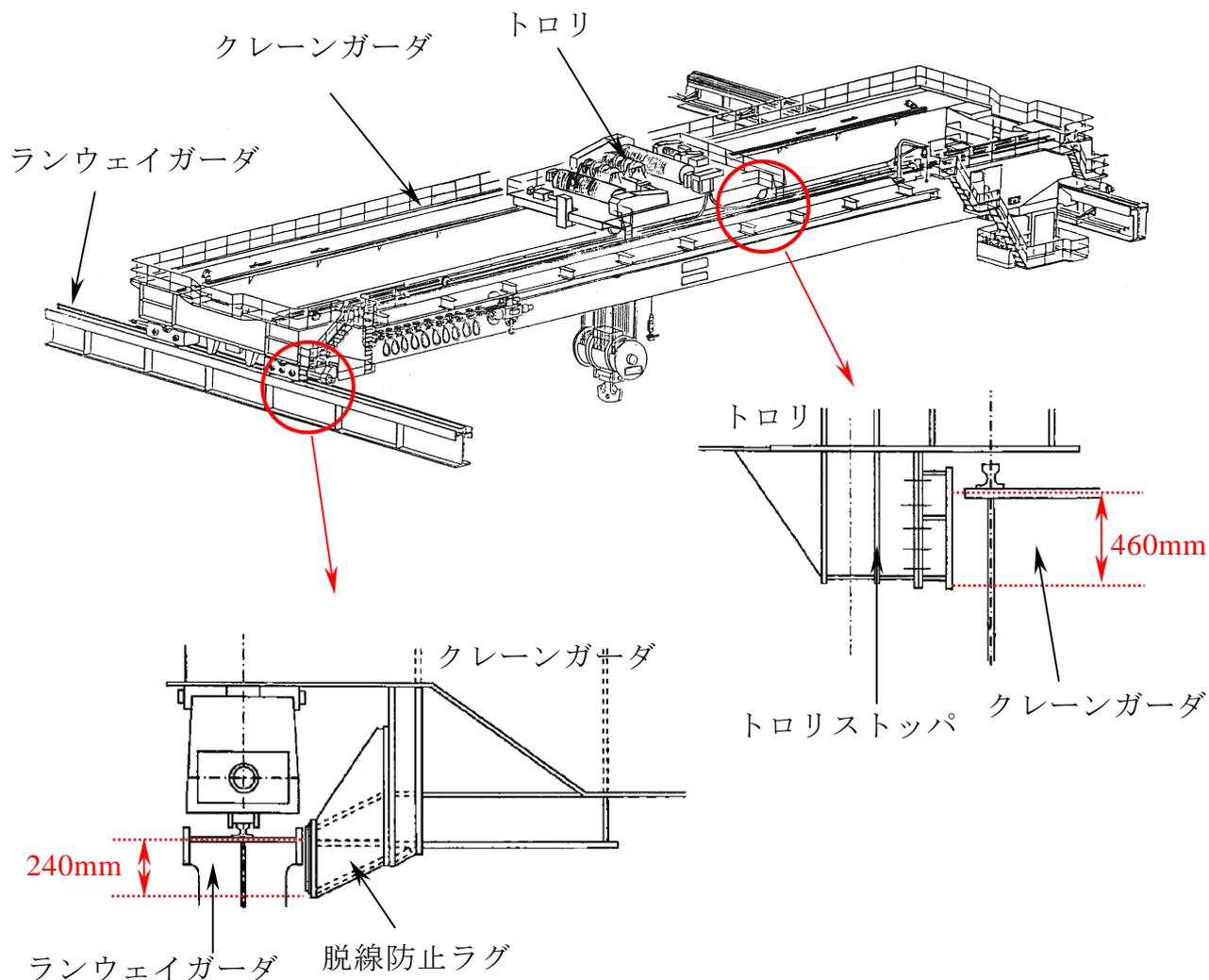


図 1 脱線防止ラグ，トロリストッパ概略図

### 3.2 評価手法

解析モデルは、クレーンの浮き上がりを考慮するため、クレーンガーダの各車輪にギャップ要素を持つ非線形 FEM 解析モデルとした(図 2 参照)。

入力した地震動としては、クレーンの固有周期における上下方向の震度が最大となる Sd-1 を用い、NS 方向、EW 方向、UD 方向の 3 軸同時時刻歴解析を行った。

計算にあたっては、汎用非線形有限要素解析プログラム ABAQUS を用いた。

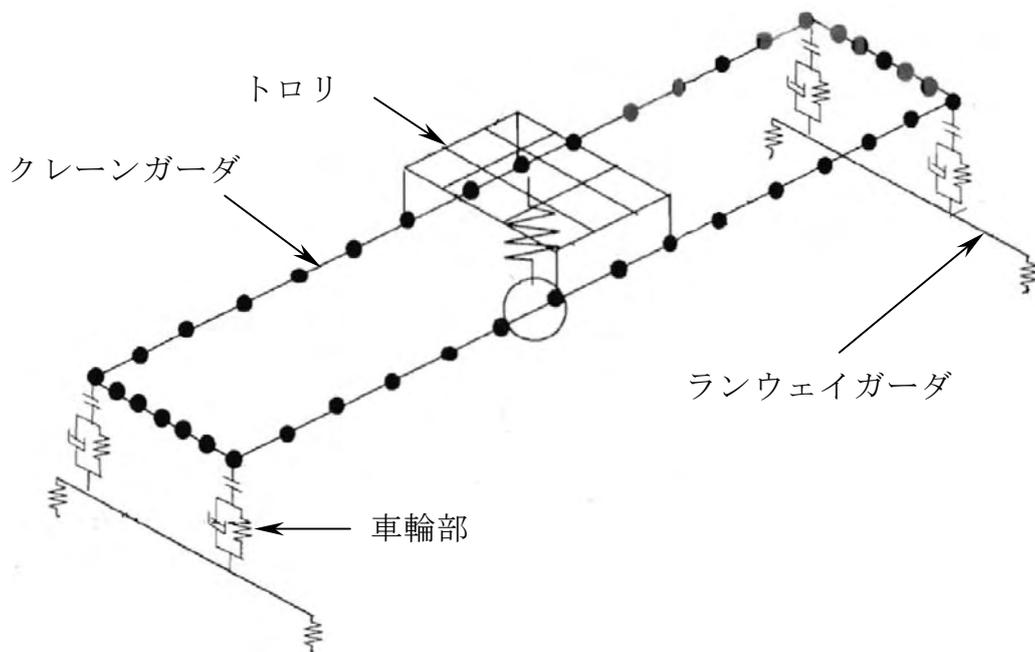


図 2 クレーンの浮き上がりを考慮した解析モデル

### 3.3 評価結果

ガーダおよびトロリの浮き上がり量の評価結果を表 1 に示す。

浮き上がり量は、脱線防止ラグおよびトロリストッパの構造長さを下回ることを確認した。

表 1 弾性設計用地震動 Sd による評価結果

評価部位	評価項目	発生値 (mm)	構造長さ (mm)
クレーンガーダ	浮き上がり量	60	240
トロリ	浮き上がり量	182	460

なお、参考として、基準地震動 Ss による浮き上り量評価結果を表 2 に示す。浮き上がり量は、脱線防止ラグおよびトロリストッパの構造長さを下回ることを確認した。

表 2 基準地震動 Ss による評価結果

評価部位	評価項目	発生値 (mm)	構造長さ (mm)
クレーンガーダ	浮き上がり量	114	240
トロリ	浮き上がり量	329	460

## 4. 構造強度評価

### 4.1 計算条件

#### (1) 走行方向荷重

- a. クレーンは走行レールに乗っているだけで、建屋とは固定されていないので、走行方向の水平力がクレーンに加わっても、クレーンはレール上をすべるだけで、クレーン自身にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。
- b. クレーンの走行車輪は 8 個であり、そのうちの 4 個は駆動輪、他の 4 個が従動輪である。
- c. 駆動輪は電動機および減速機等の回転部分と連結されているため、地震の加速度を車輪部に入れると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の荷重が加わればレール上をすべる。
- d. 従動輪は回転部分が連結されていないので、駆動輪のみで荷重を受ける。

#### (2) 横行方向荷重

- a. 横行方向は、走行レールに対して直角方向であるため、クレーンは建屋と固定されているものとし、荷重がそのままクレーンに作用する。
- b. トロリは横行レールに乗っているだけでガーダとは固定されていないので、荷重がトロリに加わってもトロリはレール上をすべるだけで、トロリ自身にはレールと横行車輪間の最大静止摩擦力以上の荷重は加わらない。
- c. トロリの横行車輪は 4 個であり、そのうち 2 個は駆動輪、他の 2 個は従動輪である。

d. トロリ部分は走行方向と同様に駆動輪で荷重を受ける。

(3)評価部位

評価部位は、走行方向荷重に対してはトロリストップとし、横行方向荷重に対しては脱線防止ラグとする。

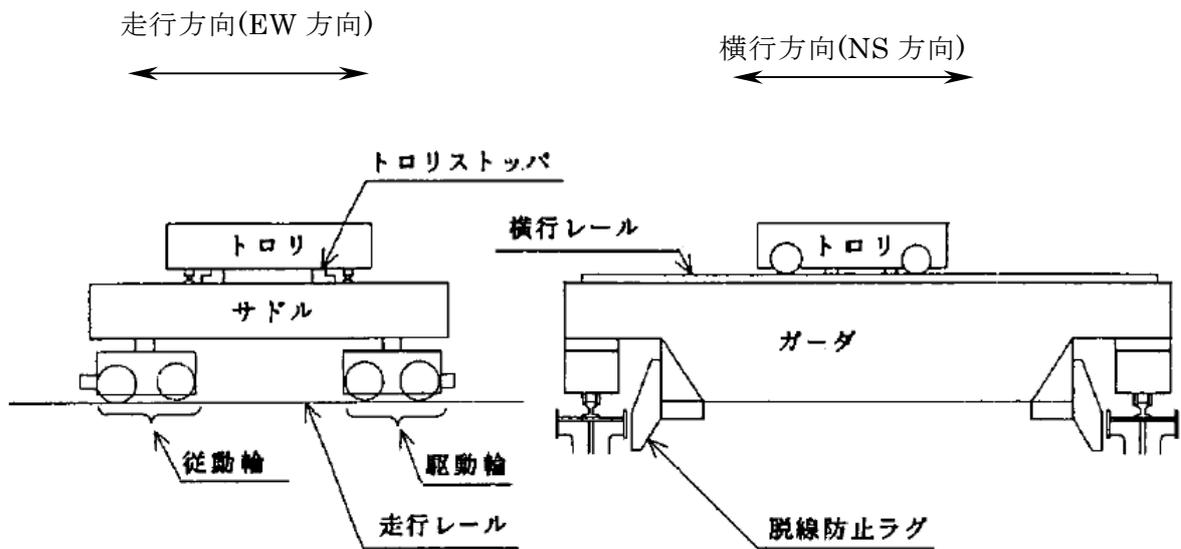


図3 クレーン概要図

## 4.2 脱線防止ラグの評価

脱線防止ラグの評価は、クレーンが水平方向に振動することにより、ランウェイガーダ（クレーンおよびレールを支える鉄骨）から受ける反力（ $P_1$ ）を用いて、以下の式で表される。

$$\text{圧縮応力 } \sigma_1 = P_1 / A_1$$

ここで、

$$P_1 = 1/2 \cdot m_1 \cdot g \cdot C_{H1} \quad (\text{脱線防止ラグ 1 個あたり})$$

- $A_1$  : 脱線防止ラグの当り面またはラグとクレーンガーダの取付部の断面積
- $m_1$  : クレーン全重量
- $g$  : 重力加速度
- $C_{H1}$  : 水平方向設計震度(クレーン設置階の床応答スペクトルより読み取り)

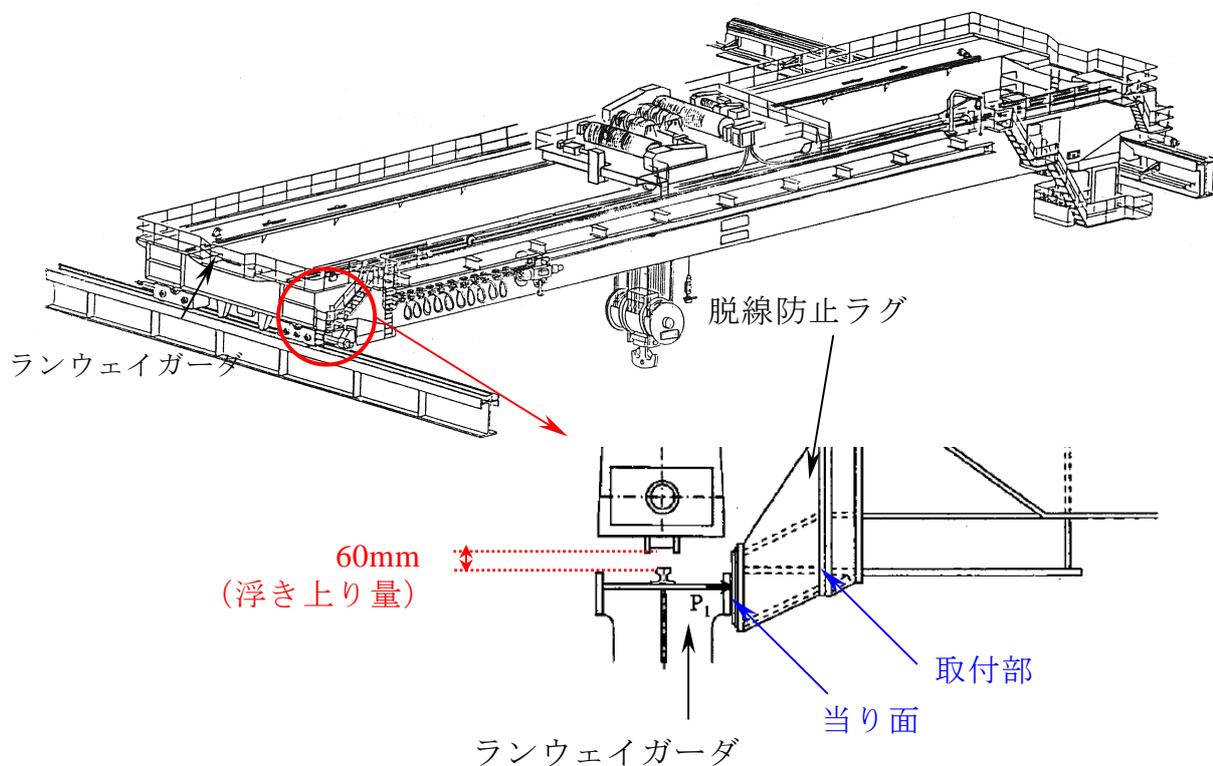


図4 脱線防止ラグ概略図

### 4.3 トロリストッパの評価

トロリストッパの評価は、トロリが水平方向に振動することにより、クレーンガーダから受ける反力 ( $P_2$ ) を用いて、以下の式で表される。

- ・クレーンガーダとトロリストッパの当り面

$$\text{圧縮応力} \quad \sigma_2 = P_2/A_2$$

- ・トロリストッパの取付面

$$\text{曲げ応力} \quad \sigma_3 = (P_2 \times L)/Z$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau = P_2/A_3$$

$$\text{組合せ応力} \quad \sigma_4 = \sqrt{\sigma_3^2 + 3\tau^2}$$

ここで、

$$P_2 = 1/2 \cdot m_2 \cdot g \cdot C_{H2} \quad (\text{トロリストッパ 1 個あたり})$$

- $A_2$  : トロリストッパの当り面の断面積
- $A_3$  : トロリストッパ取付部の断面積
- $Z$  : トロリストッパ取付部の断面係数
- $L$  :  $P_2$ 作用点とトロリストッパ取付部までの長さ (図 5 参照)
- $m_2$  : トロリ重量
- $C_{H2}$  : 水平方向震度 (駆動輪における最大静止摩擦係数より算出)
- $g$  : 重力加速度

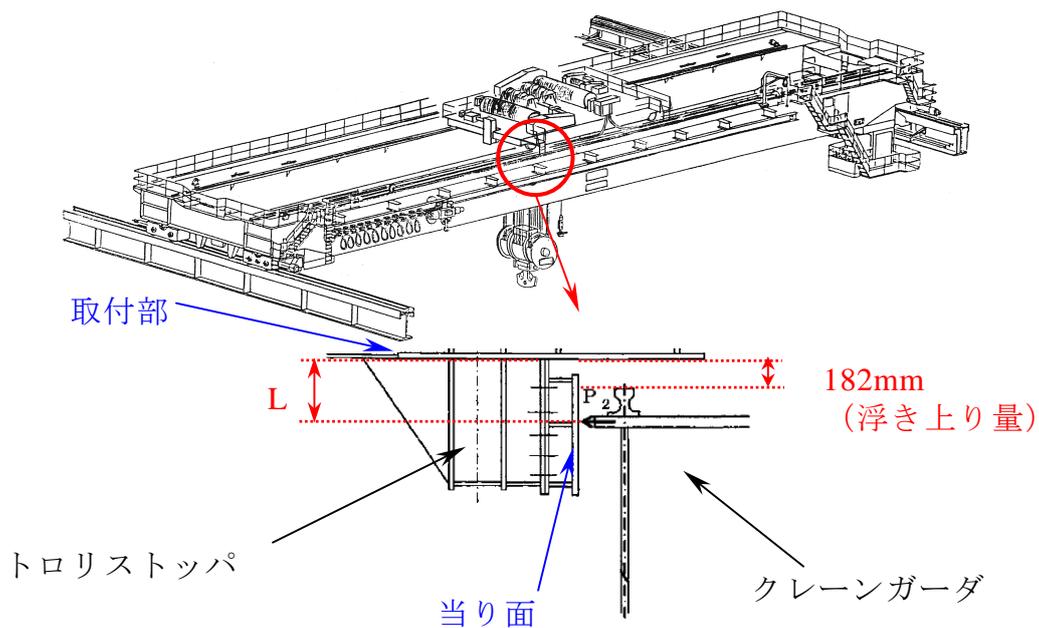


図 5 トロリストッパ概略図

#### 4.4 評価結果

脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果を表 3 に示す。発生値は、いずれも評価基準値以下であることを確認した。

表 3 弾性設計用地震動  $S_d$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果

評価部位		応力	発生値 (MPa)	評価基準値 (MPa)
脱線防止ラグ	当り面	圧縮応力	73	276
	取付部	圧縮応力	52	276
トロリストッパ	当り面	圧縮応力	3	276
	取付部	曲げ応力	24	276
		せん断応力	5	159
		組合せ応力	26	276

なお，参考として，基準地震動  $S_s$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果を表 4 に示す。発生値は、いずれも評価基準値以下であることを確認した。

表 4 基準地震動  $S_s$  による脱線防止ラグ，トロリストッパの評価結果

評価部位		応力	発生値 (MPa)	評価基準値 (MPa)
脱線防止ラグ	当り面	圧縮応力	130	276
	取付部	圧縮応力	154	276
トロリストッパ	当り面	圧縮応力	3	276
	取付部	曲げ応力	32	276
		せん断応力	5	159
		組合せ応力	34	276

## ○コメント内容

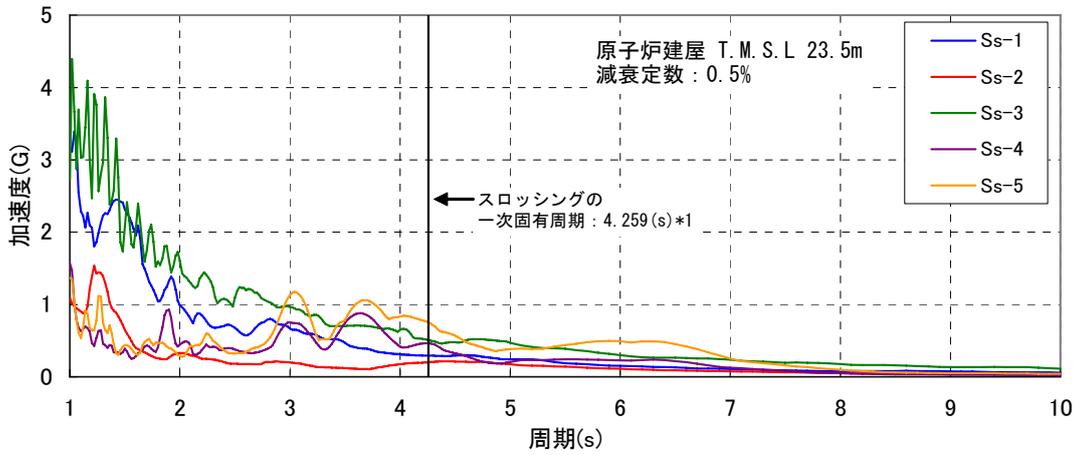
- ・ 使用済燃料貯蔵プールのスロッシングの検討に用いた入力条件を示すこと。  
(平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回 答

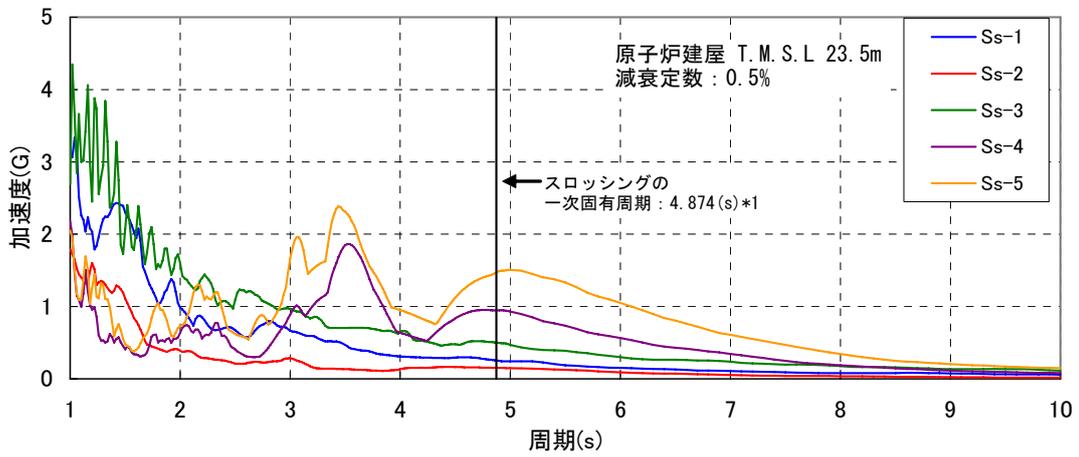
プールのスロッシング評価では、基準地震動 Ss-5 による原子炉建屋の使用済燃料貯蔵プール底付近の床応答加速度時刻歴 (NS 方向、EW 方向、上下方向) を使用した。

使用済燃料貯蔵プールのスロッシングによる波高や溢水量評価では、スロッシングの 1 次振動モードが支配的である。そこで、本評価では、基準地震動 Ss-1～Ss-5 の中から、スロッシングの 1 次固有周期における応答スペクトル値が最大となる Ss-5 (図 1 参照) を用いている。

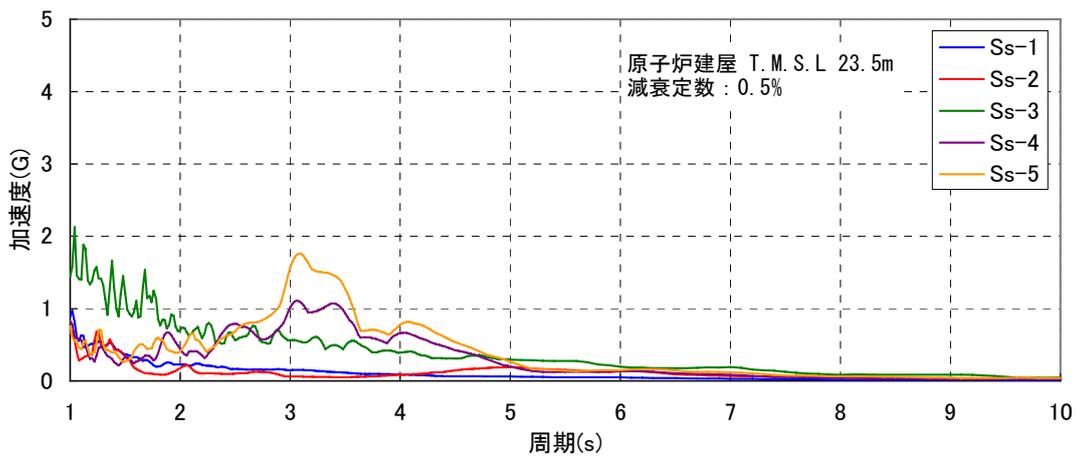
NS方向



EW方向



鉛直方向



\*1: スロッシングの一次固有周期は、使用済燃料貯蔵プールを矩形容器と見なし、速度ポテンシャル法を用いて計算した。

図1 使用済燃料貯蔵プール設置位置の床応答スペクトル

## ○コメント内容

・ サプレッションプールのスロッシングの影響を確認しているのか。

(平成 21 年 3 月 11 日 耐震・構造設計小委員会構造WG (第 30 回))

## ○回答

サプレッションプールのスロッシングによる影響として、液位変動が、原子炉施設の安全機能に与える影響を評価した。

サプレッションプール下部には、プール水を水源とする非常用炉心冷却系(以下 ECCS 系)ポンプの吸込口が設置されている。

また、プール底面には、主蒸気逃がし安全弁(以下 SRV)作動時に排気される水蒸気等をプール水で凝縮するためのクエンチャ(図 1 参照)が設置されている。

これらの設備の機能維持のためには、プールの液位が、設備の設置高さを上回る必要がある。

表 1、2 は、ECCS 系ポンプの吸込口高さ及びクエンチャアームの設置高さ、スロッシング時の最低水位を比較したものである。この比較より、プールのスロッシングに伴い液面変動が生じても、プールの液位がこれら設備の設置高さを下回らないことが確認されたことから、原子炉施設の安全機能に与える影響はないと考えられる。

なお、動液圧による影響評価は現在評価中である。

表1 スロッシング時の最低水位と非常用炉心冷却系ポンプの吸込高さ

設備	ポンプ吸込高さ (T.M.S.L.m)	スロッシング時の最低水位* <sup>1</sup> (T.M.S.L.m)
残留熱除去系ポンプ	-7.20	-3.98
高圧炉注水系ポンプ	-7.20	
原子炉隔離時冷却系ポンプ	-5.90	

表2 スロッシング時の最低水位とクエンチャアームの設置高さ

設備	設置高さ (T.M.S.L.m)	スロッシング時の最低水位* <sup>1</sup> (T.M.S.L.m)
クエンチャアーム	-6.07	-3.98

\*1：スロッシングによる最大波高は、プールを二重円筒容器とみなし、速度ポテンシャル法\*<sup>2</sup>を用いて計算した。

\*2：吉田、石川 多重円筒タンクの耐震設計 配管技術 '88.2

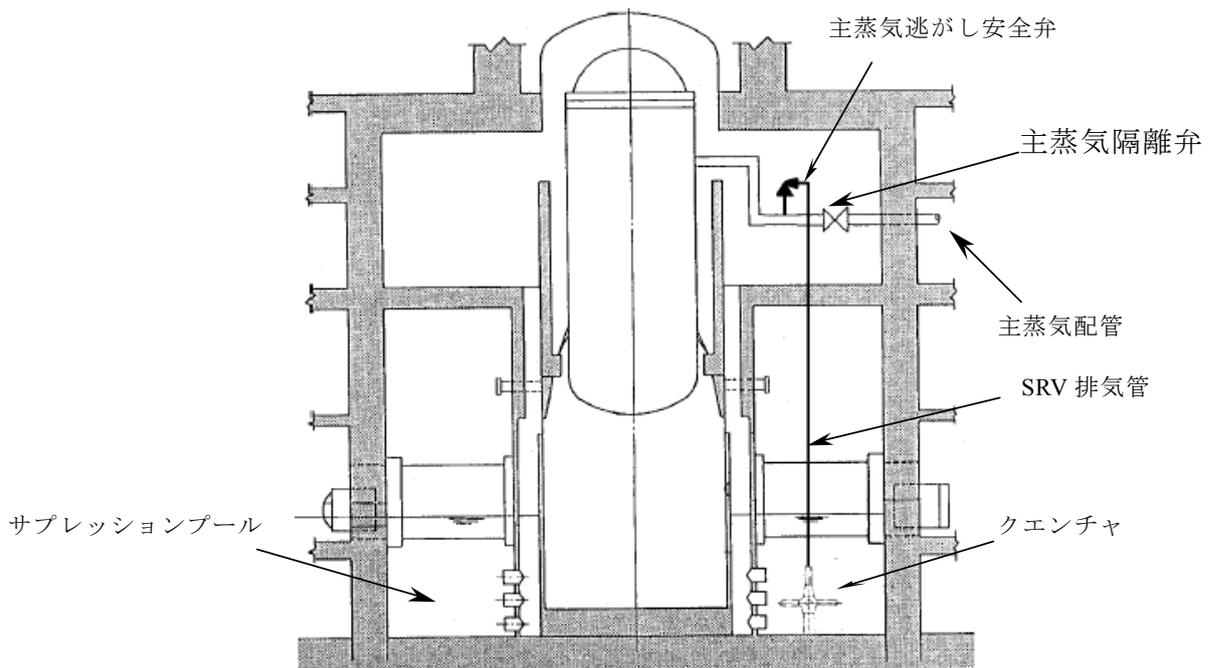


図1 クエンチャ設置位置

## ○補足説明

### 原子炉冷却材再循環インターナルポンプに適用する減衰定数の経緯について

当社は、原子炉冷却材再循環インターナルポンプ（以下、RIP という）に適用する水平方向の減衰定数については、建設時から現在まで、3%が妥当であると判断している。

#### 1. 建設時について

柏崎刈羽原子力発電所6号機（以下、K-6 という）および7号機（以下、K-7 という）は、世界で初となる改良型沸騰水型原子炉（以下、ABWR という）であったが、RIP は、ABWR 導入時に当社として初めて導入された設備である。その設計用減衰定数を設定するために、RIP の加振試験（別紙2参照）を行い、その結果、減衰定数として3%を得た。この結果に基づき、建設時には、K-6、K-7 ともに減衰定数3%を適用した地震応答計算書を工事計画認可申請書（以下、工認という）に添付した。

なお、K-6、K-7 の RIP 構造は同様である（表1参照）。

表 1 RIP の主要な仕様

	K-6/7
定格容量 [m <sup>3</sup> /h]	7700
定格揚程 [m]	40
最高使用圧力 [kg/cm <sup>2</sup> ]	87.9
最高使用温度 [°C]	302
材料 (モーターケーシング)	SFVQ1A
外形図 (モーターケーシング)	

## 2. 新潟県中越沖地震に対する健全性評価について

### (1) K-7 について

新潟県中越沖地震に対する健全性評価（以下、健全性評価という）時には、建設時と同様に減衰定数 3%を用いて地震応答解析を行った。それに加えて、社内検討として一般の機器および溶接構造物等に用いられる 1%を適用した地震応答解析も行った。健全性評価結果は、建設時と同等の評価に余裕を含ませたものとなっている。

### (2) K-6 について

健全性評価時には、建設時と同様に減衰定数 3%を用いて地震応答解析を行った。

## 3. 基準地震動 $S_s$ に対する耐震安全性評価について

### (1) K-7 について

K-7 の基準地震動  $S_s$  に対する耐震安全性評価（以下、耐震安全性評価という）実施時には、柏崎刈羽原子力発電所の基準地震動  $S_s$  が審議中であったことから、多少の基準地震動  $S_s$  の変動の可能性を考慮し、余裕を含んだ評価を行うために RIP 以外のポンプと同様の減衰定数 1%を適用して地震応答解析を実施していた。なお、新潟県中越沖地震時の観測波に基づく耐震強化用 1000 ガル条件は、審議を経た上で確定する基準地震動  $S_s$  と異なり変動リスクがないことから、建設時と同様の 3%を適用して耐震性を評価している。

### (2) K-6 について

耐震安全性評価では、建設時と同様に減衰定数 3%を適用して地震応答解析を行った。

#### 4. まとめ

前述した RIP に適用する減衰定数の経緯（建設時、健全性評価、耐震安全性評価）を表 2 に示す。

表 2 RIP に適用する減衰定数の経緯

	建設時	健全性評価	耐震安全性評価
K-6	3%	3%	3%
K-7	3%	1%(3%)	1%

(別紙 1) K-6 と同様の減衰定数を適用した場合の K-7 の RIP モーターケーシング評価結果

### 1. 評価方法

RIP モーターケーシング評価では、地震応答解析（大型機器地震応答解析）（大型機器地震応答解析モデルを図 1 に示す）により算出される地震応答荷重（せん断力、モーメント、軸力）と、地震以外の荷重を用いて、FEM により一次応力（一次一般膜応力および一次膜+曲げ応力）、材料力学の単純式により軸圧縮応力を算定し、許容基準値と比較する。

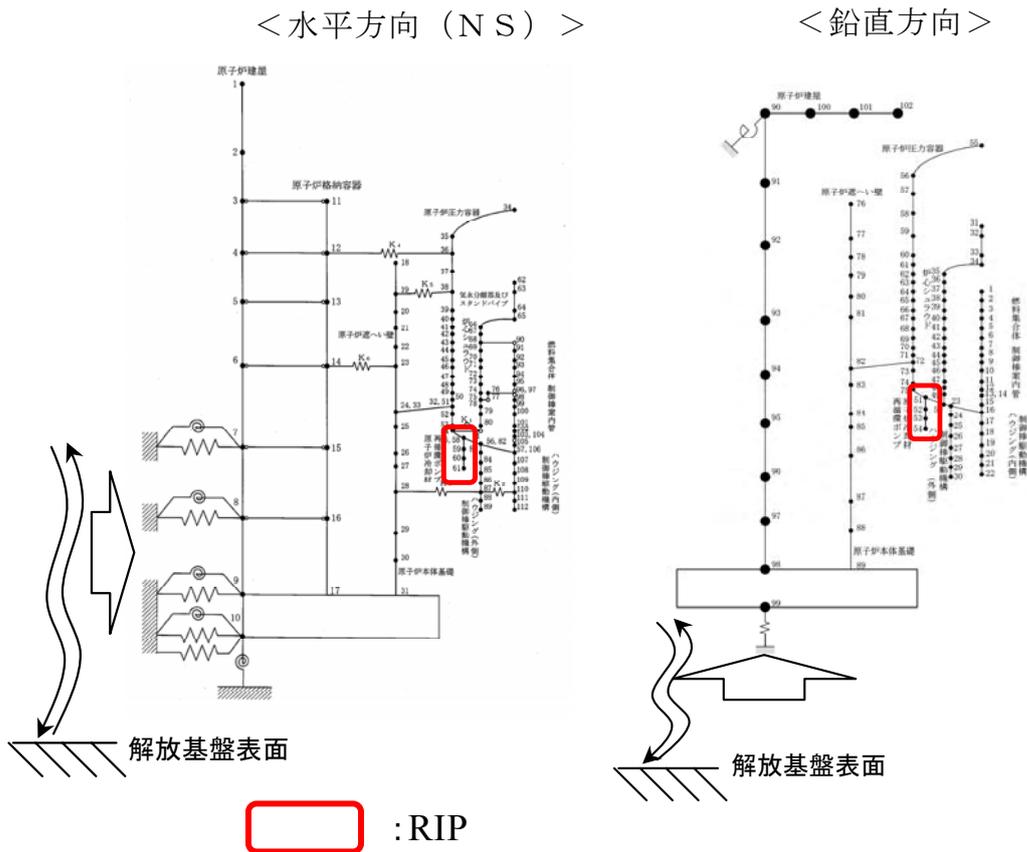


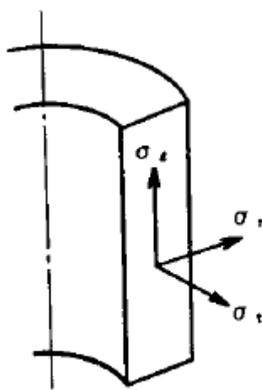
図 1 大型機器地震応答解析モデル

## 2. 応力算出方法

### 2.1 一次応力の評価

地震応答解析(大型機器地震応答解析)により算出される地震応答荷重(せん断力、モーメント、軸力)と、地震以外の荷重を用いて FEM 解析によって、図 2 に示す各応力を算出する。図 3 に FEM モデルメッシュ図を示す。

図 4 に示す各応力評価点において、図 2 の各荷重から主応力<sup>※1</sup>を求め、一次応力を評価する。



$\sigma_t$  : 周方向応力  
 $\sigma_z$  : 軸方向応力  
 $\sigma_r$  : 半径方向応力  
 $\tau_{tz}$  : せん断応力  
 $\tau_{rz}$  : せん断応力

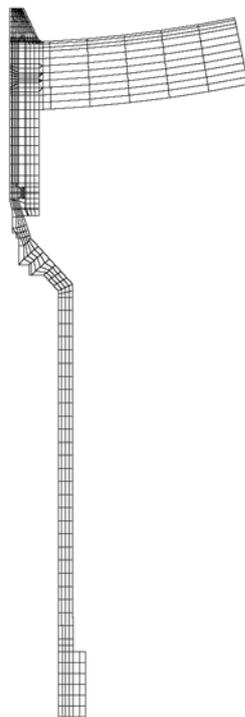


図 3 FEM モデルメッシュ図

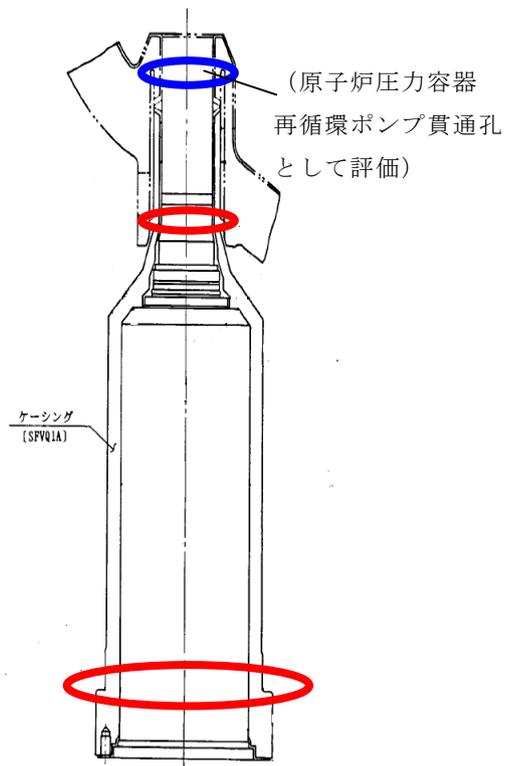


図 4 一次応力評価点

図 2 応力の記号と方向

※1 主応力は、上記の応力を下式に代入し、 $\sigma$  について解くことで算出される。

$$\sigma^3 - (\sigma_t + \sigma_r + \sigma_z)\sigma^2 + (\sigma_t\sigma_r + \sigma_r\sigma_z + \sigma_t\sigma_z + \tau_{tz}^2 - \tau_{rz}^2 - \tau_{rt}^2)\sigma - (\sigma_t\sigma_r\sigma_z - \sigma_t\tau_{rz}^2 - \sigma_r\tau_{tz}^2 - \sigma_z\tau_{rt}^2 + 2\tau_{tz}\tau_{rz}\tau_{rt}) = 0$$

## 2.2 軸圧縮応力の評価

地震応答解析（大型機器地震応答解析）により算出される地震応答荷重（モーメント、軸力）と、地震以外の荷重を用いて下記の式により軸圧縮応力を算出する。RIP モーターケーシングの応力評価点を図 5 に示す。

軸圧縮応力  $\sigma_c = \frac{V}{A} + \frac{M}{Z}$

V：軸力  
A：断面積  
M：モーメント  
Z：断面係数

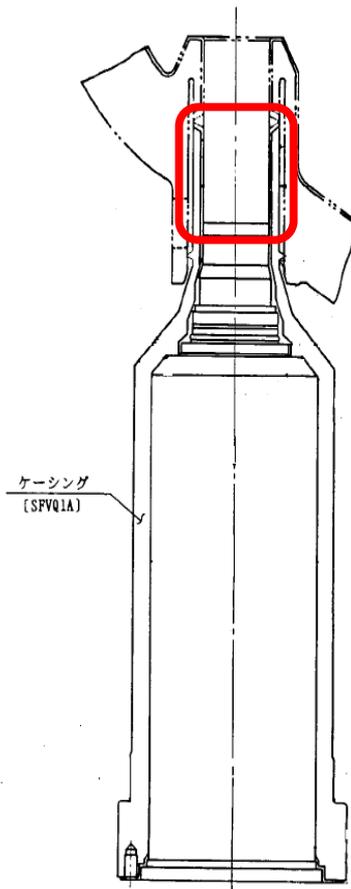


図 5 軸圧縮応力評価点

### 3. 評価結果

減衰定数 3%を適用した場合の K-7RIP モーターケーシングの評価結果を表 3 に示す。K-7 の発生値は、K-6 に比べて大きな値となっているが、内部構造物等の重量が K-7 のほうが大きくなっている（K-7 と K-6 の差が RIP1 体当たり約 400kg）ことから、地震応答解析により算出されるモーメントが大きくなるため、発生値に違いが出ている。

表 3 RIP モーターケーシングの耐震安全性評価結果（減衰定数 3%適用）

（単位：MPa）

	原子炉本体 基礎	評価項目	減衰定数	発生値 (MPa)	評価基準値 <sup>※1</sup> (MPa)	備考
K-6	弾塑性	軸圧縮応力	3%	135	207	
K-7	線形	軸圧縮応力	3%	183	207	減衰定数 1% では 195
K-7	弾塑性	軸圧縮応力	3%	183	207	
K-7 (FEM による 評価)	線形	軸圧縮応力	3%	121	207	

※1  $1.5\text{MIN}(S_m, B)$  （設計・建設規格PVB-3117）

$S_m$ : 設計応力強さ

$B$ : 「設計・建設規格」付録材料図表 Part7 より求めた値

(別紙2) 原子炉冷却材再循環ポンプの水平方向の減衰定数について

原子炉冷却材再循環ポンプ（以下、「RIP」という。）の耐震安全性評価における設計用減衰定数は、従来と同様に 3%を用いている。当該減衰定数は「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」に示されていないことから、既往試験の概要と検討結果を以下に示す。

1. RIP の構造

RIP の概略図を図 1-1 に示す。RIP のモータケーシングは、上部が原子炉压力容器に固定された片持ち構造となっている。モータケーシングの付根にはパッドが設けられており、モータケーシングが大きく振動する際には、このパッドが RIP ノズル外側スリーブに接触する。ただし、RIP の地震応答解析モデルでは、保守的にパッドの接触を考慮しないモデルとしている。

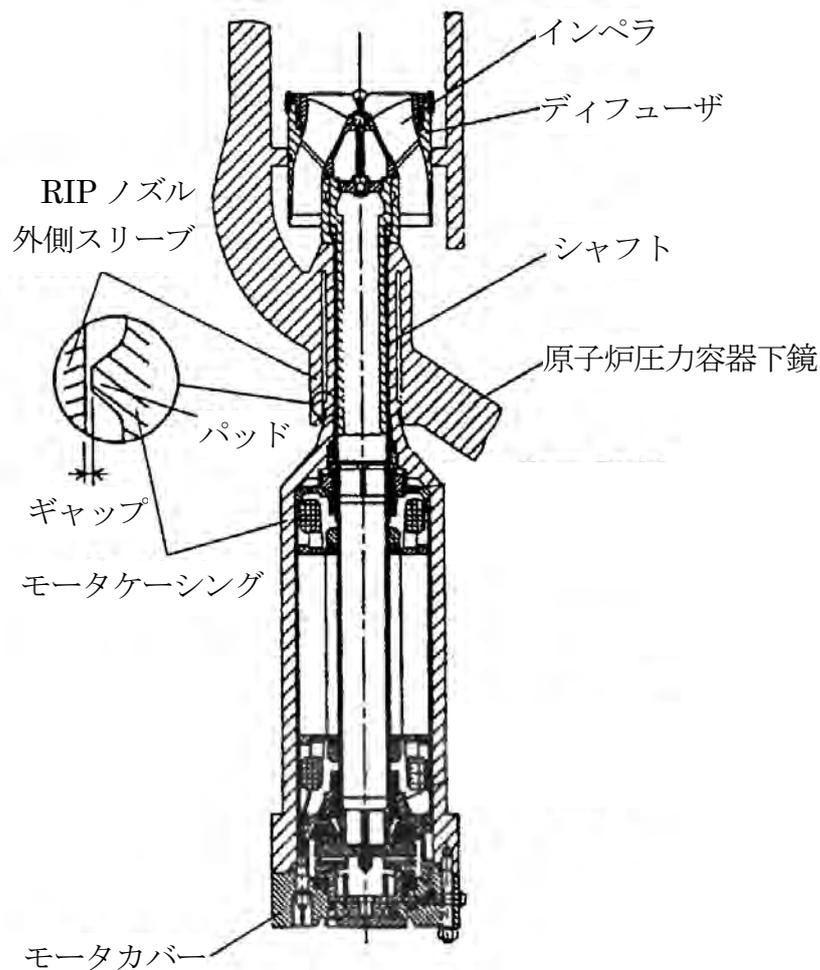


図 1-1 RIP 概略図

## 2. 試験装置・方法

試験装置の概要を図 2-1 に示す。原子炉压力容器および RIP 1 台を実規模大でモデル化し、実機運転状態と同様の高温・高圧状態とした。試験では、モータケーシング下端に加振力を与えて加振周波数を変化させ、ケーシング下端における応答変位を測定した。ケーシング下端応答変位が約 6mm 相当になるまで加振力を増加させた。また、ポンプ回転数の影響を確認するため、3種類の回転数にて試験を行った。

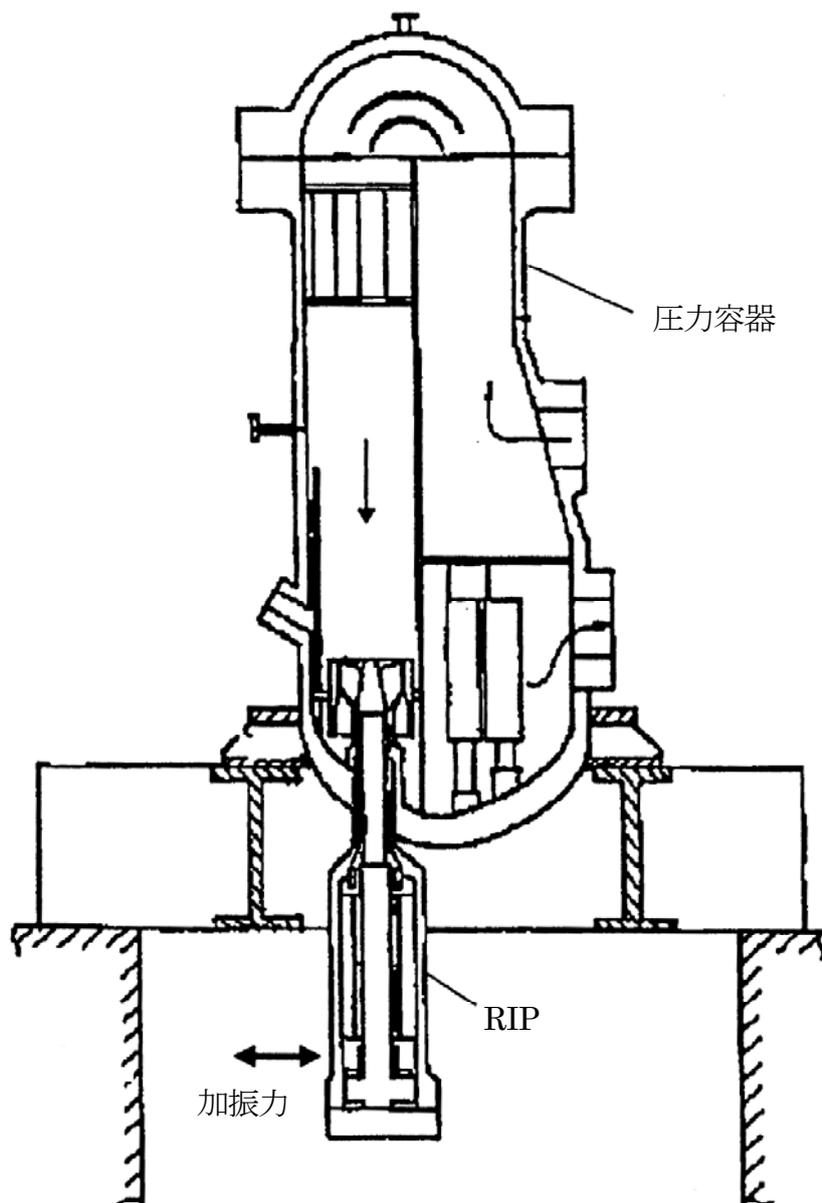


図 2-1 試験装置概要図

### 3. 試験結果

試験により得られた、加振周波数とモータケーシング下端応答変位の関係の例を図 3-1 に示す。減衰比および固有周波数の算出は、モータケーシング下端加速度および加振荷重から、サークルフィット法で計算処理して求めた。

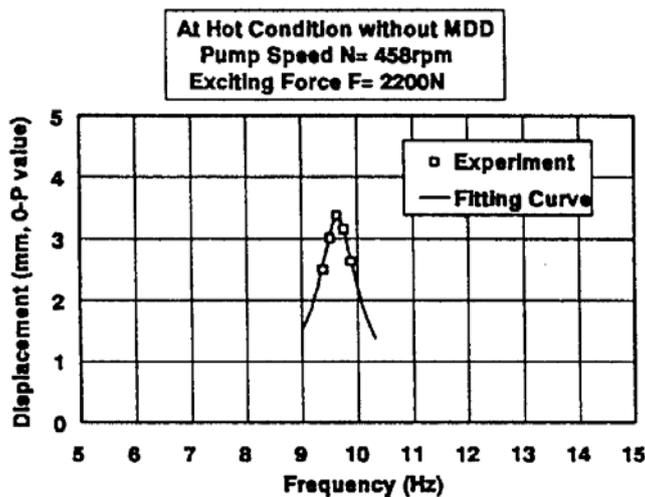


図 3-1 加振周波数とモータケーシング下端応答変位の関係の例<sup>(1)</sup>

上記方法にて求めた、モータケーシング下端応答変位に対する減衰比の関係を図 3-2 に示す。

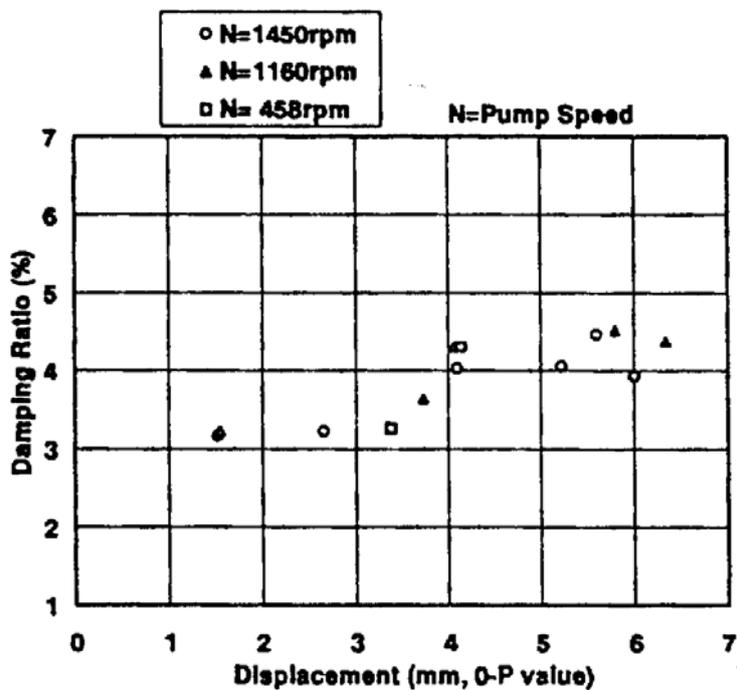


図 3-2 ケーシング下端応答変位と減衰比との関係<sup>(1)</sup>

#### 4. 結論

実機運転状態における RIP 加振試験の結果, RIP の水平方向の減衰比は約 3~5%であったことより, RIP の耐震安全性評価における水平方向の減衰定数は 3%を使用する。

#### 参考文献

- (1) Kondoh, T. et al.: Vibration Characteristics and Control for Sleeve Set-on Type Vertical Pump, PVP-Vol.364, Seismic Engineering-1998, ASME 1998.