

補足説明資料

目次

1. 水平2方向同時加振の影響評価について（原子炉圧力容器スタビライザ及び原子炉格納容器スタビライザ）
2. 水平2方向同時加振の影響評価について（蒸気乾燥器支持ブラケット）
3. 水平2方向同時加振の影響評価について（制御棒・破損燃料貯蔵ラック）
4. 水平2方向同時加振の影響評価について（円筒形容器）
5. 水平2方向同時加振の影響評価について（燃料交換機）
6. 水平2方向同時加振の影響評価について（応答軸が明確である設備）
7. 水平2方向同時加振の影響評価について（正方形配置されたボルト）
8. 水平2方向同時加振の影響評価について（電気盤）

1 水平2方向同時加振の影響評価について（原子炉压力容器スタビライザ及び原子炉格納容器スタビライザ）

1.1 はじめに

本項は、原子炉压力容器スタビライザ（以下「RPV スタビライザ」という。）及び原子炉格納容器スタビライザ（以下「PCV スタビライザ」という。）に対する水平2方向同時加振の影響についてまとめたものである。

RPV スタビライザと PCV スタビライザは、地震時の水平方向荷重を周方向 45° 間隔で8体の構造部材にて支持する同様の設計であるため、以下水平2方向同時加振の影響については、RPV スタビライザを代表に記載する。

1.2 現行評価の手法

RPV スタビライザは、周方向 45° 間隔で8体配置されており、第1-1図に地震荷重と各 RPV スタビライザが分担する荷重の関係を示す。

水平方向の地震荷重に関して、現行評価では RPV スタビライザ 6体に各水平方向（X方向、Y方向）の最大地震力が負荷されるものとしている。

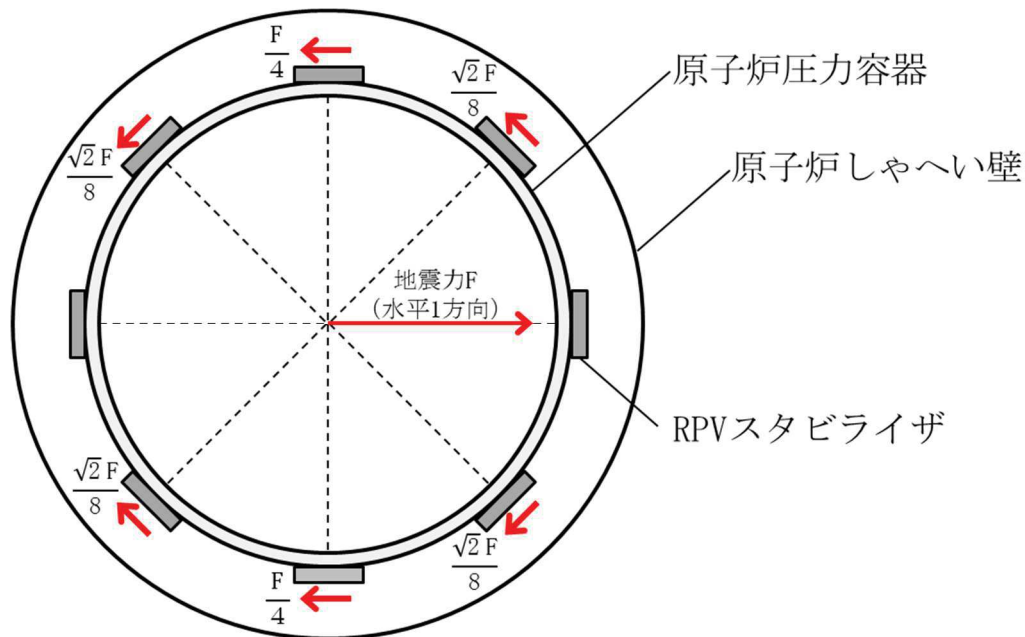
$$f = \text{MAX}\left(\frac{F_X}{4}, \frac{F_Y}{4}\right)$$

ここで、

f : RPV スタビライザ 1個が受けもつ最大地震荷重

F_X : X方向地震よりスタビライザ全体に発生する荷重

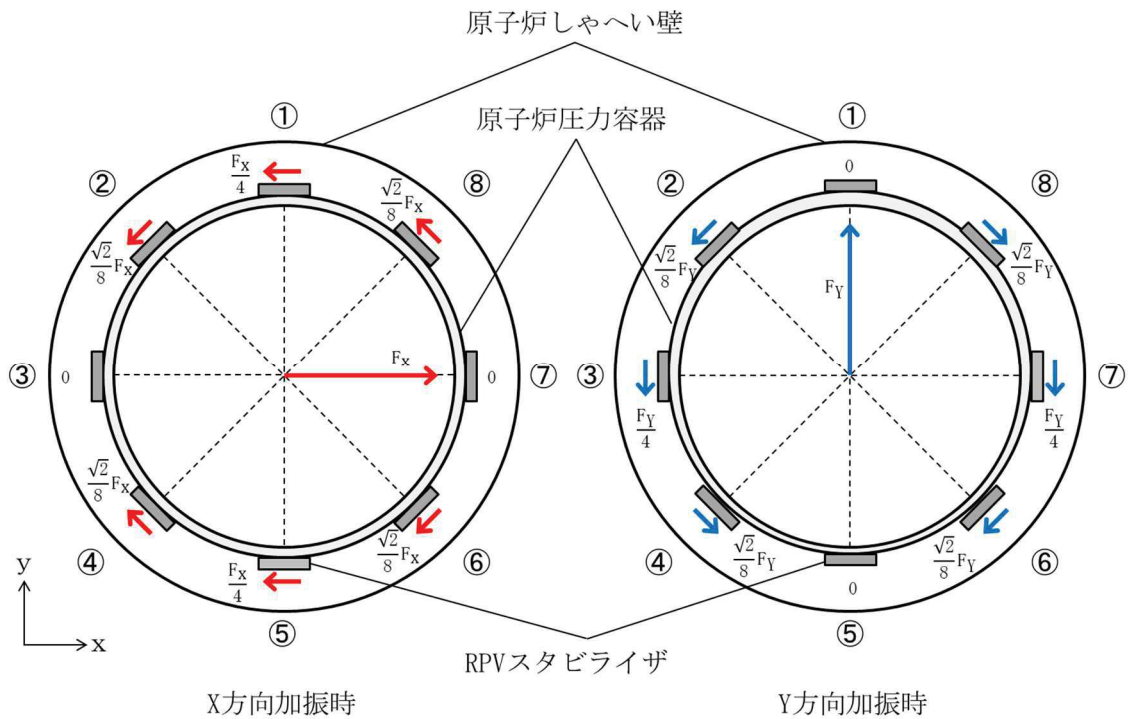
F_Y : Y方向地震よりスタビライザ全体に発生する荷重



第1-1図 原子炉压力容器スタビライザの水平地震荷重の分担（水平1方向）

1.3 水平2方向同時加振の影響

RPVスタビライザは、水平2方向の地震力を受けた場合においても、第1-2図及び第1-1表に示すとおり方向別地震荷重 F (F_x 又は F_y)に対する最大反力を受け持つ部位が異なる。



第1-2図 原子炉压力容器スタビライザの水平地震荷重の分担

第 1-1 表 原子炉压力容器スタビライザ各点での分担荷重

位置		方向別地震力 F に対する反力	
		X 方向	Y 方向
①	0°	$\frac{F_X}{4}$	0
②	45°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X$	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$
③	90°	0	$\frac{F_Y}{4}$
④	135°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X$	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$
⑤	180°	$\frac{F_X}{4}$	0
⑥	225°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X$	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$
⑦	270°	0	$\frac{F_Y}{4}$
⑧	315°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X$	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$
最大		$\frac{F_X}{4}$	$\frac{F_Y}{4}$

水平 2 方向地震力の組合せの考慮については、第 1-1 表に示した水平 1 方向反力を用いて、X 方向、Y 方向同時には最大の地震力が発生しないと仮定し、以下の 2 つの方法にて検討を行った。

- ① 組合せ係数法 : $F_Y = 0.4F_X$ と仮定し、X 方向、Y 方向のそれぞれの水平 1 方向応答結果を算術和する
- ② 最大応答の非同時性を考慮した SRSS 法 : $F_Y = F_X$ と仮定し、X 方向、Y 方向のそれぞれの水平 1 方向応答結果を二乗和平方根にて合成する

上記検討の結果を第 1-2 表に示す。いずれの検討方法を用いても、水平 2 方向反力の組合せ結果の最大値は f となり、これは水平 1 方向反力の最大値と同値である。

したがって、RPV スタビライザに対して水平 2 方向の影響はない。

第 1-2 表 原子炉圧力容器スタビライザ各点における水平 2 方向の考慮

位置		組合せ係数法を用いた 水平 2 方向反力の組合せ ($F_Y = 0.4F_X$)	最大応答の非同時性を考慮した SRSS 法を用いた水平 2 方向反力の 組合せ ($F_Y = F_X$)
①	0°	$\frac{F_X}{4} = f$	$\frac{F_X}{4} = f$
②	45°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X + \frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$ $= \sqrt{2} \times 1.4 \times \frac{F_X}{8}$ $= 0.990 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\sqrt{\left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_X\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y\right)^2}$ $= \frac{F_X}{4} = f$
③	90°	$\frac{F_Y}{4} = 0.4 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\frac{F_Y}{4} = \frac{F_X}{4} = f$
④	135°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X + \frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$ $= \sqrt{2} \times 1.4 \times \frac{F_X}{8}$ $= 0.990 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\sqrt{\left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_X\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y\right)^2}$ $= \frac{F_X}{4} = f$
⑤	180°	$\frac{F_X}{4} = f$	$\frac{F_X}{4} = f$
⑥	225°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X + \frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$ $= \sqrt{2} \times 1.4 \times \frac{F_X}{8}$ $= 0.990 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\sqrt{\left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_X\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y\right)^2}$ $= \frac{F_X}{4} = f$
⑦	270°	$\frac{F_Y}{4} = 0.4 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\frac{F_Y}{4} = \frac{F_X}{4} = f$
⑧	315°	$\frac{\sqrt{2}}{8}F_X + \frac{\sqrt{2}}{8}F_Y$ $= \sqrt{2} \times 1.4 \times \frac{F_X}{8}$ $= 0.990 \times \frac{F_X}{4} < f$	$\sqrt{\left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_X\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{2}}{8}F_Y\right)^2}$ $= \frac{F_X}{4} = f$
最大		f	f

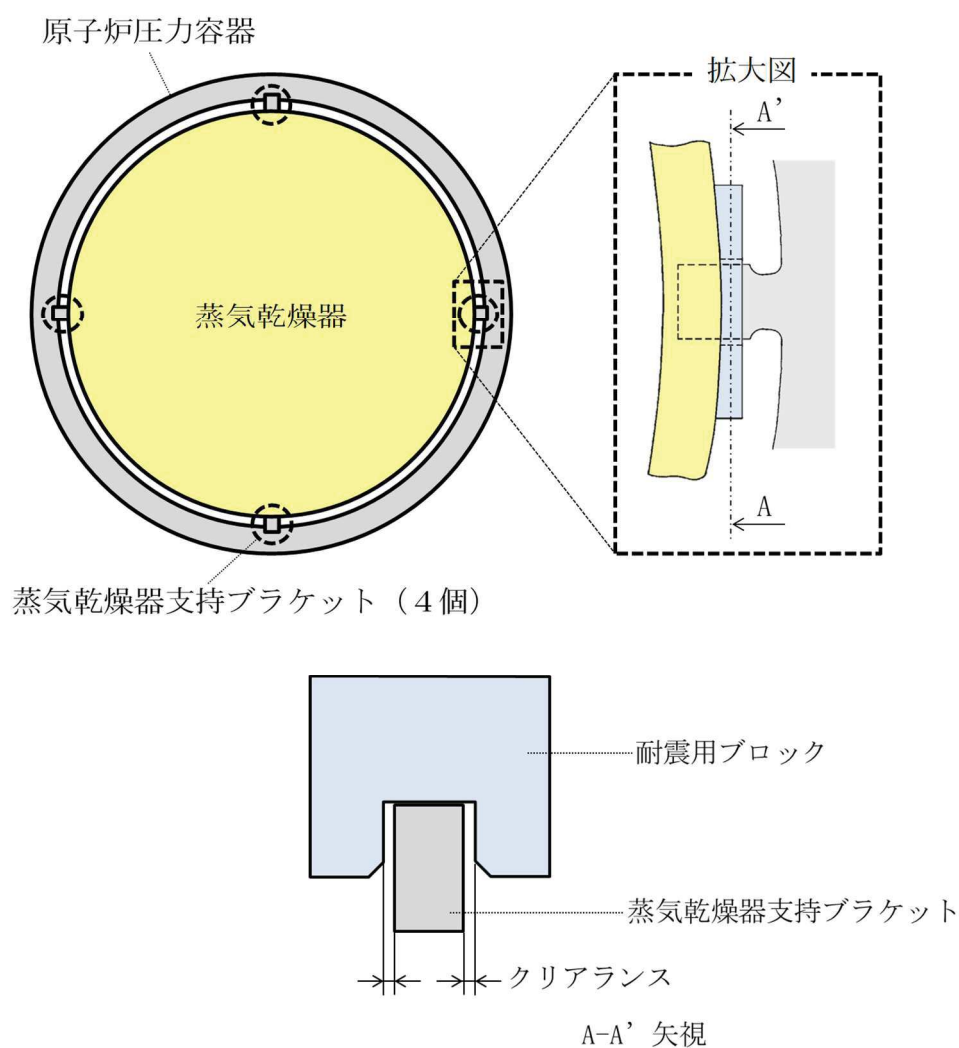
2 水平 2 方向同時加振の影響評価について（蒸気乾燥器支持ブラケット）

2.1 はじめに

本項は、蒸気乾燥器支持ブラケットに対する水平 2 方向同時加振の影響についてまとめたものである。

2.2 現行評価の手法

蒸気乾燥器支持ブラケットは、4 体配置されており、位置関係は第 2-1 図のとおりとなる。



第 2-1 図 蒸気乾燥器支持ブラケットの位置

蒸気乾燥器支持ブラケットは、4 体で耐震用ブロックを介し蒸気乾燥器を支持する設計である。しかし、耐震用ブロックと蒸気乾燥器支持ブラケットの間にはクリアランスが存在し、水平地震動の入力方向によっては、4 体のうち対角のブラケット 2 体のみがその荷重を負担する可能性があるため、現行評価では対角のブラケット 2

体により，水平2方向の地震荷重を支持するものとして評価している。

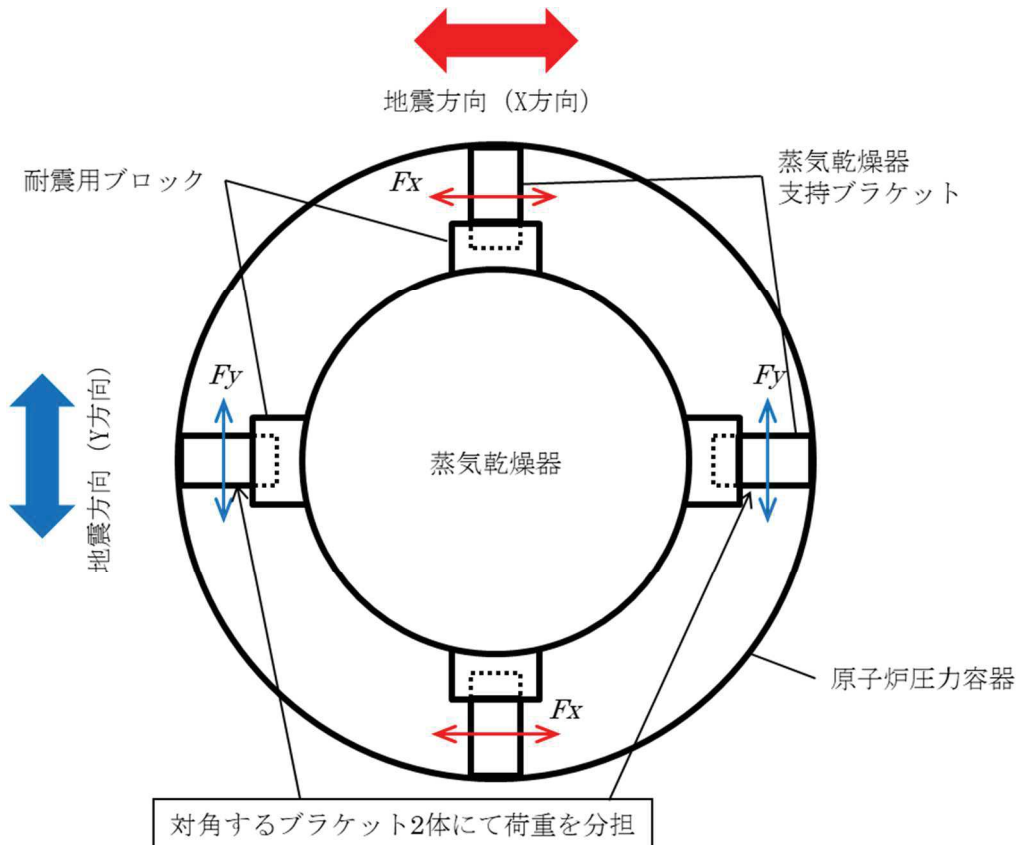
第2-2図に，評価においてブラケットに負荷される水平方向の地震荷重を示す。

$$F_x = F_y = \frac{F}{2}$$

F : 蒸気乾燥器から受ける地震時の水平方向荷重

F_x : X 方向地震よりブラケットに発生する水平方向荷重

F_y : Y 方向地震よりブラケットに発生する水平方向荷重



第2-2 図 評価におけるブラケットの負荷荷重

2.3 水平2方向同時加振の影響

蒸気乾燥器支持ブラケットは，現行評価において，水平2方向の地震荷重を同時に考慮し，ブラケットと耐震用ブロックの接触状態として想定される最も厳しい状態として4体のブラケットのうち2体でその荷重を支持すると評価しており，水平2方向同時加振による現行の評価結果への影響はない。

3 水平 2 方向同時加振の影響評価について（制御棒・破損燃料貯蔵ラック）

3.1 はじめに

本項は、制御棒・破損燃料貯蔵ラック（以下「ラック」という。）の支持ビームに対する水平 2 方向同時加振の影響についてまとめたものである。

3.2 支持ビームの構造

本支持ビームは、ラックの耐震上弱軸方向となる短辺方向の転倒防止を目的として、使用済燃料貯蔵プール壁面から腕を張り出す形で設置されており、ラックの短辺方向側を支持し、長辺方向側は荷重を受けない構造となっている（第 3-1 図）。

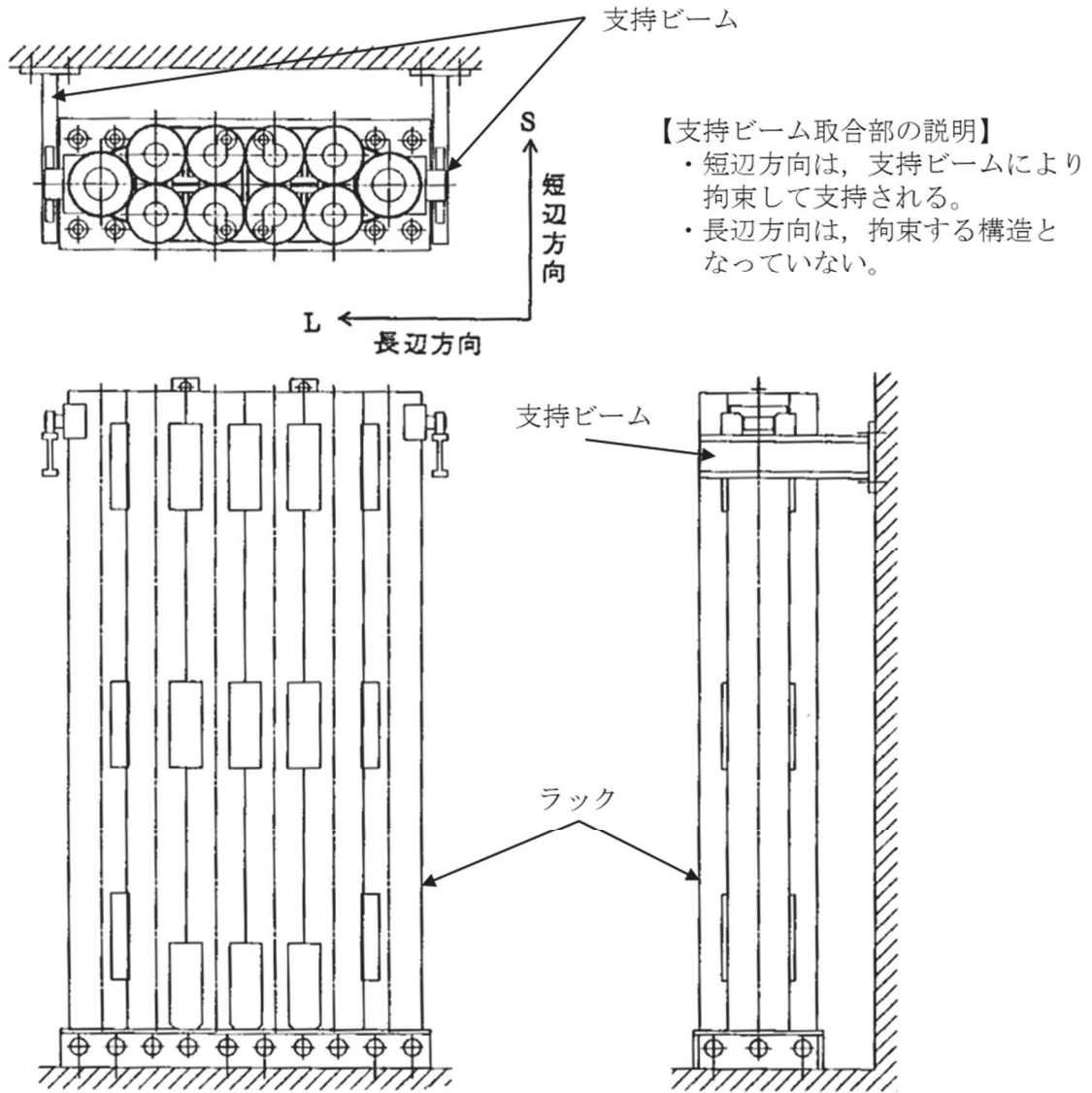
3.3 水平 2 方向の地震力による影響について

現行評価において、支持ビームの応力は、地震力によりラックから入力される荷重(反力)、支持ビーム自身の荷重(自重及び自身の慣性力)と、部材の断面特性を用いて下記の地震条件時のそれぞれについて求めている。

- ・長辺方向(水平 x 方向)＋鉛直方向
- ・短辺方向(水平 y 方向)＋鉛直方向

長辺方向(x 方向)の地震の場合、支持ビームはラックを支持していないため、ラックから入力される荷重(反力)は生じず、支持ビーム自身の慣性力による応力のみが発生する。短辺方向(y 方向)の地震の場合、支持ビームには、ラックからの反力と自身の慣性力による応力が発生する。支持ビーム自身の慣性力は、いずれの方向の地震においても、ラックからの反力と比較して小さい。

したがって、支持ビームの応力は、水平 1 方向（短辺方向(y 方向)）の地震力の応答が支配的であり、他の水平方向の地震力による応答は小さいため、水平 2 方向入力の影響は軽微である。



第3-1 図 制御棒・破損燃料貯蔵ラック設置状態

4 水平 2 方向同時加振の影響評価について（円筒形容器）

4.1 はじめに

本項は、水平地震動が水平 2 方向に作用した場合の円筒形容器に対する影響を FEM で確認した結果をまとめたものである。

円筒形容器については、第 1 表にて記載しているとおり、X 方向地震と Y 方向地震とでは最大応力点が異なるため、それぞれの地震による応力を組み合わせても影響軽微としている。本項には、第 1 表にて記載していることを解析にて確認することを目的として、円筒形容器の FEM モデルを用いた解析を実施した結果を示す。ここで、本検討は軸方向応力、周方向応力及びせん断応力の組合せに基づく胴の応力強さを対象としたものである。

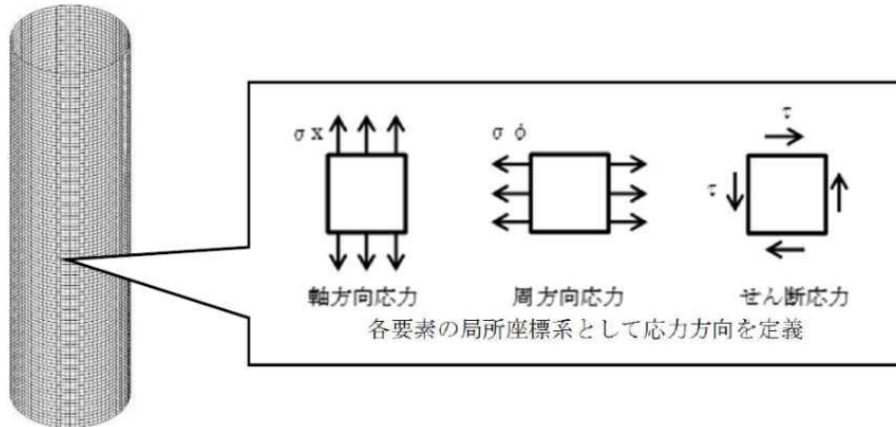
具体的な確認項目として、以下 2 点を確認した。

- ① X 方向地震と Y 方向地震とで最大応力点が異なることの確認
- ② 最大応力点以外に、X 方向地震と Y 方向地震による応力を組み合わせた場合に影響のあるような点があるかを確認

4.2 影響評価検討

評価検討モデル及び応力の定義について第 4-1 図に示す。なお、応力については要素ごとの局部座標系として第 4-1 図に示すように定義する。検討方法を以下に示す。

- ・ 検討方法 : 水平地震力 1G を X 方向へ入力し、周方向の 0° 方向から 90° 方向にかけて応力分布を確認する。また、水平 1 方向地震による応力を用いて水平 2 方向地震による応力を評価する。
- ・ 検討モデル : たて置き円筒形容器をシェル要素にてモデル化
- ・ 拘束点 : 容器基部を拘束
- ・ 荷重条件 : モデル座標の X 方向に水平地震力 1G を負荷
- ・ 解析手法 : 静的解析
- ・ 対象部位及び応力 : 容器基部における応力強さ
- ・ 水平 2 方向同時加振時の考慮方法
 - 組合せ係数法（最大応答の非同時性を考慮）
 - SRSS 法（最大応答の非同時性を考慮）



第4-1 図 評価検討モデル及び各応力の定義

4.3 検討結果

4.3.1 軸方向応力 σ_x

容器基部における水平地震時の軸方向応力コンター図を第4-2図に示す。

この結果より、最大応力点は $0^\circ / 180^\circ$ 位置に発生していることが分かる。円筒形容器のため評価部位が円形の一様断面であることから、Y方向から水平地震力を入力した場合においても、最大応力点は $90^\circ / 270^\circ$ 位置に発生することは明白であるため、水平方向地震動の入力方向により最大応力点は異なる。

また、第4-1表にX方向、Y方向、2方向入力時の軸方向応力分布を示す。

中間部 ($0^\circ / 90^\circ$ 方向以外) において2方向入力時の影響が確認できる。なお、組合せ係数法及びSRSS法のそれぞれを用いた水平2方向入力時の応力 $\sigma_{x,c}(\theta)$ 及び $\sigma_{x,s}(\theta)$ は、水平1方向入力時の軸方向応力解析結果 (X方向入力時応力 $\sigma_{x,X}(\theta)$ 、Y方向入力時応力 $\sigma_{x,Y}(\theta)$) により、以下のとおり算出する。

<組合せ係数法>

$$\sigma_{x,c}(\theta) = \max(\sigma_{x,c(X)}(\theta), \sigma_{x,c(Y)}(\theta))$$

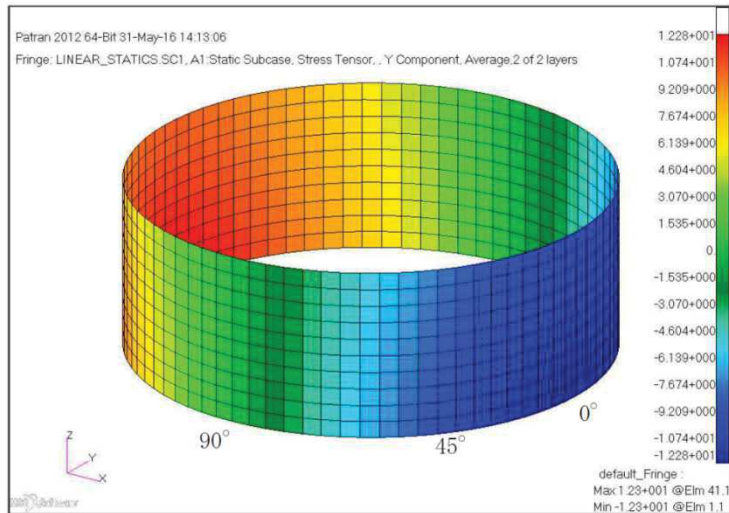
ただし、 $\sigma_{x,c(X)}(\theta)$ は $\sigma_{x,X}(\theta)$ に1、 $\sigma_{x,Y}(\theta)$ に0.4の係数を乗じてX・Y方向入力時それぞれの軸方向応力を組み合わせた応力、 $\sigma_{x,c(Y)}(\theta)$ は $\sigma_{x,Y}(\theta)$ に1、 $\sigma_{x,X}(\theta)$ に0.4の係数を乗じてX・Y方向入力時それぞれの応力を組み合わせた応力であり、以下のように表される。

$$\sigma_{x,c(X)}(\theta) = \sigma_{x,X}(\theta) + 0.4 \times \sigma_{x,Y}(\theta)$$

$$\sigma_{x,c(Y)}(\theta) = 0.4 \times \sigma_{x,X}(\theta) + \sigma_{x,Y}(\theta)$$

<SRSS法>

$$\sigma_{x,s}(\theta) = \sqrt{\sigma_{x,X}(\theta)^2 + \sigma_{x,Y}(\theta)^2}$$



第4-2 図 水平地震時軸方向応力コンター図

第 4-1 表 水平地震時の軸方向応力分布

角度	X 方向入力時 応力 (MPa) $\sigma_{x,x}(\theta)$	Y 方向入力時 応力 (MPa) $\sigma_{x,y}(\theta)$	2 方向入力時応力 (MPa)	
			組合せ係数法 $\sigma_{x,c}(\theta)$	SRSS 法 $\sigma_{x,s}(\theta)$
0° 方向	12.28	0.00	12.28 $\sigma_{x,c(x)}(0^\circ) = 12.28$ $\sigma_{x,c(y)}(0^\circ) = 4.91$	12.28
22.5° 方向	11.34	4.70	13.22 $\sigma_{x,c(x)}(22.5^\circ) = 13.22$ $\sigma_{x,c(y)}(22.5^\circ) = 9.24$	12.28
45° 方向	8.68	8.68	12.15 $\sigma_{x,c(x)}(45^\circ) = 12.15$ $\sigma_{x,c(y)}(45^\circ) = 12.15$	12.28
67.5° 方向	4.70	11.34	13.22 $\sigma_{x,c(x)}(67.5^\circ) = 9.24$ $\sigma_{x,c(y)}(67.5^\circ) = 13.22$	12.28
90° 方向	0.00	12.28	12.28 $\sigma_{x,c(x)}(90^\circ) = 4.91$ $\sigma_{x,c(y)}(90^\circ) = 12.28$	12.28

4.3.2 周方向応力 σ_ϕ

容器基部における水平地震時の周方向応力コンター図を第 4-3 図に、周方向応力分布を第 4-2 表に示す。軸方向応力同様に最大応力点は 0° /180° 位置に発生しており、最大応力点が異なることについて確認できる。

また、2方向入力時の影響についても軸方向応力と同様に中間部 (0° /90° 方向以

外) において2方向入力時の影響が確認できる。なお、組合せ係数法及びSRSS 法のそれぞれを用いた水平2方向入力時の応力 $\sigma_{\phi,c}(\theta)$ 及び $\sigma_{\phi,s}(\theta)$ は、水平1方向入力時の周方向応力解析結果 (X 方向入力時応力 $\sigma_{\phi,X}(\theta)$, Y 方向入力時応力 $\sigma_{\phi,Y}(\theta)$) により、以下のとおり算出する。

<組合せ係数法>

$$\sigma_{\phi,c}(\theta) = \max(\sigma_{\phi,c(X)}(\theta), \sigma_{\phi,c(Y)}(\theta))$$

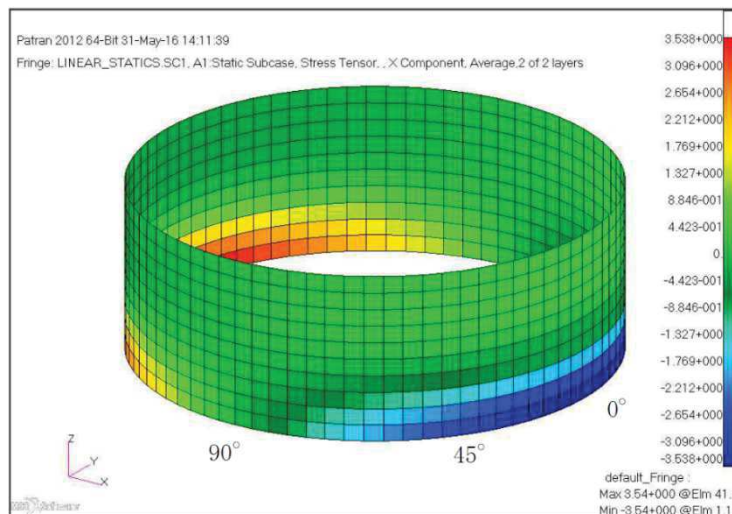
ただし、 $\sigma_{\phi,c(X)}(\theta)$ は $\sigma_{\phi,X}(\theta)$ に 1, $\sigma_{\phi,Y}(\theta)$ に 0.4 の係数を乗じて X・Y 方向入力時それぞれの周方向応力を組み合わせた応力、 $\sigma_{\phi,c(Y)}(\theta)$ は $\sigma_{\phi,Y}(\theta)$ に 1, $\sigma_{\phi,X}(\theta)$ に 0.4 の係数を乗じて X・Y 方向入力時それぞれの応力を組み合わせた応力であり、以下のように表される。

$$\sigma_{\phi,c(X)}(\theta) = \sigma_{\phi,X}(\theta) + 0.4 \times \sigma_{\phi,Y}(\theta)$$

$$\sigma_{\phi,c(Y)}(\theta) = 0.4 \times \sigma_{\phi,X}(\theta) + \sigma_{\phi,Y}(\theta)$$

<SRSS 法>

$$\sigma_{\phi,s}(\theta) = \sqrt{\sigma_{\phi,X}(\theta)^2 + \sigma_{\phi,Y}(\theta)^2}$$



第4-3 図 水平地震時周方向応力コンター図

第 4-2 表 水平地震時の周方向応力分布

角度	X 方向入力時 応力 (MPa) $\sigma_{\phi, X}(\theta)$	Y 方向入力時 応力 (MPa) $\sigma_{\phi, Y}(\theta)$	2 方向入力時応力 (MPa)	
			組合せ係数法 $\sigma_{\phi, c}(\theta)$	SRSS 法 $\sigma_{\phi, s}(\theta)$
0° 方向	3.54	0.00	3.54 $\sigma_{\phi, c(X)}(0^\circ) = 3.54$ $\sigma_{\phi, c(Y)}(0^\circ) = 1.42$	3.54
22.5° 方向	3.27	1.35	3.81 $\sigma_{\phi, c(X)}(22.5^\circ) = 3.81$ $\sigma_{\phi, c(Y)}(22.5^\circ) = 2.66$	3.54
45° 方向	2.50	2.50	3.50 $\sigma_{\phi, c(X)}(45^\circ) = 3.50$ $\sigma_{\phi, c(Y)}(45^\circ) = 3.50$	3.54
67.5° 方向	1.35	3.27	3.81 $\sigma_{\phi, c(X)}(67.5^\circ) = 2.66$ $\sigma_{\phi, c(Y)}(67.5^\circ) = 3.81$	3.54
90° 方向	0.00	3.54	3.54 $\sigma_{\phi, c(X)}(90^\circ) = 1.42$ $\sigma_{\phi, c(Y)}(90^\circ) = 3.54$	3.54

4.3.3 せん断応力 τ

容器基部における水平地震時のせん断応力コンター図を第 4-4 図に示し、せん断応力分布を第 4-3 表に示す。せん断応力は軸方向及び周方向応力とは異なり、最大応力は 90° /270° 位置に生じているが、最大応力と最小応力の生じる点が回転しているのみで応力の傾向として最大応力点が異なることについて確認できる。

また、2 方向入力時の影響についても軸方向応力、周方向応力と同様に中間部 (0° /90° 方向以外) において 2 方向入力時の影響が確認できる。なお、組合せ係数法及び SRSS 法のそれぞれを用いた水平 2 方向入力時の応力 $\tau_c(\theta)$ 及び $\tau_s(\theta)$ は、水平 1 方向入力時のせん断応力解析結果 (X 方向入力時応力 $\tau_X(\theta)$ 、Y 方向入力時応力 $\tau_Y(\theta)$) により、以下のとおり算出する。

<組合せ係数法>

$$\tau_c(\theta) = \max(\tau_{c(X)}(\theta), \tau_{c(Y)}(\theta))$$

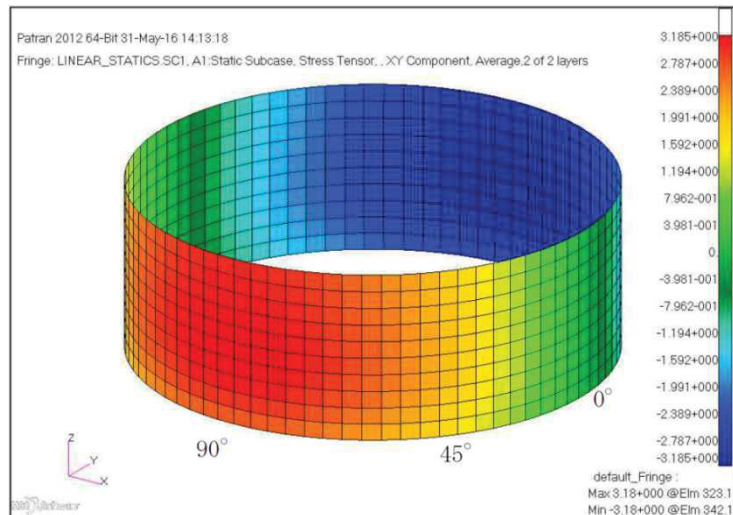
ただし、 $\tau_{c(X)}(\theta)$ は $\tau_X(\theta)$ に 1、 $\tau_Y(\theta)$ に 0.4 の係数を乗じて X・Y 方向入力時それぞれのせん断応力を組み合わせた応力、 $\tau_{c(Y)}(\theta)$ は $\tau_Y(\theta)$ に 1、 $\tau_X(\theta)$ に 0.4 の係数を乗じて X・Y 方向入力時それぞれの応力を組み合わせた応力であり、以下のように表示される。

$$\tau_{c(X)}(\theta) = \tau_X(\theta) + 0.4 \times \tau_Y(\theta)$$

$$\tau_{c(Y)}(\theta) = 0.4 \times \tau_X(\theta) + \tau_Y(\theta)$$

< SRSS 法 >

$$\tau_s(\theta) = \sqrt{\tau_X(\theta)^2 + \tau_Y(\theta)^2}$$



第4-4 図 水平地震時せん断応力コンター図

第 4-3 表 水平地震時のせん断応力分布

角度	X 方向入力時 応力 (MPa) $\tau_x(\theta)$	Y 方向入力時 応力 (MPa) $\tau_y(\theta)$	2 方向入力時応力 (MPa)	
			組合せ係数法 $\tau_c(\theta)$	SRSS 法 $\tau_s(\theta)$
0° 方向	0.00	2.70	2.70 $\tau_{c(x)}(0^\circ) = 1.08$ $\tau_{c(y)}(0^\circ) = 2.70$	2.70
22.5° 方向	1.03	2.49	2.91 $\tau_{c(x)}(22.5^\circ) = 2.03$ $\tau_{c(y)}(22.5^\circ) = 2.91$	2.70
45° 方向	1.91	1.91	2.67 $\tau_{c(x)}(45^\circ) = 2.67$ $\tau_{c(y)}(45^\circ) = 2.67$	2.70
67.5° 方向	2.49	1.03	2.91 $\tau_{c(x)}(67.5^\circ) = 2.91$ $\tau_{c(y)}(67.5^\circ) = 2.03$	2.70
90° 方向	2.70	0.00	2.70 $\tau_{c(x)}(90^\circ) = 2.70$ $\tau_{c(y)}(90^\circ) = 1.08$	2.70

4.3.4 応力強さ σ

胴の応力強さ σ は、第 4-1～3 表に示した X 方向、Y 方向、2 方向入力時それぞれの軸方向応力 σ_x 、周方向応力 σ_ϕ 及びせん断応力 τ を組み合わせ、耐震評価結果として用いている。

< 水平 1 方向のうち、X 方向入力時の組合せ応力強さ $\sigma_x(\theta)$ >

主応力 $\sigma_{1,X}(\theta)$ 、 $\sigma_{2,X}(\theta)$ 、 $\sigma_{3,X}(\theta)$ は以下のとおりに表される。

$$\sigma_{1,X}(\theta) = \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,X}(\theta) + \sigma_{\phi,X}(\theta) + \sqrt{(\sigma_{x,X}(\theta) - \sigma_{\phi,X}(\theta))^2 + 4\tau_x(\theta)^2} \right)$$

$$\sigma_{2,X}(\theta) = \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,X}(\theta) + \sigma_{\phi,X}(\theta) - \sqrt{(\sigma_{x,X}(\theta) - \sigma_{\phi,X}(\theta))^2 + 4\tau_x(\theta)^2} \right)$$

$$\sigma_{3,X}(\theta) = 0$$

各主応力により、応力強さ $\sigma_x(\theta)$ は以下のとおりとなる。

$$\sigma_x(\theta) = \max(|\sigma_{1,X}(\theta) - \sigma_{2,X}(\theta)|, |\sigma_{2,X}(\theta) - \sigma_{3,X}(\theta)|, |\sigma_{3,X}(\theta) - \sigma_{1,X}(\theta)|)$$

なお、Y 方向入力時の応力強さ $\sigma_y(\theta)$ は、上記の式における X を Y に置き換えた式により算出する。

ここで $\theta=0^\circ$ の場合、第4-1 表より $\sigma_{x,x}(0^\circ)=12.28$ 、第4-2 表より $\sigma_{\phi,x}(0^\circ)=3.54$ 、第4-3 表より $\tau_x(0^\circ)=0$ であるため

$$\sigma_{1,x}(0^\circ) = \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 + \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(0)^2} \right) = 12.28$$

$$\sigma_{2,x}(0^\circ) = \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 - \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(0)^2} \right) = 3.54$$

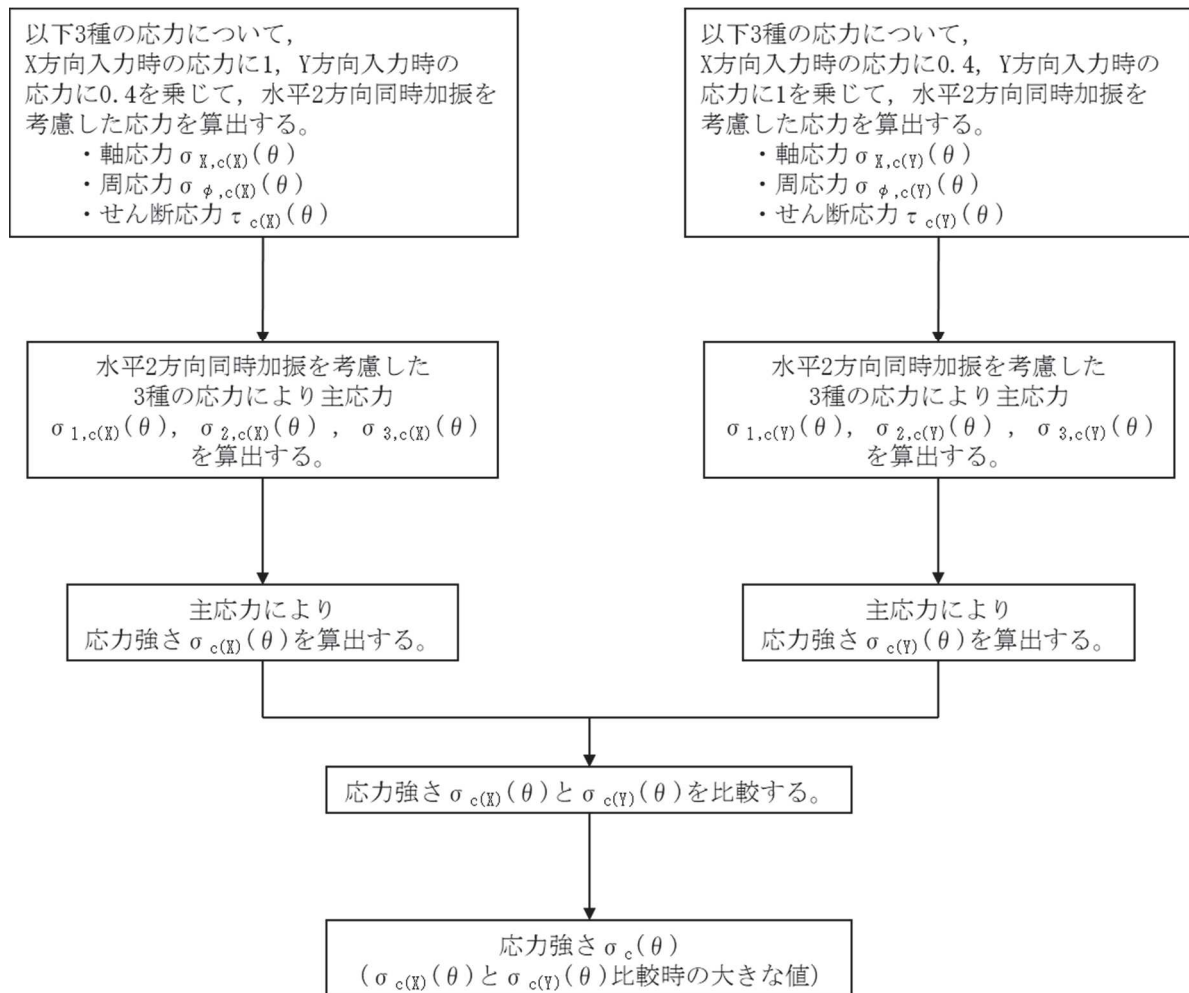
$$\sigma_{3,x}(0^\circ) = 0$$

となる。したがって、

$$\sigma_x(0^\circ) = \max(|12.28 - 3.54|, |3.54 - 0|, |0 - 12.28|) = 12.28$$

< 組合せ係数法による水平2方向同時加振を考慮した応力強さ $\sigma_c(\theta)$ >

$\sigma_c(\theta)$ の算出フローを第4-5 図に示す。



第4-5 図 組合せ係数法による応力強さ算出フロー

X 方向入力時の応力に 1, Y 方向入力時の応力に 0.4 を乗じて組み合わせた水平 2 方向同時加振を考慮した応力は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\sigma_{x,c(X)}(\theta) &= \sigma_{x,X}(\theta) + 0.4 \times \sigma_{x,Y}(\theta) \\ \sigma_{\phi,c(X)}(\theta) &= \sigma_{\phi,X}(\theta) + 0.4 \times \sigma_{\phi,Y}(\theta) \\ \tau_{c(X)}(\theta) &= \tau_X(\theta) + 0.4 \times \tau_Y(\theta)\end{aligned}$$

水平 2 方向同時加振を考慮した各応力により, 主応力 $\sigma_{1,c(X)}(\theta)$, $\sigma_{2,c(X)}(\theta)$, $\sigma_{3,c(X)}(\theta)$ は以下のとおりに表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{1,c(X)}(\theta) &= \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,c(X)}(\theta) + \sigma_{\phi,c(X)}(\theta) + \sqrt{(\sigma_{x,c(X)}(\theta) - \sigma_{\phi,c(X)}(\theta))^2 + 4\tau_{c(X)}(\theta)^2} \right) \\ \sigma_{2,c(X)}(\theta) &= \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,c(X)}(\theta) + \sigma_{\phi,c(X)}(\theta) - \sqrt{(\sigma_{x,c(X)}(\theta) - \sigma_{\phi,c(X)}(\theta))^2 + 4\tau_{c(X)}(\theta)^2} \right) \\ \sigma_{3,c(X)}(\theta) &= 0\end{aligned}$$

各主応力により, 応力強さ $\sigma_{c(X)}(\theta)$ は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}\sigma_{c(X)}(\theta) &= \max(|\sigma_{1,c(X)}(\theta) - \sigma_{2,c(X)}(\theta)|, |\sigma_{2,c(X)}(\theta) - \sigma_{3,c(X)}(\theta)|, |\sigma_{3,c(X)}(\theta) \\ &\quad - \sigma_{1,c(X)}(\theta)|)\end{aligned}$$

同様に, Y 方向入力時の応力に 1, X 方向入力時の応力に 0.4 を乗じて組み合わせた水平 2 方向同時加振を考慮した応力により, 応力強さ $\sigma_{c(Y)}(\theta)$ を算出する。

この応力強さ $\sigma_{c(X)}(\theta)$ と $\sigma_{c(Y)}(\theta)$ を比較し, 大きな値を $\sigma_c(\theta)$ とする。

$$\sigma_c(\theta) = \max(\sigma_{c(X)}(\theta), \sigma_{c(Y)}(\theta))$$

ここで $\theta=0^\circ$ の場合, 第 4-1 表より $\sigma_{x,c(X)}(0^\circ)=12.28$, 第 4-2 表より $\sigma_{\phi,c(X)}(0^\circ)=3.54$, 第 4-3 表より $\tau_{c(X)}(0^\circ)=1.08$ であるため,

$$\begin{aligned}\sigma_{1,c(X)}(0^\circ) &= \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 + \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(1.08)^2} \right) = 12.41 \\ \sigma_{2,c(X)}(0^\circ) &= \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 - \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(1.08)^2} \right) = 3.41 \\ \sigma_{3,c(X)}(0^\circ) &= 0\end{aligned}$$

となる。したがって, 応力強さ $\sigma_{c(X)}(0^\circ)$ は以下のように算出される。

$$\sigma_{c(X)}(0^\circ) = \max(|12.41 - 3.41|, |3.41 - 0|, |0 - 12.41|) = 12.41$$

同様に, 第 4-1 表より $\sigma_{x,c(Y)}(0^\circ)=4.91$, 第 4-2 表より $\sigma_{\phi,c(Y)}(0^\circ)=1.42$, 第 4-3 表より $\tau_{c(Y)}(0^\circ)=2.70$ であるため

$$\begin{aligned}\sigma_{1,c(X)}(0^\circ) &= \frac{1}{2} \left(4.91 + 1.42 + \sqrt{(4.91 - 1.42)^2 + 4(2.70)^2} \right) = 6.38 \\ \sigma_{2,c(X)}(0^\circ) &= \frac{1}{2} \left(4.91 + 1.42 - \sqrt{(4.91 - 1.42)^2 + 4(2.70)^2} \right) = -0.05\end{aligned}$$

$$\sigma_{3,c(X)}(0^\circ) = 0$$

となる。したがって、応力強さ $\sigma_{c(Y)}(0^\circ)$ は以下のように算出される。

$$\sigma_{c(X)}(0^\circ) = \max(|6.38 - (-0.05)|, |-0.05 - 0|, |0 - 6.38|) = 6.43$$

応力強さ $\sigma_{c(X)}(0^\circ)$ と $\sigma_{c(Y)}(0^\circ)$ により、組合せ係数法による水平 2 方向同時加振時を考慮した応力強さ $\sigma_c(0^\circ)$ は

$$\sigma_c(0^\circ) = \max(12.41, 6.43) = 12.41$$

となる。

<SRSS 法による水平 2 方向同時加振を考慮した応力強さ $\sigma_s(\theta)$ >

主応力 $\sigma_{1,s}(\theta)$, $\sigma_{2,s}(\theta)$, $\sigma_{3,s}(\theta)$ は以下のとおりに表される。

$$\sigma_{1,s}(\theta) = \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,s}(\theta) + \sigma_{\phi,s}(\theta) + \sqrt{(\sigma_{x,s}(\theta) - \sigma_{\phi,s}(\theta))^2 + 4\tau_s(\theta)^2} \right)$$

$$\sigma_{2,s}(\theta) = \frac{1}{2} \left(\sigma_{x,s}(\theta) + \sigma_{\phi,s}(\theta) - \sqrt{(\sigma_{x,s}(\theta) - \sigma_{\phi,s}(\theta))^2 + 4\tau_s(\theta)^2} \right)$$

$$\sigma_{3,s}(\theta) = 0$$

各主応力により、応力強さ $\sigma_s(\theta)$ は以下のとおりとなる。

$$\sigma_s(\theta) = \max(|\sigma_{1,s}(\theta) - \sigma_{2,s}(\theta)|, |\sigma_{2,s}(\theta) - \sigma_{3,s}(\theta)|, |\sigma_{3,s}(\theta) - \sigma_{1,s}(\theta)|)$$

ここで $\theta=0^\circ$ の場合には、第 4-1 表より $\sigma_{x,s}(0^\circ)=12.28$ 、第 4-2 表より $\sigma_{\phi,s}(0^\circ)=3.54$ 、第 4-3 表より $\tau_s(0^\circ)=2.70$ であるため、

$$\sigma_{1,s}(0^\circ) = \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 + \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(2.70)^2} \right) = 13.05$$

$$\sigma_{2,s}(0^\circ) = \frac{1}{2} \left(12.28 + 3.54 - \sqrt{(12.28 - 3.54)^2 + 4(2.70)^2} \right) = 2.77$$

$$\sigma_{3,s}(0^\circ) = 0$$

となる。したがって、

$$\sigma_s(0^\circ) = \max(|13.05 - 2.77|, |2.77 - 0|, |0 - 13.05|) = 13.05$$

$\theta=0^\circ$ の場合に SRSS 法、組合せ係数法を用いて算出した応力強さを第 4-4 表にまとめる。

第4-4 表 SRSS 法, 組合せ係数法を用いて算出した応力強さ ($\theta = 0^\circ$)

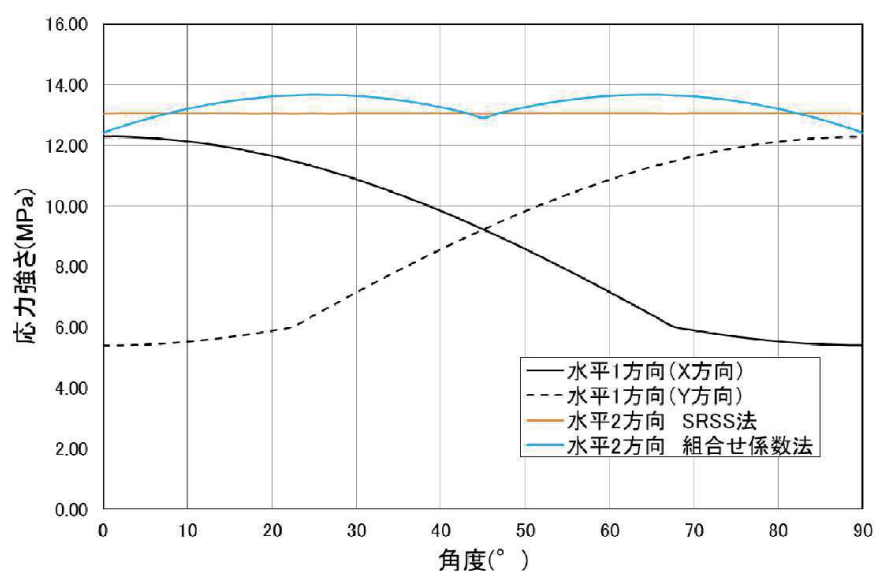
	X	Y	SRSS 法	組合せ係数法	
				$1.0 \times X + 0.4 \times Y$	$0.4 \times X + 1.0 \times Y$
$\sigma_x(\theta)$	12.28	0.00	$\sqrt{(12.28^2 + 0.00^2)} =$ 12.28	$12.28 \times 1.0 + 0.00 \times 0.4 =$ 12.28	$12.28 \times 0.4 + 0.00 \times 1.0 =$ 4.91
$\sigma_y(\theta)$	3.54	0.00	$\sqrt{(3.54^2 + 0.00^2)} =$ 3.54	$3.54 \times 1.0 + 0.00 \times 0.4 =$ 3.54	$3.54 \times 0.4 + 0.00 \times 1.0 =$ 1.42
$\tau(\theta)$	0.00	2.70	$\sqrt{(0.00^2 + 2.70^2)} =$ 2.70	$0.00 \times 1.0 + 2.70 \times 0.4 =$ 1.08	$0.00 \times 0.4 + 2.70 \times 1.0 =$ 2.70
$\sigma_1(\theta)$	-	-	$1/2 \times [12.28 + 3.54 +$ $\sqrt{\{(12.28 - 3.54)^2 + 4 \times 2.70^2\}}] =$ 13.05	$1/2 \times [12.28 + 3.54 +$ $\sqrt{\{(12.28 - 3.54)^2 + 4 \times 1.08^2\}}] =$ 12.41	$1/2 \times [4.91 + 1.42 +$ $\sqrt{\{(4.91 - 1.42)^2 + 4 \times 2.70^2\}}] =$ 6.38
$\sigma_2(\theta)$	-	-	$1/2 \times [12.28 + 3.54 -$ $\sqrt{\{(12.28 - 3.54)^2 + 4 \times 2.70^2\}}] =$ 2.77	$1/2 \times [12.28 + 3.54 -$ $\sqrt{\{(12.28 - 3.54)^2 + 4 \times 1.08^2\}}] =$ 3.41	$1/2 \times [4.91 + 1.42 -$ $\sqrt{\{(4.91 - 1.42)^2 + 4 \times 2.70^2\}}] =$ -0.05
$\sigma_3(\theta)$	-	-	0	0	0
$\sigma(\theta)$	-	-	MAX ($ 13.05 - 2.77 , 2.77 - 0 , 0 - 13.05 $) = 13.05	MAX ($ 12.41 - 3.41 , 3.41 - 0 , 0 - 12.41 $) = 12.41	MAX ($ 6.38 - (-0.05) , -0.05 - 0 , 0 - 6.38 $) = 6.43
					Max(12.41, 6.43) = 12.41

(注) 本表記載の数値は計算例を示すものであり, 実際の評価とは桁数処理の関係上, 一致しないことがある。

算出した応力強さの分布及び分布図を第 4-5 表及び第 4-6 図に示す。

第4-5 表 水平地震時の応力強さ分布

角度	X 方向入力時 応力強さ (MPa) $\sigma_x(\theta)$	Y 方向入力時 応力強さ (MPa) $\sigma_y(\theta)$	2 方向入力時応力強さ (MPa)	
			組合せ係数法 $\sigma_c(\theta)$	SRSS 法 $\sigma_s(\theta)$
0° 方向	12.28	5.40	12.41	13.04
22.5° 方向	11.47	6.03	13.64	13.04
45° 方向	9.22	9.22	12.91	13.04
67.5° 方向	6.03	11.47	13.64	13.04
90° 方向	5.40	12.28	12.41	13.04



第 4-6 図 水平地震時応力強さ分布図

応力強さは SRSS 法では全方向において一定であるのに対して、組合せ係数法では 24.75° /65.25° 方向に 2 つのピークをもつ分布となった。応力強さは 0° /45° /90° 方向付近では SRSS 法の方が組合せ係数法に比べ大きな値となるのに対して、組合せ係数法がピークを持つ 24.75° /65.25° 方向付近では SRSS 法を約 5%上回る結果となった。

水平 2 方向入力時の SRSS 法による最大応力強さは水平 1 方向入力時の最大応力強さに対して 6%上回る程度であり (第 4-6 表参照), 水平 2 方向による影響は軽微と言える。一方, 水平 2 方向入力時の組合せ係数法による最大応力強さについては, 水平 1 方向入力時の最大応力強さに対して 11%上回る結果となった。これは水平 2 方向の影響軽微と判断する基準 (応力の増分が 1 割) を超えているが, 本検討において

は水平地震力のみを考慮しており，実際の耐震評価においては水平地震力以外に自重，内圧及び鉛直地震力等を考慮して評価を実施することから，水平2方向を考慮した際の応力強さの増分は小さくなる。このため，水平2方向による影響は軽微であると考えられる。

第4-6 表 水平地震時の最大応力強さ及び水平2方向による影響

		最大応力強さ (MPa)	水平2方向／水平1方向 最大応力強さ比
水平1方向入力		12.28	—
水平2方向入 力	SRSS法	13.05	1.06
	組合せ係数法	13.67	1.11

5 水平2方向同時加振の影響評価について（燃料交換機）

5.1 はじめに

本項は、燃料交換機（以下「FHM」という。）に対する水平2方向同時加振の影響についてまとめたものである。

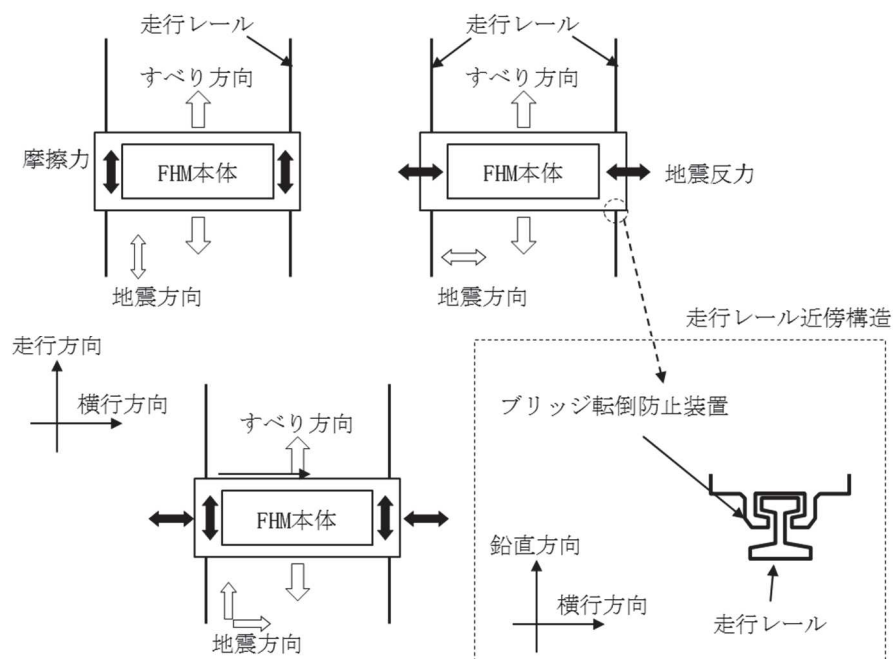
5.2 現行評価の手法

FHMはレール上を車輪で移動する構造であるため、基本的には建屋との固定はないが、地震時に横行方向（走行レールに対し直角方向）にすべりが生じた場合は、レールに沿って取り付けられているブリッジ転倒防止装置がレールの側面と接触し、FHMのすべりを制限する構造となっている。つまり、ブリッジ転倒防止装置とレールが接触し、FHMが横行方向に建屋と固定された体系では、地震入力もFHM本体へそのまま伝達されることが想定される。

一方、走行方向（走行レールの長手方向）については、FHMの車輪とレールの接触面（踏面）を介してFHM本体へと荷重が伝達される構造であり、その荷重は摩擦力により制限されるため、地震入力により生じる荷重は軽微（FHM本体への影響は軽微）と考えられる。

上記より、FHM本体の耐震評価では横行方向に対する地震応答が支配的であり、走行方向に対しては比較的軽微であると考えられるため、水平2方向同時加振の考慮として、耐震性評価で走行方向の地震応答を追加で組み合わせたとしても、従来評価の応答結果への影響は小さいと考えられる。

なお、FHMについては、鉛直地震動が従来の静的地震力から動的地震力へ変更となっていることを踏まえ、水平2方向及び鉛直方向同時加振を想定した場合の現行評価の妥当性について今後の詳細検討において行うこととする。



第5-1 図 燃料交換機の負担する水平地震荷重

6. 水平 2 方向同時加振の影響評価について（応答軸が明確である設備）

6.1 はじめに

本項は、応答軸が明確である設備について、水平 2 方向の地震力を考慮した場合においても設備の有する耐震性に対して影響軽微であることを説明するものである。

6.2 設備の有する耐震性に対して影響軽微であることの説明

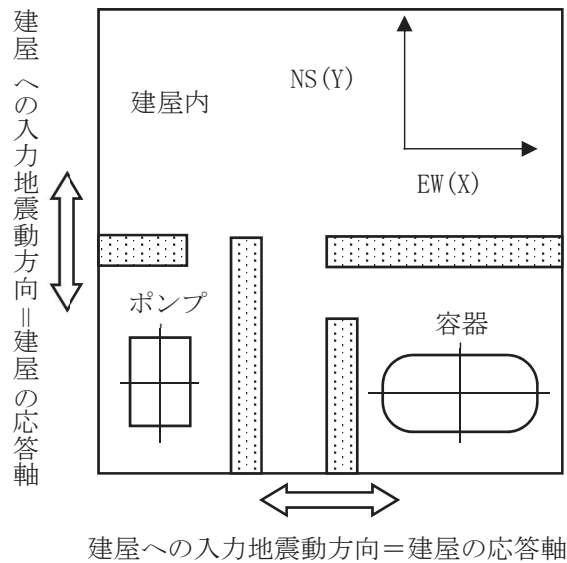
設備の応答軸の方向、あるいは厳しい応力が発生する向きが明確な設備（以下、「応答軸が明確な設備」という。）があり、このような設備については従来設計手法として、解析時に NS・EW 方向を包絡した地震力（床応答曲線など）を設備の X 方向及び Y 方向から入力し、最大応答で評価する等、保守的な評価を実施している。このような応答軸が明確な設備については、水平 2 方向の地震力による影響が懸念されるようなことはないと考ええる。その理由を以下に示す。

応答軸が明確な設備については、従来設計手法においても NS・EW 方向の包絡した地震力を設備の各応答軸（第 6-1 図 X, Y 方向）へ入力しているため、設備にとって厳しい方向となる弱軸方向への入力を用いた評価を実施している。

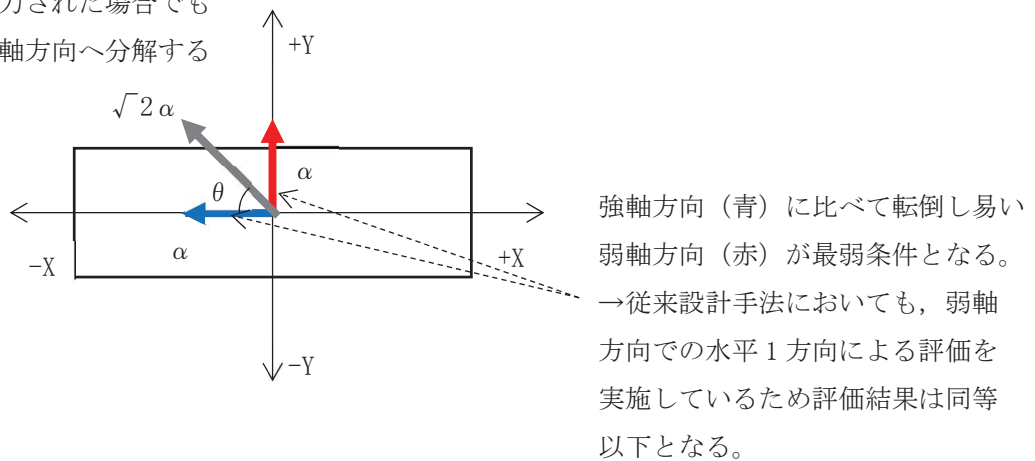
水平 2 方向の地震力が合成され、設備の応答軸に対して斜めに地震力が入力される場合でも、応答軸が明確な設備は対角方向へ転倒し難く、設備の応答軸方向へ応答し易いため、応答はそれぞれの応答軸方向（弱軸／強軸）に分解される。また、強軸方向に比べて転倒し易い弱軸方向が、最も厳しい条件となるため、実質的には弱軸方向に 1 方向を入力した場合の応答レベルと同等となる。

さらに各方向における最大値の生起時刻の非同時性を考慮すると、さらにその影響は小さくなり、弱軸 1 方向入力による評価と大きく変わらない結果となる。

なお、設計手法として、NS・EW 方向を包絡した地震力（床応答曲線など）を入力して保守的な評価を実施している場合も考えると、応答軸が明確な設備については、水平 2 方向の地震力を考慮した場合においても影響軽微であることが分かる。



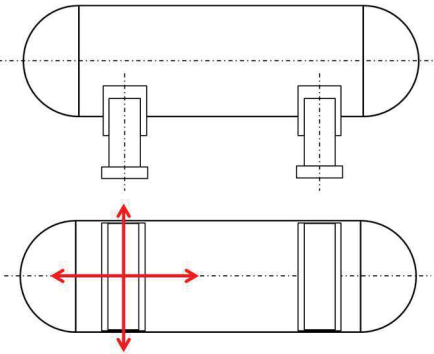
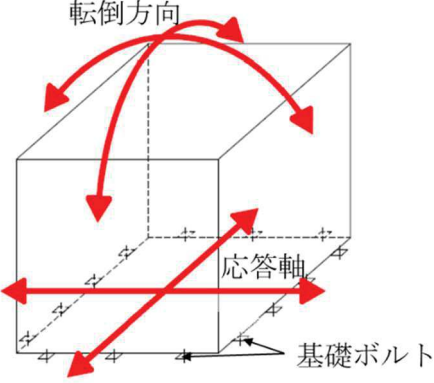
斜め方向が入力された場合でも
 応答は各応答軸方向へ分解する



第6-1 図 水平2方向同時加振時の応答イメージ

上述の考え方は、設備の応答軸の方向と入力方向の関係によるものであることから、部位・応力分類によらず、各設備の耐震評価における入力方法によって影響軽微か否かを判断できると考える。第6-1表に応答軸が明確な設備の例を示す。

第 6-1 表 応答軸が明確な設備について

設備	構造図	説明	備考
横置き容器		<p>横置き円筒形容器は矩形形状の支持脚により支持されており強軸と弱軸の関係が明確である。この応答軸の方向に地震力を入力した評価を実施している。</p>	<p>NS・EW 包絡地震力を用いている。</p>
<p>空調ファン，空調ユニット，横形ポンプ，電気盤（ボルト），非常用ディーゼル機関・発電機（ボルト）</p>		<p>空調ファン及び空調ユニットは矩形に配置されたボルトにて支持されている。対角方向へ転倒し難く，設備の各応答軸方向へ応答し易いため，その方向に地震を入力した評価を実施している。</p>	<p>NS・EW 包絡地震力を用いている。</p>

7 水平2方向同時加振の影響評価について（正方形配置されたボルト）

7.1 はじめに

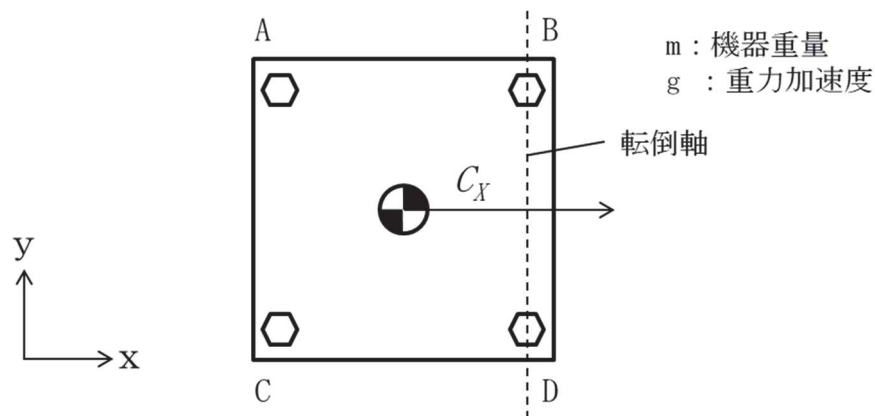
本項は、水平2方向に地震力が作用した場合の矩形配置されたボルトに対する影響検討結果をまとめたものである。強軸・弱軸が明確なものについては、弱軸方向に応答し水平2方向地震力による影響が軽微であるため、機器の形状を正方形として検討をおこなった。

7.2 引張応力への影響

水平1方向に地震力が作用する場合と水平2方向に地震力が作用する場合のボルトへの引張力の違いを考察する。なお、簡単のため機器の振動による影響は考えないこととする。

(1) 水平1方向に地震力が作用する場合

第7-1図のようにX方向に震度 C_X が与えられる場合を考慮する。



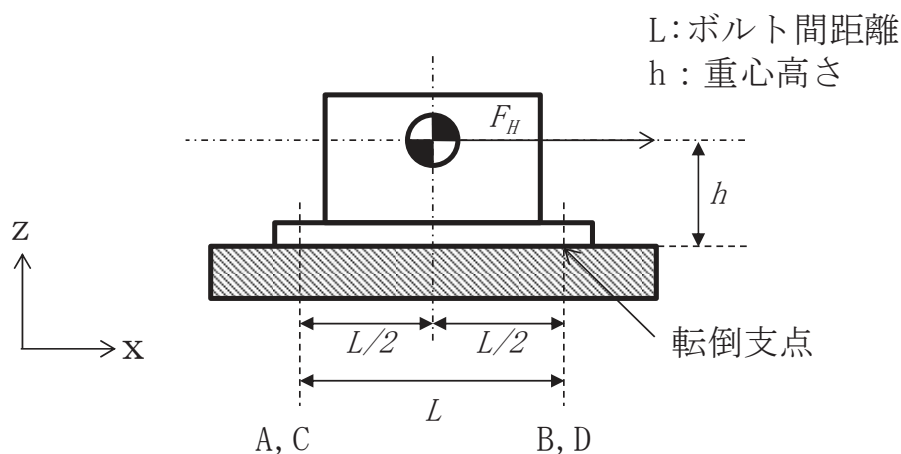
第7-1図 水平1方向の地震力による応答（概要）

この場合、対象としている系の重心に作用する水平方向の力 F_H は

$$F_H = mg C_X \quad (\text{式1})$$

と表せ、 F_H によりボルトBとボルトDの中心を結んだ軸を中心に転倒モーメントを生じる。この転倒モーメントはボルトA、Cにより負担される。

このとき、系の重心に生じる力は、第7-2図に示すとおりである。



第7-2 図 水平1方向の地震力による力

機器が転倒を起こさない場合、転倒支点まわりの転倒モーメントとボルトからの反力が釣り合うため、水平方向地震動によりボルトに発生する全引張力 F_b は

$$F_b = \frac{1}{L} (mg C_x h) \quad (\text{式 2})$$

となる。

ボルトに掛かる引張応力 σ_b は全引張力を断面積 A のボルト n 本で受けると考え、

$$\sigma_b = \frac{F_b}{n A} \quad (\text{式 3})$$

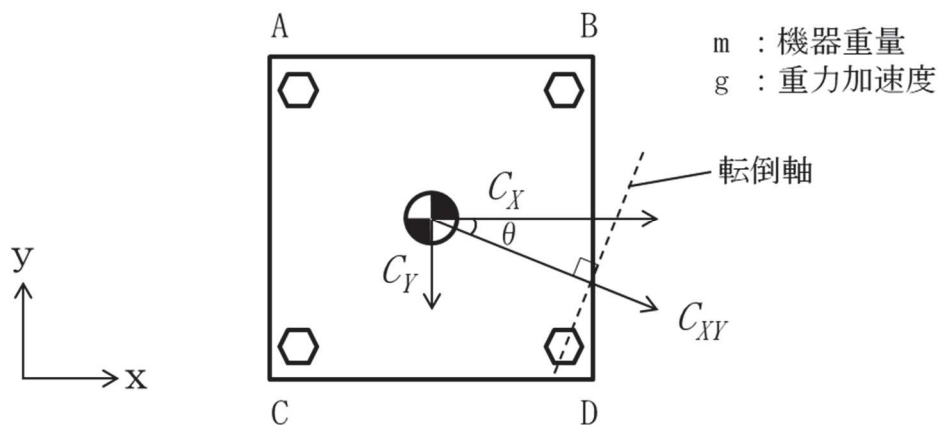
である。水平1方向地震力を考慮する場合、ボルト A, C で全引張力を負担することから、 $n = 2$ であり、ボルトに掛かる引張応力 σ_b は

$$\sigma_b = \frac{F_b}{2 A} = \frac{mg C_x h}{2 A L} \quad (\text{式 4})$$

となる。

(2) 水平2方向に地震力が作用する場合

第7-3 図のように X 方向と Y 方向にそれぞれ震度 C_x, C_y が作用する場合を考慮する。なお、本検討においては、X 方向と Y 方向に同時に最大震度が発生する可能性は低いと考え、X 方向の震度と Y 方向の震度を $1 : 0.4$ ($0.4 C_x = C_y$) と仮定する。



第7-3 図 水平2方向の地震力による応答 (概要)

この時、 $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{C_Y}{C_X}\right) = \tan^{-1}(0.4)$ であることから、水平方向の震度 C_{XY} は

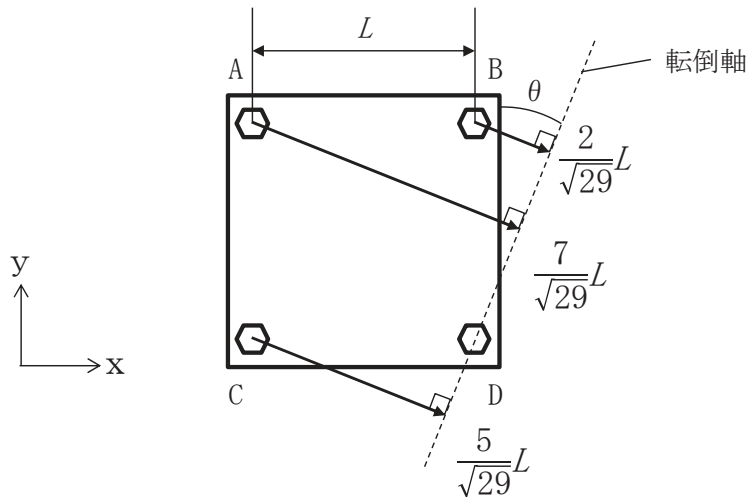
$$\begin{aligned}
 C_{XY} &= C_X \cos \theta + C_Y \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \\
 &= \frac{5}{\sqrt{29}} C_X + 0.4 \times \frac{2}{\sqrt{29}} C_X \\
 &= \frac{5.8}{\sqrt{29}} C_X \qquad \text{(式5)}
 \end{aligned}$$

と表すことができる。この時、対象としている系の重心に作用する水平方向の力 F_H は

$$F_H = m g C_{XY} = m g \frac{5.8}{\sqrt{29}} C_X \qquad \text{(式6)}$$

となる。この F_H により、転倒軸を中心に転倒モーメントが生じ、ボルト A, B, C により負担される。

水平2方向の地震力を受けた場合、各ボルトにかかる引張力を F_A, F_B, F_C とし、第7-4 図に示すようにボルト D の中心を通り水平方向の震度 C_{XY} と直交する直線を転倒軸とすると、



第 7-4 図 対角方向に応答する場合の転倒軸からの距離

ボルト A, B, C に発生する引張力は転倒軸からの距離に比例するため、

$$F_A : F_B : F_C = 7 : 2 : 5$$

であり、転倒軸周りのボルトの軸力により発生するモーメント M は、

$$\begin{aligned} M &= \frac{7}{\sqrt{29}} L F_A + \frac{2}{\sqrt{29}} L F_B + \frac{5}{\sqrt{29}} L F_C \\ &= \frac{7}{\sqrt{29}} L \times F_A + \frac{2}{\sqrt{29}} L \times \frac{2}{7} F_A + \frac{5}{\sqrt{29}} L \times \frac{5}{7} F_A \\ &= \frac{78}{7\sqrt{29}} L F_A \quad (\text{式 7}) \end{aligned}$$

である。

転倒しない場合、ボルトの軸力により発生する転倒軸周りのモーメントと、水平方向地震力によるモーメントが釣り合っているので、(式 6) 及び (式 7) より、

$$mgC_{XY} h = \frac{78}{7\sqrt{29}} L F_A \quad (\text{式 8})$$

であり、引張力 F_A は以下のとおりとなる。

$$F_A = \frac{7\sqrt{29}}{78L} mgC_{XY} h \quad (\text{式 9})$$

以上より、最も発生応力の大きいボルト A に発生する応力 σ_b' は

$$\sigma_b' = \frac{F_A}{A} = \frac{7\sqrt{29}}{78AL} mgC_{XY} h \quad (\text{式 1 0})$$

であり、(式 4) (式 5) 及び (式 1 0) より

$$\begin{aligned} \sigma_b' &= \frac{F_A}{A} = \frac{7\sqrt{29}}{78AL} \times \frac{5.8}{\sqrt{29}} mgC_X h \\ &= \frac{7 \times 5.8}{39} \times \frac{mgC_X h}{2AL} \\ &= \frac{40.6}{39} \times \sigma_b \\ &\cong 1.04 \sigma_b \end{aligned} \quad (\text{式 1 1})$$

となる。

したがって、水平 2 方向地震を考慮した場合、ボルトに発生する引張応力は増加するが、その影響は軽微である。

7.3 せん断応力への影響

せん断力は全基礎ボルト断面で負担するが、全ボルトに対するせん断力 Q_b は、

$$Q_b = F_H \quad (\text{式 1 2})$$

であり、せん断応力 τ_b は断面積 A のボルト全本数 n でせん断力 Q_b を受けるため、

$$\tau_b = \frac{Q_b}{nA} \quad (\text{式 1 3})$$

となる。

水平 1 方向の地震力を考慮した場合のせん断力 Q_b 及び水平 2 方向の地震力を考慮した場合のせん断力 Q_b' は (式 1) 及び (式 5) より

$$Q_b = mgC_X \quad (\text{式 1 4})$$

$$\begin{aligned} Q_b' &= mgC_{XY} \\ &= \frac{5.8}{\sqrt{29}} mgC_X \\ &\cong 1.08 mgC_X \end{aligned} \quad (\text{式 1 5})$$

となる。水平1方向及び水平2方向地震時に断面積 A 及びボルト全本数 n は変わらないため、水平2方向地震を考慮した場合、ボルトに発生するせん断応力は増加するが、その影響は軽微である。

8 水平2方向同時加振の影響評価について（電気盤）

8.1 はじめに

本項は、電気盤に取り付けられている器具に対する水平2方向入力の影響をまとめたものである。

8.2 水平2方向加振の影響について

電気盤に取り付けられている器具については、1次元的な接点のON-OFFに関わる比較的単純な構造をしている。加えて、基本的にはすべて梁、扉等の強度部材に強固に固定されているため、器具の非線形応答もなく、水平2方向の加振に対しては独立に扱うことで問題ないものとする。さらに器具の誤動作モードは、水平1方向を起因としたモードであるため、水平2方向加振による影響は軽微であるとする。

次項より、メタクラ取付器具を代表とし、器具の構造から検討した結果をまとめる。

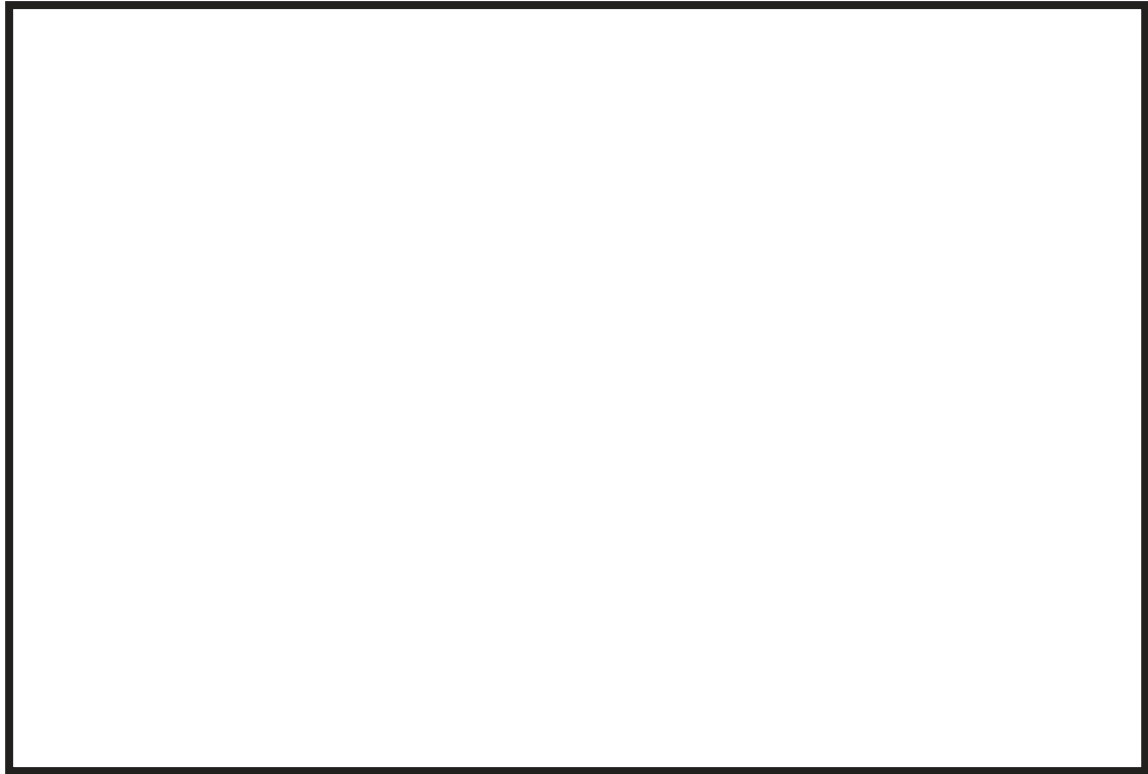
なお、これら以外の器具については、今後の詳細検討において構造・型式等の観点から網羅的に整理し、影響が軽微であることを確認することとする。

8.2.1 補助リレー

(1) 構造，作動機構の概要

第8-1図に補助リレーの構造及び作動機構を示す。補助リレーはコイルに通電されることにより生じる電磁力でアーマチュア部を動作させ、接点の開閉を行うものである。

補助リレーのうち、固定鉄心、固定接点（A，B接点）はいずれも強固に固定されており、可動接点は左右方向にのみ動くことのできる構造になっている。



第8-1 図 補助リレー構造図

(2) 水平 2 方向地震力に対する影響検討

第 8-1 図から，器具の誤動作モードとして以下が考えられる。

- ・地震力で可動接点が振動することにより，接点が誤接触，又は誤開放（左右方向）

ただし，補助リレーは取付部をボルト固定していること，また，器具の可動部は左右方向にのみ振動することから，誤動作に至る事象に多次元的な影響はないと考えられる。

(3) 機能確認済加速度

参考として，発生加速度と補助リレーの既往試験での確認済加速度を第8-1表に示す。

第 8-1 表 補助リレーの発生加速度及び機能確認済加速度

方向	水平 ^{※1} (前後・左右)	上下
発生加速度 (G) ^{※2}	1. 61	1. 26
確認済加速度 (G)		

※1：発生加速度は前後及び左右方向の最大値，確認済加速度は前後及び左右方向の最小値を記載

※2：原子炉建屋 0. P. 22, 500 基準地震動 S_s（暫定値）

本資料のうち，枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

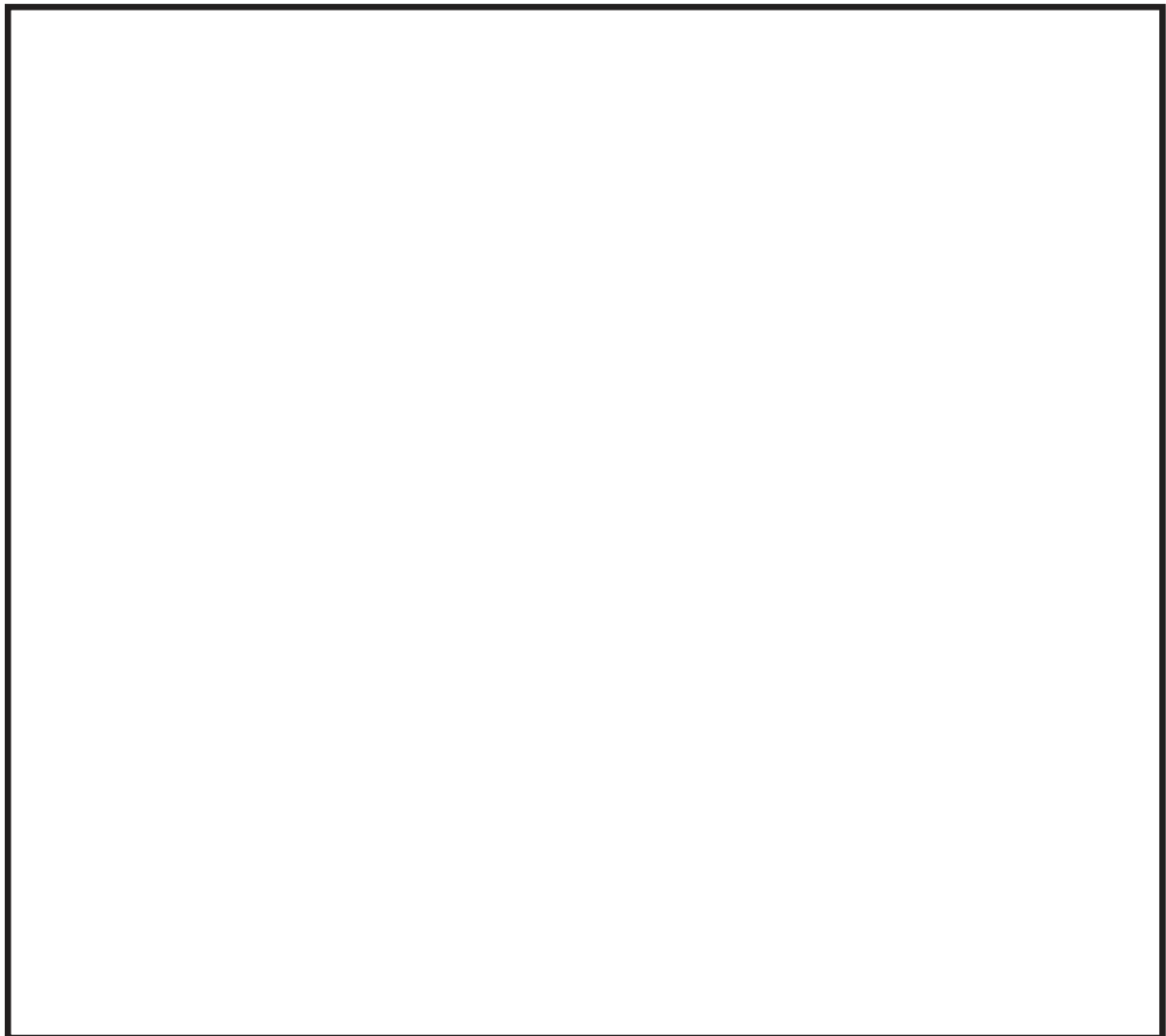
8.2.2 配線用遮断器（MCCB）

(1) 構造，作動機構の概要

第8-2 図にMCCBの構造及び作動機構を示す。配線用遮断器には熱動電磁式と完全電磁式がある。下記に代表して熱動電磁式の動作原理と内部構造を示す。

熱動電磁式は，過電流が流れるとバイメタルが湾曲し，トリップ桿によりラッチの掛け合いが外れ，キャッチがバネにより回転し，リンクに連結された可動接点が作動し回路を遮断する。

また，短絡電流等の大電流が流れた場合は，固定鉄心の電磁力で可動鉄心が吸引されトリップ桿が作動し，以降は上述と同じ動作により回路を遮断する。



第8-2 図 MCCB（熱動電磁式）構造図

本資料のうち，枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

(2) 水平2方向地震力に対する影響検討

第8-2 図から、器具の誤動作モードとして以下が考えられる。

- ・ハンドルが逆方向へ動作する（上下方向）
- ・可動接点が誤開放又は誤接触し、トリップする（前後方向）
- ・トリップ桿が上下方向へ振動し、トリップする（上下方向）
- ・可動鉄心の振動によりトリップ桿を押し上げる（前後方向）
- ・バイメタルの振動によりトリップ桿を押し上げる（上下方向）

上記より、MCCBの誤動作として2方向の振動の影響が考えられる。ただし、上下方向の誤動作（ハンドル、トリップ桿及びバイメタル）と前後方向の誤動作（可動接点、可動鉄心）であることから、水平2方向の影響はないと考えられる。

(3) 機能確認済加速度

参考として、発生加速度とMCCBの既往試験での確認済加速度を第8-2表に示す。

第8-2表 MCCBの発生加速度及び機能確認済加速度

方向	水平 ^{※1} (前後・左右)	上下
発生加速度(G) ^{※2}	1.61	1.26
確認済加速度(G)		

※1：発生加速度は前後及び左右方向の最大値、確認済加速度は前後及び左右方向の最小値を記載

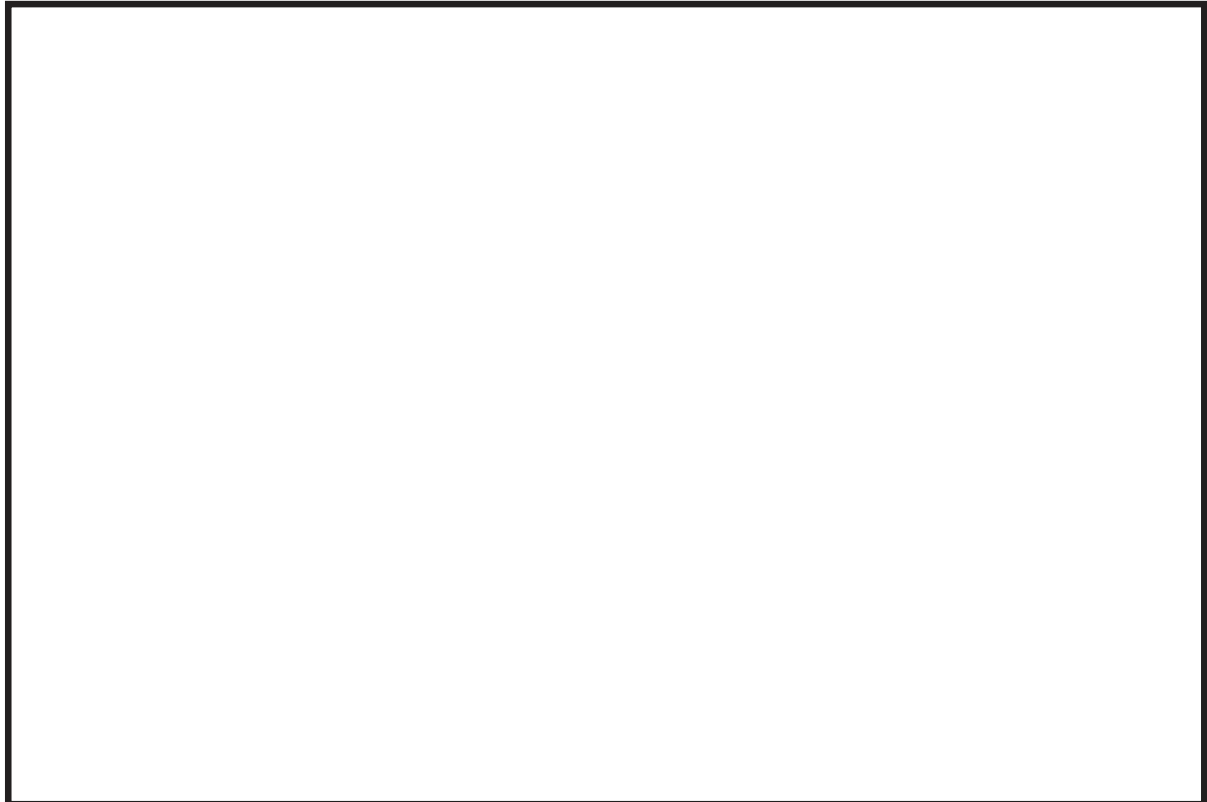
※2：原子炉建屋 0.P.22,500 基準地震動S_s（暫定値）

8.2.3 過電流リレー（保護リレー）

(1) 構造、作動機構の概要

第8-3 図に過電流リレー（保護リレー）の構造を示す。過電流リレーに用いているデジタル型リレー（誘導円板型リレーは使用しない）では、入力電流をデジタル信号に変換後、演算処理回路で動作判定して設定値を超過すると補助リレーが励磁され接点が閉となる。なお、過電流リレーはボルトにて、盤の扉面に強固に取り付けられている。

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。



第 8-3 図 過電流リレー構造図

(2) 水平 2 方向地震力に対する影響検討

第8-3 図から，器具の誤動作モードとして以下が考えられる。

- ・可動接点が振動により誤接触又は誤開放する（前後方向）

過電流リレーは盤に強固に固定されていること，器具の可動部は1方向（前後 方向）にのみ振動することから，誤動作にいたる事象に水平2方向地震力の影響はないと考えられる。

(3) 機能確認済加速度

参考として，発生加速度と過電流リレーの既往試験での確認済加速度を第8-3表に示す。

第8-3表 過電流リレーの発生加速度及び機能確認済加速度

方向	水平 ^{※1} (前後・左右)	上下
発生加速度(G) ^{※2}	1.61	1.26
確認済加速度(G)		

※1：発生加速度は前後及び左右方向の最大値，確認済加速度は前後及び左右方向の最小値を記載

※2：原子炉建屋 0.P. 22, 500 基準地震動 S_s（暫定値）

本資料のうち，枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出に関する補足説明

1. はじめに

本資料は、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の適切な組合せに関する検討において、荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出について、部材の特性から影響を考慮しないとした部位について、抽出根拠が明確になるよう、代表的な建屋について、対象部位の図面を示すものである。

対象部位の図面を示す建屋として、原子炉建屋を代表として示す。

2. 荷重の組合せによる応答特性が想定される部位の抽出に関する補足説明

2-1. 原子炉建屋

原子炉建屋の断面図を第 2-1-1 図に、伏図を第 2-1-2 図及び第 2-1-3 図に示す。

なお、平面図については 2 階 (O.P. 22.5m) 並びに上部構造のクレーン取付階伏図 (O.P. 41.2m) を代表として示す。

a. 柱

独立した隅柱は直交する地震荷重が同時に作用するが、第 2-1-2 図及び第 2-1-3 図に示すとおり、原子炉建屋の隅柱は耐震壁付きの隅柱であり直交する水平 2 方向の荷重による影響は小さい。

b. 梁

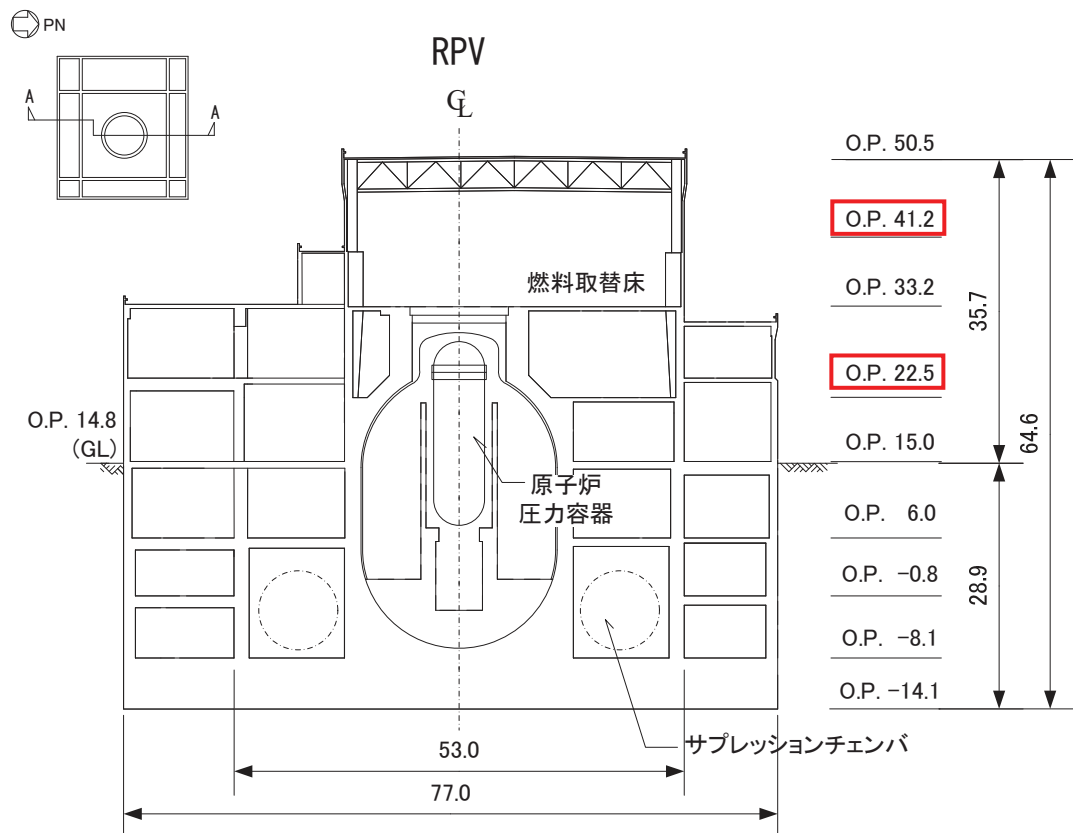
梁については、1 方向のみ荷重を負担することが基本であり、また第 2-1-2 図及び第 2-1-3 図に示すとおり原子炉建屋の梁は床及び壁に拘束されているため、面外荷重負担による影響は小さい。

c. 壁

壁については、1 方向のみ荷重を負担することが基本であり、また、第 2-1-2 図及び第 2-1-3 図に示すとおり原子炉建屋の耐震壁は直交方向に釣り合いよく配置されているため、直交する水平 2 方向の荷重による影響は小さい。

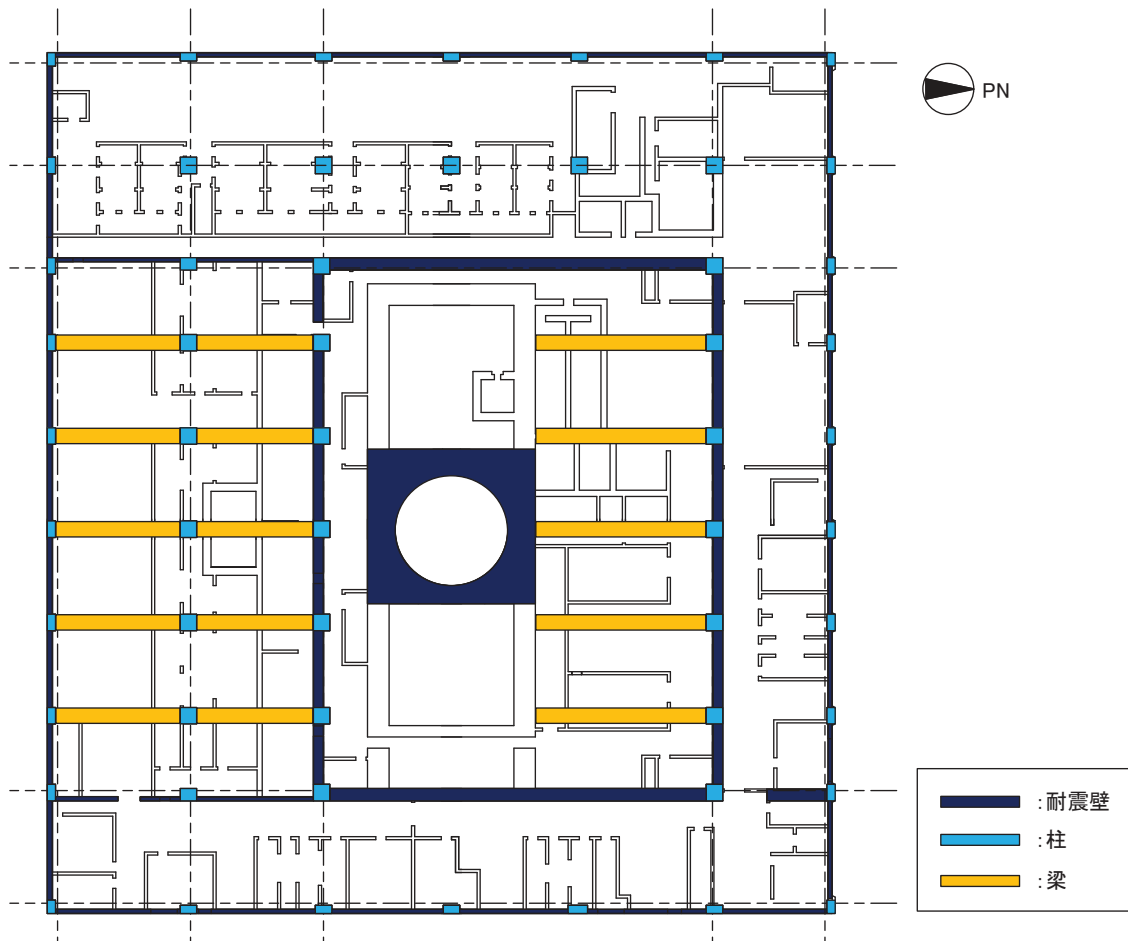
d. 床及び屋根

床及び屋根については、第 2-1-2 図及び第 2-1-3 図に示すとおり四辺を壁及び梁で拘束されているため、水平方向に変形しにくい構造となっており、水平地震力の影響は小さい。

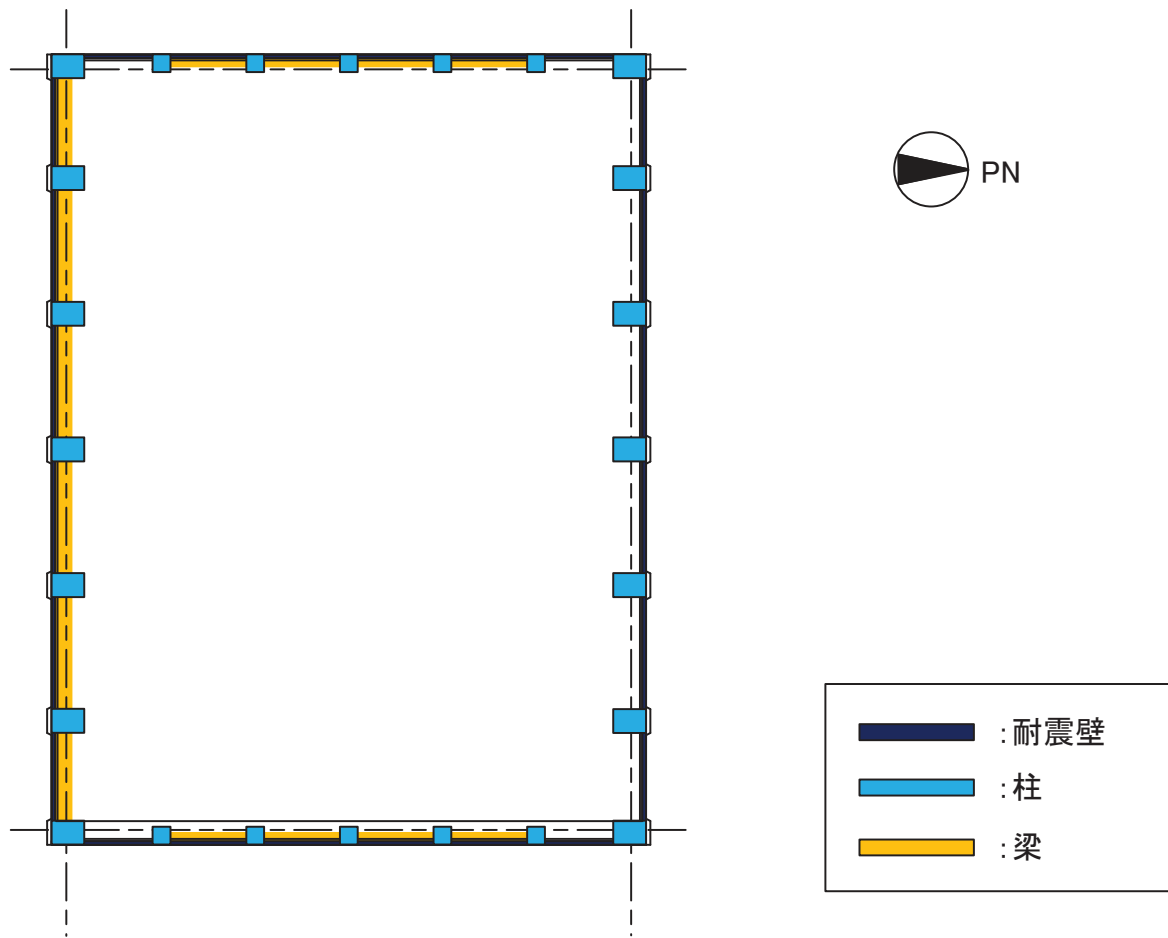


O.P. 41.2 赤枠内の平面図を示す

第 2-1-1 図 原子炉建屋断面図 (単位 : m)



第2-1-2 図 原子炉建屋 2 階伏図 (0.P.22.5) (単位 : m)



第2-1-3 図 原子炉建屋 クレーン取付階伏図 (0.P. 41.2) (単位 : m)

水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに対する梁の力学的特性

1. はじめに

本資料は、水平 2 方向及び鉛直方向の適切な組合せに対する評価対象部位として梁（一般部・鉄骨トラス）を抽出しない理由について、梁の力学的特性を補足説明するものである。

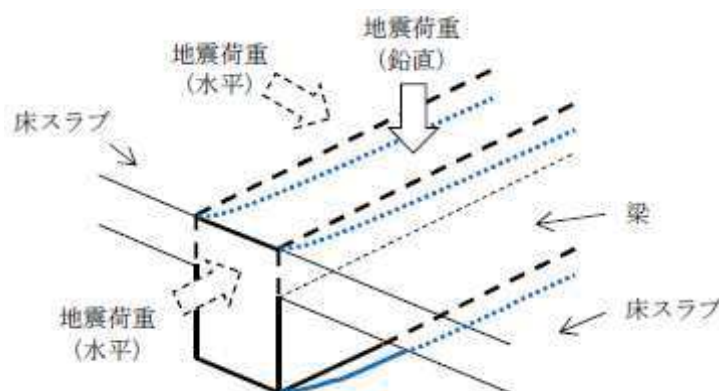
2. 梁の力学的特性

(1) 梁（一般部）

鉛直方向の地震荷重に対して設計されており、直交する水平方向の地震荷重に対しては床スラブで拘束されているため、梁には大きな応力は生じない。地震荷重に対する梁の力学的特性を第 2-1 図に示す。

(2) 鉄骨トラス

鉛直方向の地震荷重に対して設計されており、直交する水平方向の地震荷重に対しては床スラブやつなぎばりで拘束されているため、鉄骨トラスには大きな応力は生じない。



第 2-1 図 地震荷重に対する梁の力学的特性

3. まとめ

梁は直交方向の地震力に対しては有効となる直交部材が存在することから、「荷重の組合せによる応答特性が想定される部位」として抽出しない。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価に用いる 模擬地震波等の作成方針

1. はじめに

応答スペクトルに基づく地震動として策定された基準地震動 S_s -D1~D3, 断層モデルを用いた地震動として策定された基準地震動 S_s -F1~F3 及び「震源を特定せず策定する地震動」として策定された基準地震動 S_s -N1 については, 水平方向の地震動に方向性がないことから, 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の同時入力による影響検討を行う場合, 水平 2 方向のうち 1 方向について模擬地震波等を作成し入力する方法が考えられる。本資料は, 基準地震動 S_s の水平方向に組み合わせる地震動の作成方針を示すものである。

2. 基準地震動 S_s の水平方向に組み合わせる地震動の作成方針

応答スペクトルに基づく地震動として策定された基準地震動 S_s -D1~D3, 断層モデルを用いた地震動として策定された基準地震動 S_s -F1~F3 及び「震源を特定せず策定する地震動」として策定された基準地震動 S_s -N1 の水平方向に組み合わせる地震動を以下に示す方針によって作成する。

(1) 敷地で得られた観測記録による確認

自由地盤観測点 (O. P. -8.6m) における, 2011 年東北地方太平洋沖地震 (以下, 3.11 地震), 2011 年 4 月 7 日の宮城県沖の地震 (以下, 4.7 地震) の観測記録から, 当該サイトにおいて, 水平 2 方向の地震波で位相差が生じる傾向を確認した。確認の方法として, 基準地震動 S_s -D1 を同時に水平 2 方向に入力した場合のオービット (第 2-1 図) と, 観測記録の水平 2 方向のオービット (第 2-2 図及び第 2-3 図) との比較を行った。第 2-1 図から, 全く同じ地震動を同時に水平 2 方向に入力した場合, オービットは現実的に考えにくい 45° 方向に直線的な軌跡を示す。一方, 第 2-2 図及び第 2-3 図より観測記録ではオービットは位相差によって生じるランダムな軌跡を示すことを確認した。

(2) 各基準地震動水平方向に組み合わせる地震動の作成方針

a. 応答スペクトルに基づく基準地震動に組み合わせる地震動

応答スペクトルに基づく基準地震動 S_s -D1~D3 は, 位相角を一様乱数とした正弦波を重ね合わせ, 目標とする応答スペクトルに適合するように模擬地震波を作成している。そこで, 組み合わせる地震動は, 同一の方法で作成した位相の異なる模擬地震波とする。

b. 断層モデルに基づく基準地震動に組み合わせる地震動

断層モデルに基づく基準地震動 Ss-F1, Ss-F2 は 3.11 地震, Ss-F3 は 4.7 地震の敷地における観測記録とシミュレーション解析との整合性が確認されている断層モデルに不確かさを考慮して, 統計的グリーン関数法により評価された地震動である。また, シミュレーション結果を踏まえ放射特性を一定値としているため, 水平方向の地震動に方向性がない。

波形合成にあたっては, 要素地震の位相特性を一様乱数として与えていることから, 組み合わせる地震動は同一の方法で作成した位相の異なる地震動とする。

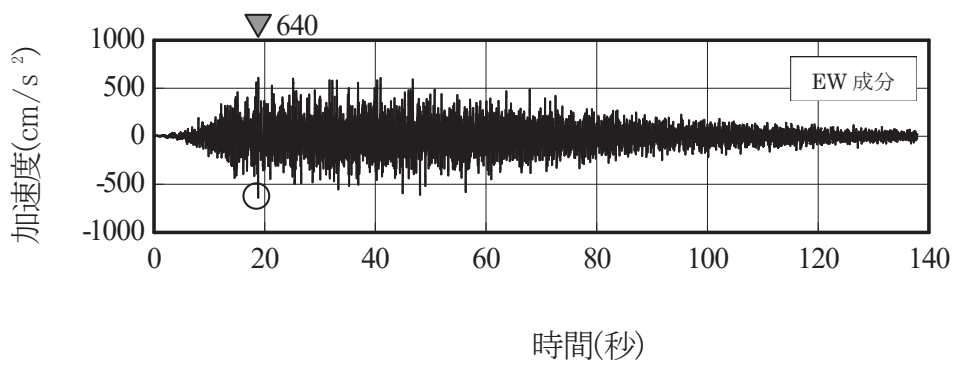
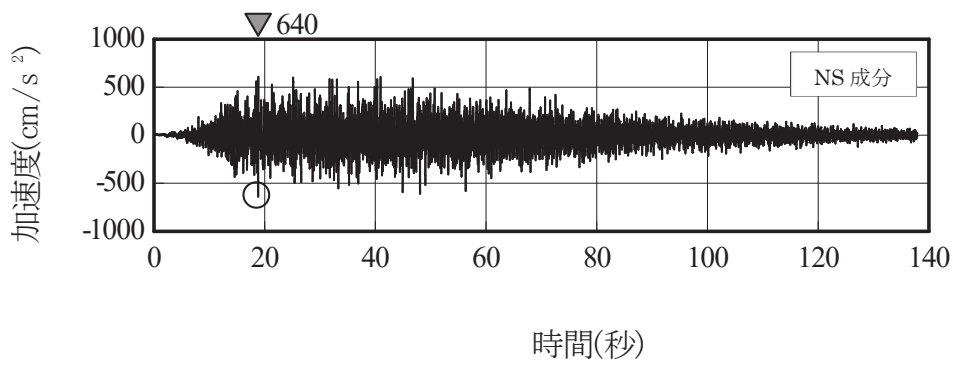
c. 「震源を特定せず策定する地震動」に組み合わせる地震動

基準地震動 Ss-N1 は「震源を特定せず策定する地震動」として, 2004 年北海道留萌支庁南部地震の観測記録より策定された地震動である。基準地震動 Ss-N1 における水平方向の地震動は, 観測記録から推定される解放基盤表面相当位置の地震動に基づき作成されている。そこで, 組み合わせる地震動は, 基準地震動 Ss-N1 の作成方法と同一の方法で, 基準地震動 Ss-N1 で用いた観測記録と水平方向に直交する観測記録から作成する。

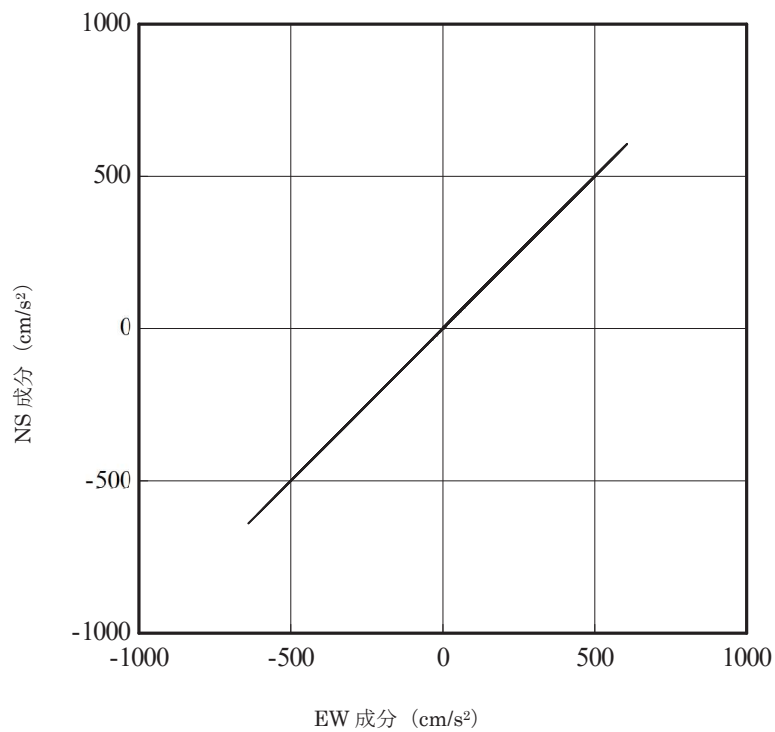
3. 位相特性の異なる模擬地震波の作成例

Ss-D1及びSs-D1と位相特性の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形及びそれぞれの地震波を2方向入力した場合のオービットを第3-1図に示す。

第3-1図に示すように, Ss-D1と新たに作成したSs-D1と位相特性の異なる模擬地震波のオービットは偏りが無い。

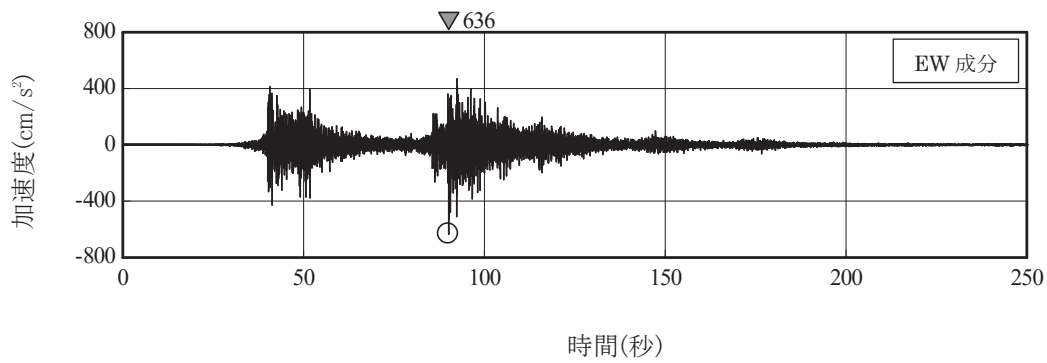
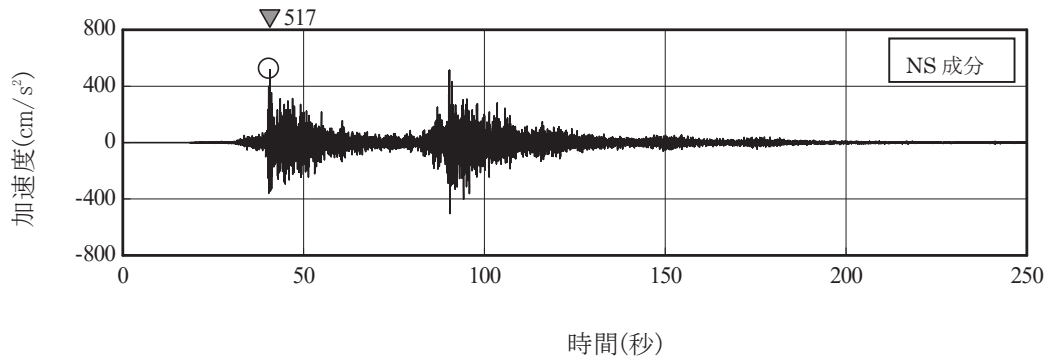


(a) 加速度時刻歴波形

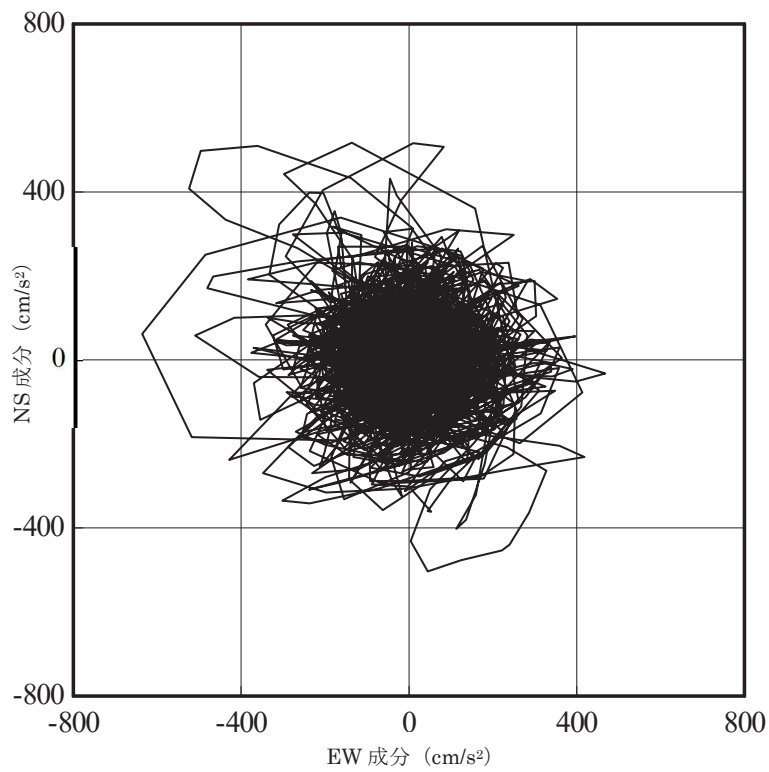


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

第2-1図 基準地震動Ss-D1

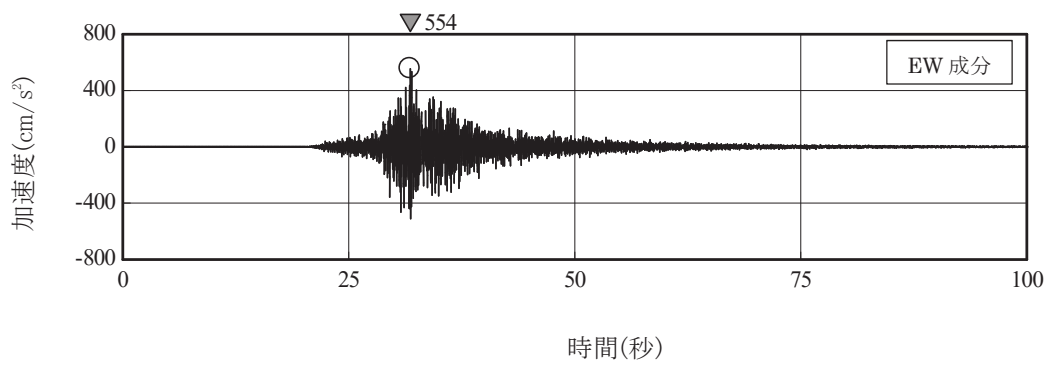
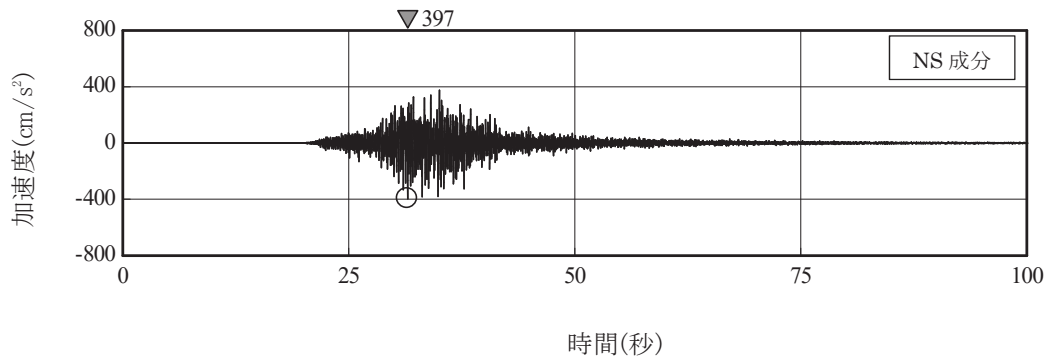


(a) 加速度時刻歴波形

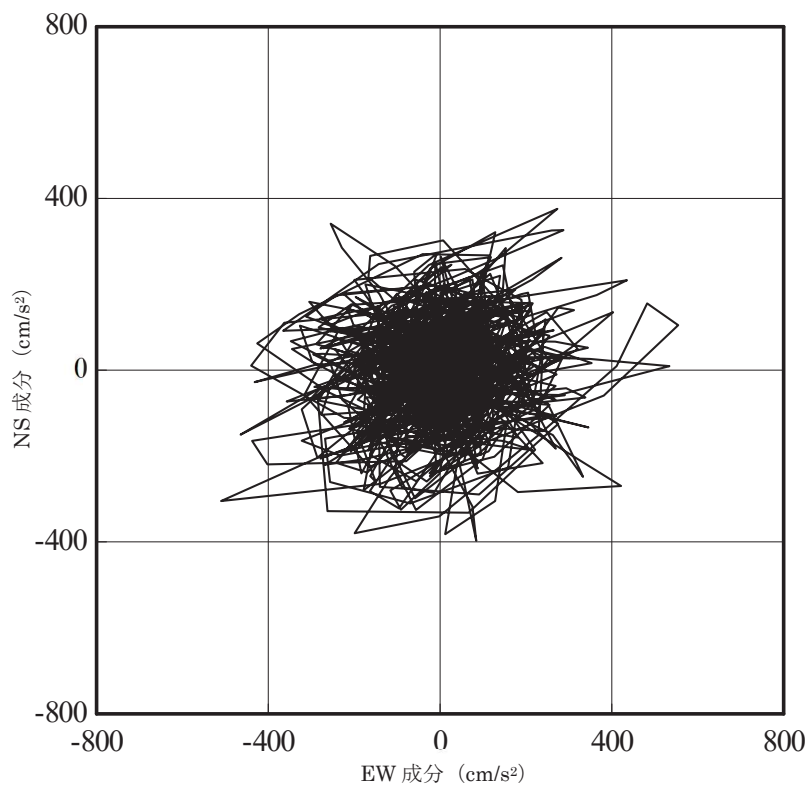


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

第2-2図 2011年東北地方太平洋沖地震観測記録 (自由地盤観測点 O.P. -8.6m)

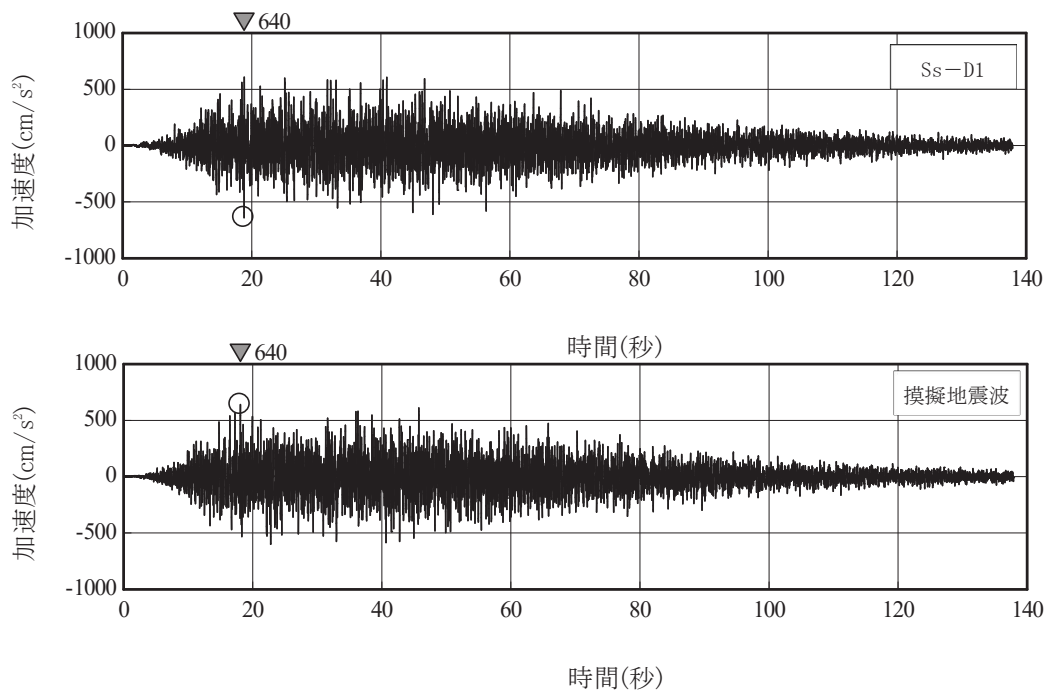


(a) 加速度時刻歴波形

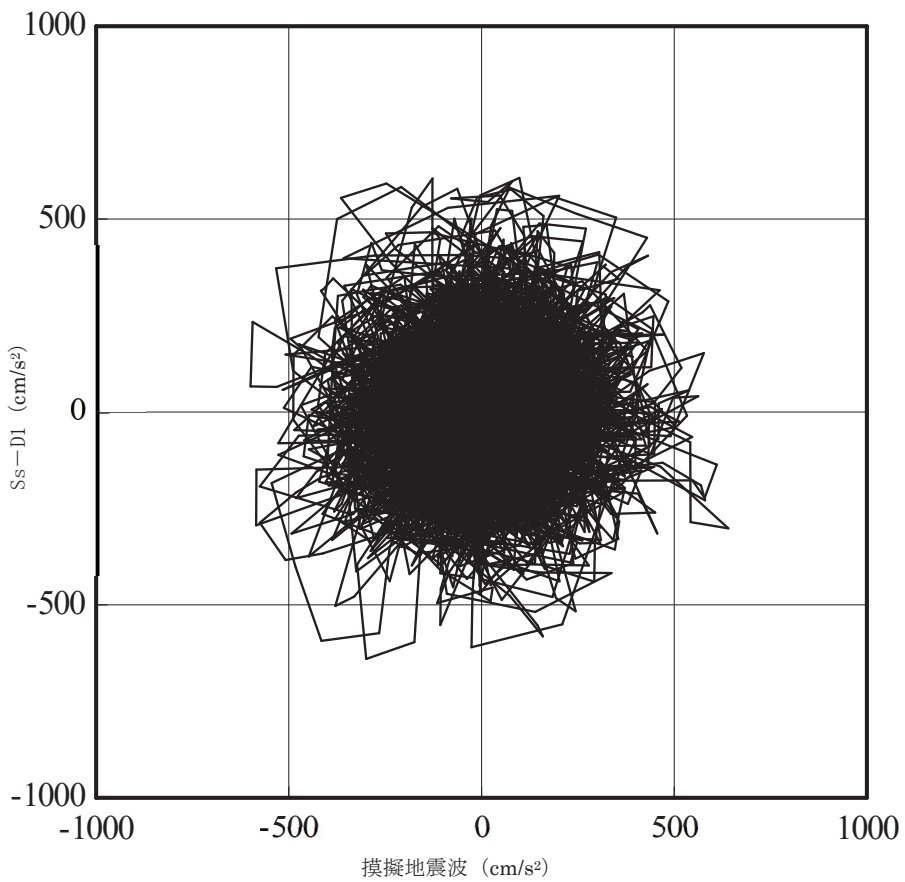


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

第2-3図 2011年4月7日の宮城県沖の地震観測記録 (自由地盤観測点 O.P. -8.6m)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 水平2方向の加速度成分のオービット
第3-1図 基準地震動Ss-D1

女川原子力発電所 2 号炉

原子炉本体の基礎の復元力特性について

目次

1	はじめに	1
2	RPV ペデスタルの設計概要	2
2.1	RPV ペデスタルの構造	2
2.2	RPV ペデスタルの設計フロー及び今回工認の変更点	5
2.3	地震応答解析	6
2.4	RPV ペデスタルの構造強度評価	7
3	詳細化の目的と効果	8
3.1	詳細化の目的	8
3.2	詳細化の効果	10
4	詳細化の検討方針	13
4.1	概要	13
4.2	今回工認の検討範囲	15
4.3	スケルトンカーブの評価方針	16
4.4	妥当性確認が必要な評価上の仮定	23
4.5	妥当性の確認方針	23
5	復元力特性の設定方法	24
5.1	SC 規程を参考にした設定方針	24
5.1.1	RPV ペデスタルの復元力特性の設定方針	24
5.1.2	RPV ペデスタルの復元力特性の検討手順	25
5.2	RPV ペデスタルの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項	26
5.3	スケルトンカーブの設定方法	27
5.3.1	地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化	27
5.3.2	曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	33
5.3.3	せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法	42
5.4	構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性	50
5.4.1	妥当性の確認対象	50
5.4.2	確認方法	51
5.4.3	確認結果	53
6	スケルトンカーブの作成	56
7	履歴特性の設定	65
7.1	検討目的	65
7.2	検討方法	65
7.3	検討ケース	65
7.4	検討結果	67
7.5	女川原子力発電所 2 号炉への適用性	68

8	まとめ	68
9	参考文献	69

添付資料-1：地震応答解析モデルにおける RPV ペDESTALの減衰定数

添付資料-2：SC 規程を参考にした RPV ペDESTALのスケルトンカーブ導出過程

添付資料-3：SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の
荷重-変形特性の作成方法

添付資料-4：既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

添付資料-5：復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定

添付資料-6：コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTALの支持性能

添付資料-7：RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

添付資料-8：スケルトンカーブの近似方法

添付資料-9：RPV ペDESTAL復元力特性の直線近似の影響検討

添付資料-10：コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

添付資料-11：地震応答解析における RPV ペDESTAL下部の扱いについて

参考資料-1：試験体，ABWR プラント及び女川 2 号炉における構造特徴を反映した評価
式（せん断）の比較

参考資料-2：隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

1 はじめに

女川原子力発電所2号炉の原子炉本体の基礎（以下「RPV ペデスタル」という。）は、鋼板とコンクリートで構成されており、構造強度上は、鋼板によって地震等の荷重に耐える鋼構造として設計している。コンクリートは構造強度部材として期待していないものの、万が一の配慮として、終局耐力の向上を目的として充填している。

一方で、地震時の振動特性を考慮するとコンクリートは無視できないものがあり、RPV ペデスタルの地震応答解析モデルとしては、コンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

地震応答解析は、原子炉建屋とRPV ペデスタルを連成させて行っている。女川原子力発電所2号炉の建設時工認（以下「既工認」という。）で用いた基準地震動のレベルにおいては、原子炉建屋は非線形領域付近であったため非線形特性、RPV ペデスタルはおおむね線形領域に収まっていたことから、剛性一定の線形特性と仮定していた。

しかしながら、今回工認では基準地震動のレベルが増大し、RPV ペデスタルの地震応答が線形領域を超えることから、適正な地震応答に基づく評価を行うために、原子炉建屋の地震応答解析モデルだけでなく、RPV ペデスタルにもコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用することとしている。

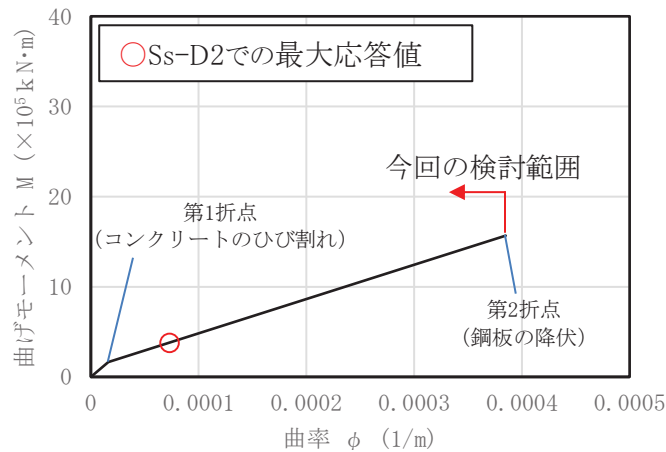
非線形解析モデルの評価は、鉄筋コンクリートの評価手法として実績のある手法に加え、鋼板とコンクリートの複合構造としての特徴に留意した既往の知見⁽¹⁾を参考にして行い、実物のRPV ペデスタルを模擬した試験体による加力試験結果⁽²⁾を用いてその妥当性を確認するものとする。

構造強度設計は、今回工認においても既工認と同様に、鋼板のみで地震等の荷重に耐える設計とする。なお、基準地震動 S_s によるRPV ペデスタルの応答は鋼板の降伏点に対して大きな余裕を有する範囲にとどまる。

第1-1表 RPV ペデスタルの耐震評価条件に関する比較

	既工認	今回工認
地震応答解析	原子炉建屋と連成してモデル化	同左
	剛性は鋼板及びコンクリートをともに考慮	同左
	線形解析	非線形解析*
構造強度評価	鋼構造として、鋼板のみで耐えるよう設計	同左

*：コンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮（鋼板は降伏に至らない範囲で設定）



第 1-1 図 今回工認の基準地震動 Ss に対する RPV ペDESTAL の地震応答の例

2 RPV ペDESTAL の設計概要

2.1 RPV ペDESTAL の構造

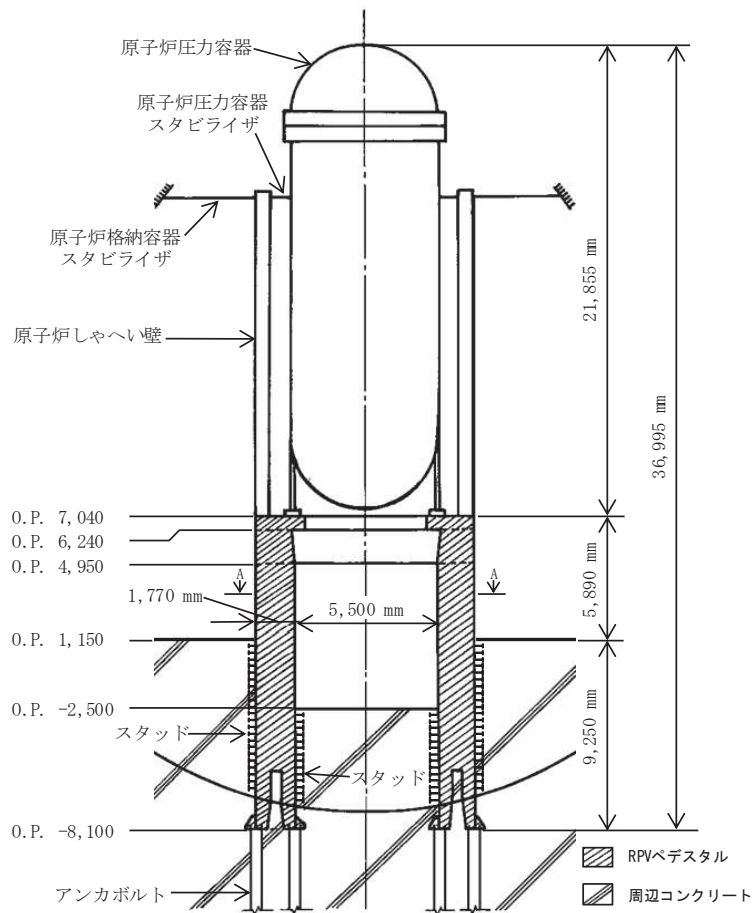
RPV ペDESTAL は、原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁を支持する円筒状の構造物である。第 2.1-1 図に RPV ペDESTAL の構造概要図を示す。

RPV ペDESTAL は、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状の縦リブ鋼板（隔壁）で構成され、内部にコンクリートを充填している*。

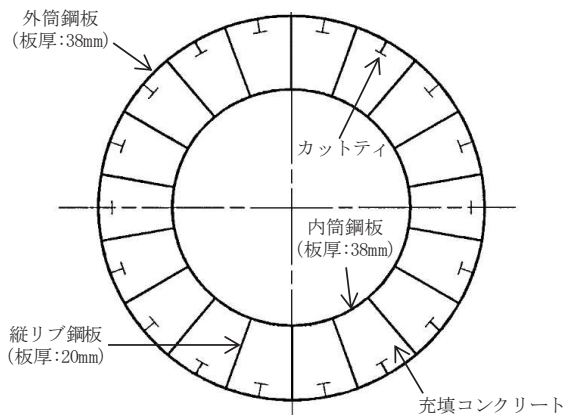
RPV ペDESTAL には、制御棒駆動水圧系配管の貫通部（以下「CRD 開口」という。）及び制御棒駆動機構の搬出入のための開口（以下「CRD 搬出入口」という。）等の開口部があり、RPV ペDESTAL の上部には CRD 開口の補強のための水平鋼板が設置されている。また、内筒鋼板、外筒鋼板の補強のため、各部に水平リブ及びカットティが設置されている。RPV ペDESTAL の下端はアンカボルトによって原子炉建屋基礎版に定着されている。さらに RPV ペDESTAL の下部は、コンクリートに埋没されており、内筒鋼板及び外筒鋼板に取り付けたスタッドにより、原子炉格納容器底部の周辺コンクリートと強固に固定している。

第 2.1-2 図に RPV ペDESTAL の構造詳細図を示す。

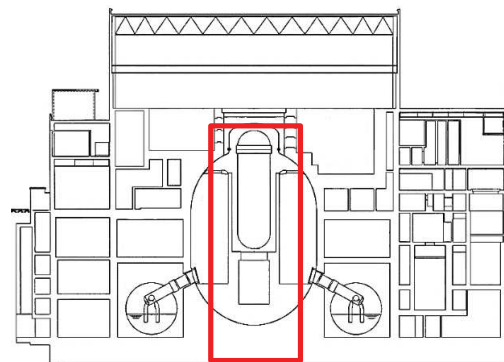
*:RPV ペDESTAL は、当社 BWR プラントの初期では鉄筋コンクリート構造とされていたが、女川原子力発電所 2 号炉においては、施工性改善の観点から、内外の円筒鋼板の間にコンクリートを充填した構造を採用している。



赤枠部拡大図

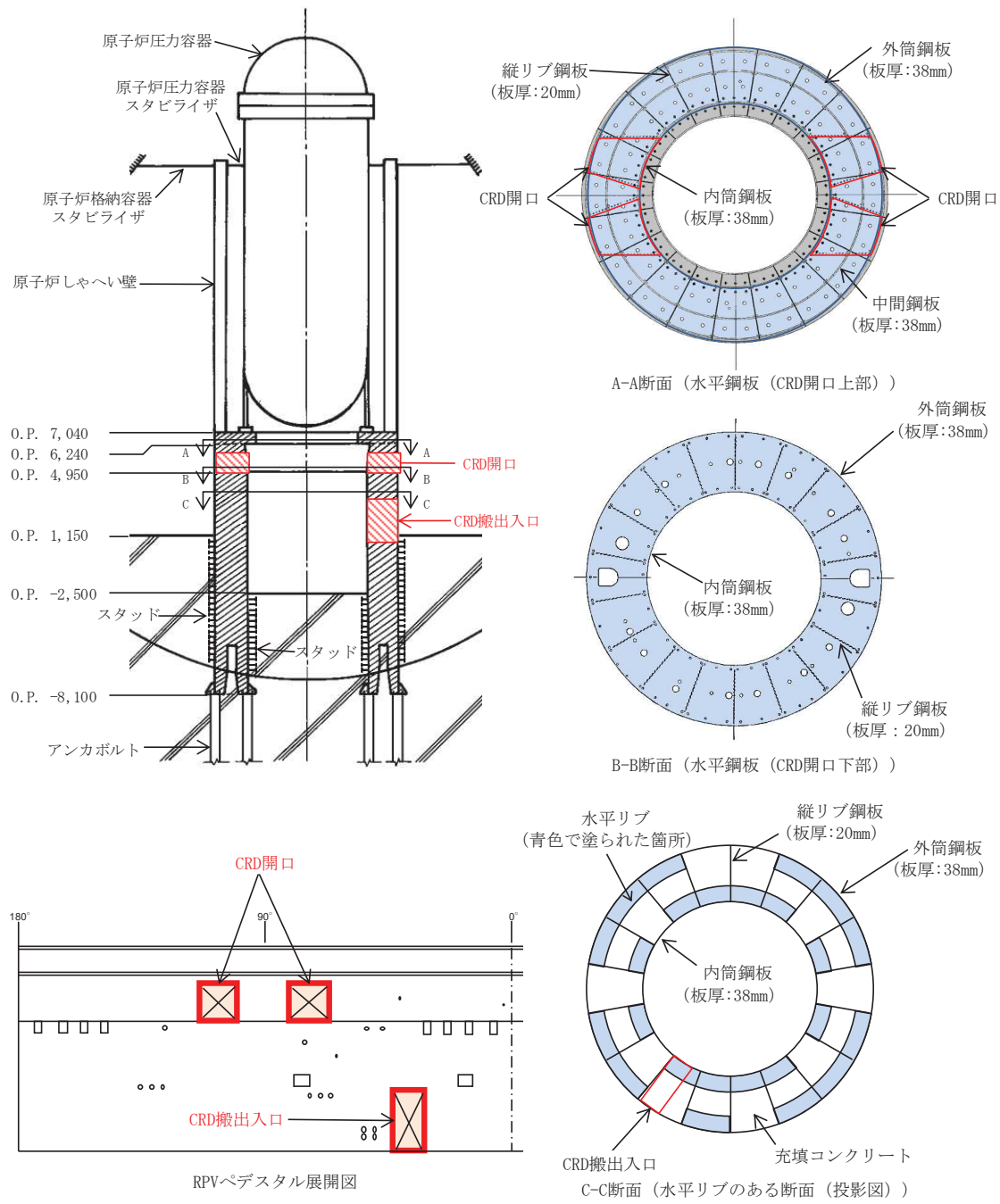


A-A断面図



原子炉建屋断面図

第 2.1-1 図 RPV ペデスタルの構造概要図



第 2.1-2 図 RPV ペDESTALの構造詳細図

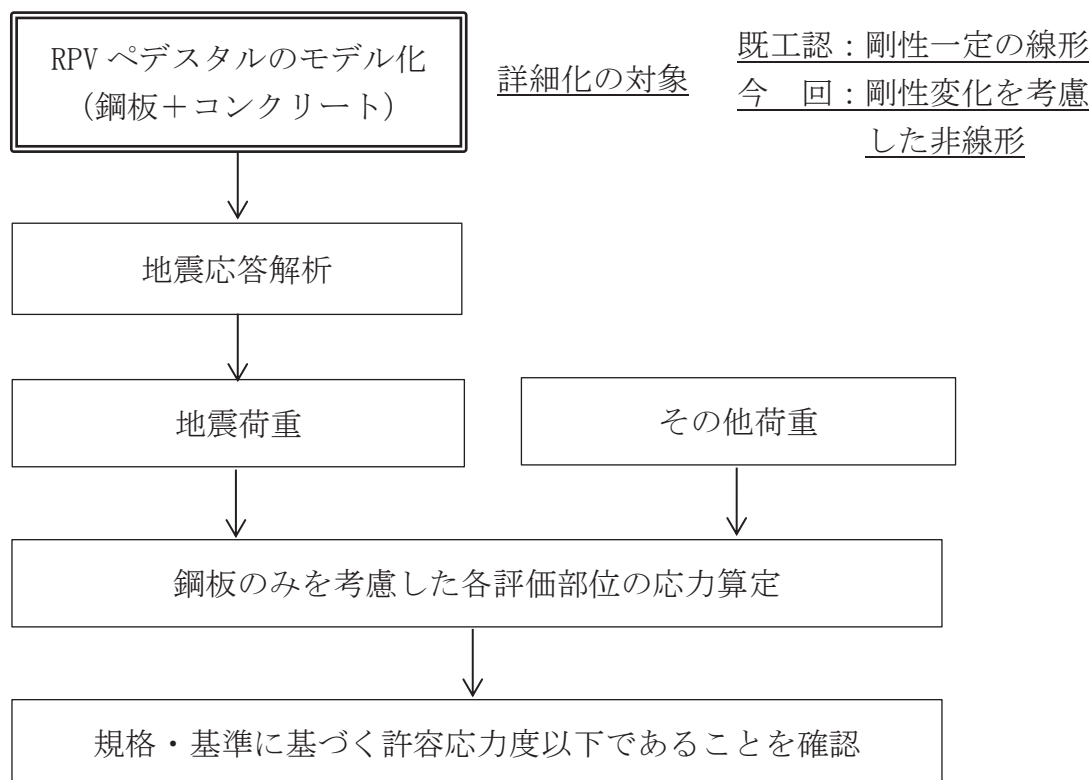
2.2 RPV ペDESTALの設計フロー及び今回工認の変更点

RPV ペDESTALに作用する地震力は、原子炉建屋内の原子炉圧力容器，原子炉しゃへい壁，RPV ペDESTAL等の大型機器・構築物及び原子炉建屋を連成させた地震応答解析モデルを用いて算定している。

地震時の振動特性を考慮すると RPV ペDESTALの鋼板内に充填したコンクリートは無視できないものであることから，RPV ペDESTALの地震応答解析モデルとしては，鋼板に加えてコンクリートの剛性及び重量もモデルに取り込んでいる。

既工認では，RPV ペDESTALを剛性一定としてモデル化していたが，今回工認ではコンクリートひび割れによる剛性変化を考慮し，より詳細なモデル化を行う。

構造強度評価では，地震力及びその他の荷重に対して鋼板内部に充填されたコンクリートの強度には期待せず，鋼板のみ（外筒鋼板，内筒鋼板，中間鋼板，縦リブ鋼板及び水平鋼板）で耐える設計とし，既工認からの変更はない（第 2.2-1 図）。

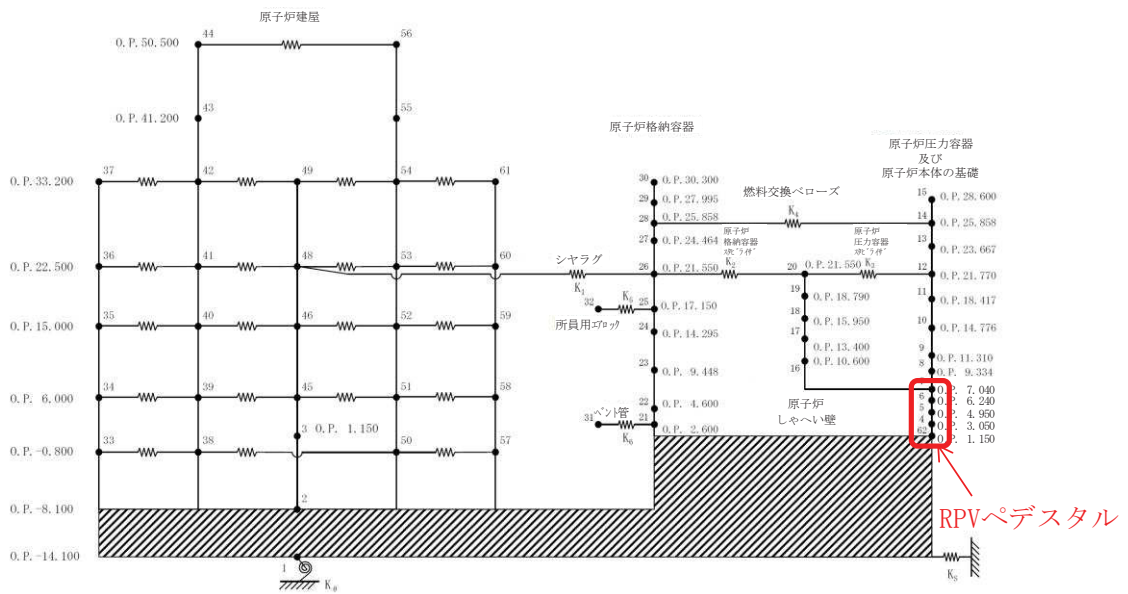


第 2.2-1 図 RPV ペDESTALの設計フロー

2.3 地震応答解析

RPV ペDESTALの地震応答解析モデルは、原子炉建屋基礎版を介して原子炉建屋から地震の入力があることを考慮して、原子炉建屋及び RPV ペDESTALを連成させている。今回工認評価に用いる地震応答解析モデルを第2.3-1 図に示す。

このモデルを用いた地震応答解析により RPV ペDESTALに生じる地震荷重を算出する。

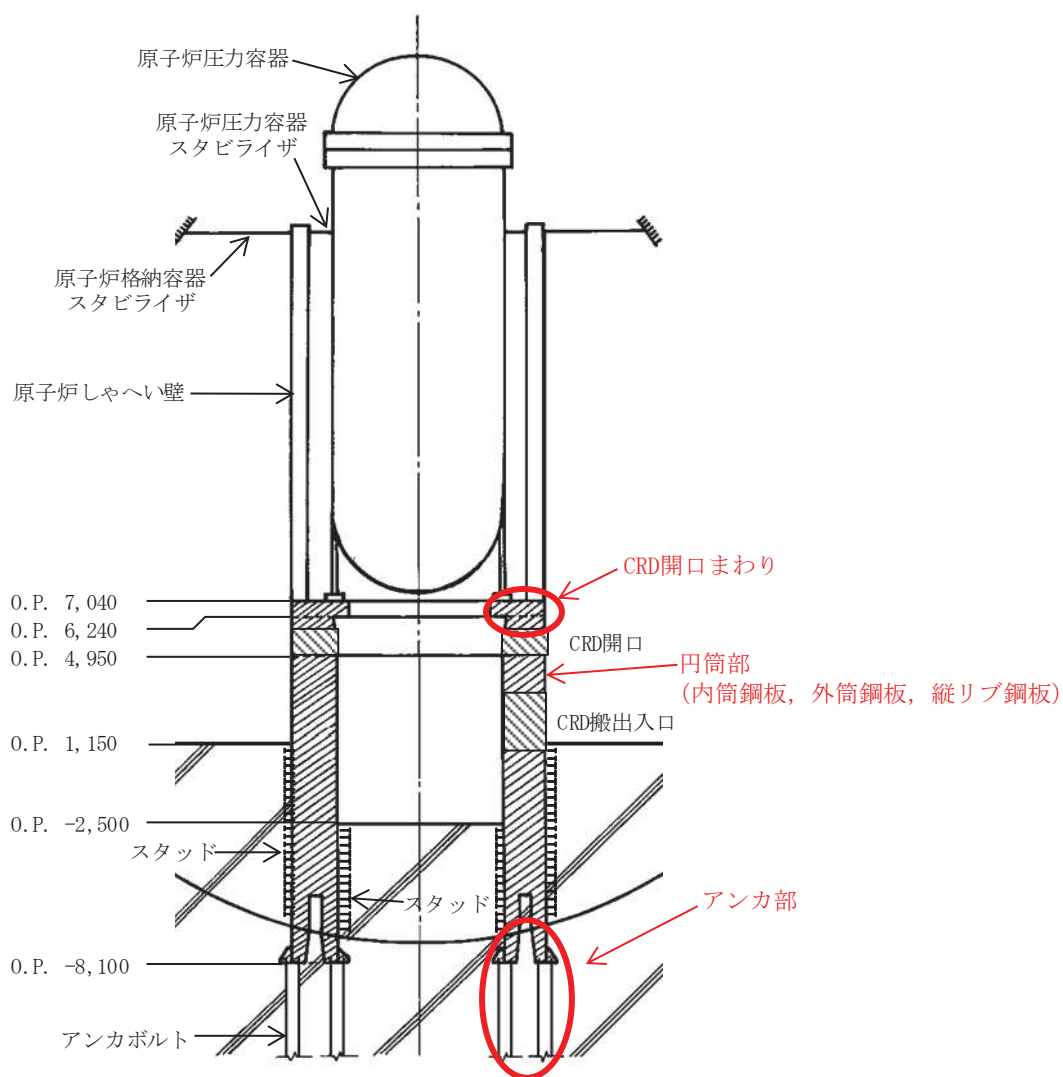


第 2.3-1 図 地震応答解析モデルの例

2.4 RPV ペDESTALの構造強度評価

RPV ペDESTALの構造強度評価は、2.3項で述べた地震応答解析により得られた地震荷重を用いて行っており、評価部位はCRD 開口まわり、円筒部（内筒鋼板、外筒鋼板及び縦リブ鋼板）及びアンカ部である（第2.4-1図）。

このうち、CRD 開口まわり及び円筒部については、鋼構造設計規準に準拠し、鋼板のみでおおむね弾性状態で耐えるように設計する。アンカ部は、コンクリートに埋没されていることから、せん断力は作用しないものとし、曲げモーメントと鉛直力に対してアンカボルトが許容値を満足する設計とする。



第2.4-1図 RPV ペDESTALの構造強度評価部位

3 詳細化の目的と効果

3.1 詳細化の目的

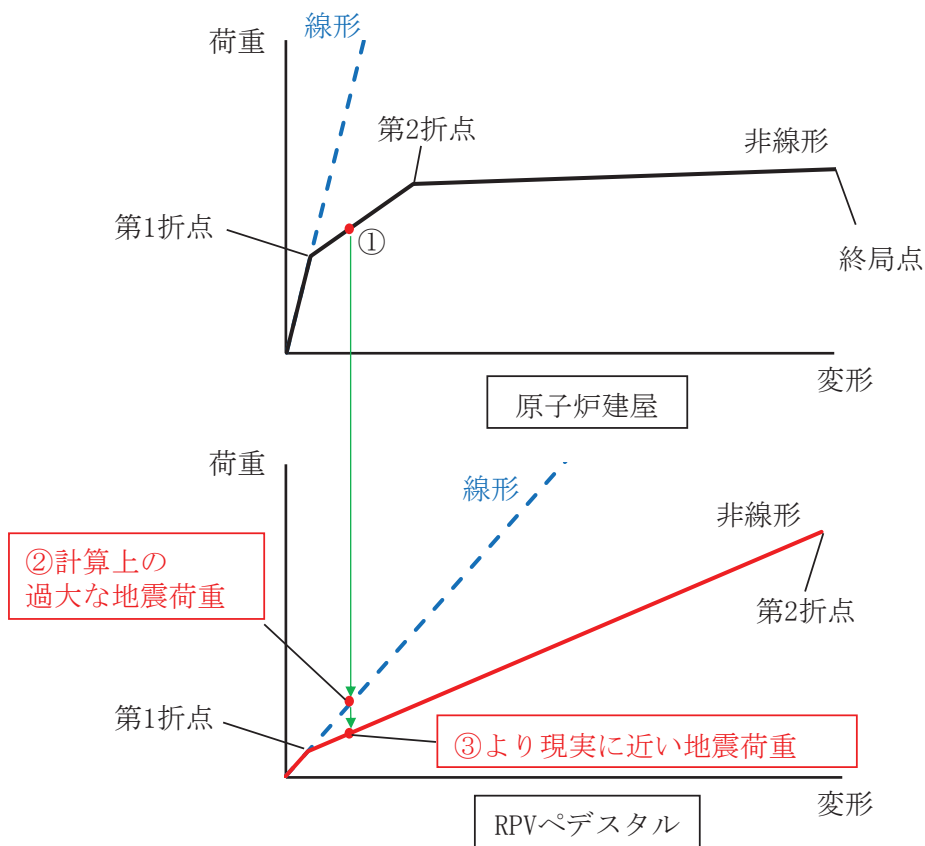
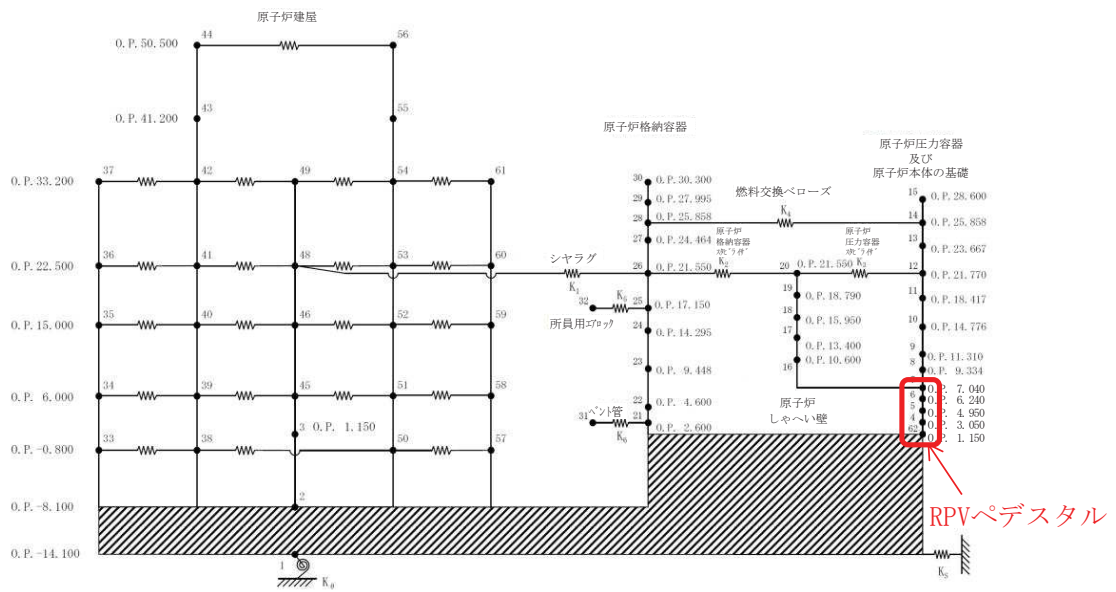
既工認では、地震動レベルが小さく、RPV ペDESTALの地震応答はおおむね弾性領域と考えられたことから、RPV ペDESTALは剛性一定の線形仮定としていた。

今回工認では、既工認に比べ、地震動レベルが増大していることから、原子炉建屋の地震応答解析モデルだけでなく、RPV ペDESTALにもコンクリートの剛性変化を考慮した非線形解析モデルを採用する予定である。

RPV ペDESTALの剛性を既工認のまま変更せず線形とする場合、原子炉建屋がコンクリートのひび割れ点である第1折点を超え剛性低下した際（第3.1-1図中の①）に、原子炉建屋と並列ばねを構成するRPV ペDESTALが過大な地震荷重を計算上受け持つこととなり、原子炉建屋とRPV ペDESTALの荷重分担のバランスが実態と異なることとなる（第3.1-1図中の②）。

したがって、より現実に近い、詳細化した地震応答解析モデルを用いて、プラント全体の安全性向上を適切に行うことを目的として、RPV ペDESTALに対しても原子炉建屋と同様にコンクリートの剛性変化を考慮した復元力特性を導入する（第3.1-1図中の③）。

なお、剛性変化の要因となるコンクリートのひび割れは、コンクリートの一部に微細なひび割れが発生する程度であり、遮蔽性能に影響を与えるものではない。



第 3.1-1 図 地震力の増大に伴う RPV ペDESTAL の応答増加の概念図

3.2 詳細化の効果

RPV ペデスタルにコンクリートの剛性低下を考慮した復元力特性を導入することで、より現実に近い地震荷重を計算でき、原子炉建屋の地震荷重分担割合が増加し、RPV ペデスタル荷重分担が減少した（第 3.2-1 表）。

また、第 3.2-2 表及び第 3.2-1 図に基準地震動 S_s-D2 に対する各部位の地震応答を示す。基準地震動 S_s に対する原子炉圧力容器、原子炉しゃへい壁及び RPV ペデスタルの曲げモーメント及びせん断力は低減する見込みである。

第 3.2-1 表 原子炉建屋と RPV ペデスタルの荷重分担の比較

モデル化方法	原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>線形</u>		原子炉建屋：非線形 RPV ペデスタル： <u>非線形</u> (今回工認)	
地震動	基準地震動 S _s -D2		基準地震動 S _s -D2	
部位	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む)	RPV ペデスタル	原子炉建屋 (原子炉格納 容器部の荷重 を含む)	RPV ペデスタル
曲げモーメント [×10 ³ kN・m]	58,840	460	58,940	380
曲げモーメント の分担割合[%]*	99.2	0.8	99.4	0.6
せん断力 [×10 ³ kN]	1,853	37	1,847	34
せん断力の 分担割合[%]*	98.0	2.0	98.2	1.8

(暫定値)

*：原子炉建屋と RPV ペデスタルの合計を 100%とした場合の荷重の割合

第 3.2-2 表 基準地震動 Ss-D2 に対する各部位の地震応答

評価部位	曲げモーメント (kN・m)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
RPV ペDESTAL	449,000	379,000	84.4
原子炉しゃへい壁	150,000	119,000	79.3
原子炉格納容器	525,000	530,000	101.0
原子炉圧力容器	97,500	76,200	78.2

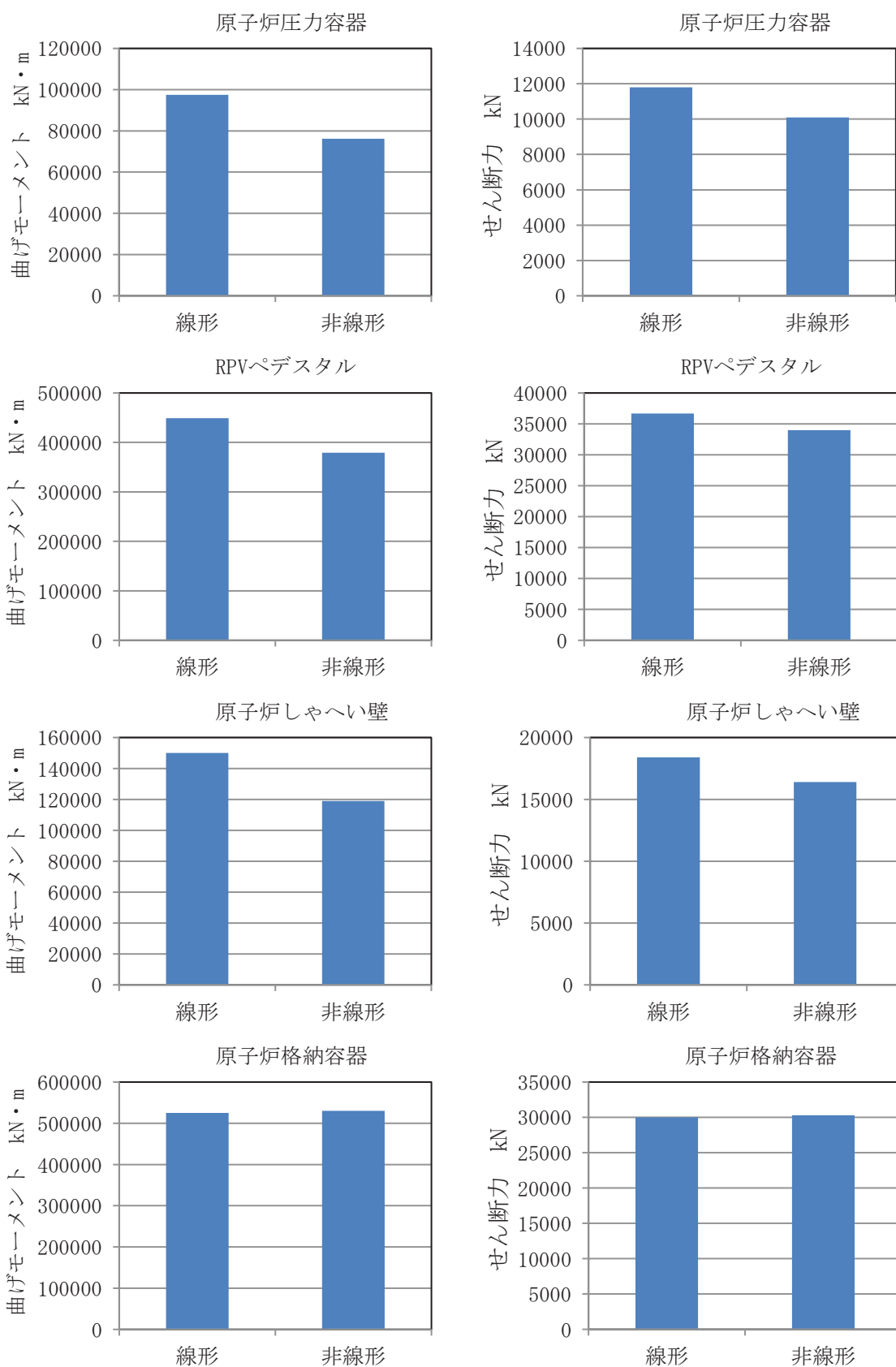
(暫定値)

評価部位	せん断力 (kN)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
RPV ペDESTAL	36,700	34,000	92.6
原子炉しゃへい壁	18,400	16,400	89.1
原子炉格納容器	30,000	30,300	101.0
原子炉圧力容器	11,800	10,100	85.6

(暫定値)

評価部位	評価用ばね反力 (kN)		非線形/線形 (%)
	線形	非線形	
PCV スタビライザ	13,200	13,800	104.5
RPV スタビライザ	7,480	7,470	104.5
シヤラグ	26,500	23,800	89.8

(暫定値)



第 3.2-1 図 基準地震動 S_s-D2 に対する各部位の地震応答の比較

4 詳細化の検討方針

4.1 概要

詳細化の検討は、RPV ペDESTALの地震応答解析における復元力特性を考慮することのみ行い、復元力特性の設定以外の項目については、既工認と同様の考え方に基づき評価を行う（第 1-1 表）。

RPV ペDESTALの復元力特性の設定フローを第 4.1-1 図に示す。本項ではフローの概要を示し、詳細は次項以降に示す。

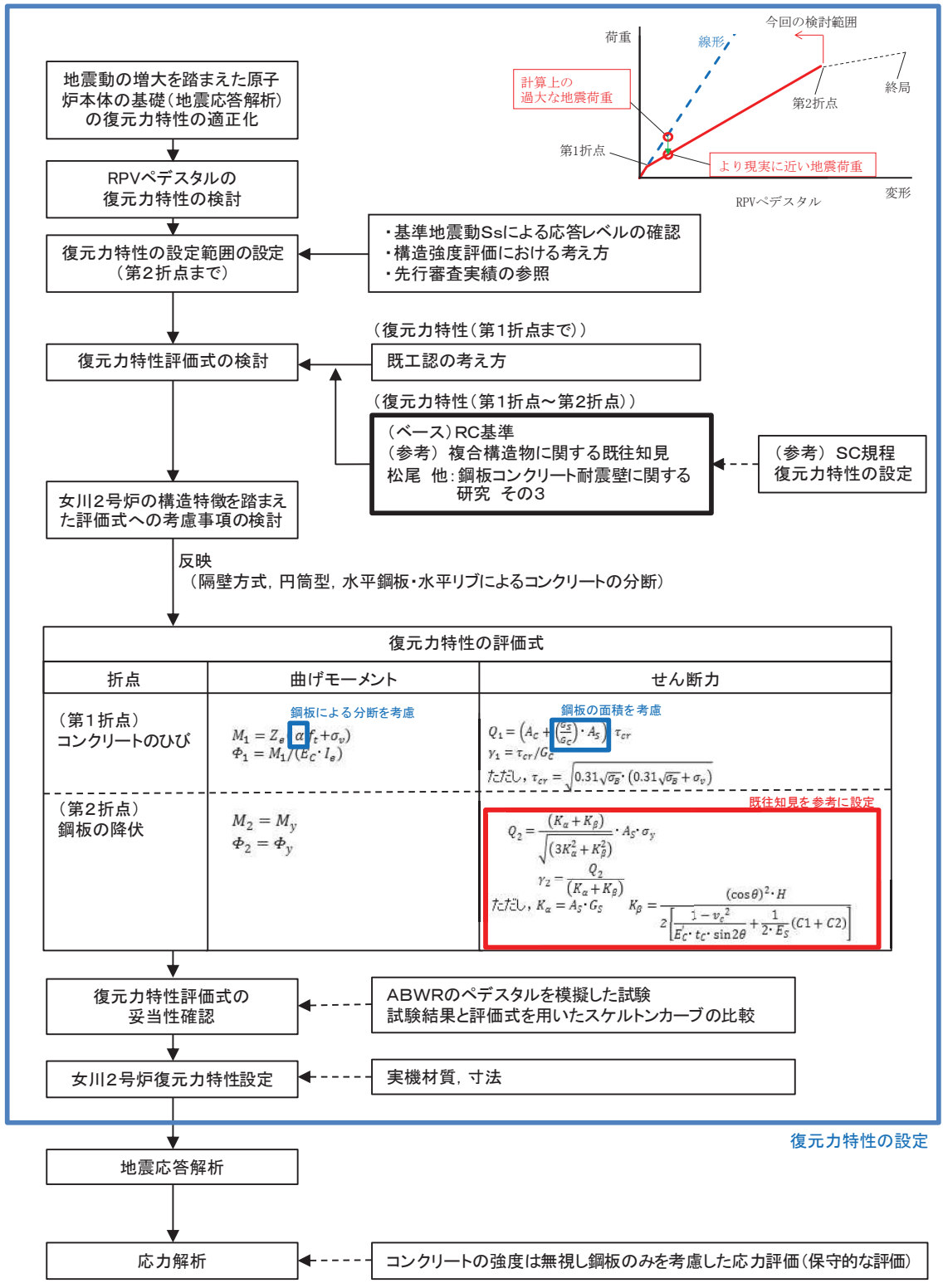
基準地震動 S_s の増大により、RPV ペDESTALの応答が線形領域を超えることから、より現実に近い地震荷重を算出するために RPV ペDESTALに対してコンクリートひび割れ後の剛性低下を考慮した復元力特性を設定する。なお、RPV ペDESTALの復元力特性の検討範囲は鋼板の降伏を示す第 2 折点までとする（4.2 項参照）。

復元力特性評価式の検討に当たっては、鉄筋コンクリート構造（RC 構造）に関する考え方「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」、鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見等を参考にして曲げモーメント及びせん断力それぞれに対し、コンクリートのひび割れを表す第 1 折点と鋼板の降伏を表す第 2 折点を設定し、復元力特性の評価式を検討する（4.3 項、4.4 項、4.5 項及び 5.1 項参照）。

設定した復元力特性評価式について、女川 2 号炉 RRV ペDESTALの構造特徴を踏まえ、評価式へ考慮すべき事項を抽出し、反映する（5.2 項及び 5.3 項参照）。

構造特徴を踏まえた復元力特性評価式の妥当性確認のために、改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）の RRV ペDESTALを模擬した試験体の加力試験の結果を参照し、試験結果と評価式を用いたスケルトンカーブの比較を行う。なお、女川 2 号炉は沸騰水型原子炉（以下「BWR」という。）であるため、ABWR と BWR の構造差異を整理し、試験結果が適用可能であることを確認する（5.4 項及び添付資料-4 参照）。

妥当性を確認した評価式に女川 2 号炉の実機の材質、寸法を考慮し、復元力特性を設定する。

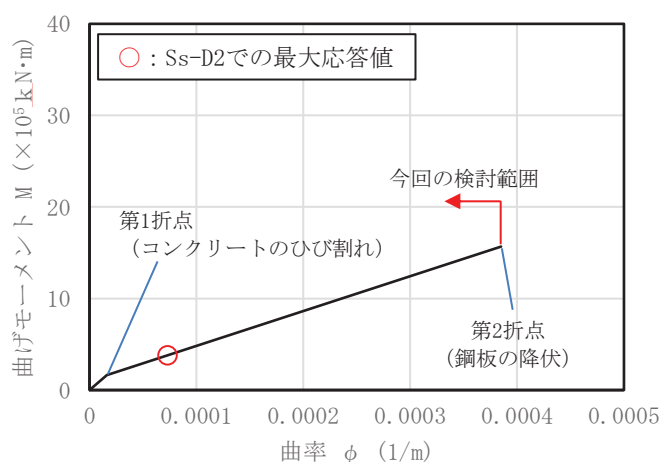


第 4.1-1 図 RPV ペDESTALの復元力特性の設定フロー

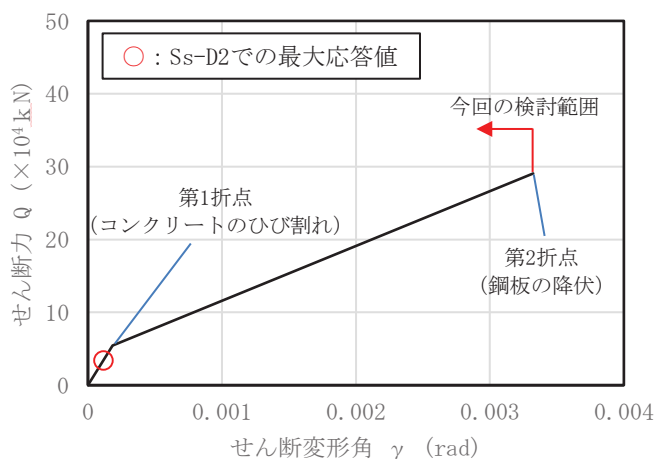
4.2 今回工認の検討範囲

RPV ペデスタルは、構造強度設計上鋼構造であり、おおむね弾性状態で耐える設計思想であることから、今回の検討範囲は鋼板の降伏を表す第2折点までとし、第2折点以降の領域は設定しない。

RPV ペデスタルの剛性を非線形とした場合、最大の地震荷重はコンクリートのひび割れを表す第1折点を少し超える程度であり、鋼板の降伏を表す第2折点に対しては大きな余裕を有している。



(a) 曲げモーメント-曲率関係



(b) せん断力-せん断ひずみ関係

第 4.2-1 図 曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブの概念図

4.3 スケルトンカーブの評価方針

RPV ペデスタルは鋼構造の内部に、コンクリートを充填した構造であり、地震応答解析においては鉄筋コンクリート構造（以下「RC 構造」という。）と同様に、コンクリートと鋼板の複合構造物として直線近似した剛性を用いている。

RPV ペデスタルの復元力特性の設定は、曲げ及びせん断それぞれに対し、コンクリートのひび割れを表す第 1 折点と鋼板の降伏を表す第 2 折点を設定することにより行う。

ここでは、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版⁽³⁾に規定され、原子力発電所に多く適用されている RC 構造のスケルトンカーブ評価方法を参照しながら、RPV ペデスタルのスケルトンカーブの評価方針を示す。

a. 曲げの第 1 折点

曲げの第 1 折点は、コンクリートに曲げひび割れが入ることにより剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第 1 折点は、引張側コンクリートの応力がコンクリート引張強度に至るときの曲げモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

RC 構造の第 1 折点の評価は、コンクリートと鉄筋の断面性能を用いて算出しているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面性能に応じて計算することが可能である。

b. 曲げの第 2 折点

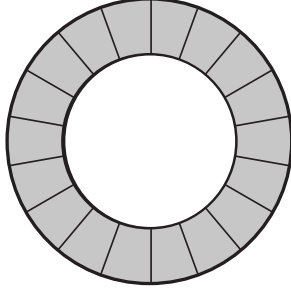
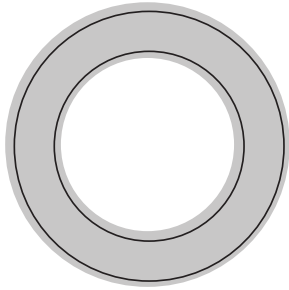
曲げの第 2 折点は、鋼材の降伏により剛性が変化する点であり、RC 構造も RPV ペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC 構造の第 2 折点は、引張側の鉄筋が降伏に至るときの曲げモーメント及び曲率を求めることにより評価している。

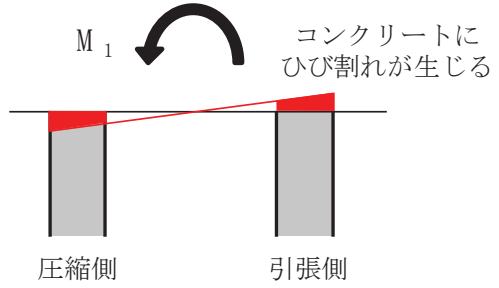
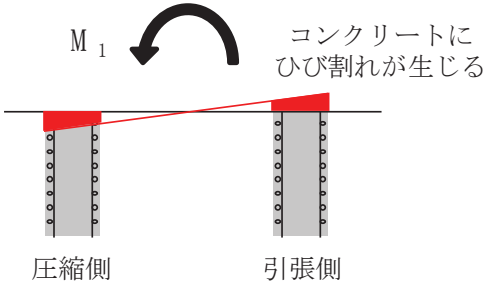
RC 構造の第 2 折点の評価する際は、コンクリートと鉄筋の断面性能を等価断面に置き換えて評価をしているのみであるため、RPV ペデスタルについても同様にコンクリートと鋼板の断面形状に応じて計算することが可能である。

RC構造

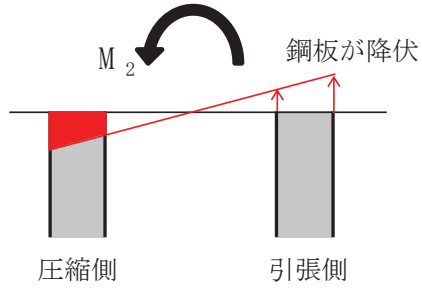
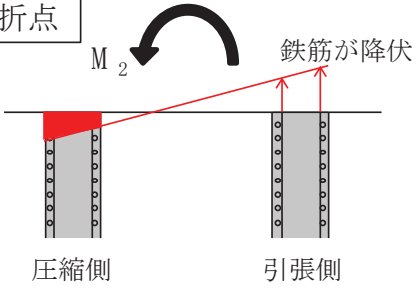
RPVペデスタル



第1折点



第2折点



第 4. 3-1 図 RC 構造と RPV ペデスタルの曲げに対する抵抗機構

c. せん断の第1折点

せん断の第1折点は、コンクリートにせん断ひび割れが入ることにより、剛性
が変化する点であり、RC構造もRPVペデスタルもこの基本原則は共通である。

RC構造では、鉄筋がせん断抵抗にほとんど寄与しないため、第1折点はコン
クリートのせん断ひび割れ強度にコンクリートの断面積を乗じて評価している。

一方、RPVペデスタルは、鋼板がせん断抵抗に寄与することを踏まえ、コンク
リートのせん断ひび割れ強度にコンクリートの断面積及び鋼板部の等価断面積
(鋼板とコンクリートの剛性比を用いて算出)を乗じることで算出可能である。

d. せん断の第2折点

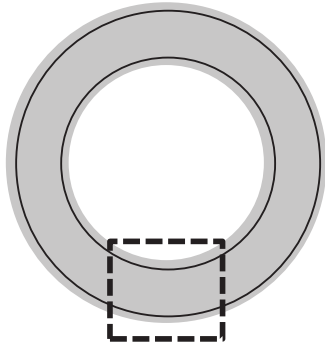
RC構造及びRPVペデスタルのコンクリートひび割れ後のせん断力に対する鋼
材の抵抗機構は、RC構造が縦横に配置された鉄筋の引張降伏機構であるのに対
し、RPVペデスタルは鋼板のせん断引張の組合せ応力による降伏機構であり、異
なることから、RPVペデスタルのせん断第2折点を評価する際は、RC構造とは
別の知見が必要となる。

コンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構については、RC
構造物の場合、圧縮ストラット角度を 45° として理論構築されている。

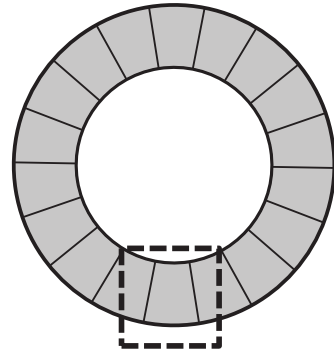
RPVペデスタルについては、構造に応じた圧縮ストラット角度を考慮する必要
があり、この角度を仮定することで、鋼板及びコンクリートで構成された複合構
造物に関する既往知見⁽¹⁾に示されたコンクリートひび割れ後の荷重変形関係の
理論式で評価可能である。

さらに、RPVペデスタルの構造を模擬した試験体を用いた試験によりその仮定
の妥当性を検証することで、RPVペデスタルのせん断第2折点を算出可能である。

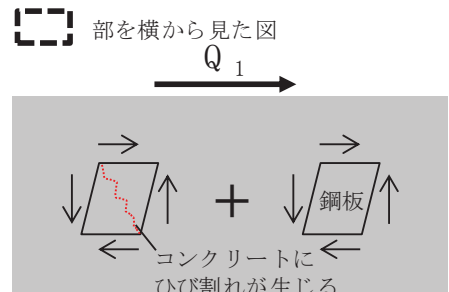
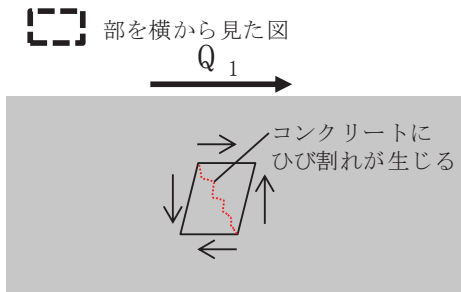
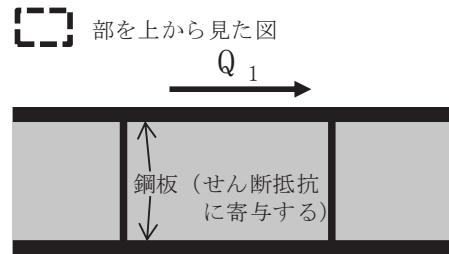
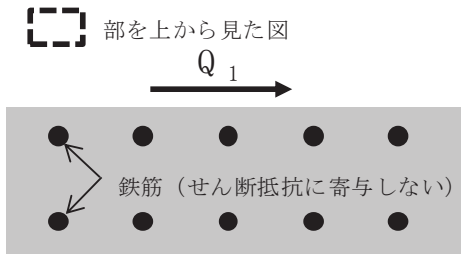
RC構造



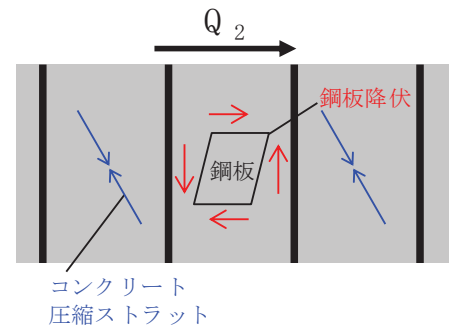
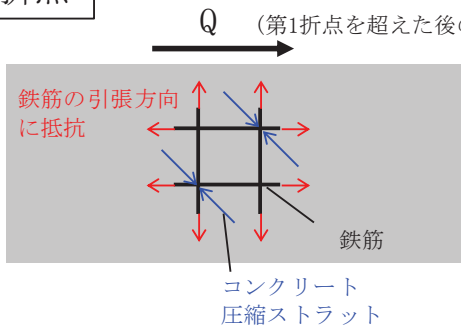
RPVペデスタル



第1折点



第2折点



第 4. 3-2 図 RC 構造と RPV ペデスタルのせん断に対する抵抗機構

a 項～c 項より，曲げの第 1，第 2 折点及びせん断の第 1 折点については，RPV ペデスタルは RC 構造と同様の考え方でスケルトンカーブを評価することが可能である。

一方，d 項に示したせん断の第 2 折点については，RC 構造とはコンクリートひび割れ後の鋼材及びコンクリートの抵抗機構が異なることから，鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽¹⁾に基づきスケルトンカーブを評価する。

なお，これらの考え方を踏まえた鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関するスケルトンカーブの評価方法が，鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程（JEAC4618-2009，以下「SC 規程」⁽⁴⁾という。）にまとめられていることから，RPV ペデスタルの復元力特性を考慮した評価は，便宜上 SC 規程を参考に行うこととする。

第 4.3-1 表 RC 構造と RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ評価式一覧 (凡例は次頁)

		RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算)	RPV ペDESTAL (SC 規程に同様の記載あり)
曲げ	第 1 折点	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$ $\Phi_1 = M_1 / (E_C \cdot I_e)$
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$	RC 構造と同様の考え方で評価が可能 $M_2 = M_y$ $\Phi_2 = \Phi_y$
せん断	第 1 折点	$\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	鋼板のせん断剛性の寄与分を考慮して同様の考え方で評価が可能 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$ ただし, σ_B は F_c を用いて良い $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_C$ $Q_1 = \left(A_C + \left(\frac{G_S}{G_C} \right) \cdot A_S \right) \cdot \tau_{cr}$ 鋼板の面積を考慮
	第 2 折点	$\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見 ⁽¹⁾ に基づき, コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に応じたせん断ひび割れ後のコンクリート剛性 K_β を求めることで評価が可能 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_S \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ $K_\alpha = A_S \cdot G_S$ $K_\beta = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot H}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_S} (C1 + C2) \right]}$ ここで, C1 及び C2 は寸法と圧縮ストラット角度 θ から定まる係数である (詳細は 5.3.3 項参照)。

<RC 構造>

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
- Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²) = $0.38\sqrt{F_c}$
- M_y : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・mm)
- ϕ_y : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

<RPV ペデスタル>

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
- Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- E_c' : コンクリートのひび割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よい (N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割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
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_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/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- ν_c : コンクリートのポアソン比
- H : コンクリートの高さ (mm)
- t_c : コンクリート板厚 (mm)

4.4 妥当性確認が必要な評価上の仮定

RPV ペデスタルの復元力特性を考慮した評価で参考とする，SC 規程における曲げの第1，第2折点及びせん断の第1折点の評価方法は，既工認で認可実績のあるRC構造と同様の考え方に基づいている。

したがって，基本的な評価方法に関する論点は無いと言えるものの，RPV ペデスタルは一般的な壁と比較すると複雑な構造であることから，その構造の特徴を踏まえて設定した，水平鋼板及び水平リブによるコンクリートの不連続部に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

また，せん断の第2折点の評価方法については，SC 規程の参考文献となっている鋼板及びコンクリートで構成された複合構造物に関する既往知見⁽¹⁾に示された理論式を活用する際に設定する，構造に応じたコンクリートの圧縮ストラット角度に対する評価上の仮定について妥当性を確認することとする。

4.5 妥当性の確認方針

RPV ペデスタルの構造を踏まえて設定したスケルトンカーブ評価上の仮定について，実機を模擬した試験体でその妥当性を確認する。

5 復元力特性の設定方法

5.1 SC 規程を参考にした設定方針

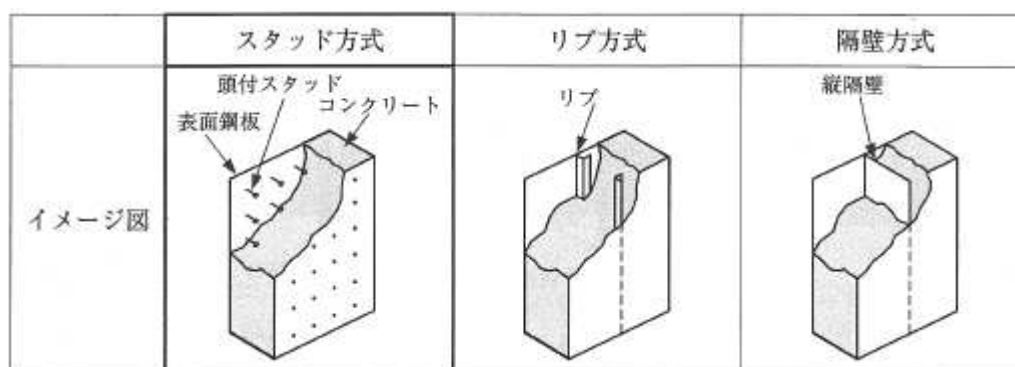
5.1.1 RPV ペDESTALの復元力特性の設定方針

RPV ペDESTALは、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造であり、隔壁方式の鋼板コンクリート構造（以下「SC 構造」という。）に近い構造物である。

今回工認で採用する RPV ペDESTALの非線形特性を考慮した復元力特性は、SC 構造の耐震設計に関する民間規格である SC 規程に定められた復元力特性の評価方法を参考にして設定する。

なお、SC 規程はスタッド方式を前提としており、規程で取り扱われていない方式に対しては調査・検討を行うことで準用できるとされている。

RPV ペDESTALは二重円筒鋼板と縦リブ（隔壁）からなる構造物であり、隔壁方式の SC 構造に近い構造であることから、SC 規程の評価式に対して RPV ペDESTALの構造の特徴に応じた追加検討を行った上で復元力特性の設定を行うものとする。

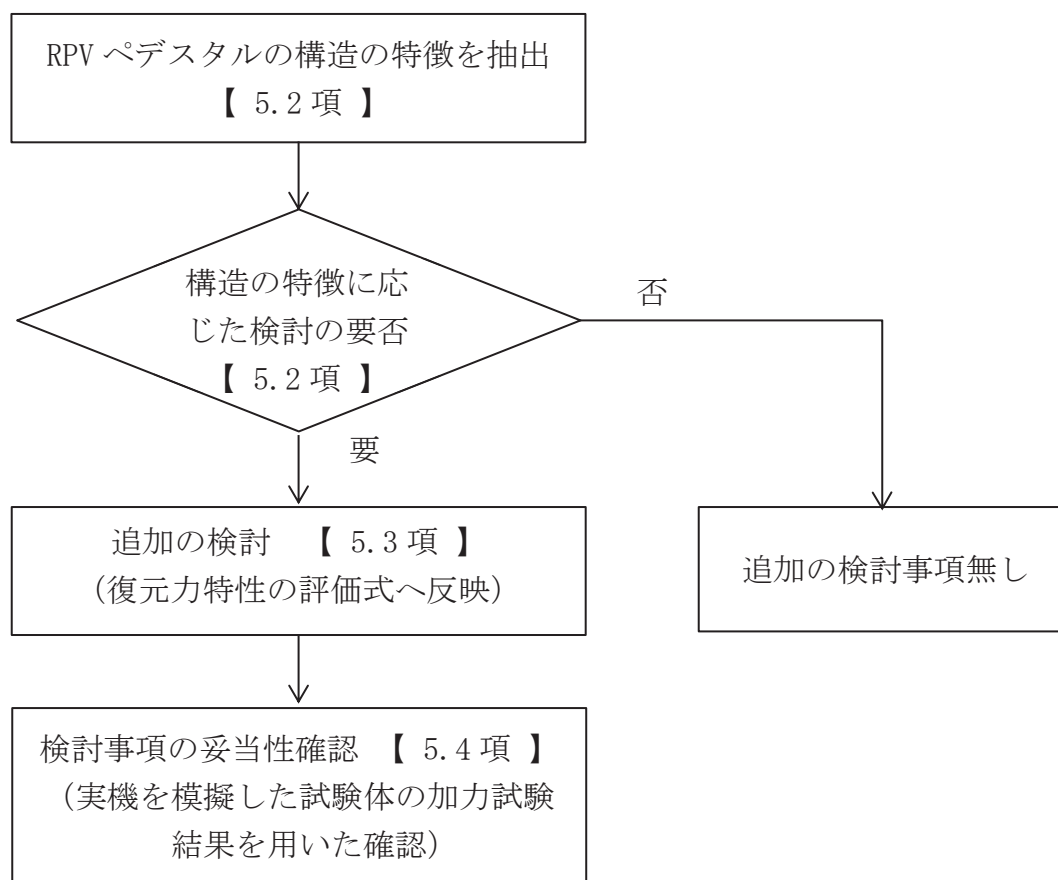


第 5.1-1 図 SC 構造の各種構造形式（例）（(4)より引用）

5.1.2 RPV ペDESTALの復元力特性の検討手順

SC 規程を参考にして RPV ペDESTALの復元力特性を設定するために、RPV ペDESTALの構造の特徴を抽出し、それぞれの構造の特徴に対して、追加検討の要否を確認する。

RPV ペDESTALの構造の特徴のうち、追加検討が必要なものに対しては、復元力特性の評価式への反映方法について検討し、実機を模擬した試験体の加力試験結果を用いて検討事項の妥当性を確認する。



第 5.1-2 図 RPV ペDESTALの復元力特性評価方法の検討手順

5.2 RPV ペDESTALの構造の特徴の抽出及び構造に応じた追加検討事項

RPV ペDESTALの構造の特徴を抽出し、各々に対する構造に応じた追加検討の要否について整理した結果を第 5.2-1 表に示す。

RPV ペDESTALの構造の特徴のうち、以下の 4 点が構造に応じた追加検討が必要な項目であることから、5.3 項では、これらの特殊構造を復元力特性の評価方法へ反映する方法を検討する。

- ・隔壁方式の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の前提としているスタッド方式と異なる。
- ・円筒型の SC 構造に近い構造であり、SC 規程の根拠としている試験結果に含まれていない。
- ・CRD 開口上下の水平鋼板によって、コンクリートが分断されている。
- ・水平リブによって、コンクリートが部分的に分断されている。

第 5.2-1 表 RPV ペDESTALの構造の特徴及び追加検討の要否

RPV ペDESTALの 構造の特徴		構造の特徴に応じた追加検討の要否		
		○：要 ×：否	理由	
構造方式	隔壁方式	○	SC 規程（スタッド方式）とは一体化方式が異なる。	
形状	円筒型	○	SC 規程は円筒型への適用を排除するものではないが、規程の根拠となっているデータが矩形断面であることから、念のため追加検討を行う。	
R P V ペ デ ス タ ル	O. P. 7, 040 ～ O. P. 4, 950	水平鋼板	○	水平鋼板によって、コンクリートが上下に分断される。
		中間鋼板	○	中間鋼板によって、隔壁が分割される。
	O. P. 4, 950 ～ O. P. 1, 150	CRD 開口	×	SC 規程の開口の取扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である。
		水平リブ	○	水平リブによって、部分的にコンクリートが上下に分断される。
	CRD 搬出入口	×	SC 規程の開口の取扱いに関する規定に準じることで追加の検討は不要である。	

5.3 スケルトンカーブの設定方法

5.3.1 地震応答解析における RPV ペデスタルのモデル化

RPV ペデスタルは、隔壁方式の SC 構造に近い構造である。

RPV ペデスタルは、外筒鋼板に取り付けられたスタッドにより周辺コンクリートと強固に固定されていることから、地震応答解析モデルにおいては、第 5.3-1 図に示すように、周辺コンクリート部分を下端として質点を繋ぎ、曲げ変形及びせん断変形を考慮した 4 要素でモデル化している。RPV ペデスタル下部から要素①、要素②、要素③、要素④とし、これらの要素ごとに曲げ及びせん断のスケルトンカーブを設定する（RPV ペデスタルの各要素の主要寸法は第 5.3-1 表参照）。

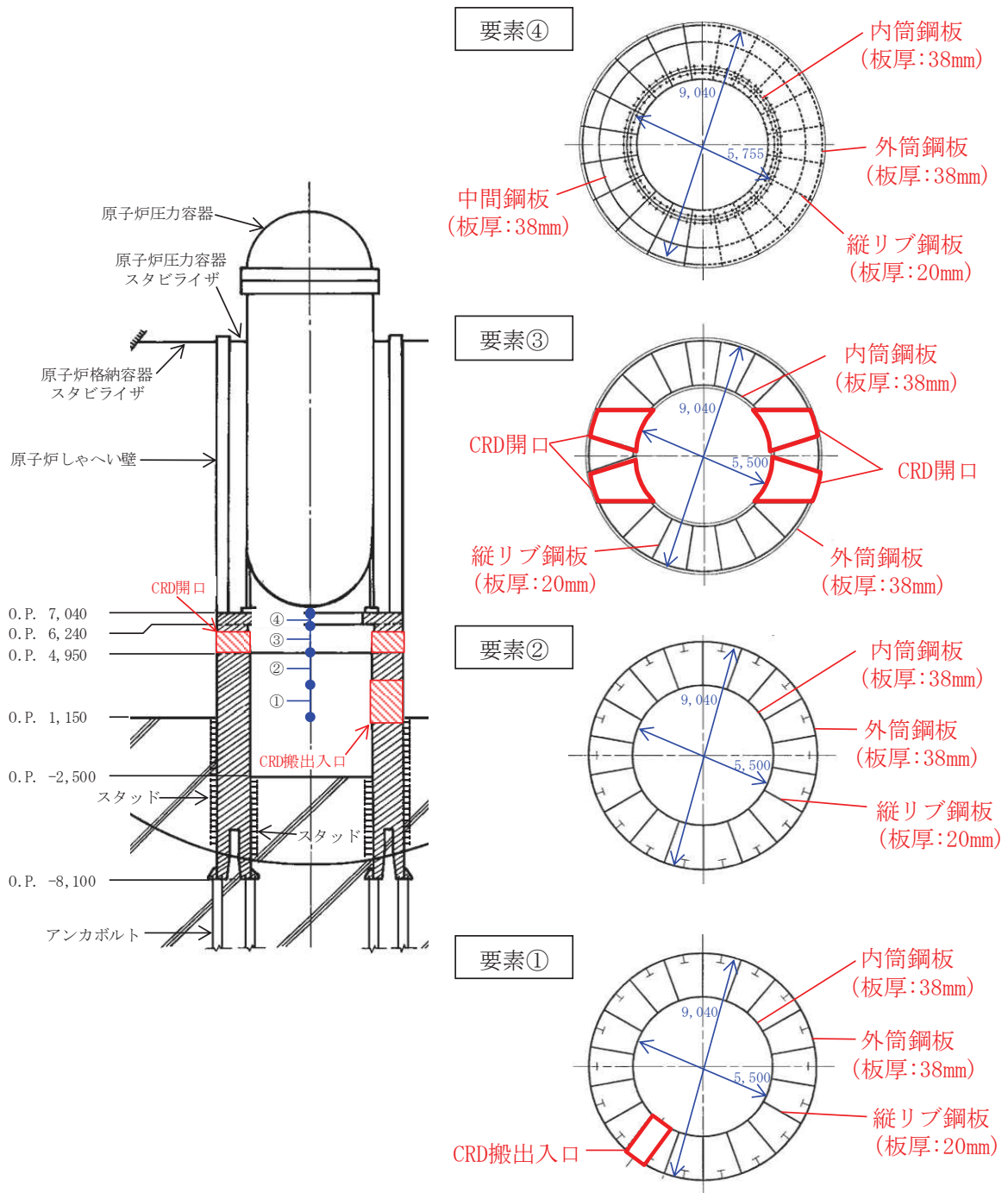
RPV ペデスタルは各断面で中間鋼板の有無や開口の有無といった構造の差異があるが、既工認では構造の差異について各要素で個別に考慮して剛性を算定している。

今回工認のスケルトンカーブの設定においても、既工認同様に各断面の構造の差異を考慮し、複雑な断面形状を有する実機 RPV ペデスタルに対して、構造に応じた検討を行った上で SC 規程を参考にしてスケルトンカーブを求める（既工認と今回工認の剛性設定の比較表は第 5.3-2 表参照）。

SC 規程を参考にした RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式を第 5.3-3 表に示す。また、曲げ及びせん断に対するスケルトンカーブ設定方法について 5.3.2 項及び 5.3.3 項に示す。

スケルトンカーブ設定に用いるコンクリート強度は、既工認と同様に設計基準強度を用いることとするが、コンクリートの乾燥収縮及び地震によるひび割れの影響として、建屋の初期剛性低下が確認されている。RPV ペデスタルの内部に充填されたコンクリートは、鋼板に囲まれており、乾燥収縮の影響はないと考えられるが、念のため建屋側と同様に初期剛性低下を考慮した地震応答解析を行い、影響を確認して設計に反映する。また、ペデスタル内部のコンクリート実強度に対する影響についても確認する。

なお、地震応答解析モデルに用いる減衰は既工認と同様に 5%とする（添付資料-1）。



第 5.3-1 図 RPV ペDESTAL と地震応答解析モデルの対応

第 5.3-1 表 RPV ペデスタル各断面における主要寸法まとめ

部位		個数	寸法
R P V ペ デ ス タ ル	要素④ (O. P. 7, 040 ～ O. P. 6, 240)	内筒鋼板	1 内径：5,755 mm 板厚：38 mm
		中間鋼板	1 内径：7,720 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	20 板厚：20 mm
	要素③ (O. P. 6, 240 ～ O. P. 4, 950)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	20 板厚：20 mm
		CRD 開口	4 -
	要素② (O. P. 4, 950 ～ O. P. 3, 050)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	18 板厚：20 mm
	要素① (O. P. 3, 050 ～ O. P. 1, 150)	内筒鋼板	1 内径：5,500 mm 板厚：38 mm
		外筒鋼板	1 外径：9,040 mm 板厚：38 mm
		縦リブ鋼板	18 板厚：20 mm
		CRD 搬出入口	1 -

第 5.3-2 表 既工認及び今回工認における RPV ペDESTAL の剛性設定方法の比較

項目		既工認	今回工認
曲げ変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートの曲げ剛性を合成 $I_s \cdot E_s + I_c \cdot E_c$	同左
	コンクリートひび割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$I_s \cdot E_s +$ (曲げひび割れ後のコンクリート剛性)*
せん断変形	初期剛性	鋼板及びコンクリートのせん断剛性を合成 $A_s \cdot G_s + A_c \cdot G_c$	同左
	コンクリートひび割れ後の剛性	設定無し (線形仮定)	$A_s \cdot G_s +$ (せん断ひび割れ後のコンクリート剛性)*

*: SC 規程に RPV ペDESTAL の構造の特徴を反映した評価式に基づき算定し、既往の加力試験結果との整合性を確認することにより妥当性を確認した方法を用いて設定する。

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- I_c : コンクリートの断面二次モーメント (mm⁴)
- I_s : 鋼板の断面二次モーメント (mm⁴)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

第 5.3-3 表 RPV ペデスタル実機の構造特性を踏まえた評価式

変形特性	RC 構造 (JEAC4601-1991, SI 換算)	SC 規程 (JEAC4618-2009)	構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式		設定理由	試験で妥当性 確認する範囲
			要素番号①, ②	要素番号③, ④		
曲げ	第 1 折点 $M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e(f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e(\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0.6$ とする	$M_1 = Z_e(\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0$ とする	*1, *2	評価式は RC 構造と同様の 考え方で適用 可能。 構造を踏まえ たコンクリー ト引張強度 f_t に係る考慮 (開口率 α) について, 試 験で妥当性確 認を行う。
	第 2 折点 $\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
せん断	第 1 折点 $M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		RC 構造とは せん断力に対 する抵抗機構 が異なる。 構造に応じた コンクリート の圧縮ストラ ット角度 θ に関する評価 上の仮定につ いて, 試験で 妥当性確認を 行う。
	第 2 折点 $\tau_1 = \sqrt{0.31\sqrt{F_c}(0.31\sqrt{F_c} + \sigma_v)}$ $\gamma_1 = \tau_1 / G$	$Q_1 = \left(A_c + \left(\frac{G_s}{G_c} \right) \cdot A_s \right) \cdot \tau_{cr}$ $\gamma_1 = \tau_{cr} / G_c$ ただし, $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		
せん断	第 1 折点 $\tau_2 = 1.35\tau_1$ $\gamma_2 = 3\gamma_1$	$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{(3K_\alpha^2 + K_\beta^2)}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$ $K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)	*3	RC 構造とは せん断力に対 する抵抗機構 が異なる。 構造に応じた コンクリート の圧縮ストラ ット角度 θ に関する評価 上の仮定につ いて, 試験で 妥当性確認を 行う。
	第 2 折点	$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1-\nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	同左 (構造特性の反映点無し)	同左 (構造特性の反映点無し)		

注：記号の凡例は次ページに示す。

*1: RPV ペデスタル (要素①, ②) は, コンクリートが部分的に水平リブによって分断されているが, 約 60% が連続していることから, 開口率 $\alpha = 0.6$ とする。

*2: RPV ペデスタル (要素③, ④) は, コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されているため, コンクリート部の引張強度には期待せず, 開口率 $\alpha = 0$ とする。

*3: SC 規程における K_β (ひび割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) はコンクリートの圧縮ストラット角度を $\theta = 45^\circ$ と仮定して簡略化された評価式を記載している。RPV ペデスタルの構造特性を踏まえ, SC 規程の附属書 2.1 解説に示される釣り合い式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。

<RC 構造 (JEAG4601-1991, SI 換算) >

- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (N/mm²) (圧縮を正とする)
- I_e : 鉄筋を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
- Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数 (mm³)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²) = $0.38\sqrt{F_c}$
- M_y : 引張鉄筋降伏時モーメント (N・m)
- ϕ_y : 引張鉄筋降伏時曲率 (1/mm)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

<RPV ペデスタル (JEAC4618-2009) >

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm⁴)
- Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm³)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)
- M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)
- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- E_c' : コンクリートのひび割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よい (N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割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
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_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/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- ν_c : コンクリートのポアソン比

<構造を踏まえた RPV ペデスタルの評価式>

- H : コンクリートの高さ (mm)
- t_c : コンクリート板厚 (mm)
- α : 開口率 (RPV ペデスタルの全断面積に対する開口部の面積の比率)
- $C1, C2$: 寸法と圧縮ストラット角度 θ から定まる係数 (詳細は 5.3.3 項参照)

5.3.2 曲げに対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示された曲げ変形に対するスケルトンカーブは、曲げモーメント M と曲率 ϕ との $M-\phi$ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する（第 5.3-2 図参照）。

- ① コンクリートの曲げひび割れによる剛性の変化（第 1 折点）
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化（第 2 折点）

SC 規程記載内容の抜粋を以下に示す。

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

$$\left[\begin{array}{l} M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-7}) \\ \phi_1 = \frac{M_1}{E_c \cdot I_e} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-8}) \end{array} \right.$$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} M_2 = M_y \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-9}) \\ \phi_2 = \phi_y \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-10}) \end{array} \right.$$

終局点 曲げ終局強度及び曲げ終局曲率を示す点

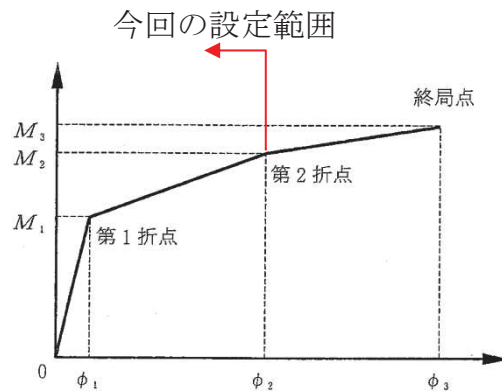
$$\left[\begin{array}{l} M_3 = M_u \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-11}) \\ \phi_3 = \frac{0.004}{X_{nu}} \quad (1/\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (\text{附 2.1-12}) \end{array} \right.$$

ただし、 $\phi_3 > 20\phi_2$ ならば $\phi_3 = 20\phi_2$ とする。

ここで、

- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度（圧縮を正, N/mm^2 ）
- σ_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^2)
- ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で, $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$ を用いてよい
- I_e : 鋼板を考慮した断面二次モーメント (mm^4)
- Z_e : 鋼板を考慮した断面係数 (mm^3)
- f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2)
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度（圧縮を正, N/mm^2 ）
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)
- M_u : 全塑性モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)
- X_{nu} : 全塑性モーメント時の圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

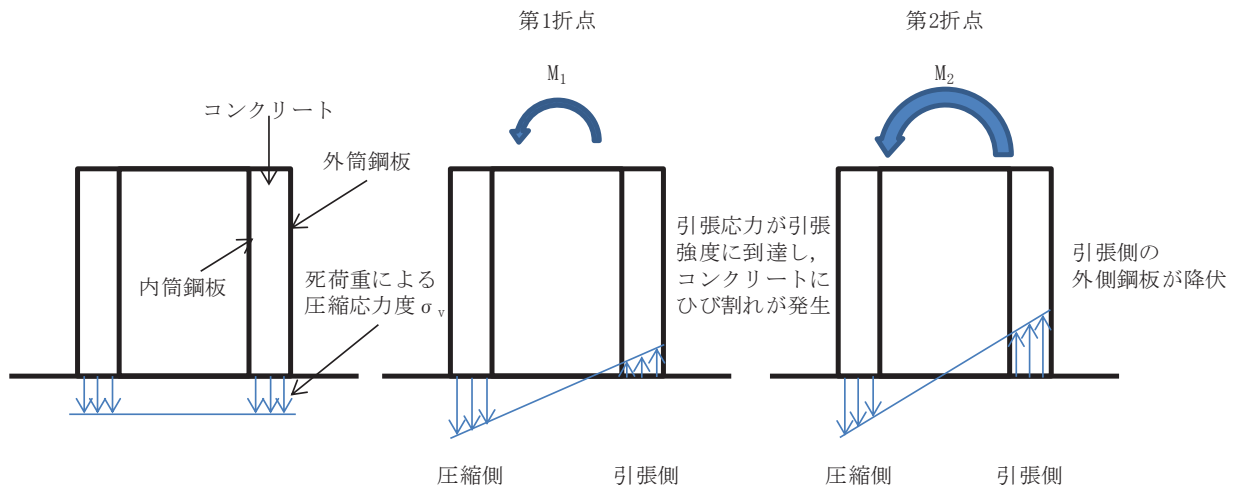
今回の
設定範囲



第 5.3-2 図 曲げ変形に対するスケルトンカーブ（参考文献(4)に加筆）

- b. RPV ペDESTAL（要素①，②）の曲げ変形に対するスケルトンカーブ
 a 項に示す SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

第 5.3-3 図に示すとおり，RPV ペDESTAL の曲げモーメントが大きくなると，引張側のコンクリートは引張側の死荷重による圧縮応力度が 0 となった後も引張に抵抗し，コンクリートの引張応力が引張強度に到達してひび割れが発生する（第 1 折点）。曲げモーメントがさらに大きくなると，圧縮側のコンクリート及び鋼板並びに引張側の鋼板が曲げに抵抗し，引張側の鋼板が降伏する（第 2 折点）。



第 5.3-3 図 RPV ペDESTAL（要素①，②）の曲げ変形の状態概念図

- (i) RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点
 (第 1 折点)

- RPV ペDESTAL の地震応答解析モデルにおける部材断面性能について，コン

クリートの剛性は CRD 搬出入口等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。

- RPV ペDESTALの全断面積に対する開口部の面積の比率を開口率 α と定義し、開口率に応じたコンクリートの引張強度を評価上考慮するものとする。RPV ペDESTAL (要素①, ②) は、水平リブによってコンクリート部が部分的に分断されている。高さによって水平リブの配置に違いはあるものの、上下に投影した場合、コンクリート断面積のうち約 60%が連続していることから、開口率 $\alpha=0.6$ とする。第 5.3-4 図に水平リブの配置概要を示す。

(第 2 折点)

構造特性の反映点は無い。

(ii) 反映後の評価式

(第 1 折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)
- * : 水平リブによってコンクリートが部分的に分断されている。高さによって水平リブの配置に違いはあるものの、上下に投影した場合、約 60%はコンクリートが連続していることから、開口率 $\alpha=0.6$ とする。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($=I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペDESTAL及び RPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($=0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 32.3 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$

- $\phi_2 = \phi_y$

M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

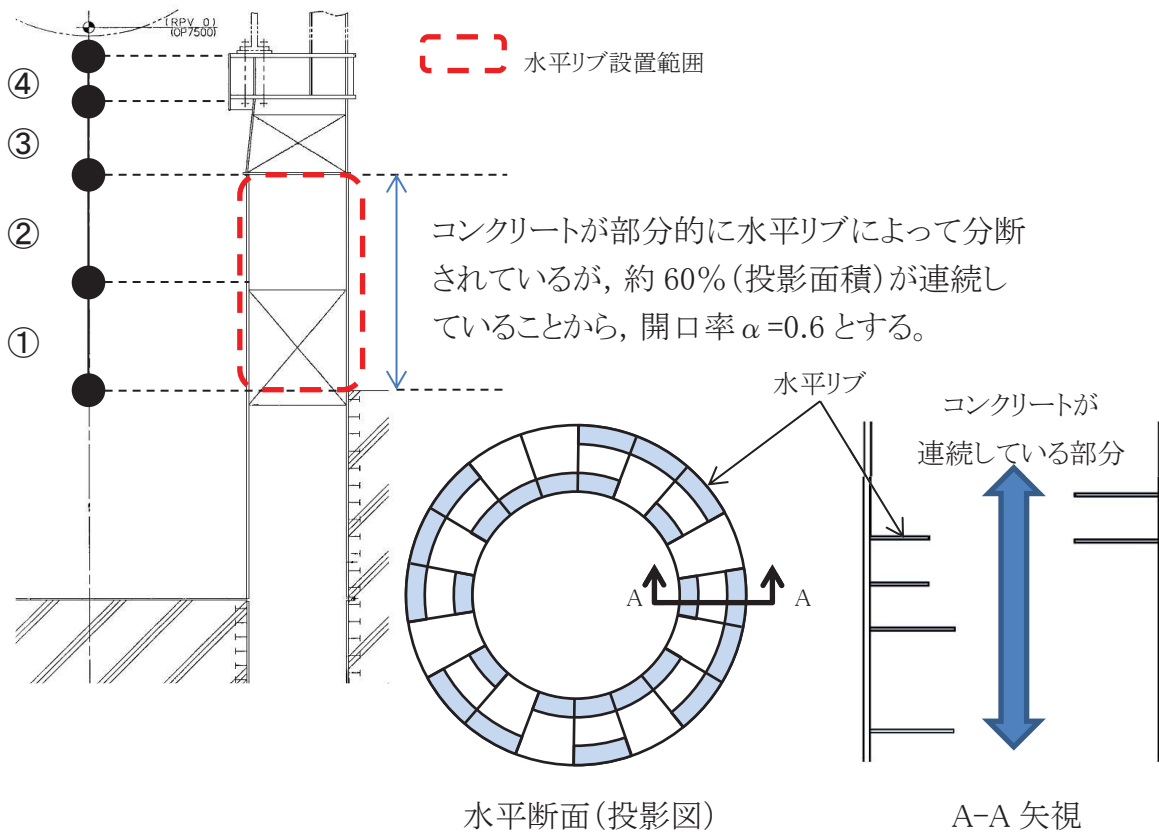
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

第2折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点の M 及び ϕ を表している。

第2折点の曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、断面の平面保持を仮定し、引張側の鋼板部が降伏状態となる場合の応力 (ひずみ) 分布を中立軸を変えながら収束計算し、収束する際の M_2 及び ϕ_2 を求める。

第5.3-4表 曲げに対する RPV ペデスタル (要素①, ②) の構造特性を踏まえた評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第1折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし、開口率 $\alpha = 0.6$ とする。	コンクリートが部分的に水平リブによって分断されているが、約 60% が連続していることから、開口率 $\alpha = 0.6$ とする。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	-
	第2折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	-

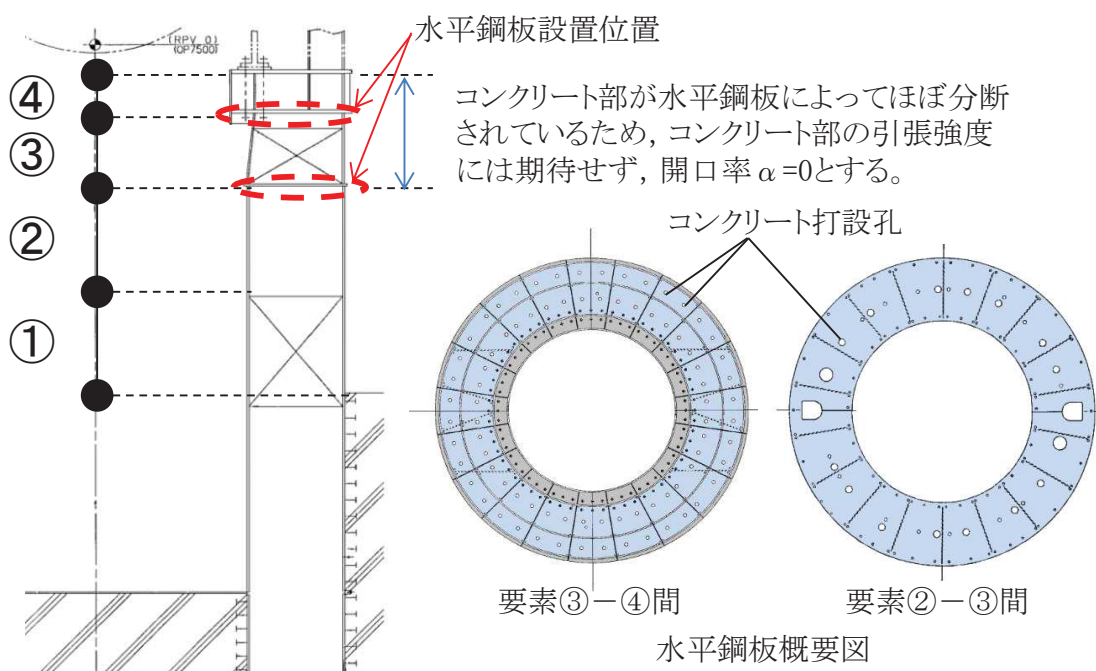


第 5.3-4 図 水平リブの配置概要図

c. RPV ペDESTAL (要素③, ④) の曲げ変形に対するスケルトンカーブ

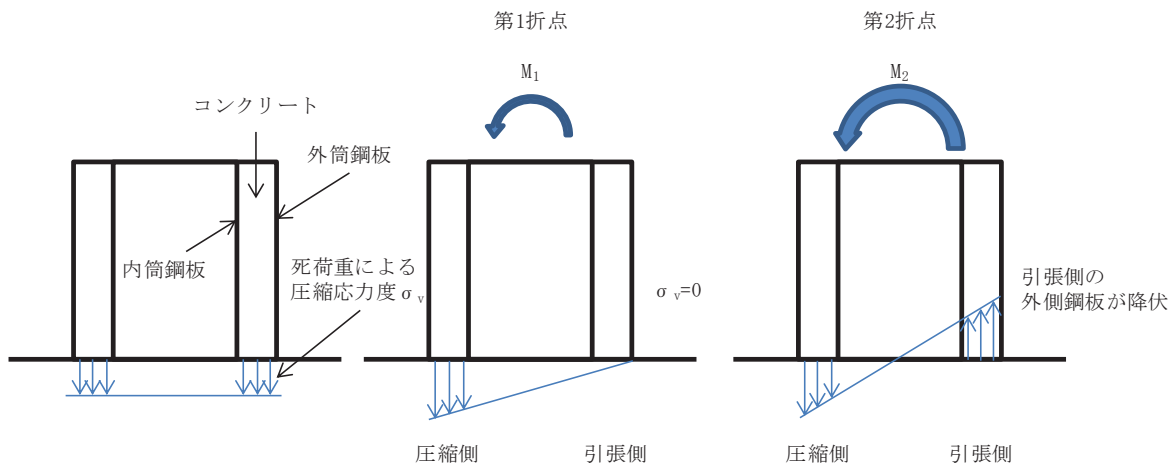
a 項に示した SC 規程の記載内容を参考に RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。

RPV ペDESTAL (要素③, ④) は, 第 5.3-5 図に示すように, コンクリート打設孔等で部分的にコンクリートが連続しているものの, その面積は RPV ペDESTAL の全断面積に対して僅かである。曲げの第 1 折点は, コンクリートの曲げひび割れにより剛性が変化する点であるが, コンクリートが上下に分断されている場合, コンクリートが引張に抵抗することができないため, コンクリート部の引張強度には期待しないものとし, コンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度 σ_v が 0 となる点を曲げの第 1 折点とする。



第 5.3-5 図 RPV ペDESTAL 上部構造図

第 5.3-6 図に示すとおり, RPV ペDESTAL (要素③, ④) の曲げモーメントが大きくなると, 引張側のコンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度が 0 となり (第 1 折点), 曲げモーメントがさらに大きくなると, 圧縮側のコンクリート及び鋼板並びに引張側の鋼板が曲げに抵抗し, 引張側の鋼板が降伏する (第 2 折点)。



第 5.3-6 図 RPV ペデスタル (要素③, ④) の曲げ変形の状態概念図

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第 1 折点)

- RPV ペデスタルの地震応答解析モデルにおける部材断面性能について、コンクリートの剛性は CRD 開口等の開口欠損を考慮した断面積に基づき性能評価する。
- RPV ペデスタル (要素③, ④) は、水平鋼板によってほぼ分断されているため、コンクリート部の引張強度には期待しないものとして開口率 $\alpha = 0$ とする。

(第 2 折点)

構造特性の反映点は無い。

(ii) 反映後の評価式

(第 1 折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)
- *: RPV ペデスタル (要素③, ④) は、コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されており、コンクリート部の引張による抵抗が期待できないため、開口率 $\alpha = 0$ とする。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 $= 32.3 (\text{N}/\text{mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛

直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) × (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

E_s : 鋼板のヤング係数(N/mm²)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント(mm⁴)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) × (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は, RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側のコンクリートの死荷重による鉛直方向軸応力度が0となる時点のM及びφを表している。

(第2折点)

• M₂ = M_y

• φ₂ = φ_y

M_y : 鋼板降伏時モーメント (N・mm)

φ_y : 鋼板降伏時曲率 (1/mm)

第2折点は, RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の鋼板が降伏する時点のM及びφを表している。

第2折点の曲げモーメントM及び曲率φは, 断面の平面保持を仮定し, 引張側の鋼板部が降伏状態となる場合の応力(ひずみ)分布を中立軸を変えながら収束計算し, 収束する際のM₂及びφ₂を求める。

第 5.3-5 表 RPV ペデスタル (要素③, ④) の構造特性を踏まえた曲げに対する評価式

変形特性		SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
曲げ変形	第 1 折点	$M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$	$M_1 = Z_e \cdot (\alpha \cdot f_t + \sigma_v)$ ただし, $\alpha = 0$ とする。	コンクリート部が水平鋼板によってほぼ分断されているため, コンクリート部の引張強度には期待せず, 開口率 $\alpha = 0$ とする。
		$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$	同左 (構造特性の反映点無し)	-
	第 2 折点	$M_2 = M_y$ $\phi_2 = \phi_y$	同左 (構造特性の反映点無し)	-

5.3.3 せん断に対する非線形特性を考慮したスケルトンカーブ設定方法

a. SC 規程のせん断変形に対するスケルトンカーブ

SC 規程に示されたせん断変形に対するスケルトンカーブは、せん断力 Q とせん断変形角 γ との $Q-\gamma$ 関係を以下に示す状態を考慮して算定する（第 5.3-7 図参照）。

- ① コンクリートのせん断ひび割れによる剛性の変化（第 1 折点）
- ② 鋼板の降伏による剛性の変化（第 2 折点）

以下、SC 規程記載内容の抜粋。

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

$$\left[\begin{array}{l} Q_1 = (A_c + \frac{G_s}{G_c} \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-1}) \\ \gamma_1 = \left(\frac{\tau_{cr}}{G_c} \right) \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-2}) \end{array} \right.$$

ただし、 $\tau_{cr} = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$

第 2 折点 鋼板の降伏により剛性が変化する点

$$\left[\begin{array}{l} Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-3}) \\ \gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-4}) \end{array} \right.$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

$$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + (A_s \cdot E_s)}$$

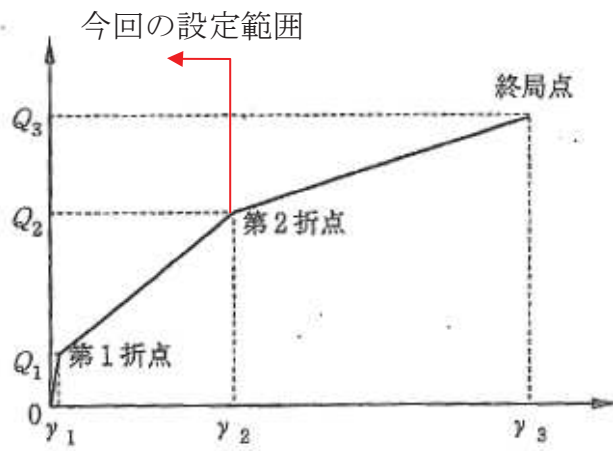
終局点 せん断終局強度及びせん断終局ひずみ度を示す点

$$\left[\begin{array}{l} Q_3 = A_c \cdot \sqrt{\left(\frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \sigma_y \cdot \nu_1 \cdot \sigma_B} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-5}) \\ \gamma_3 = 6.0 \times 10^{-3} \quad (\text{rad}) \dots\dots\dots (\text{附 2.1-6}) \end{array} \right.$$

ここで、

- A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)
- A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm²)
- G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)
- E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm²)
- E_c' : コンクリートのひび割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よい (N/mm²)
- ν_s : 鋼板のポアソン比
- σ_v : 鋼板を考慮した鉛直方向軸応力度 (圧縮を正, N/mm²)
- K_α : 鋼板のせん断剛性
- K_β : ひび割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
- σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)
- σ_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/mm²)
- ν_1 : コンクリート圧縮強度の有効係数で、 $0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$ を用いてよい

今回の
設定範囲

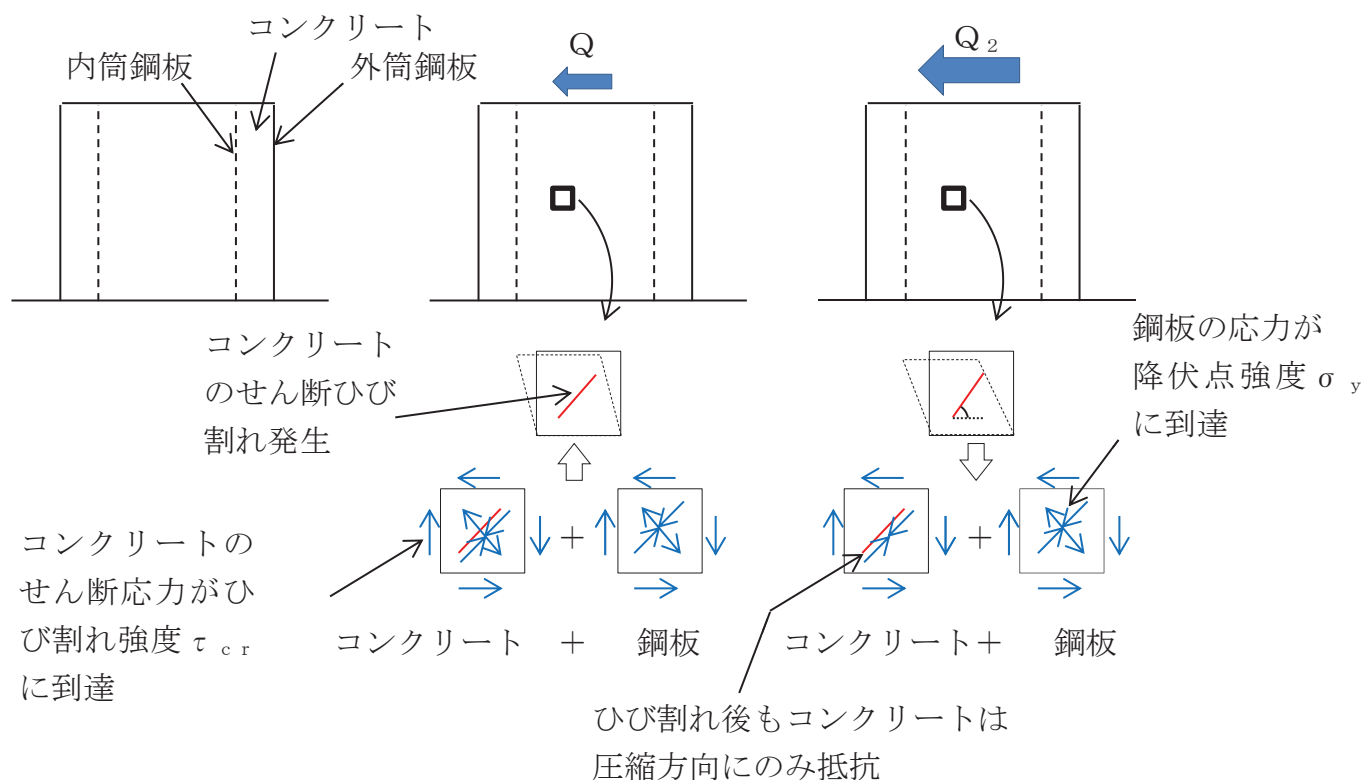


第 5.3-7 図 せん断変形に対するスケルトンカーブ (参考文献(4)に加筆)

b. RPV ペDESTAL (要素①, ②, ③, ④) のせん断変形に対するスケルトンカーブ

a 項に示す SC 規程の内容から RPV ペDESTAL 固有の構造特性を反映した点及び反映後の評価式を以下に示す。なお, RPV ペDESTAL (要素①, ②) と RPV ペDESTAL (要素③, ④) には, せん断変形に対する構造上の特性の違いはない。

第 5.3-8 図に示すとおり, RPV ペDESTAL のせん断力が大きくなると, コンクリートのせん断応力がひび割れ強度 τ_{cr} に到達してせん断ひび割れが発生する (第 1 折点)。第 1 折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向 (圧縮ストラット角度 θ の方向, コンクリートのひび割れの方法は圧縮方向と同じ) にのみ抵抗する弾性体 (異方性弾性体) として挙動し, ひび割れたコンクリートを鋼板が拘束し, コンクリートと鋼板が一体となってせん断力に抵抗する。せん断力がさらに大きくなると, 鋼板の応力が降伏点強度 σ_y に到達する (第 2 折点)。



第 5.3-8 図 RPV ペDESTAL のせん断変形の状態概念図

(i) RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点

(第1折点)

- 構造特性の反映点はない。

(第2折点)

- コンクリートの圧縮ストラット角度 θ に RPV ペデスタルの構造に合わせた角度を入力することでせん断剛性を算出する。

(ii) 反映後の評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

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

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 = 32.3 (N/mm^2)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、RPV ペデスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価なペデスタル鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値、すなわち RPV ペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q 、 γ を表している。

(第2折点)

$$Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$$

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割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

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm^2)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(圧縮ストラット角度 θ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC規程の附属書2.1解説及びコンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽¹⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係より算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E'_c \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E'_c : コンクリートのひび割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 を乗じた値を用いる。(N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数(N/mm²)

t_c : コンクリート板厚(mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔(mm)

H : 隔壁の高さ(mm)

s_{Ay} : 鋼材の水平断面の断面積(mm²)

s_{Ax} : 鋼材の鉛直断面の断面積(mm²)

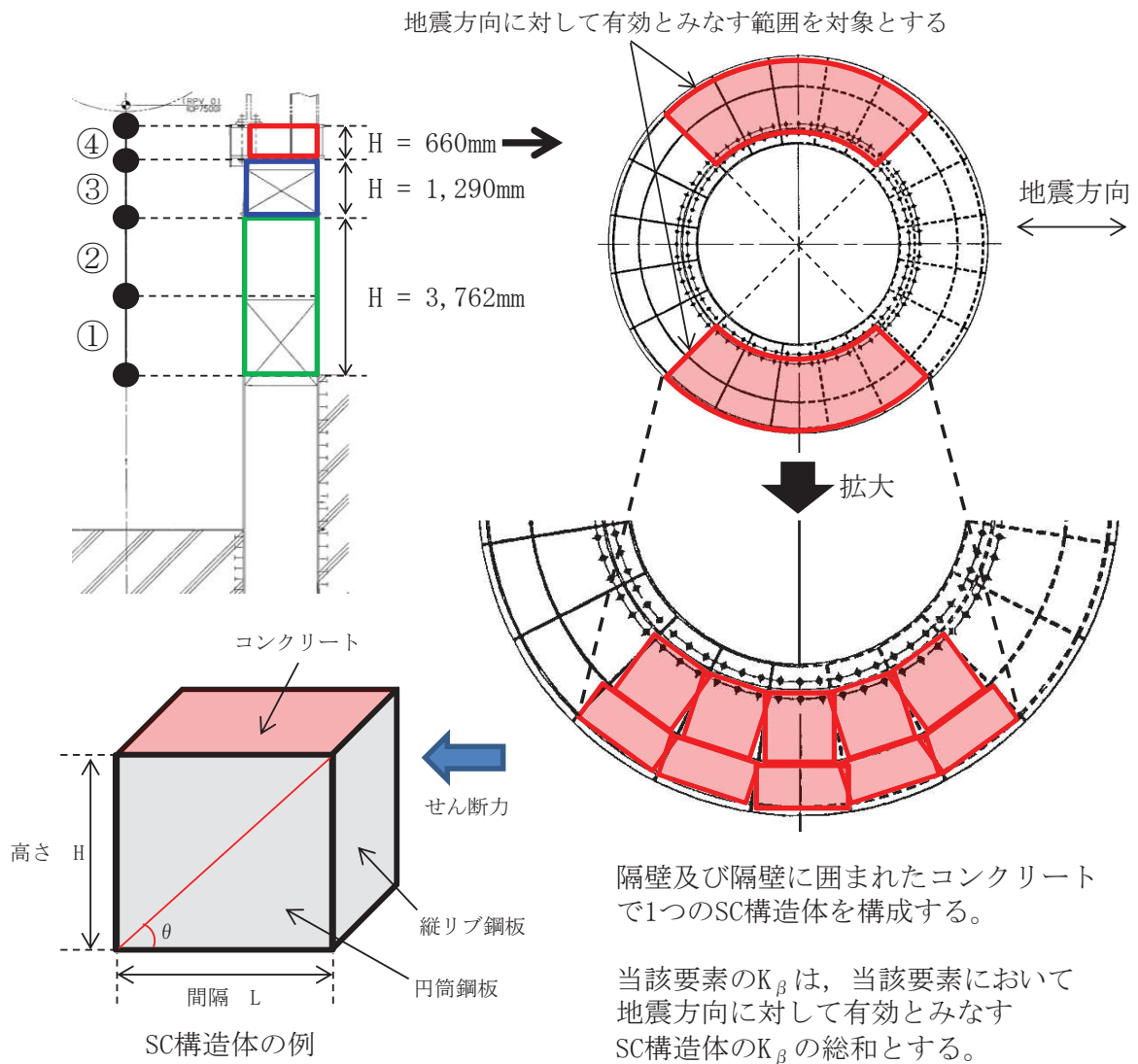
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

($\theta=45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

ここで、コンクリートの圧縮ストラット角度 θ は、ペDESTALの縦リブ鋼板(隔壁)で分断された区画ごとに等価矩形断面に置換し、実際の構造に合わせた値を設定する。

θ は、水平鋼板が設置されている層を考慮し、要素①・②、要素③及び要素④に分けて、縦リブ鋼板(隔壁)及び円筒鋼板並びにそれらに囲まれたコンクリートを1つの SC 構造体として、その対角線(鋼板の間隔 L 及び高さ H)にコンクリートひび割れが発生すると仮定して設定する。

各々の θ を用いて K_β (ひび割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)を算出し、それぞれ足し合わせることで各層の K_β を算出し、上に示した SC 規程式に代入し、 Q_2 、 γ_2 を求める。



第 5.3-9 図 RPV ペDESTALの隔壁構造の概念図 (要素④を例示)

第 5.3-6 表 せん断に対する実機 RPV ペデスタルの構造特性を踏まえた評価式

変形特性	SC 規程	構造特性を踏まえた評価式	RPV ペデスタル固有の構造特性を反映した点
せん断変形	第 1 折点 $Q_1 = \left(A_s + \frac{G_s}{G_c} \cdot A_s \right) \cdot \tau_{cr}$	同左 (構造特性の反映無し)	-
	$\gamma_1 = \frac{\tau_{cr}}{G_c}$ ただし $\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)}$	同左 (構造特性の反映無し)	-
	第 2 折点 $Q_2 = \frac{(K_\alpha + K_\beta)}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$ $\gamma_2 = \frac{Q_2}{(K_\alpha + K_\beta)}$ ただし, $K_\alpha = A_s \cdot G_s$	同左 (構造特性の反映無し)	-
$K_\beta = \frac{1}{\frac{4}{(A_c \cdot E_c')} + \frac{2(1 - \nu_s)}{(A_s \cdot E_s)}}$	K_β : SC 規程の附属書 2.1 解説を参考に設定	圧縮ストラット角度 θ は, 縦リブ鋼板及び円筒鋼板並びにそれらに囲まれたコンクリートを一つの SC 構造体として, その対角線 (鋼板の間隔 L 及び高さ H) にコンクリートひび割れが発生すると仮定する。 SC 規程の附属書 2.1 及び既往知見 ⁽¹⁾ に示される理論式を用い, 実際の θ に合わせた値を設定した。	

5.4 構造の特徴に応じた追加検討事項の妥当性

5.4.1 妥当性の確認対象

構造の特徴に応じた追加検討により復元力特性の評価式へ反映する事項の妥当性の確認は、既往の加力試験の結果を活用して行う。なお、追加検討事項のうち、水平リブによるコンクリートの分断については、単純にコンクリート断面積の減少を反映しているのみであることから妥当性の確認は不要とする。

第 5.4-1 表 追加検討事項の妥当性確認対象

RPV ペDESTALの 構造の特徴		追加検討事項の妥当性確認	
		○：要 ×：不 要	内容 (検証不要の場合はその理由)
共通	隔壁方式	○	<ul style="list-style-type: none"> せん断の第2折点を求める際の構造に応じた圧縮ストラット角度の仮定。 せん断力に対して有効とみなす範囲を全断面の半分と仮定。
	円筒型	○	
要素③, ④	水平鋼板	○	<ul style="list-style-type: none"> 曲げの第1折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視。
	中間鋼板	×	<ul style="list-style-type: none"> 隔壁方式の構造の一部を成すものであるため、隔壁方式の妥当性確認に包絡される。
要素①, ②	水平リブ	×	<ul style="list-style-type: none"> 単純にコンクリート断面積の減少を考慮すればよいため、妥当性の確認は不要。

5.4.2 確認方法

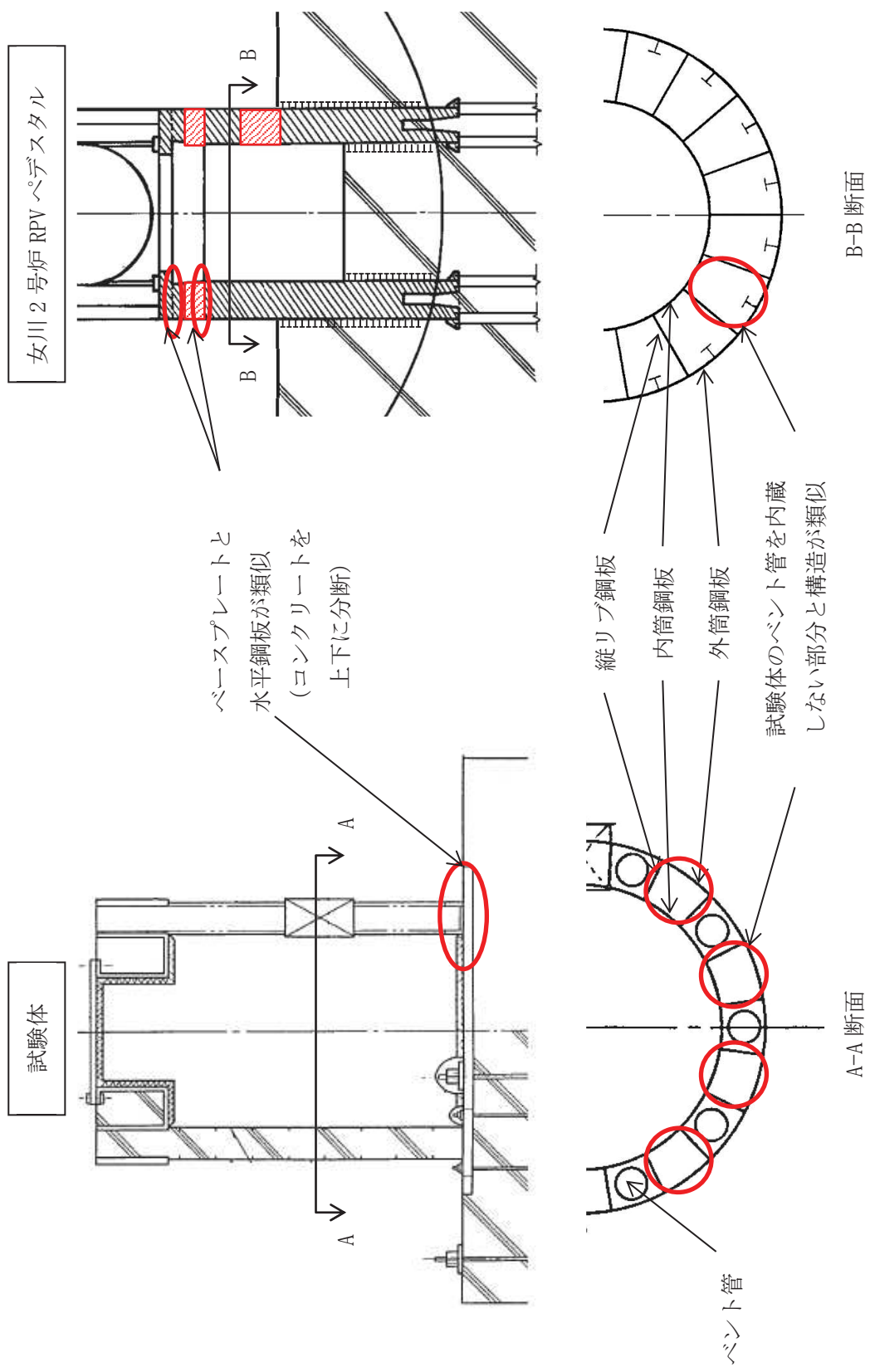
追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した、既往の試験体の荷重－変形特性と試験で実測された試験体の荷重－変形特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断する（スケルトンカーブの作成方法、荷重－変形特性の作成方法は、それぞれ添付資料-2, 3 参照）。

妥当性確認が必要となる構造上の特徴は、隔壁方式であること、円筒型であること及び要素③、④のコンクリートが水平鋼板によって分断されていることである。既往の試験は、ABWR の RPV ペデスタルを模擬した試験体で実施しており、試験体が隔壁方式であること及び円筒型であることは、女川 2 号炉 RPV ペデスタルと共通の構造である。なお、試験体には、ベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分があるが、女川 2 号炉 RPV ペデスタルの構造は、試験体のベント管を内蔵しない部分と類似した構造のため、ベント管を内蔵しない部分と同様の考え方で評価することができる。また、試験体では、ベースプレートによって上下のコンクリートが分断されているのに対し、女川 2 号炉 RPV ペデスタルでは、水平鋼板によって上下のコンクリートが分断されていることから、同様の考え方で評価することができる。

このように、試験体と女川 2 号炉 RPV ペデスタルの構造特徴が類似していることから、ABWR の RPV ペデスタルを模擬した試験結果を用いた妥当性の確認が可能である（第 5.4-2 表、第 5.4-1 図、加力試験の内容は添付資料-4 参照）。

第 5.4-2 表 RPV ペデスタルと試験体の構造の比較

RPV ペデスタルの構造の特徴		追加検討事項の 妥当性確認の要否 (表 5.4.1-1 再掲)	実機と試験体の差異	
		○：対象 ×：対象外	○：差異なし ×：差異あり	差異あり の理由
共通	隔壁方式	○	○	—
	円筒型	○	○	—
要素③、④	水平鋼板	○	○	—



第5.4-1図 試験体と女川2号炉RPVペデスタルの構造

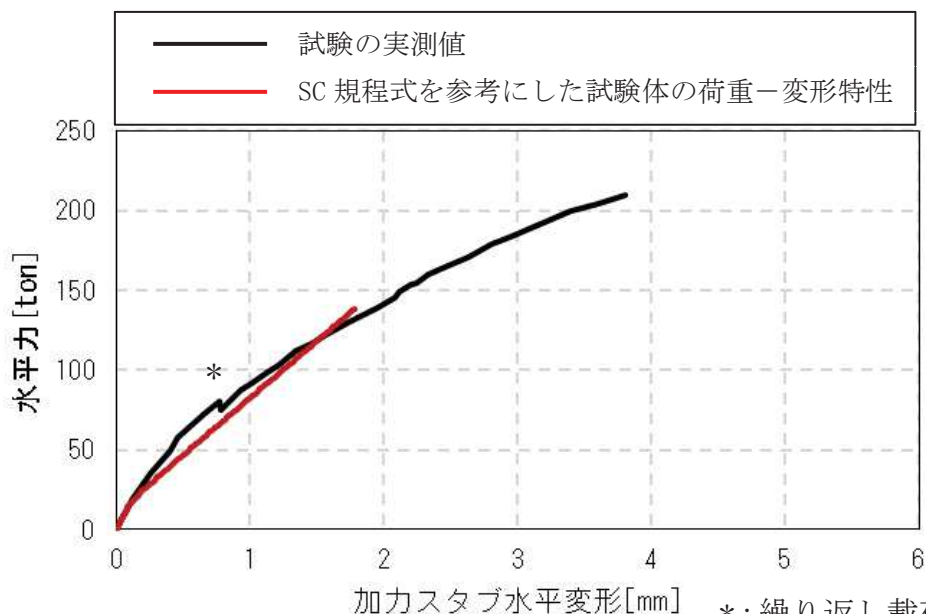
5.4.3 確認結果

5.3 項で設定した SC 規程式を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブを用いた荷重-変形特性を作成し、試験で実測された荷重-変形特性との比較を行った。なお、試験で実測された荷重-変形特性については、全体変形を曲げ変形及びせん断変形に分離して比較する（分離方法の詳細は、添付資料-3 参照）。

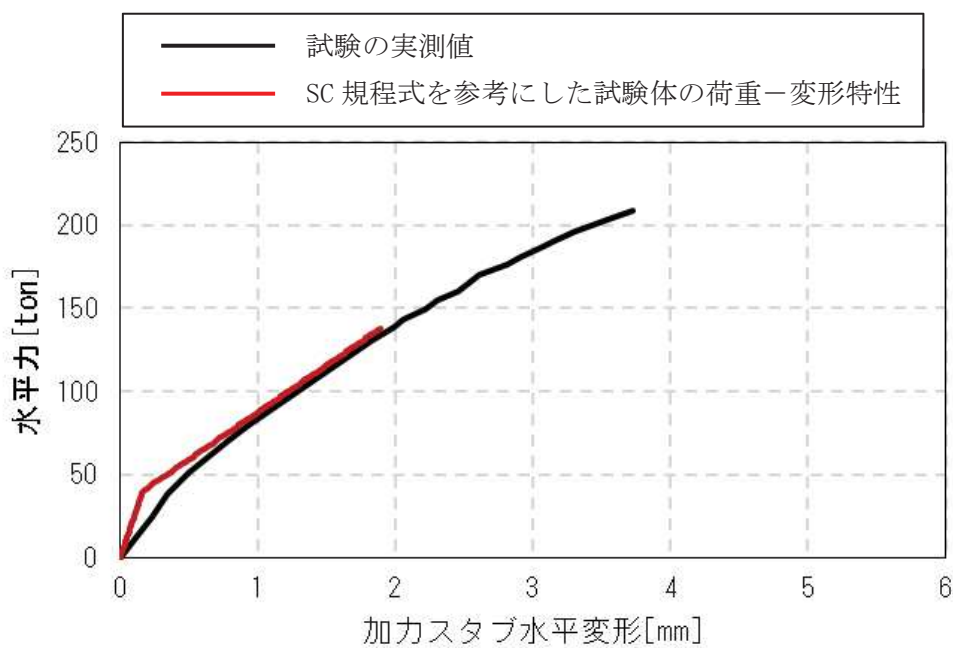
第 5.4-2 図 (a) に曲げ変形における荷重-変形特性、第 5.4-2 図 (b) にせん断変形における荷重-変形特性、第 5.4-2 図 (c) に試験結果全体としての荷重-変形特性を示す。また、今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲近傍を拡大した荷重-変形特性を第 5.4-2 図 (d) に示す。

今回適用範囲としている鋼板降伏までの範囲において、SC 規程式を参考にした試験体の荷重-変形特性は、試験結果とよく一致していることから、SC 規程の評価式に対し、RPV ペDESTAL の構造の特徴を踏まえて追加検討して設定した以下の妥当性を確認した。

- ・複雑な形状によるコンクリートの不連続部に対する評価上の扱い
（曲げの第 1 折点を求める際、コンクリートの引張に対する抵抗を無視）
- ・せん断力に対して有効とみなす範囲を全断面の半分
- ・せん断の第 2 折点を求める際の構造に応じた圧縮ストラット角度
（鋼板に囲まれたコンクリートの対角上にひび割れが発生する）

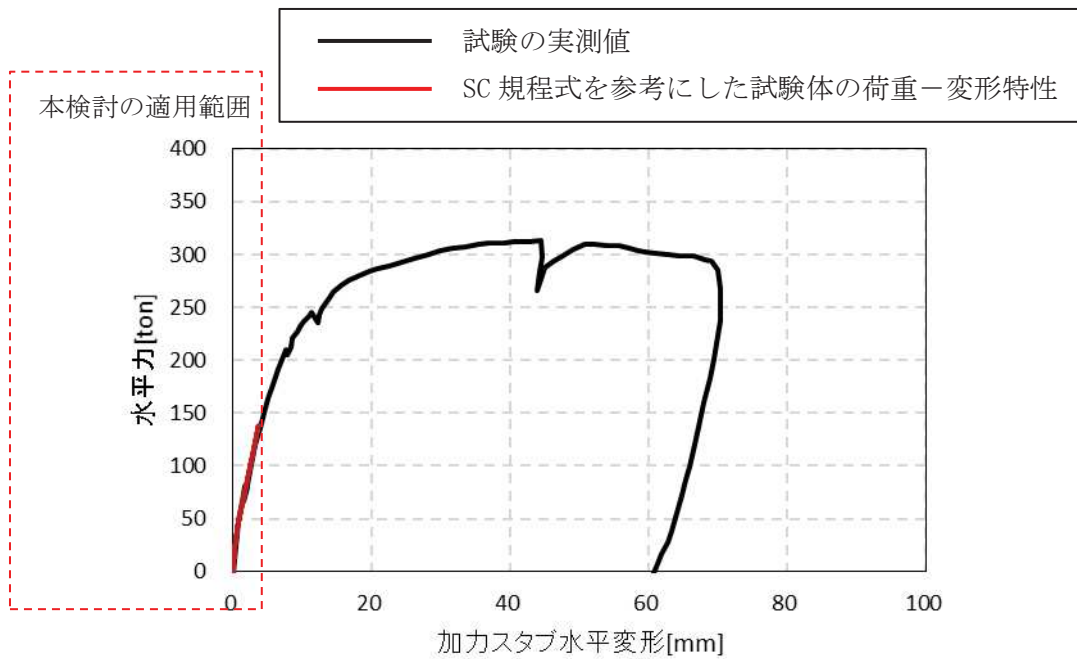


(a) 曲げ変形の比較

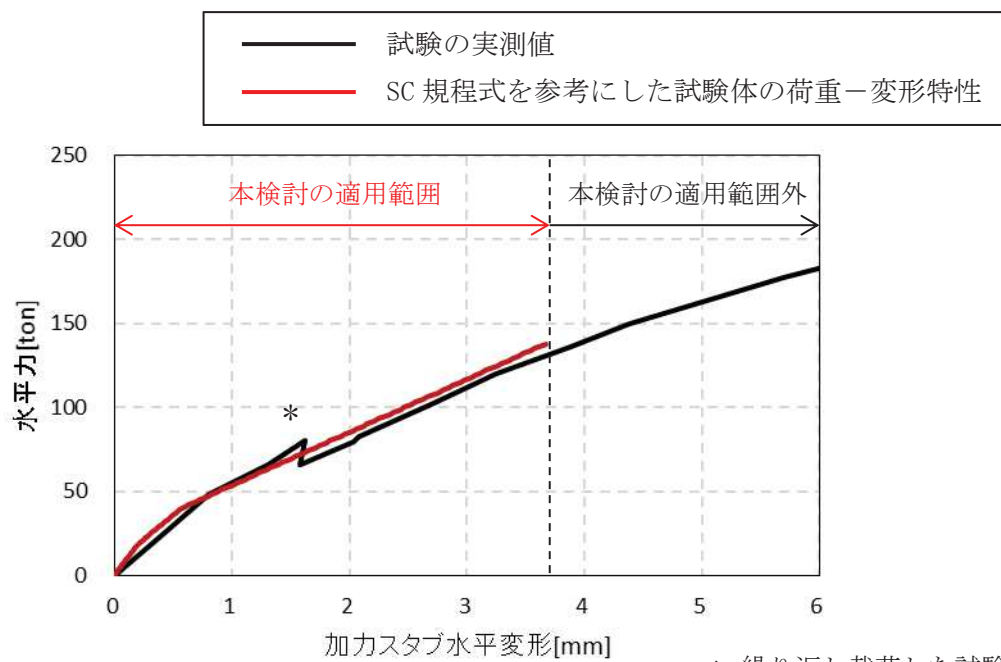


(b) せん断変形の比較

第 5.4-2 図 荷重-変形特性の比較 (1/2)



(c) 荷重-変形特性の比較 (試験結果全体での比較)



*: 繰り返し载荷した試験結果を包絡したことによる不連続

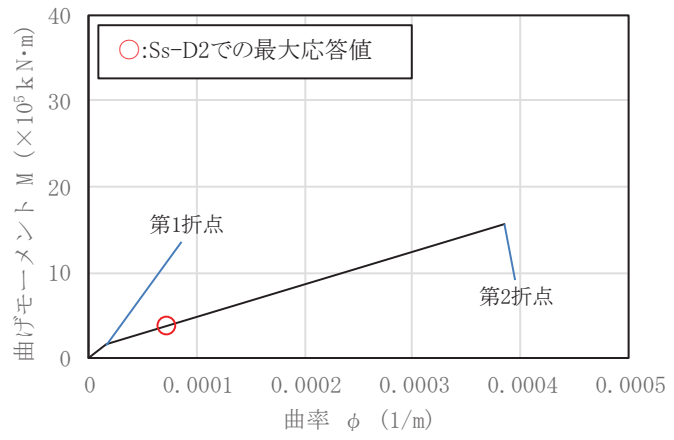
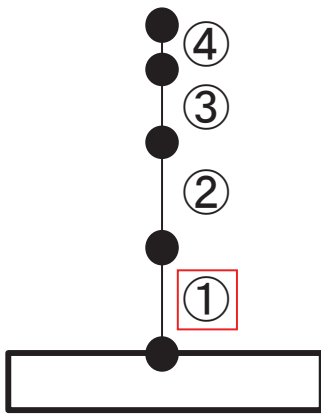
(d) 適用範囲近傍の拡大図

第 5.4-2 図 荷重-変形特性の比較 (2/2)

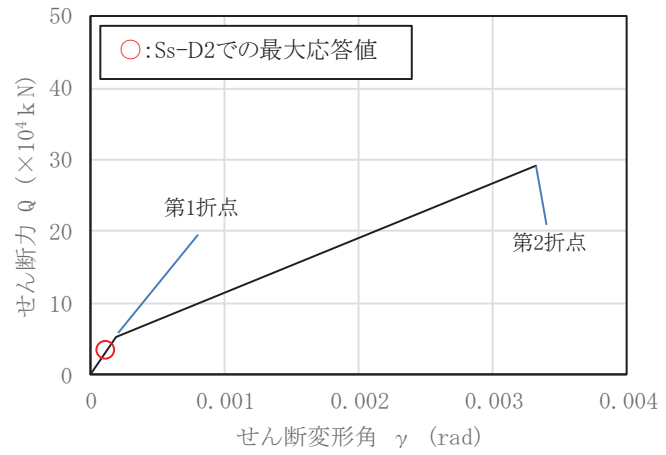
6 スケルトンカーブの作成

5 項で妥当性が確認された方法に基づき，RPV ペDESTALのスケルトンカーブを作成した。RPV ペDESTALの各要素に対する曲げ変形及びせん断変形に対するスケルトンカーブに，暫定条件を用いて基準地震動 S_s による地震応答解析を実施した際の応答レベルをプロットしたものを第 6-1 図に示す（スケルトンカーブの導出過程は添付資料-2 参照）。

要素①のスケルトンカーブ (NS 方向)



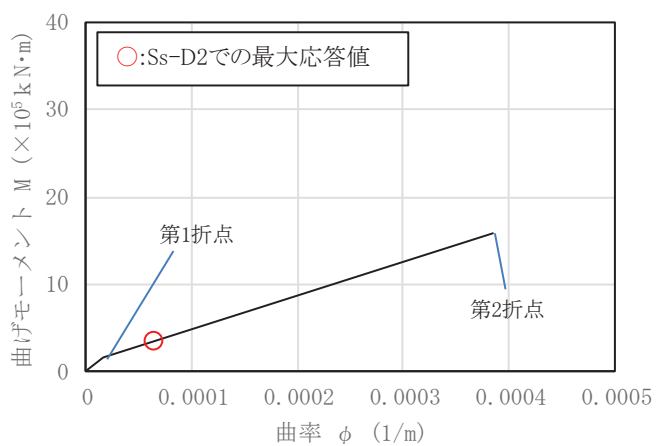
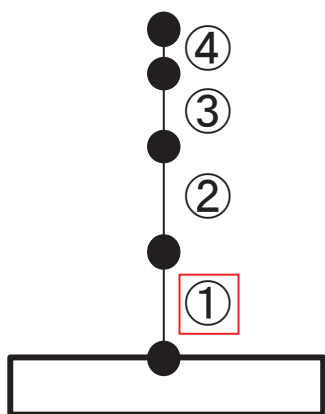
(a) 曲げモーメント-曲率関係



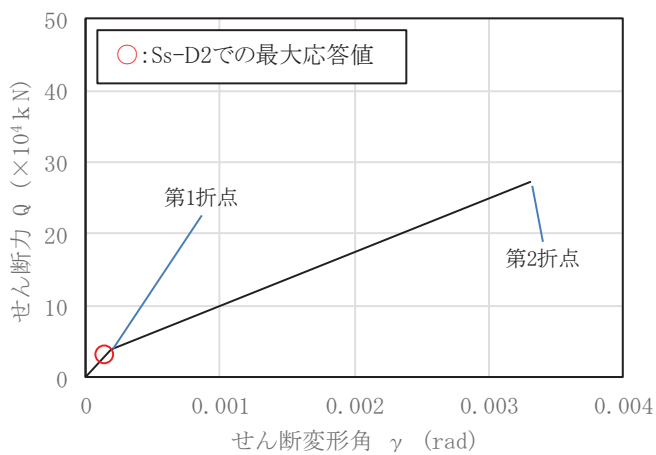
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (1/8)

要素①のスケルトンカーブ (EW 方向)



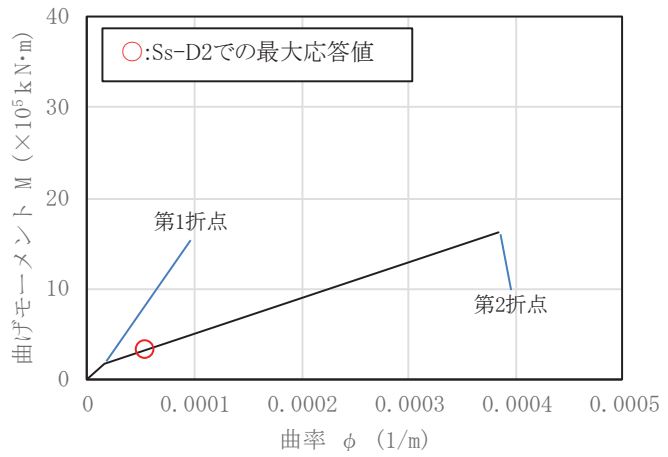
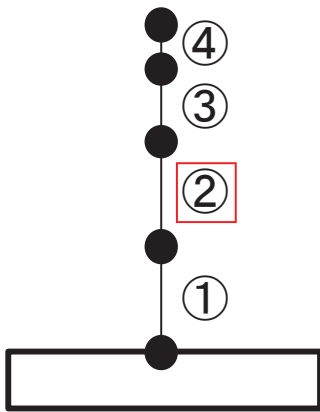
(a) 曲げモーメント-曲率関係



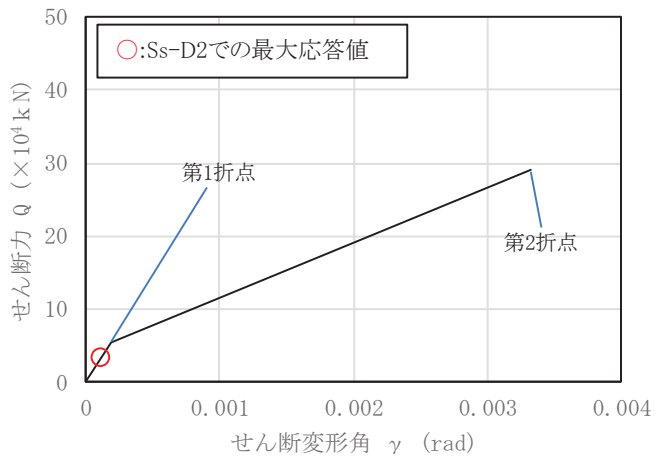
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (2/8)

要素②のスケルトンカーブ (NS 方向)



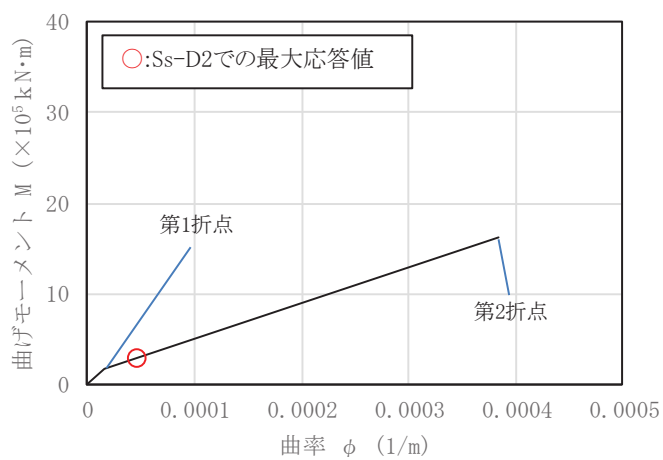
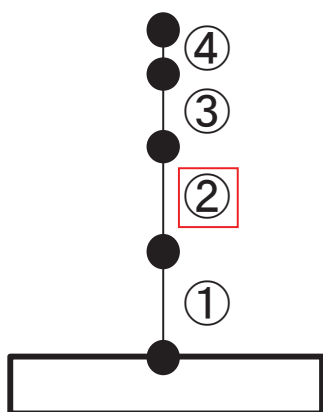
(a) 曲げモーメント-曲率関係



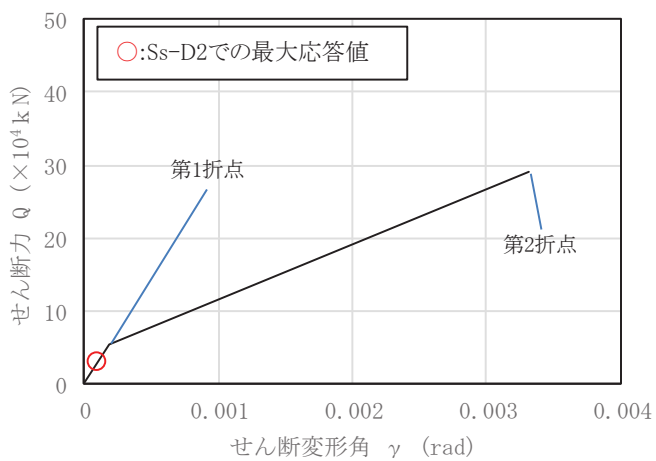
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (3/8)

要素②のスケルトンカーブ (EW 方向)



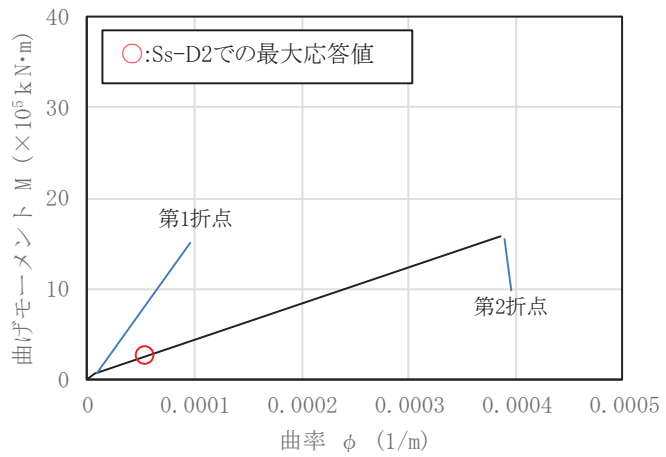
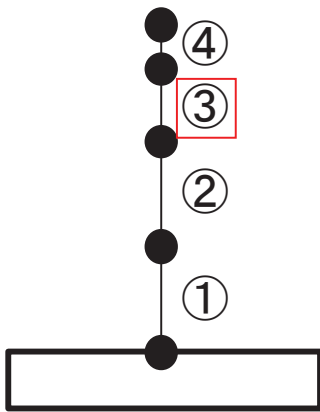
(a) 曲げモーメント-曲率関係



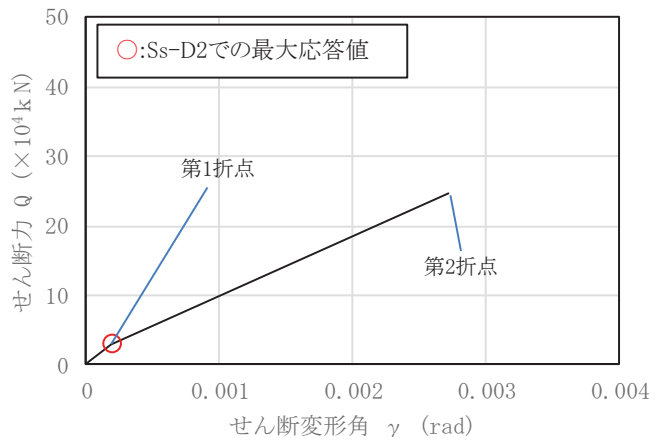
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (4/8)

要素③のスケルトンカーブ (NS 方向)



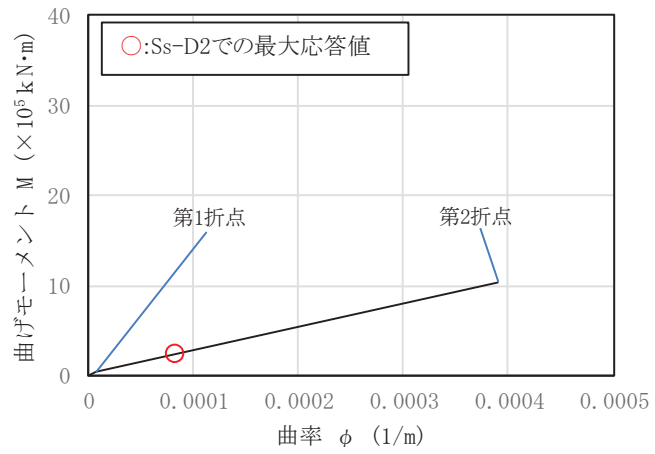
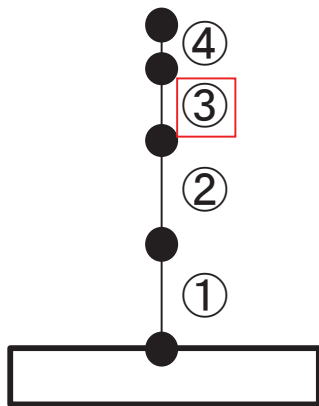
(a) 曲げモーメント-曲率関係



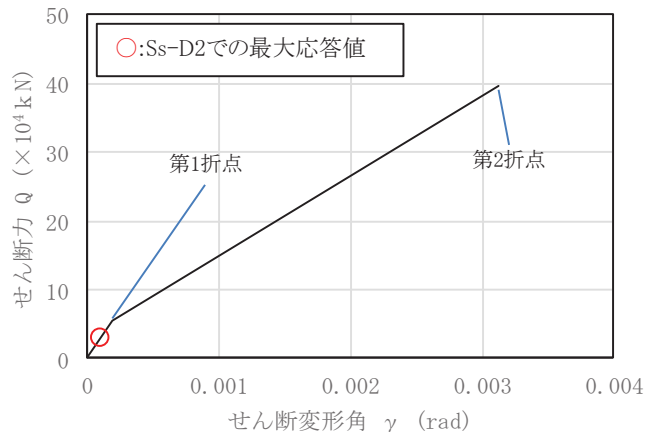
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (5/8)

要素③のスケルトンカーブ (EW 方向)



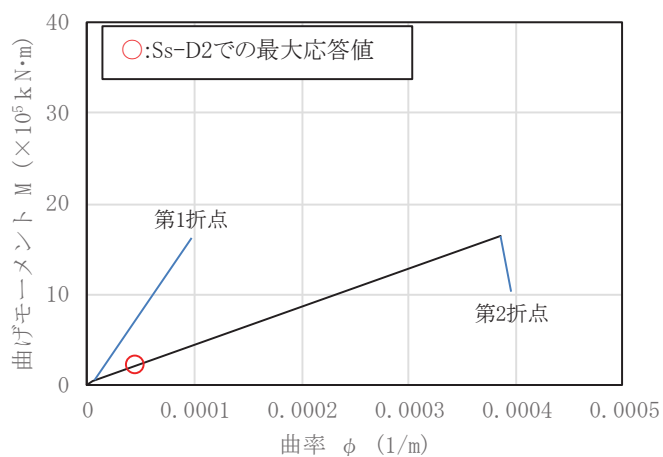
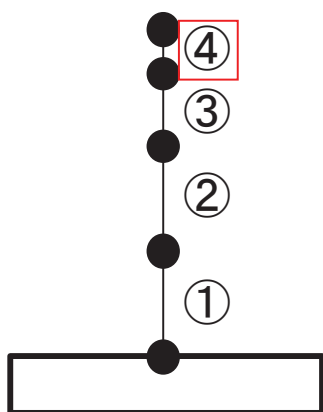
(a) 曲げモーメント-曲率関係



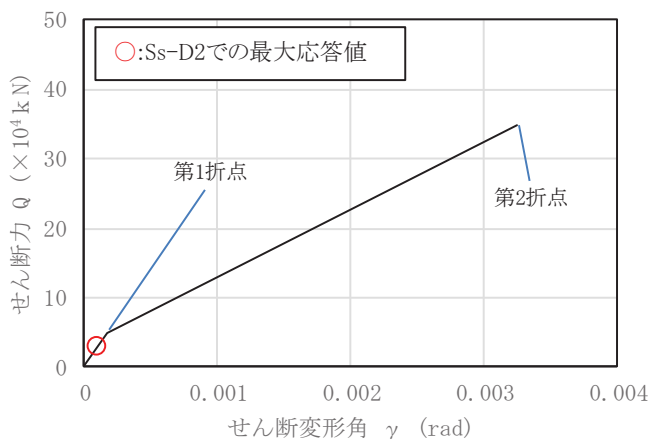
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (6/8)

要素④のスケルトンカーブ (NS 方向)



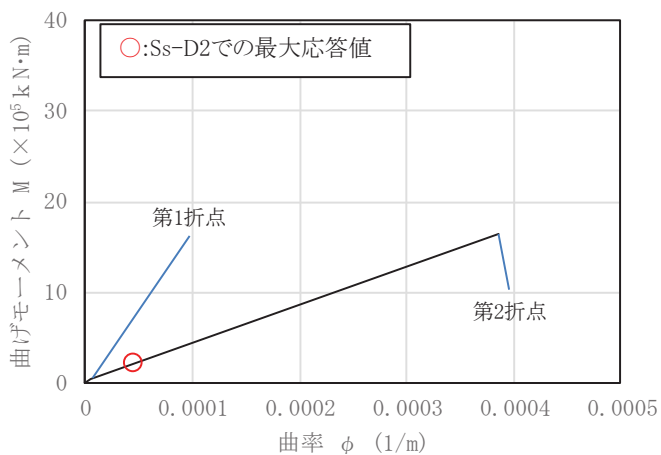
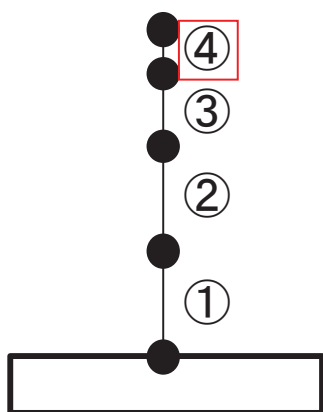
(a) 曲げモーメント-曲率関係



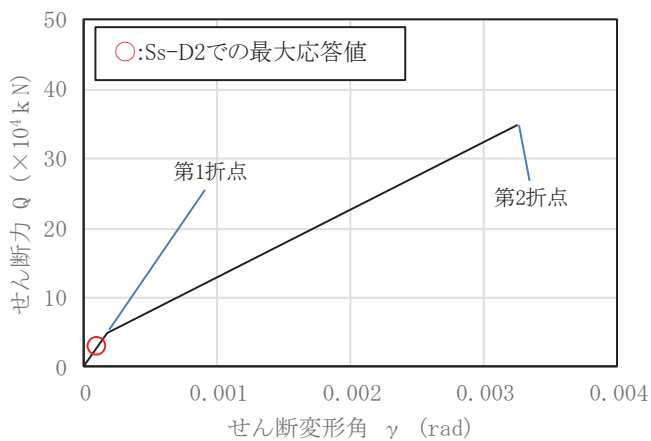
(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (7/8)

要素④のスケルトンカーブ (EW 方向)



(a) 曲げモーメント-曲率関係



(b) せん断力-せん断変形角関係

第 6-1 図 SC 規程を参考にした RPV ペデスタルのスケルトンカーブ (8/8)

7 履歴特性の設定

7.1 検討目的

地震応答解析で応答が第1折点を超える場合は、線形時の減衰定数（一定値）に加え、採用した復元力特性による履歴減衰を考慮する。

RPV ペデスタルについても応答が第1折点を超えることから、復元力特性を実機に適用するに当たり、載荷と除荷の繰り返しに対する履歴特性を設定する必要がある。設定する履歴特性に応じて履歴減衰が異なることから、保守性に配慮し、履歴減衰による消費エネルギーが小さくなる履歴特性を設定する。

7.2 検討方法

既往の検討⁽⁵⁾において、SC 規程で定められている履歴特性及び実機を模擬した試験体の加力試験結果⁽²⁾から得られた結果に近い履歴特性を適用した場合の地震応答解析におけるひずみエネルギーに関する知見が示されている。女川2号炉においては、この知見が適用可能であることを確認し、履歴減衰による消費エネルギーがより小さくなる履歴特性を設定する。

既往の検討における検討ケース及び検討結果を以下に示す。

7.3 検討ケース

履歴特性に関するパラメータスタディの検討ケースを第7.3-1表に示す。

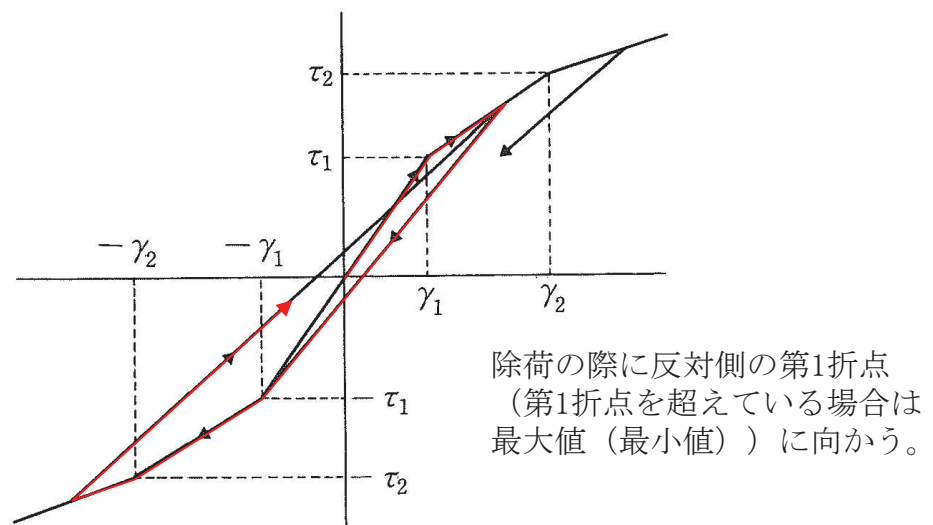
ケースAは、SC規程を踏まえて、曲げとせん断の双方ともに最大点指向型の履歴特性を採用したケースである。

ケースBは、曲げに対する履歴特性に、加力試験結果を踏まえた現実的なもの（ディグレイディングトリリニア型）を採用し、せん断に対しては、ひずみエネルギー吸収性能がより小さい原点指向型の履歴特性を採用したケースである。

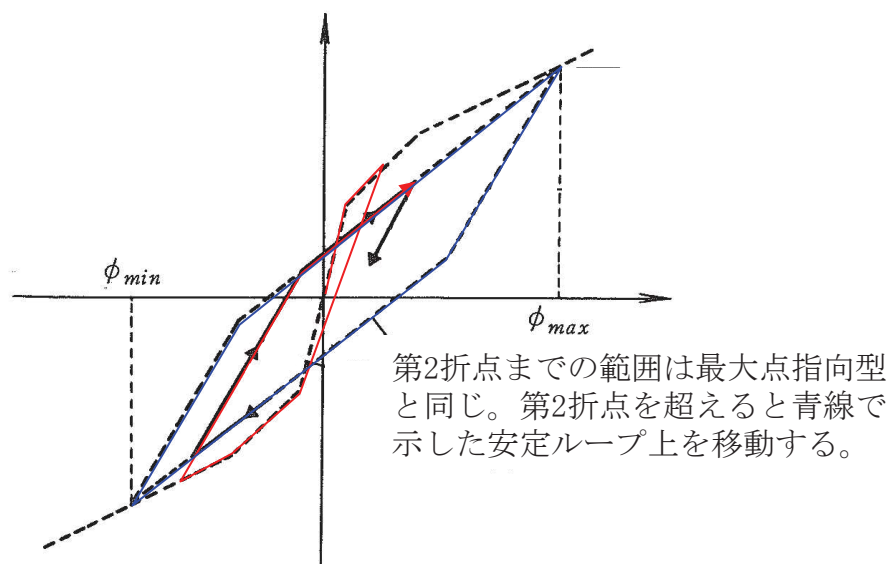
参考として、最大点指向型、ディグレイディングトリリニア型及び原点指向型の履歴特性のイメージを第7.3-1～3図に示す。

第 7.3-1 表 履歴特性に関するパラメータスタディ

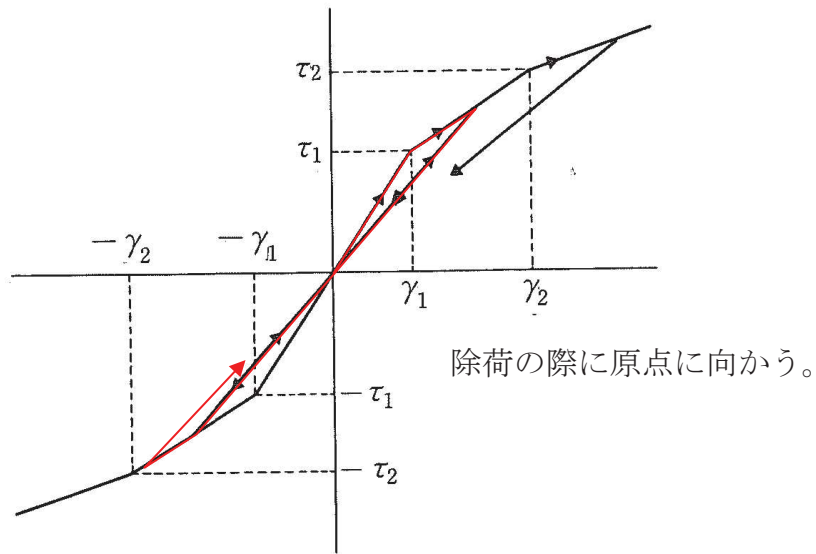
ケース	曲げ	せん断
ケース A (SC 規程準拠)	最大点指向型	最大点指向型
ケース B	ディグレイディング トリリニア型	原点指向型



第 7.3-1 図 履歴特性のイメージ (最大点指向型)



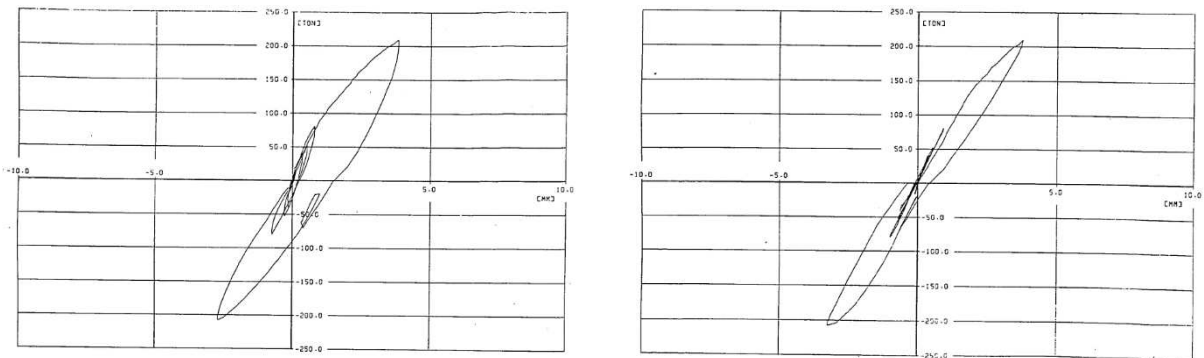
第 7.3-2 図 履歴特性のイメージ (ディグレイディングトリリニア型)



第 7.3-3 図 履歴特性のイメージ (原点指向型)

7.4 検討結果

加力試験結果の履歴特性に関して、鋼板の降伏点近傍までの全体変形を曲げ変形とせん断変形に分離した荷重-変位関係を第 7.4-1 図に示す。この図から、曲げ変形の履歴特性は、ディグレイディングトリニア型に近い紡錘型の安定したループ形状を示しており、せん断変形よりも履歴減衰が大きい傾向にあることが判る。



(a) 荷重-曲げ変形関係

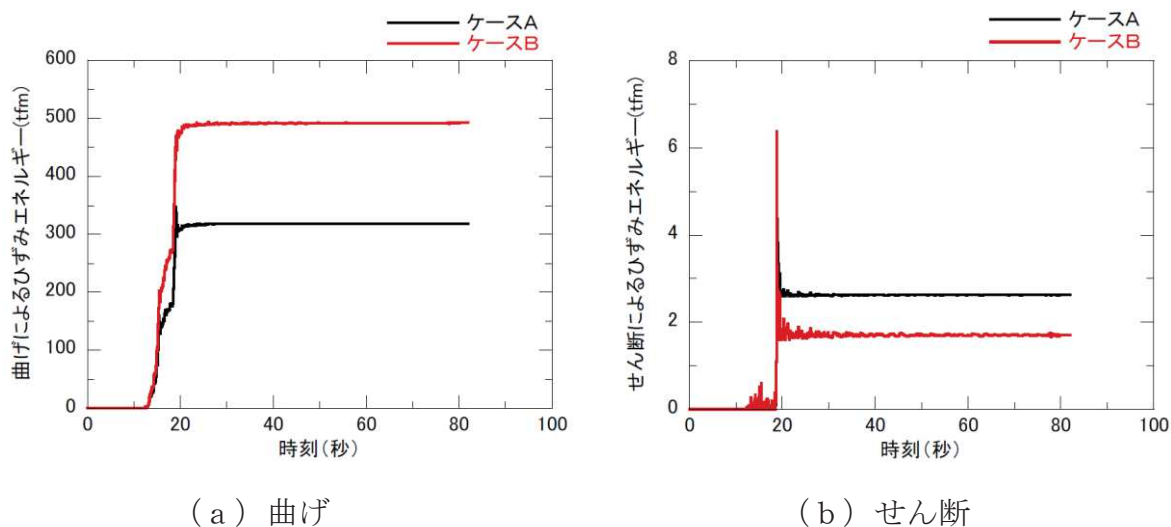
(b) 荷重-せん断変形関係

第 7.4-1 図 実験における曲げ及びせん断の履歴特性 ((2)より引用)

履歴減衰による消費エネルギーの累積値を比較したものを第 7.4-2 図に示す。曲げによる消費エネルギーは、せん断による消費エネルギーと比べると 2 桁大きいオーダーの値を示しており、消費エネルギーの観点からは曲げによる影響が大きく支配的であるといえる。

さらに、曲げによる消費エネルギーは、試験結果に近いディグレイディングト

リニア型を採用したケース B では、ケース A の 1.5 倍以上のエネルギーが消費されていることが示された。



第 7.4-2 図 曲げ及びせん断によるひずみエネルギーの比較 ((5)より引用)

7.5 女川原子力発電所 2 号炉への適用性

女川 2 号炉の RPV ペDESTAL は、加力試験の試験体と同様に円筒型、隔壁方式の構造物であることから、曲げ及びせん断に対して、同様の変形挙動を示すと考えられる。したがって、7.4 項に示したとおり、曲げによるエネルギーの消費が支配的であり、せん断によるエネルギーの消費は極めて小さい。また、6 項に示したとおり、女川 2 号炉の地震応答解析においても、曲げが支配的である。

このことから、曲げによる消費エネルギーが小さくなるような最大点指向型の履歴特性を適用することは妥当であると考えられる。なお、せん断の履歴特性は、SC 規程を参照し、加力試験の結果に近い最大点指向型を採用する。

8 まとめ

基準地震動の増大により、RPV ペDESTAL についても原子炉建屋と同様に非線形解析モデルとした復元力特性を適用し、より現実に近い適正な地震応答解析が可能になるようにした。

非線形解析モデルの評価は、既往の RC 構造との類似性を検討し、同様の理論で評価可能であることを確認した上で、既往知見である SC 規程を参考に RPV ペDESTAL の構造を踏まえた評価を行い、隔壁方式、円筒型の RPV ペDESTAL を模擬した試験結果を用いてその妥当性を確認した。

9 参考文献

- (1) 松尾 他：鋼板コンクリート耐震壁に関する研究 その3 セン断荷重-変形関係の解析 日本建築学会学術講演梗概集，平成4年8月
- (2) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証試験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月
- (3) 社団法人日本電気協会 電気技術基準調査委員会：電気技術規程原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版
- (4) 社団法人日本電気協会 原子力規格委員会：電気技術規程原子力編 鋼板コンクリート構造耐震設計技術規程 JEAC4618-2009
- (5) 有限責任中間法人 日本原子力技術協会 中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価委員会：中越沖地震後の原子炉機器の健全性評価平成20年度中間報告，JANTI-SANE-02，平成21年4月

地震応答モデルにおける RPV ペDESTAL の減衰定数

1 地震応答解析における RPV ペDESTAL の減衰定数

地震応答解析に用いる RPV ペDESTAL の減衰定数は、既工認と同じく 5% を適用する。RPV ペDESTAL は、鋼板円筒殻の内部にコンクリートを充填した構造である。本構造の減衰定数は、原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601-1987) に示される減衰定数のうち、RC 構造物の減衰定数を準用し、5% とする。これは、RPV ペDESTAL の減衰が、材料の内部粘性減衰及び鋼板とコンクリートの間の摩擦減衰等で生じ、これらが鉄筋コンクリートと同等である、という工学的判断による。また、重大事故等時の減衰定数も、上記の考え方に従い、RC 構造物と同じ 5% を適用する。

上記の減衰定数は、以下の運動方程式の減衰マトリックス $[c]$ の値として考慮する。

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{H\}\Delta\ddot{a}$$

ここで

$[m]$: 質量マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$\{u\}$: 変位マトリックス

$\{H\}$: 入力ベクトル

$\Delta\ddot{a}$: 地震加速度

固有円振動数と固有モードは次式により求める。

$$([k] - \omega_i^2[m])\{\phi_i\} = \{0\}$$

ここで

ω_i : i 次の固有円振動数

$\{\phi_i\}$: i 次振動モードの固有ベクトル

このときの減衰マトリックス $[c]$ は次式により求める。

$$[c] = [m] \left(\sum_i \{\phi_i\} \eta_i \{\phi_i\}^T \right) [m]$$

ここで

$$\eta_i = \frac{2 \cdot h_i \cdot \omega_i}{M_i}$$

$$M_i = \{\phi_i\}^T [m] \{\phi_i\}$$

M_i : i 次のモード換算質量

h_i : i 次のモード減衰定数

なお、モード減衰定数は各次モードにおける各部材のひずみエネルギーに比例するものとして、次式により求める。

$$h_i = \frac{\sum_j (h^j \cdot E_i^j)}{\sum_j E_i^j}$$

$$E_i^j = \frac{1}{2} \{\phi_i^j\}^T [k^j] \{\phi_i^j\}$$

ここで

E_i^j : i 次振動モードにおける j 部材のひずみエネルギー

h^j : j 部材の減衰定数

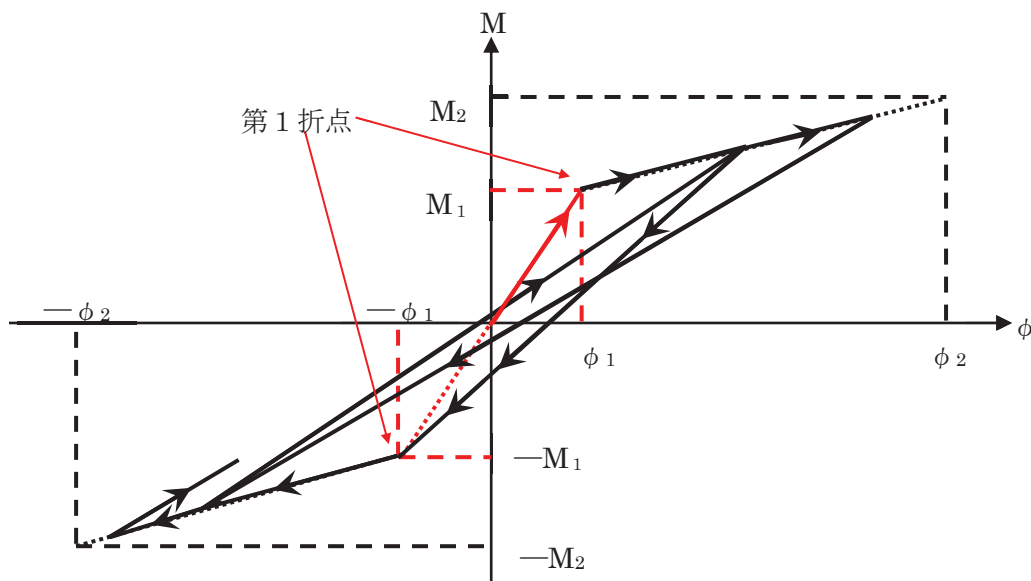
$[k^j]$: j 部材の初期剛性マトリックス

$\{\phi_i^j\}$: i 次振動モードにおける j 部材の材端変位ベクトル

上記で求めた減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）及び第1折点を越えた弾塑性領域で同じ値として適用される。

2 RPV ペデスタルの履歴特性による減衰効果

弾塑性解析では1項で示すとおり、減衰マトリックス $[c]$ は、復元力特性上の線形領域（第1折点以下）及び第1折点を越えた弾塑性領域でも同じ値を適用する。剛性マトリックス $[k]$ は、第1折点を越えた弾塑性領域では履歴特性上の位置に応じて変化する。この変化により描かれる履歴ループでエネルギー消費が行われ、減衰効果となる。



添付 1-1 図 最大点指向型の履歴特性の例（曲げモーメント）

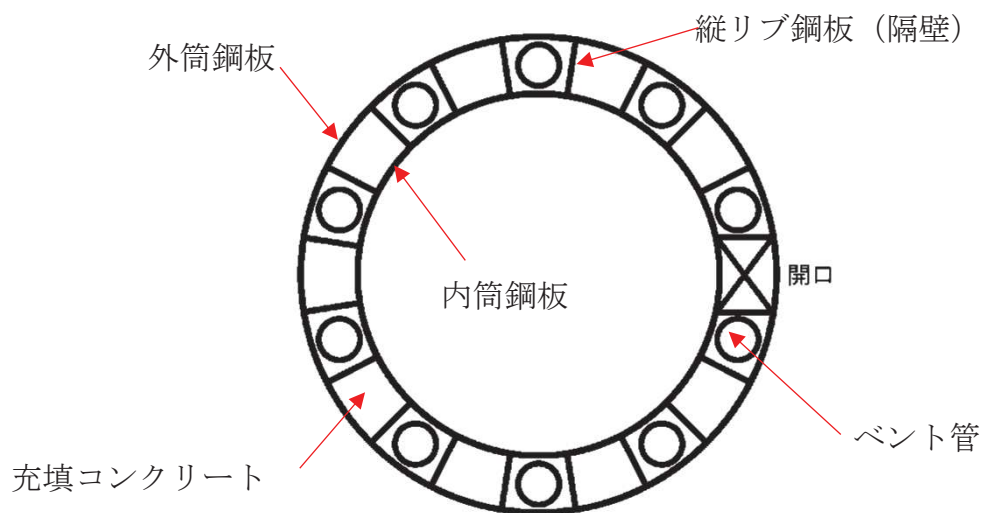
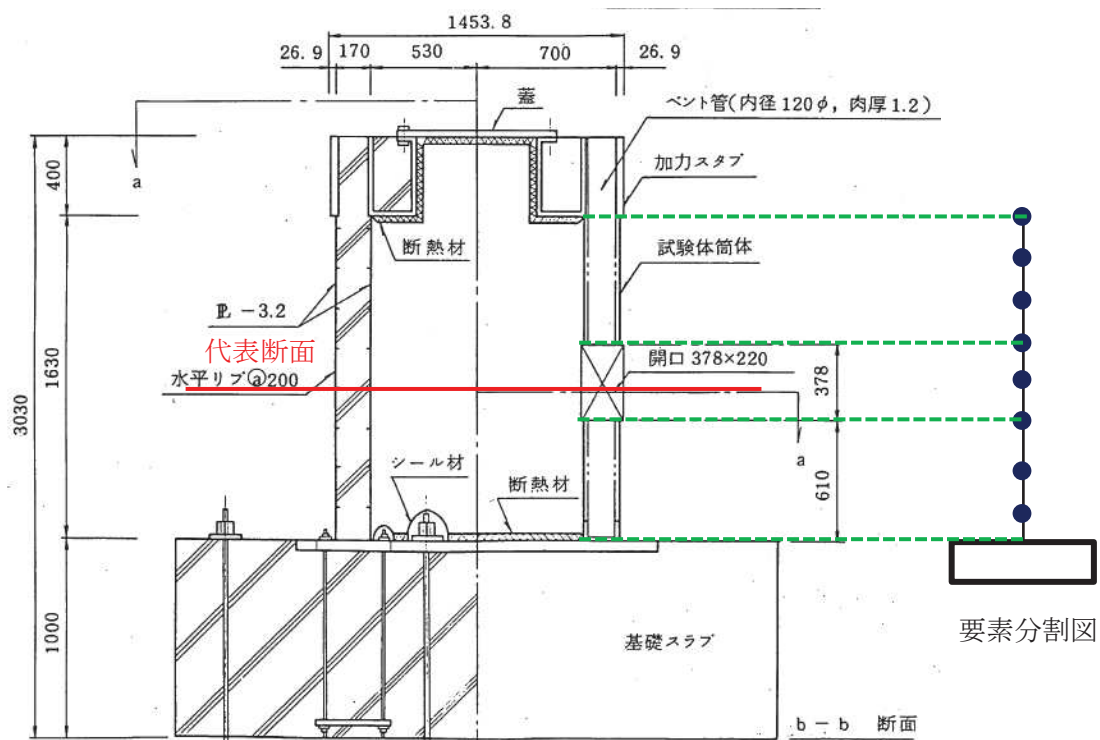
SC 規程を参考にした RPV ペDESTAL のスケルトンカーブ導出過程

1 SC 規程を参考にした試験体のスケルトンカーブ導出過程

SC 規程を参考にし、RPV ペDESTAL の復元力特性を設定した際の追加検討事項の妥当性を確認するため、追加検討事項を反映した復元力特性の評価式を用いて作成した既往の試験体の荷重-変位特性と、試験で実測された試験体の荷重-変位特性の整合性を確認することにより、追加検討事項の妥当性を判断している。

ここでは、妥当性検証に用いた、SC 規程を参考にした試験体の曲げ及びせん断のスケルトンカーブの導出過程を説明する。

また、試験体の加力方向は1方向であるため、スケルトンカーブの設定は加力方向1方向に対して行う。なお、試験体は各層共通してベント管を内蔵していることから、より複雑な構造である開口部を有する断面を具体的計算過程提示の代表として抽出した（添付 2-1 図）。



添付 2-1 図 スケルトンカーブ設定の具体的計算過程提示の代表断面

2 試験体のスケルトンカーブの計算過程

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. 試験体の構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (f_t + \sigma_v)$ ただし、 $f_t = 0$ とする
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 下部ペデスタルはコンクリート部がベースプレートにて完全に分断されておりコンクリート部の引張による抵抗が期待できないため $f_t = 0$ となる。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 (mm^3) ($= I_e / (D / 2)$)

$D / 2$: 中心から最外縁までの距離 (D は最外直径)

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 = $29.4 (\text{N/mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)

(各鋼板の断面二次モーメントの和) $\times (E_s / E_c)$ + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

第1折点は、RPV ペデスタル円筒部の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 (σ_v) が 0 となる時点の M 及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- $\phi_2 = \phi_y$

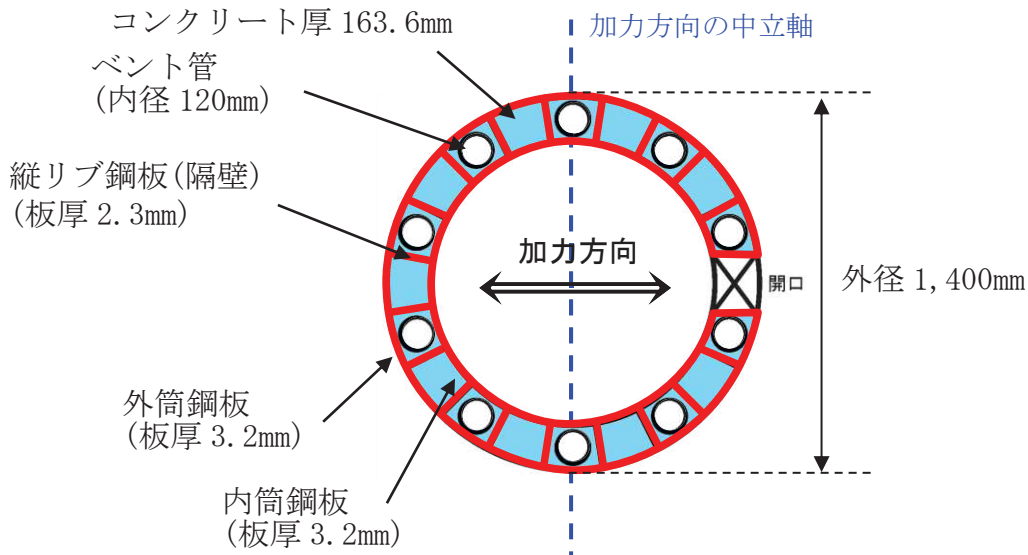
M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口による断面欠損を考慮し算出する(添付2-2図)。



添付2-2図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。また、各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は、実機 RPV ペDESTALと同様に求める(添付2-1表, 添付2-2表)。

コンクリートのヤング係数 E_c は、既工認と同様に鉄筋コンクリート構造計算規準に基づいて、コンクリートの単位体積重量 $\gamma=2.3\text{t/m}^3$ 及び設計基準強度を用いて求める。

$$\begin{aligned}
 E_c &= 2.1 \times 10^5 \times \left(\frac{\gamma}{2.3}\right)^{1.5} \times \sqrt{\frac{\sigma_B}{200}} \\
 &= 2.6 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \\
 &= 2.55 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式2 (1)-1)}
 \end{aligned}$$

添付 2-1 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²) (300(kg/cm ²))	設計基準強度

添付 2-2 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の 断面二次モーメント I_c	9.91886×10^{10} (mm ⁴)	添付 2-2 図の水色部分
各鋼板の 断面二次モーメントの和 I_s	5.0359×10^9 (mm ⁴)	添付 2-2 図の赤線部分
コンクリート部の 断面積 $A_{n,c}$	5.19×10^5 (mm ²)	添付 2-2 図の水色部分
各鋼板の 断面積の和 $A_{n,s}$	2.85×10^4 (mm ²)	添付 2-2 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（添付 2-2 表）を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 3.79174 \times 10^{10} + 9.91886 \times 10^{10} \\ = 1.37106 \times 10^{11} \text{ (mm}^4\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(1)-2)}$$

中心から最外縁までの距離 $D/2 = 700\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D/2) = 1.95866 \times 10^8 \text{ (mm}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(1)-3)}$$

試験体に負荷される鉛直方向のプレストレス力による鉛直方向の軸力 N ($= 9.23 \times 10^5 \text{ (N)}$) を用いて、鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 1.26 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots \text{(式 2(1)-4)}$$

以上の式から、第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{2.47 \times 10^2 (\text{kN} \cdot \text{m})} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2(1)-5)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{7.06 \times 10^{-5} (1/\text{m})} \cdots \cdots \cdots \text{(式 2(1)-6)}$$

(第2折点)

ファイバーモデルは、有限要素法におけるはり部材のモデルの1つであり、構造物の断面欠損を考慮した非線形特性を評価することができる。RPV ペDESTALの開口による断面欠損を考慮し、ファイバーモデルを用いて漸増させる荷重（モーメント）に対する収束計算により、中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 σ とひずみ ε を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

● モデル化方法

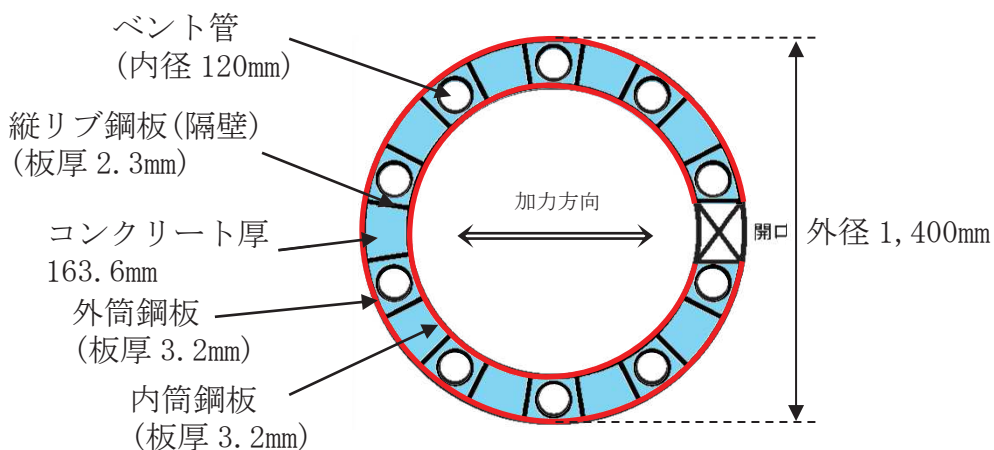
RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、ベント管及びアクセストンネルを模擬した開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる（添付 2-3 図参照）。

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格（JSME S NE1-2003）⁽¹⁾を参考に、CEB-FIP⁽²⁾モデルを採用する。具体的には、応力ひずみ曲線をパラボラ型とし、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

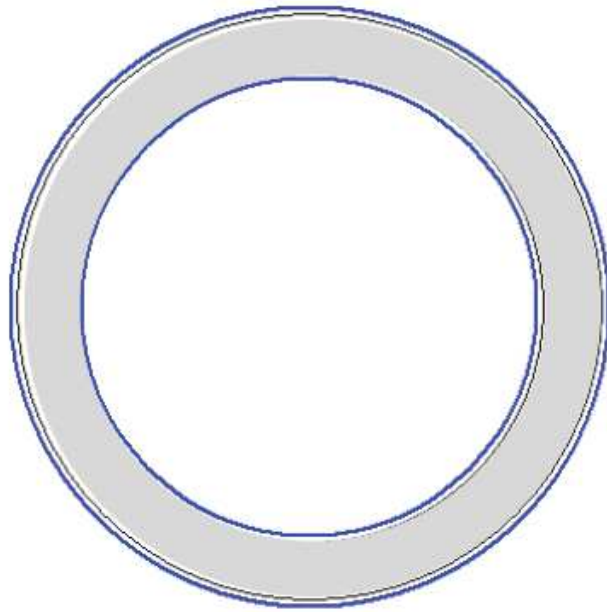
また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

● 第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

荷重（モーメント）を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。

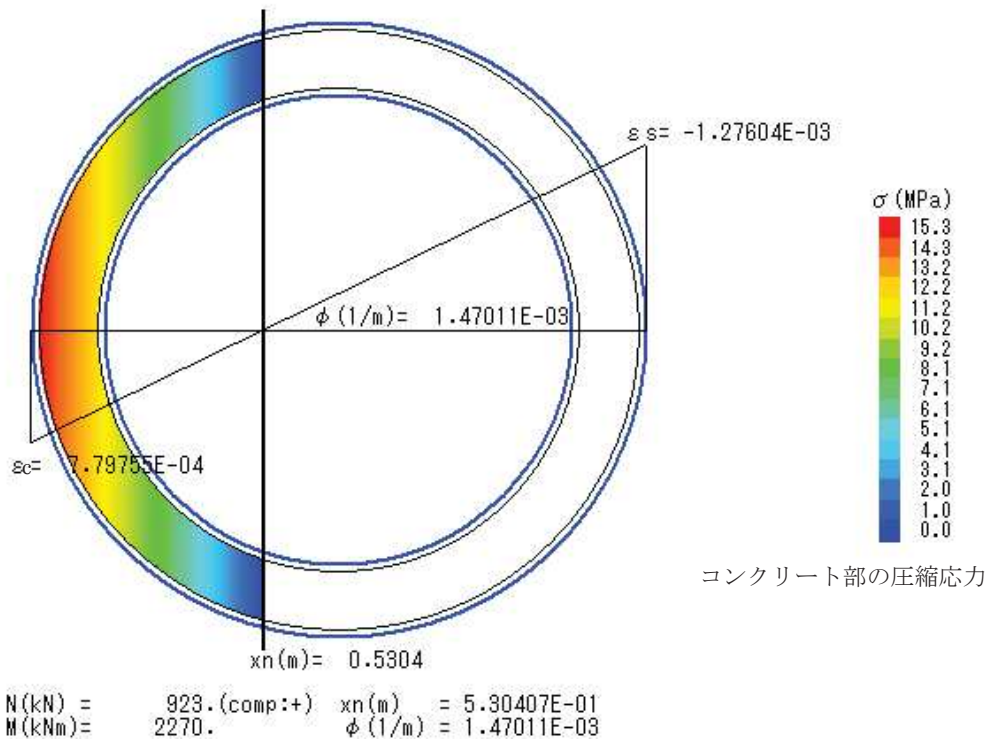


添付 2-3 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
（赤：鋼板，水色：コンクリート）



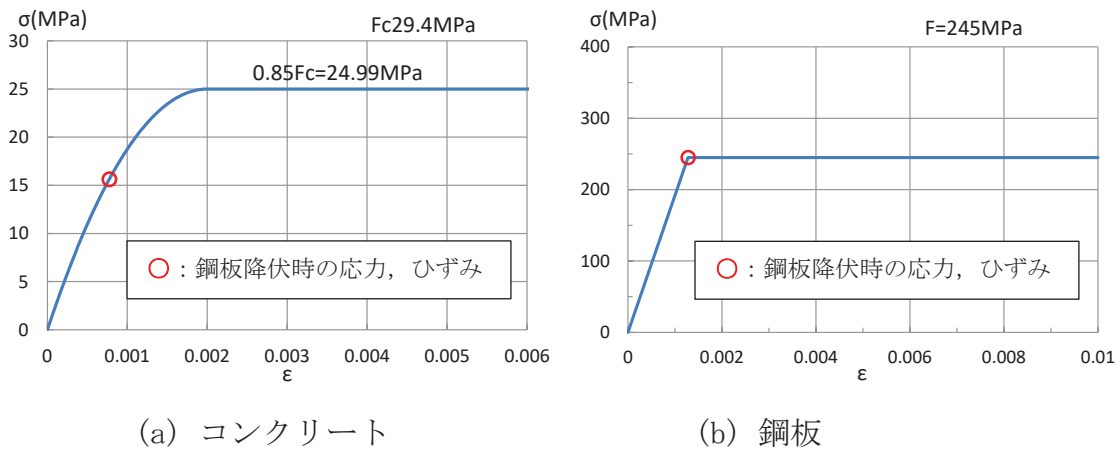
添付 2-4 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ε_c : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
x_n : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)



コンクリート部の圧縮応力

添付 2-5 図 ファイバーモデルによる解析結果



(a) コンクリート (b) 鋼板
添付 2-6 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係

- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 2.27 \times 10^3$ (kN・m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 1.47 \times 10^{-3}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

$$\bullet Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$$

$$\bullet \gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$$

$$\text{ただし, } \tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$$

注) *1: せん断ひび割れ強度については, RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり, コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため, その影響を考慮して, せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 29.4 (N/mm^2)

σ_V : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペDESTAL及び RPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は, RPV ペDESTALのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価な RPV ペDESTAL鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値, すなわち RPV ペDESTALコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q , γ を表している。

(第2折点)

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

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

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割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

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(圧縮ストラット角度 θ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC規程の附属書2.1解説及びコンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽³⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係から算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断ひずみ度

E_c' : コンクリートのひび割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を乗じた値を用いる。(N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

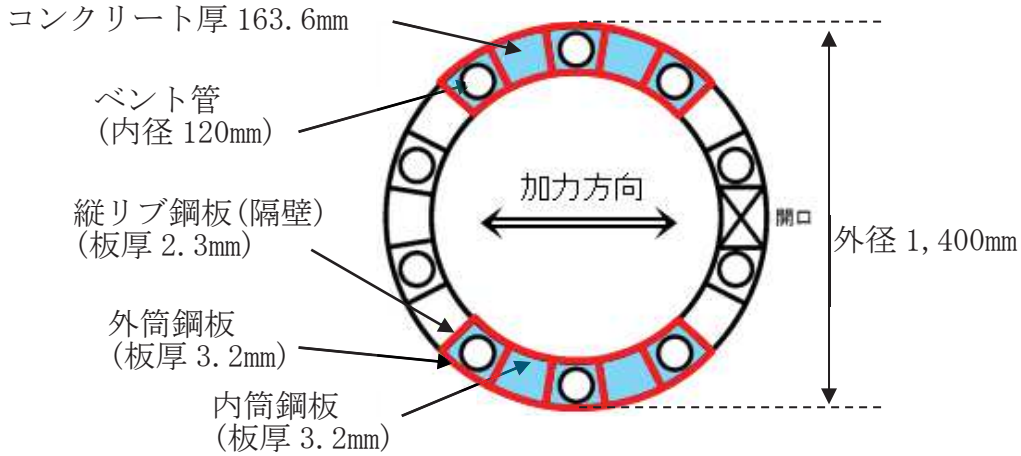
θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right)$)

($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

ベント管による断面欠損を考慮し算出する (添付 2-7 図)。



添付 2-7 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は，試験体の規格値を用いる。また，各部材のせん断断面積は，実機 RPV ペデスタルと同様に求める (添付 2-3 表，添付 2-4 表)。

コンクリート及び鋼板のせん断弾性係数 G_c ， G_s は，以下に示す式により，それぞれのヤング係数，ポアソン比 $\nu_c=0.167$ ， $\nu_s=0.3$ を用いて求める。

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} = 10,900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(式 2(2)-1)}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} = 73,900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(式 2(2)-2)}$$

添付 2-3 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	10,900 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	29.4 (N/mm ²)	設計基準強度

添付 2-4 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	2.595×10^5 (mm ²)	添付 2-7 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425×10^4 (mm ²)	添付 2-7 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 1.26$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (添付 2-3 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = 0.5^{*1} \times \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 1.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-3)}$$

注) *1 : せん断ひび割れ強度については、RPV ペDESTALの内外円筒鋼板及び縦リブ間に充填されたコンクリートにベント管を埋め込んだ特殊な構造であり、コンクリートに大きな開口欠損がある。ベント管周りのコンクリート部は実際には複雑な応力状態を形成していると考えられるため、その影響を考慮して、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} の 0.5 倍の値を仮定し用いる。

以上の式から、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = \underline{3.95 \times 10^2 \text{ (kN)}} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-4)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = \underline{1.02 \times 10^{-4} \text{ (rad)}} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-5)}$$

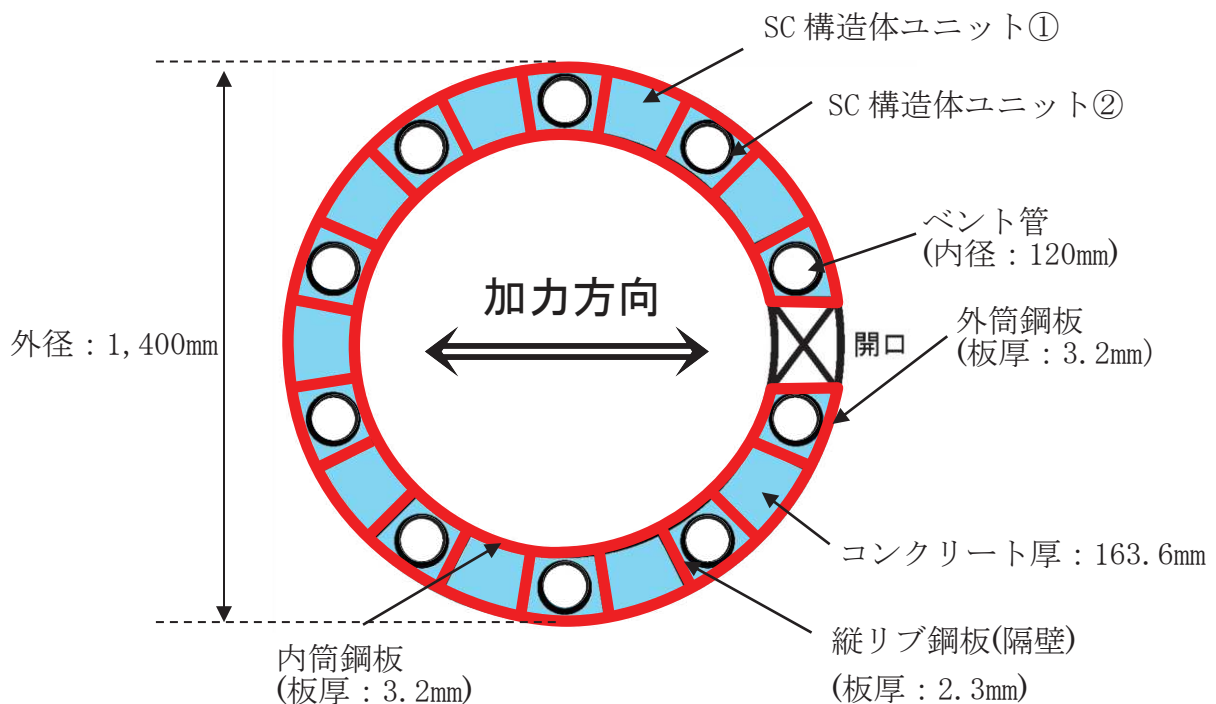
(第2折点)

コンクリートひび割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 K_β を算出する際は、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニット①、②それぞれについて、全周（欠損がないものとして扱う）の半分に相当する部分の剛性を評価する。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_β を求める。

- ・ SC構造体ユニット①とSC構造体ユニット②それぞれの K_β を求める。
- ・ 層全体の K_β を求める。

(層全体の $K_\beta = (\text{SC構造体ユニット①の}K_\beta\text{の総和} + \text{SC構造体ユニット②の}K_\beta\text{の総和}) / 2$)

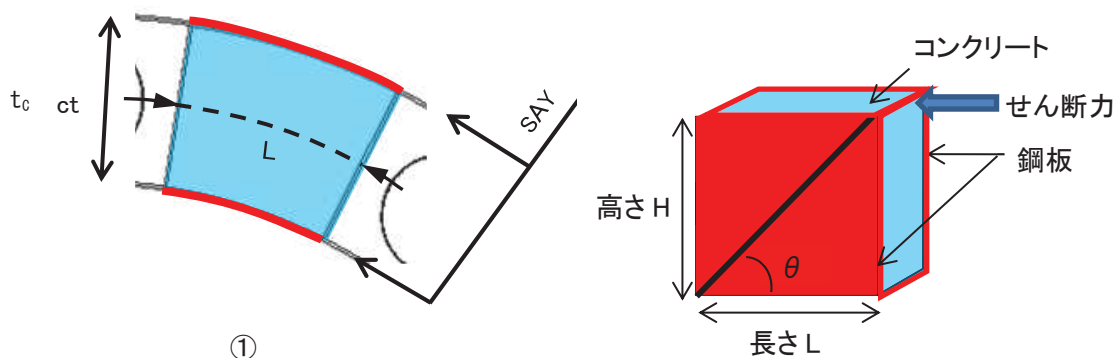


添付 2-8 図 SC構造体ユニット（赤が鋼板，青がコンクリート）

鋼板のせん断剛性 K_α は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮して求める。

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット①)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造（寸法）に応じた値を用いて行う（添付 2-9 図，添付 2-5 表，添付 2-6 表）。



添付 2-9 図 SC 構造体ユニット①（赤が鋼板，水色がコンクリート）

添付 2-5 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

添付 2-6 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	添付 2-9 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	193.2 (mm)	添付 2-9 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	添付 2-9 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 sAy	1,236 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	10,432 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット①の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 83.2(^{\circ}) \dots\dots\dots (式 2(2)-6)$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 (N/mm^2) \dots\dots\dots (式 2(2)-7)$$

以上の式から、SC 構造体ユニット①ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = -0.00525 \dots\dots\dots (式 2(2)-8)$$

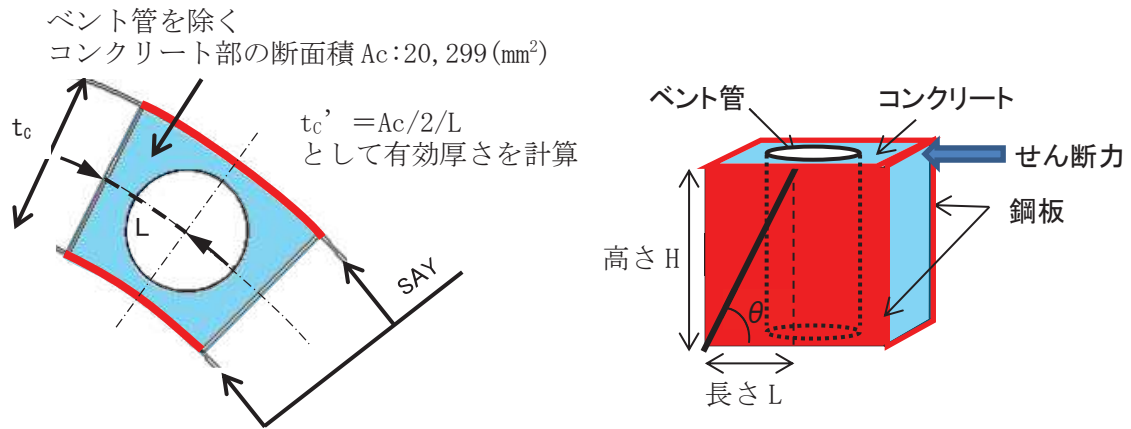
$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 1.29477 \dots\dots\dots (式 2(2)-9)$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= 2.39 \times 10^6 (N) \dots\dots\dots (式 2(2)-10)$$

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット②)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_β の算出は、実機試験体の構造 (寸法) に応じた値を用いて行う (添付 2-10 図, 添付 2-7 表, 添付 2-8 表)。



添付 2-10 図 SC 構造体ユニット② (赤が鋼板, 水色がコンクリート)

添付 2-7 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	25,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

添付 2-8 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,630 (mm)	添付 2-10 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	96.6 (mm)	添付 2-10 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	163.6 (mm)	添付 2-10 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 s_{Ay}	618 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 s_{Ax}	10,432 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニット②の高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 86.6(^{\circ}) \dots\dots\dots (式 2(2)-11)$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 17,850 (N/mm^2) \dots\dots\dots (式 2(2)-12)$$

SC 構造体ユニット②では、コンクリート部にベント管が内蔵されていることから、 K_{β} の算出に用いるコンクリート厚さは、ベント管を除くコンクリート部の断面積 A_c のうち、半分が有効とし、SC 構造体ユニットの長さ L で除することにより求まる有効板厚 t_c' を用いる。

$$t_c' = A_c/2/L = 105.1 (mm) \dots\dots\dots (式 2(2)-13)$$

以上の式から、SC 構造体ユニット②ひとつあたりの K_{β} を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} v_s \right) = -0.00274 \dots\dots\dots (式 2(2)-14)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} v_s \right) = 2.62549 \dots\dots\dots (式 2(2)-15)$$

$$K_{\beta} = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c' \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= 2.56 \times 10^5 (N) \dots\dots\dots (式 2(2)-16)$$

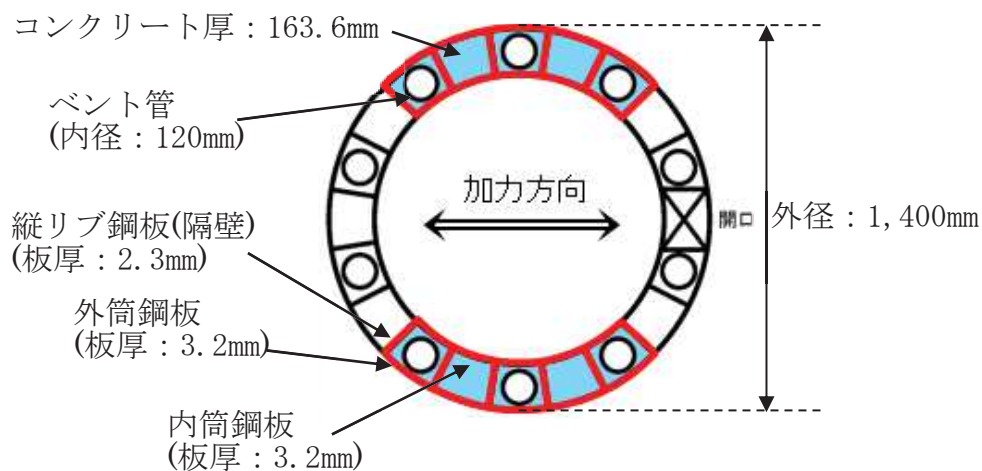
● 層全体の K_{β}

層全体の K_{β} = SC 構造体ユニット①の K_{β} の総和 + SC 構造体ユニット②の K_{β} の総和) / 2

$$= 1.32 \times 10^7 (N) \dots\dots\dots (式 2(2)-17)$$

● K_a の算出方法

ベント管による断面欠損を考慮し算出する（添付 2-11 図）。



添付 2-11 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
（赤：鋼板，水色：コンクリート）

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、試験体の規格値を用いる。 K_a の算出は、実機試験体の構造（寸法）に応じた値を用いて行う（添付 2-9 表，添付 2-10 表）。

添付 2-9 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	192,000 (N/mm ²)	告示 501
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,900 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	245 (N/mm ²)	鋼構造設計基準, JIS G 3101

添付 2-10 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.425 × 10 ⁴ (mm ²)	添付 2-11 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 105 \times 10^7 \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-18)}$$

以上の式から、式 2(2)-17 で求めた、ひび割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 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 105 \times 10^7 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 1.32 \times 10^7 \text{ (N)}$$

・ 第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$= 2.04 \times 10^3 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-19)}$$

・ 第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$

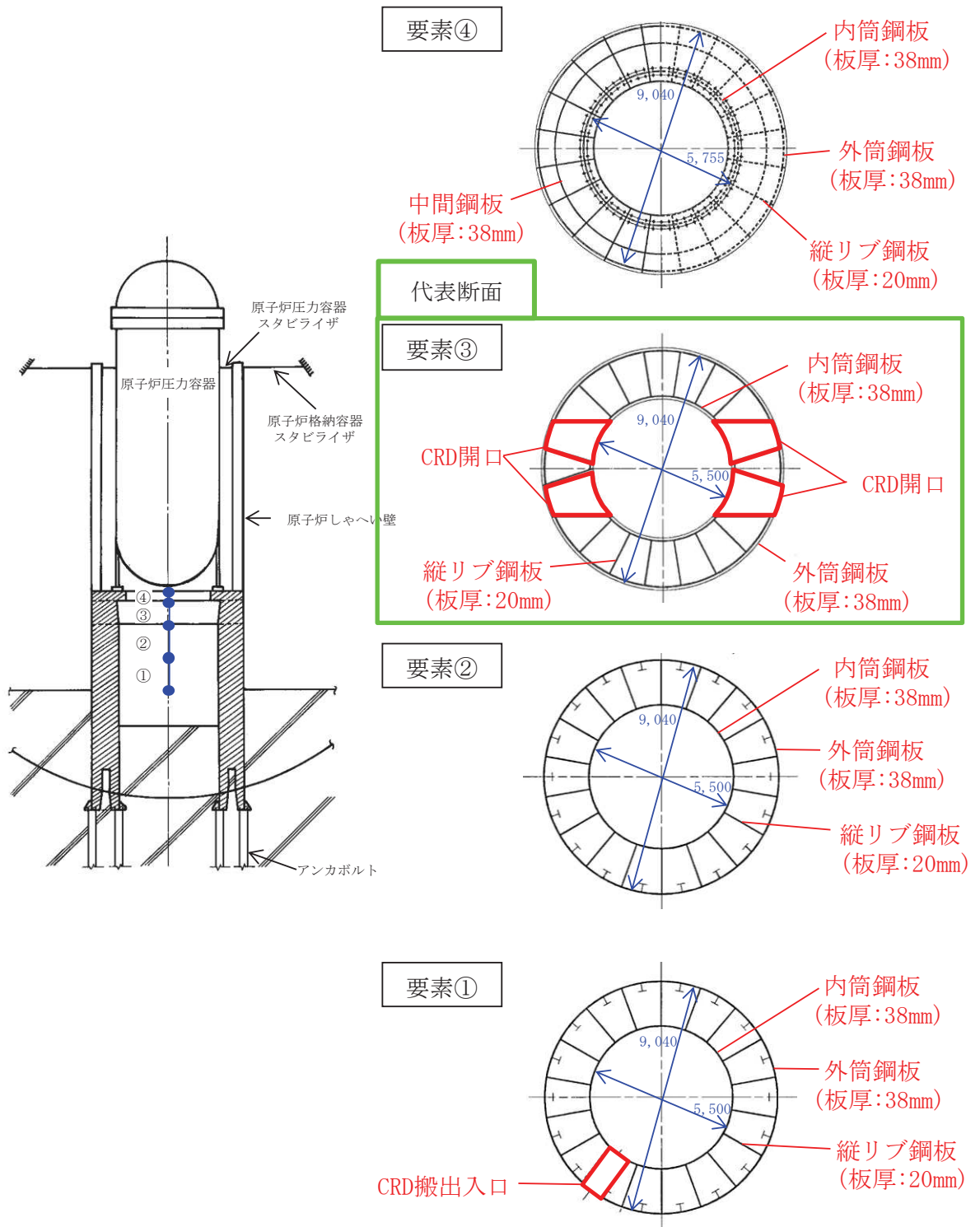
$$= 1.92 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 2(2)-20)}$$

3 女川2号炉 RPV ペDESTALのスケルトンカーブ設定方針

RPV ペDESTALは、各断面で水平鋼板、中間鋼板、水平リブ、CRD 開口及びCRD 搬出入口の有無などの構造の差異があるため、既工認と同様、今回の RPV ペDESTALの復元力特性の設定においては、各断面の構造差異を考慮し、スケルトンカーブを設定する。

RPV ペDESTALの各断面を添付 2-12 図に示す。

スケルトンカーブの設定においては、各断面で、水平鋼板、中間鋼板及び水平リブによるコンクリートの分断を考慮することを含め、CRD 開口及びCRD 搬出入口による断面欠損を考慮するという点は共通で、計算過程も同一であることから、一例としてCRD 開口を有する断面を代表として4項に計算過程を示す。



(単位: mm)

添付 2-12 図 RPV ペDESTALの各断面

4 女川2号炉 RPV ペDESTALの計算過程 (要素③)

(1) 曲げのスケルトンカーブ導出過程

a. RPV ペDESTALの構造特性を踏まえた評価式

(第1折点)

- $M_1 = Z_e \cdot (\alpha f_t + \sigma_v)$
- ϕ_1 は初期剛性と M_1 の交点 ($\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e)$)

注) 水平鋼板及び水平リブがコンクリートを分断するため、コンクリートの曲げ引張強度 f_t に対して、RPV ペDESTALの全断面積とコンクリートが連続する面積との比率を乗じる必要があります、水平鋼板で分断される要素③、④は $\alpha=0$ 、水平リブで分断される要素①、②は $\alpha=0.6$ を乗じる。なお、水平リブによる分断については、水平リブの上下方向の投影した面積を考慮した。

Z_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面係数(mm^3) ($= I_e / (D/2)$)

$D/2$: 中心から最外縁までの距離 (Dは最外直径)

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)
(RPV ペDESTAL及び RPV ペDESTALが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面積))

f_t : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm^2) ($= 0.38\sqrt{\sigma_B}$)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
RPV ペDESTALコンクリートの設計基準強度 = 32.3 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

I_e : 鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント (mm^4)
(各鋼板の断面二次モーメントの和) \times (E_s/E_c) + (開口欠損を考慮したコンクリート部の断面二次モーメント)

α : 開口率 (RPV ペDESTALの全断面積に対する開口部の面積の比率)

要素③、④における第1折点は、RPV ペDESTAL円筒部の曲げ引張側の死荷重による圧縮応力 σ_v が 0 となる時点のM及び ϕ を表し、要素①、②の第1折点は、RPV ペDESTAL円筒部の曲げ引張側のコンクリート部にひび割れが生じる点のM及び ϕ を表している。

(第2折点)

- $M_2 = M_y$
- $\phi_2 = \phi_y$

M_y : 鋼板降伏時モーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

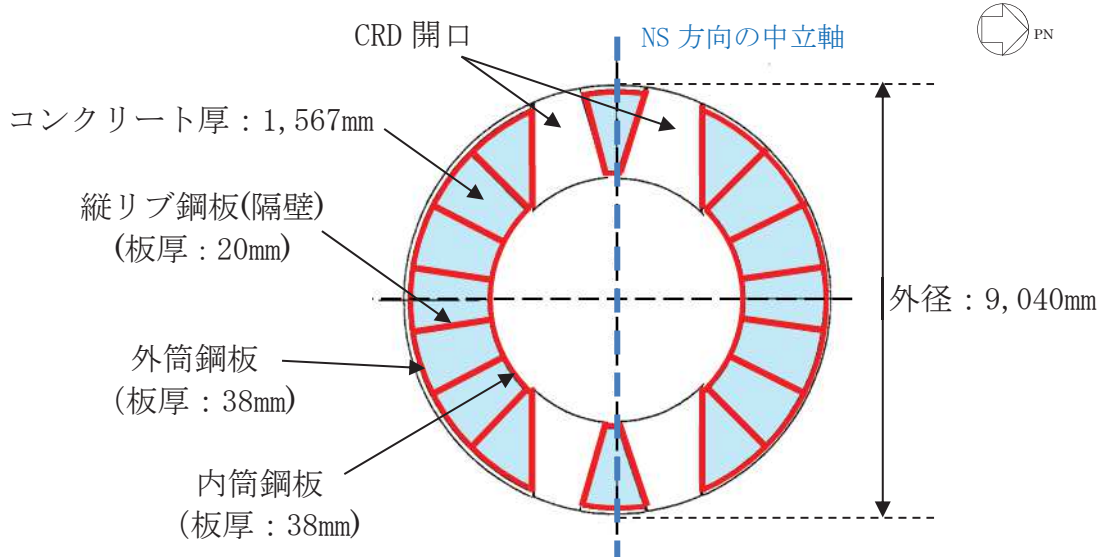
ϕ_y : 鋼板降伏時曲率 ($1/\text{mm}$)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する (添付 2-13 図)。



添付 2-13 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様に設定する。(添付 2-11 表，添付 2-12 表)

添付 2-11 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	26,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	32.3 (N/mm ²)	設計基準強度

添付 2-12 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	2.534×10^{14} (mm ⁴)	添付 2-13 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	1.514×10^{13} (mm ⁴)	添付 2-13 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	9.974×10^6 (mm ²)	添付 2-13 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	5.515×10^5 (mm ²)	添付 2-13 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 4(1)-2）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 1.097 \times 10^{14} + 2.534 \times 10^{14} \\ = 3.631 \times 10^{14} (\text{mm}^4) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-1)}$$

中心から最外縁までの距離 $D / 2 = 4,520\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D / 2) = 8.033 \times 10^{10} (\text{mm}^3) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-2)}$$

RPV ペDESTAL 及び RPV ペDESTAL が支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力 $N (= 3.172 \times 10^7 (\text{N}))$ を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.7875 (\text{N/mm}^2) \dots \dots \text{(式 4(1)-3)}$$

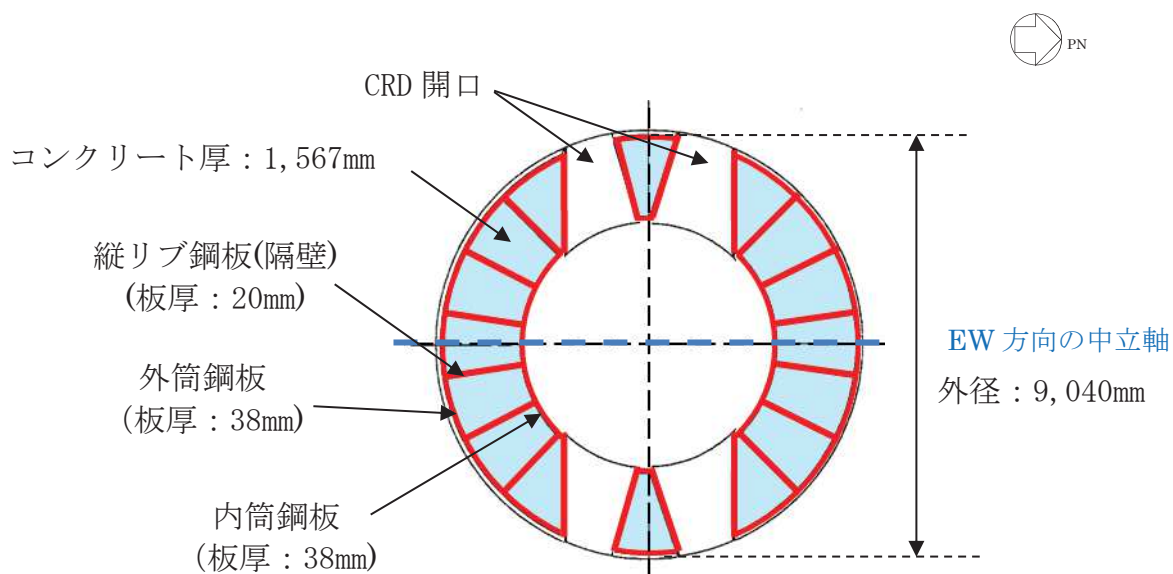
以上の式から，第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{6.326 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-4)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.574 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-5)}$$

● EW 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する (添付 2-14 図)。



添付 2-14 図 断面二次モーメント及び断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面の断面二次モーメント及び断面積は，既工認と同様に設定する (添付 2-13 表，添付 2-14 表)。

添付 2-13 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	26,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	32.3 (N/mm ²)	設計基準強度

添付 2-14 表 各部材断面の断面二次モーメント及び断面積

項目	値	対象箇所
コンクリート部の断面二次モーメント I_c	1.642×10^{14} (mm ⁴)	添付 2-14 図の水色部分
各鋼板の断面二次モーメントの和 I_s	9.810×10^{12} (mm ⁴)	添付 2-14 図の赤線部分
コンクリート部の断面積 $A_{n,c}$	1.878×10^7 (mm ²)	添付 2-14 図の水色部分
各鋼板の断面積の和 $A_{n,s}$	1.039×10^6 (mm ²)	添付 2-14 図の赤線部分

各部材断面の断面二次モーメント（表 4(1)-2）を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面二次モーメント I_e を求める。

$$I_e = I_s \times (E_s / E_c) + I_c = 7.109 \times 10^{13} + 1.642 \times 10^{14} \\ = 2.353 \times 10^{14} (\text{mm}^4) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-6)}$$

中心から最外縁までの距離 $D / 2 = 4,520\text{mm}$ (D は最外直径) を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの断面係数 Z_e を求める。

$$Z_e = I_e / (D / 2) = 5.206 \times 10^{13} (\text{mm}^3) \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-7)}$$

RPV ペDESTAL 及び RPV ペDESTAL が支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力 $N (= 3.172 \times 10^7 (\text{N}))$ を用いて，鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v を求める。

$$\sigma_v = N / (A_{n,s} \times (E_s / E_c) + A_{n,c}) = 0.7875 (\text{N/mm}^2) \dots \text{(式 4(1)-8)}$$

以上の式から，第 1 折点の曲げモーメント M_1 及び曲率 ϕ_1 を算出する。

$$M_1 = Z_e \cdot \sigma_v = \underline{4.100 \times 10^4 (\text{kN} \cdot \text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-9)}$$

$$\phi_1 = M_1 / (E_c \cdot I_e) = \underline{6.575 \times 10^{-6} (1/\text{m})} \dots \dots \dots \text{(式 4(1)-10)}$$

(第2折点)

RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化し、漸増させる荷重（モーメント）に対して収束計算により中立軸と曲率を求め、鋼板とコンクリートの応力度 σ とひずみ ε を導出する。

鋼板が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率が、それぞれ第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 となる。

● モデル化方法

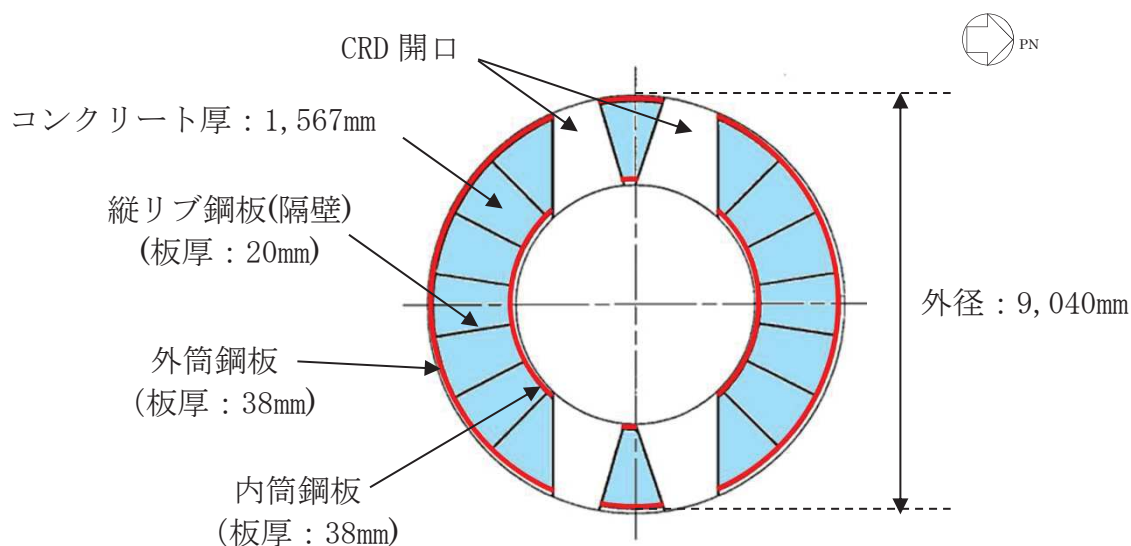
RPV ペDESTALの断面をファイバーモデルとしてモデル化する際は、CRD 開口によるコンクリート及び鋼板の断面欠損を考慮した等価板厚を用いる（添付 2-15～17 図参照）。

本計算に用いるコンクリートの応力度 σ とひずみ ε の関係は、発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格（JSME S NE1-2003）⁽¹⁾を参考に、CEB-FIP⁽²⁾モデルを採用する。具体的には、応力ひずみ曲線をパラボラ型とし、圧縮強度到達以降はフラットとする。なお、引張側の強度は無視する。

また、鋼板の応力ひずみ関係は、完全弾塑性（バイリニア）を採用する。

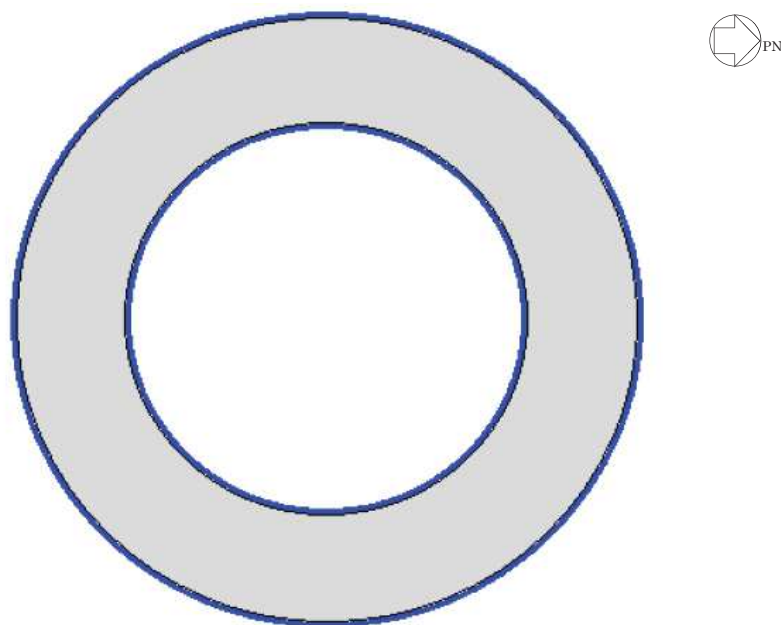
● 第2折点のモーメント M_2 及び曲率 ϕ_2 の算出方法

荷重（モーメント）を漸増させていき、鋼板の応力度が降伏状態に至る際のモーメント及び曲率を算出する。



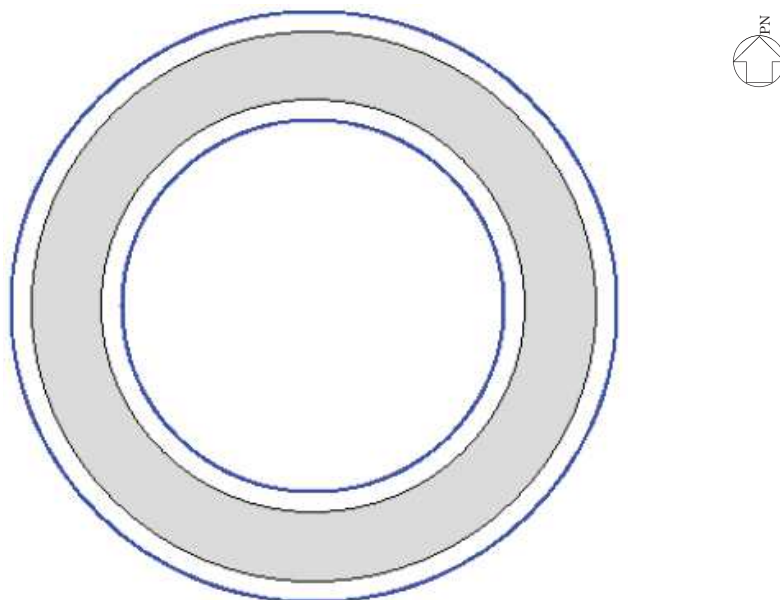
添付 2-15 図 ファイバーモデルに考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● NS方向



添付 2-16 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【NS 方向】

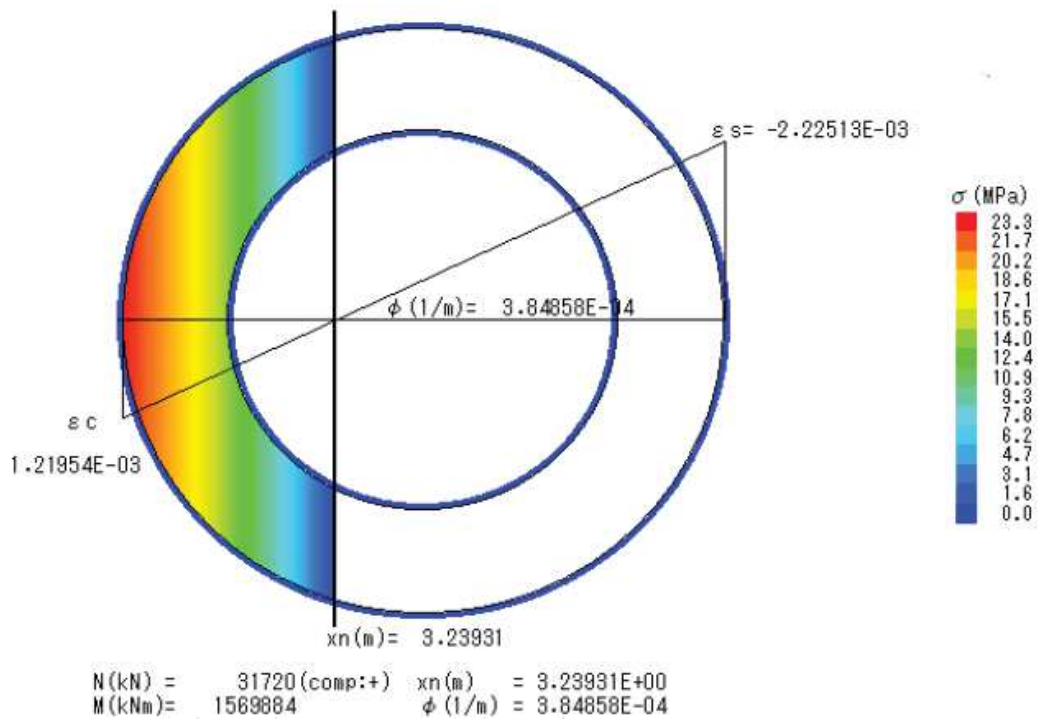
● EW方向



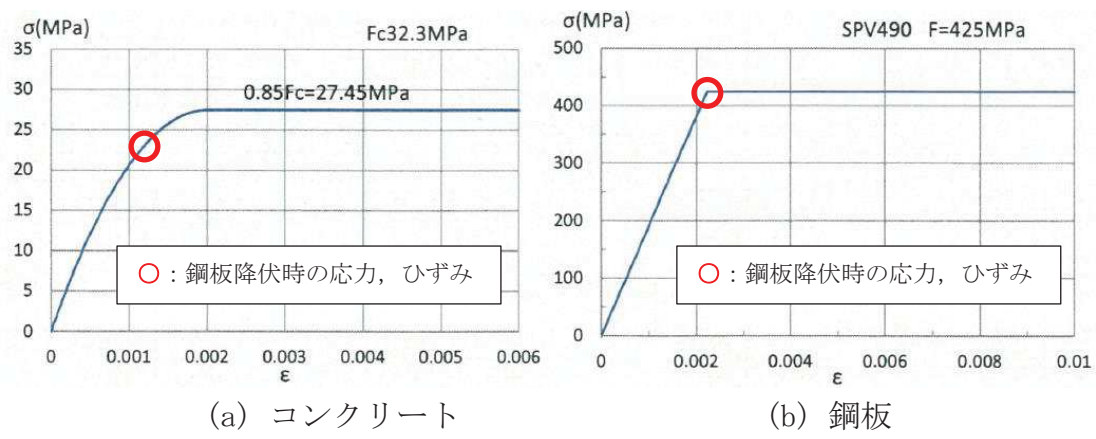
添付 2-17 図 ファイバーモデル構造図(黒線の間がコンクリート，青線が鋼板)
【EW 方向】

● NS方向

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ϵ_c : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
X_n : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ϵ_s : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)



添付 2-18 図 ファイバーモデルによる解析結果 【NS 方向】

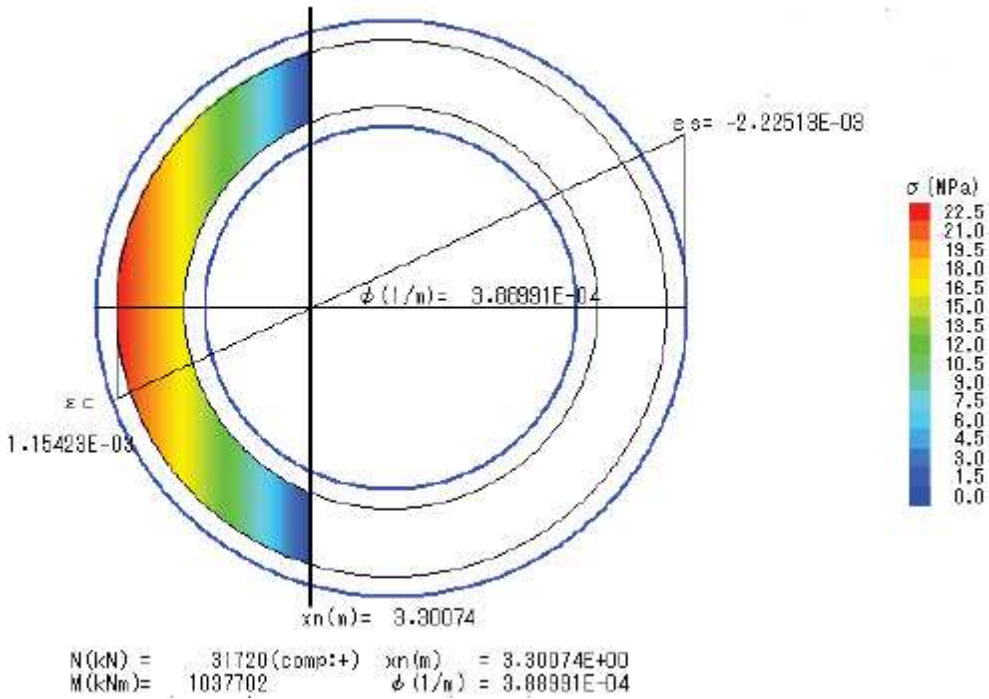


(a) コンクリート (b) 鋼板
添付 2-19 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【NS 方向】

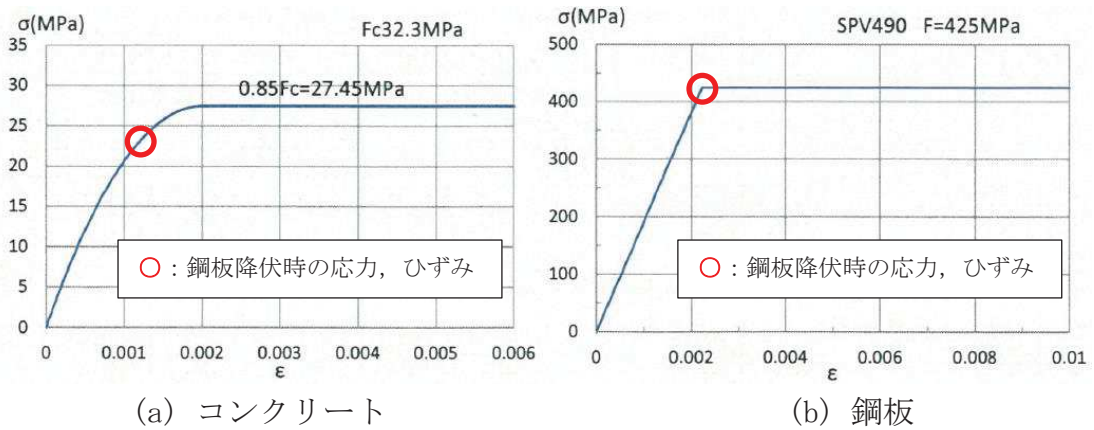
- 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 1.570 \times 10^6$ (kN · m)
- 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 3.849 \times 10^{-4}$ (1/m)

● EW方向

N : 軸力	ϕ : 曲率
M : モーメント	ε_c : コンクリートの圧縮側最大ひずみ
X_n : 中立軸の位置 (モデル左端からの距離)	ε_s : 鋼板の圧縮ひずみ (引張は「-」で示す。)



添付 2-20 図 ファイバーモデルによる解析結果 【EW 方向】



添付 2-21 図 コンクリート及び鋼板の応力ひずみ関係 【EW 方向】

- ・ 第 2 折点の曲げモーメント $M_2 = 1.038 \times 10^6$ (kN · m)
- ・ 第 2 折点の曲率 $\phi_2 = 3.890 \times 10^{-4}$ (1/m)

(2) せん断のスケルトンカーブ導出過程

a. 評価式

(第1折点)

- $Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr}$
- $\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c$

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

注) RPV ペデスタルのコンクリートは4面を鋼板で囲まれた閉鎖断面のために、せん断ひび割れ強度 τ_{cr} は SC 規定に従う。

A_c : コンクリートのせん断断面積 (mm^2)

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm^2)

G_c : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm^2)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_s : 鋼板のヤング係数 (N/mm^2)

τ_{cr} : コンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

RPV ペデスタルコンクリートの設計基準強度 = $32.3 (\text{N}/\text{mm}^2)$

σ_v : 鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 (N/mm^2)

(RPV ペデスタル及び RPV ペデスタルが支持する機器の死荷重による鉛直方向の軸力) / ((各鋼板の断面積の和) \times (E_s / E_c) + (コンクリート部の断面積))

第1折点は、RPV ペデスタルのコンクリートと鋼板を考慮したせん断断面積 (コンクリートのせん断断面積 A_c 及びそれと等価な RPV ペデスタル鋼板のせん断断面積 $(G_s/G_c) \cdot A_s$ の和) にコンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を乗じた値、すなわち RPV ペデスタルコンクリート部にせん断ひび割れが発生する点の Q 、 γ を表している。

(第2折点)

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

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

ただし、 $K_\alpha = A_s \cdot G_s$

A_s : 鋼板のせん断断面積 (mm²)

G_s : 鋼板のせん断弾性係数 (N/mm²)

K_α : 鋼板のせん断剛性

K_β : ひび割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

σ_y : 鋼板の降伏点強度 (N/mm²)

第1折点でコンクリートにひび割れが発生した後もコンクリートは圧縮方向(圧縮ストラット角度 θ の方向)にのみ抵抗する弾性体(異方性弾性体)として挙動し、鋼板と一体となってせん断力に抵抗する。

第2折点の評価に用いるコンクリートの有効せん断剛性 K_β は、SC規程の附属書2.1解説及び、コンクリートひび割れ後のコンクリートと鋼板の挙動に関する既往知見⁽³⁾に示される以下の理論式を用いて、 $Q_c = K_\beta \cdot \gamma$ 、 $\delta = H \cdot \gamma$ の関係から算出する。

$$Q_c = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sAx} - \frac{\sin\theta}{sAy} \nu_s \right)$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sAy} - \frac{\cos\theta}{sAx} \nu_s \right)$$

ここで、

Q_c : コンクリートの受け持つせん断力 (N)

δ : 水平変位 (mm)

γ : せん断変形角 (rad)

E_c' : コンクリートのひび割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を乗じた値を用いる。(N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)

t_c : コンクリート板厚 (mm)

ν_c : コンクリートのポアソン比

ν_s : 鋼材のポアソン比

L : 隔壁の間隔 (mm)

H : 隔壁の高さ (mm)

sAy : 鋼材の水平断面の断面積 (mm²)

sAx : 鋼材の鉛直断面の断面積 (mm²)

θ : 圧縮ストラット角度 ($\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L}\right)$)

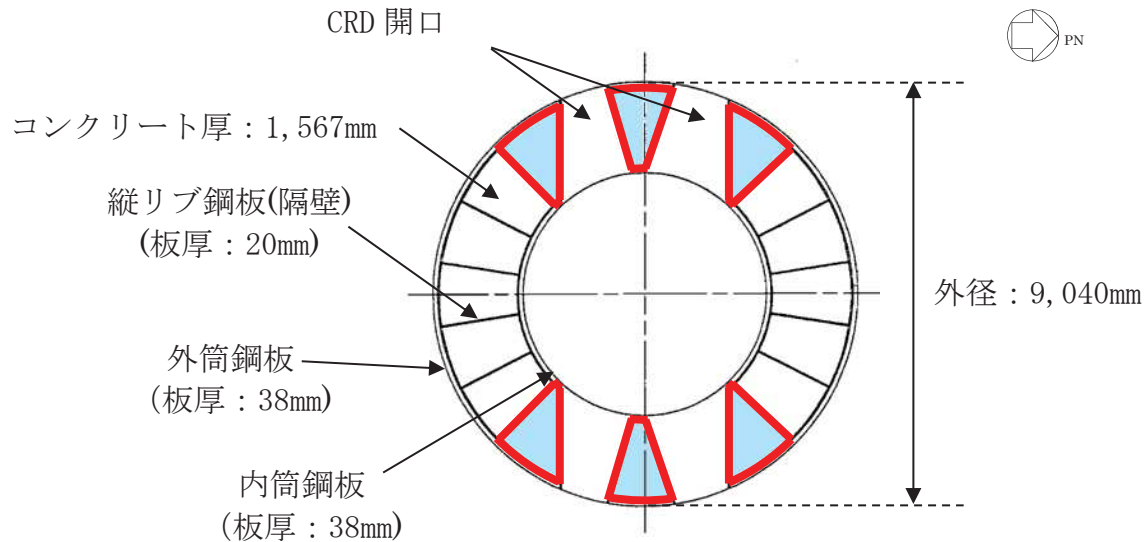
($\theta = 45^\circ$ とした場合の評価式が SC 規程に例示されている。)

b. 具体的計算過程

(第1折点)

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する (添付 2-22 図)。



添付 2-22 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤 : 鋼板, 水色 : コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値, 各部材断面のせん断断面積は, 既工認と同様に設定する (添付 2-15 表, 添付 2-16 表)。

添付 2-15 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	11,400 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,500 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	26,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	32.3 (N/mm ²)	設計基準強度

添付 2-16 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	$9.974 \times 10^6 \text{ (mm}^2\text{)}$	添付 2-22 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	$5.515 \times 10^5 \text{ (mm}^2\text{)}$	添付 2-22 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.7875 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (添付 2-15 表) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

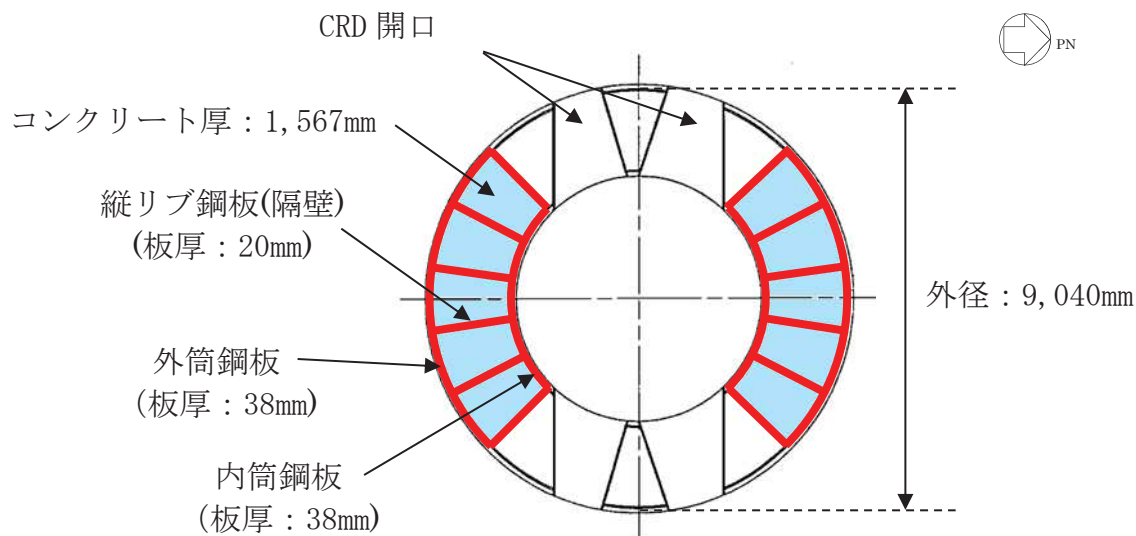
$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 2.119 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-1)}$$

以上の式から、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = 2.867 \times 10^4 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-2)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = 1.859 \times 10^{-4} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-3)}$$

● EW 方向



添付 2-23 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

コンクリート及び鋼板の材料物性値，各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様に設定する（添付 2-17 表，添付 2-18 表）。

添付 2-17 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのせん断弾性係数 G_c	11,400 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(2)-1)
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,500 (N/mm ²)	式 2(2)-2
コンクリートのヤング係数 E_c	26,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートの圧縮強度 σ_B	32.3 (N/mm ²)	設計基準強度

添付 2-18 表 各部材断面のせん断断面積

項目	値	対象箇所
コンクリートのせん断断面積 A_c	1.878×10^7 (mm ²)	添付 2-23 図の水色部分
鋼板のせん断断面積 A_s	1.039×10^6 (mm ²)	添付 2-23 図の赤線部分

鋼板を考慮したコンクリートの鉛直方向軸応力度 σ_v は、曲げのスケルトンカーブ算出に用いた値と同一であり、 $\sigma_v = 0.7875$ (N/mm²) となる。

コンクリートの圧縮強度 σ_B (表 4(2)-3) と σ_v を用いて、コンクリートのせん断ひび割れ強度 τ_{cr} を求める。

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31\sqrt{\sigma_B} + \sigma_v)} = 2.119 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-4)}$$

以上の式から、第 1 折点のせん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 を算出する。

$$Q_1 = (A_c + (G_s/G_c) \cdot A_s) \cdot \tau_{cr} = 5.400 \times 10^4 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-5)}$$

$$\gamma_1 = \tau_{cr}/G_c = 1.859 \times 10^{-4} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-6)}$$

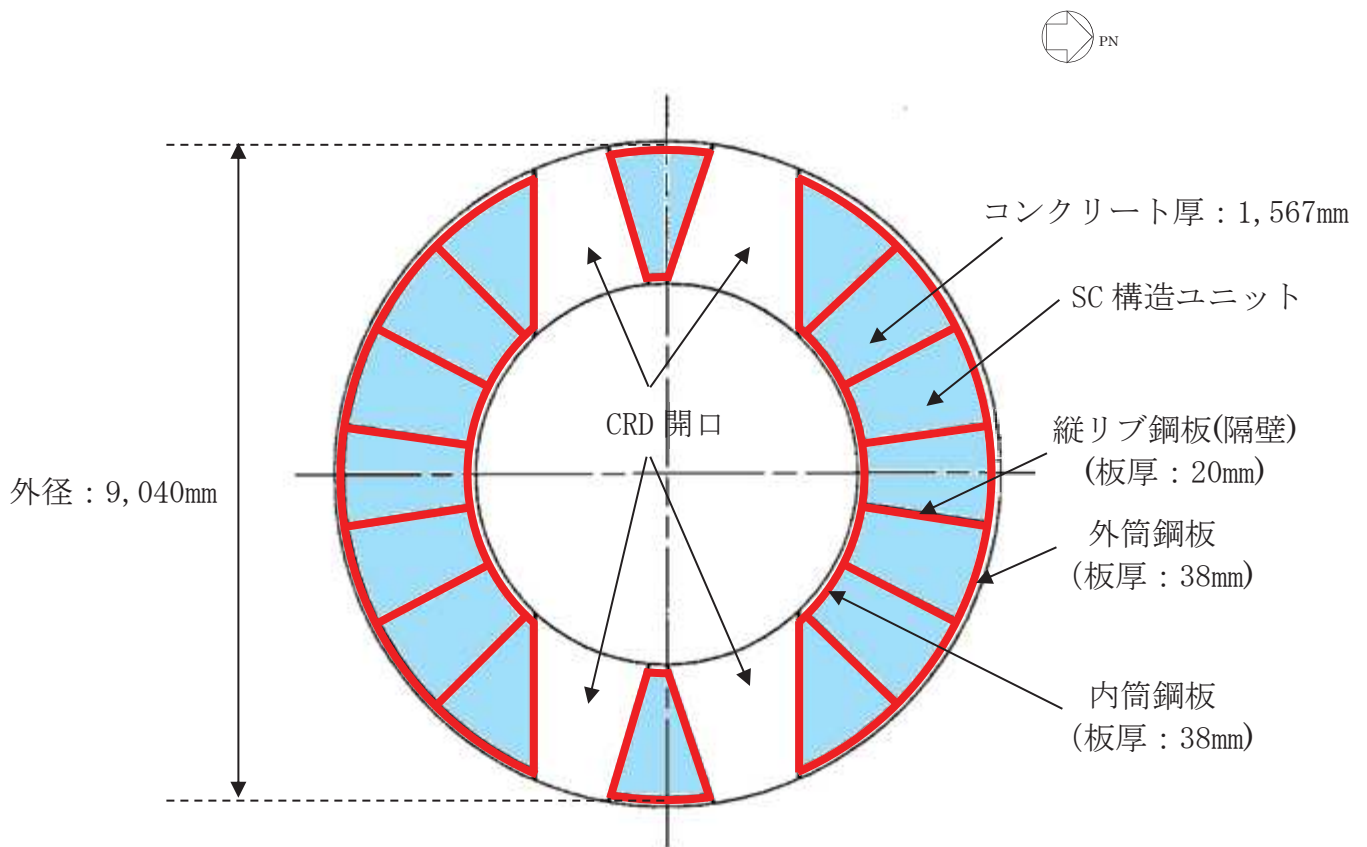
(第2折点)

コンクリートひび割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 K_{β} を算出する際は、試験体を用いて妥当性を確認した手法と同様に、断面全体のうち半分がせん断力に対して有効な領域と仮定し、SC構造体ユニットについて、全周（欠損がないものとして扱う）の半分に相当する部分の剛性を評価する。

この場合、NS 及び EW の各方向に対する平均的なせん断剛性が得られることから、 K_{β} はNS 及び EW 方向について共通の値を用いる。

具体的には、次に示す手順で層全体の K_{β} を求める。

- SC 構造体ユニットの K_{β} を求める。
- 層全体の K_{β} を求める。
(層全体の K_{β} =SC 構造体ユニットの K_{β} の総和/2)

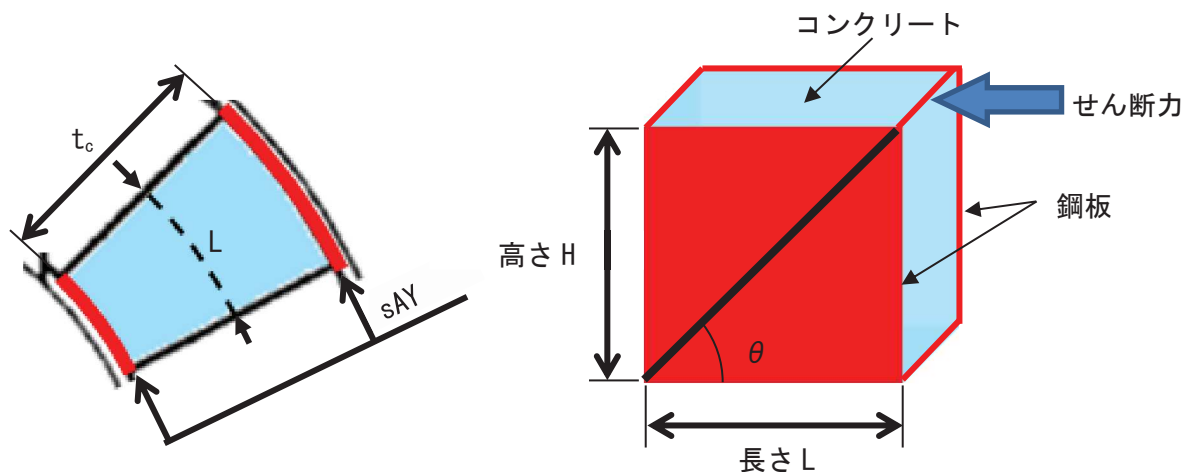


添付 2-24 図 SC 構造体ユニット（赤：鋼板，水色：コンクリート）

鋼板のせん断剛性 K_{α} は、第1折点と同様に方向に応じた部材断面を考慮して求める。

● K_β の算出方法 (SC 構造体ユニット)

コンクリート及び鋼板の材料物性値は、既工認と同様に設定し、 K_β の算出は、実機 RPV ペDESTALの構造 (寸法) に応じた値を用いて行う (添付 2-24 図, 添付 2-19 表, 添付 2-20 表)。



添付 2-25 図 SC 構造体ユニット (赤 : 鋼板, 水色 : コンクリート)

添付 2-19 表 コンクリート及び鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
コンクリートのヤング係数 E_c	26,500 (N/mm ²)	鉄筋コンクリート構造計算規準 (式 2(1)-1)
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
コンクリートのポアソン比 ν_c	0.167	鉄筋コンクリート構造計算規準
鋼材のポアソン比 ν_s	0.3	鋼構造設計規準

添付 2-20 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
SC 構造体ユニットの高さ H	1,290 (mm)	添付 2-25 図の高さ H
SC 構造体ユニットの長さ L	1,152 (mm)	添付 2-25 図の長さ L
コンクリート板厚 t_c	1,567 (mm)	添付 2-25 図の t_c
鋼材の水平断面の断面積 sAy	87,550 (mm ²)	-
鋼材の鉛直断面の断面積 sAx	98,040 (mm ²)	-

圧縮ストラット角度 θ は、SC 構造体ユニットの高さ H 及び長さ L を用いて求める。

$$\theta = \tan^{-1}(H/L) = 48.2 \text{ (}^\circ\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-7)}$$

コンクリートのひび割れを考慮したヤング係数 E_c' は、コンクリートのヤング係数 E_c に 0.7 を乗じることにより求める。

$$E_c' = 0.7 \times E_c = 18,550 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-8)}$$

以上の式から、SC 構造体ユニットひとつあたりの K_β を求める。

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{s_{Ax}} - \frac{\sin\theta}{s_{Ay}} \nu_s \right) = 0.003259 \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-9)}$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{s_{Ay}} - \frac{\cos\theta}{s_{Ax}} \nu_s \right) = 0.006227 \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-10)}$$

$$K_\beta = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \left[\frac{1 - \nu_c^2}{E_c' \cdot t_c \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot E_s} (C1 + C2) \right]} \cdot H$$

$$= \underline{5.011 \times 10^9 \text{ (N)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-11)}$$

● 層全体の K_β

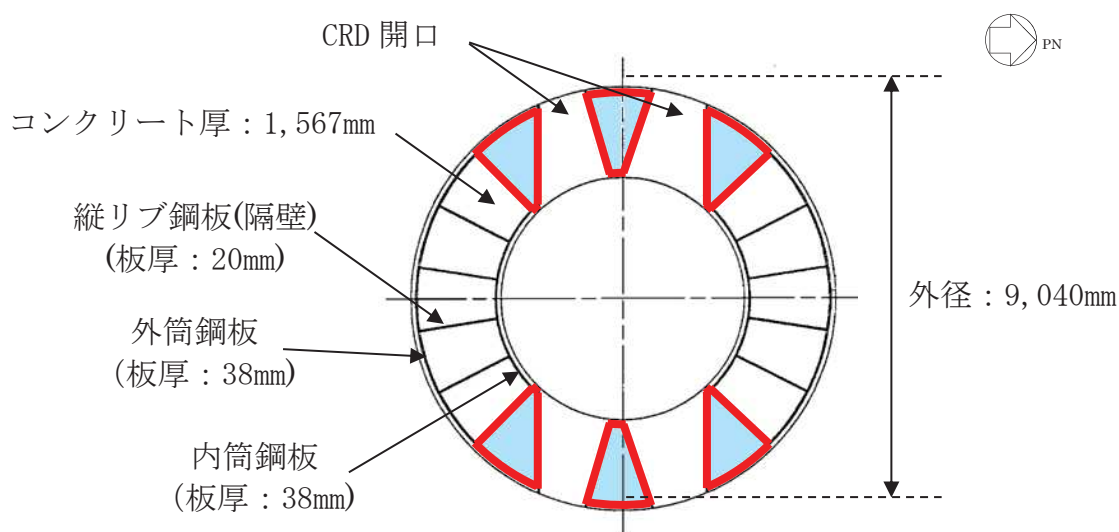
層全体の $K_{\betaは}$ 、=SC 構造体ユニットの K_β の総和/2

$$= \underline{5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-12)}$$

● K_a の算出方法

● NS 方向

CRD 開口による断面欠損を考慮し算出する（添付 2-26 図）。



添付 2-26 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は，既工認と同様に設定する。
(添付 2-21 表，添付 2-22 表)

添付 2-21 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,500 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	425 (N/mm ²)	鋼構造設計基準，JIS G 3115

添付 2-22 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	5.515×10^5 (mm ²)	添付 2-26 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 4.054 \times 10^{10} \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{ (式4(2)-13)}$$

以上の式から、式 4(2)-12 で求めた、ひび割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 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 4.054 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・ 第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

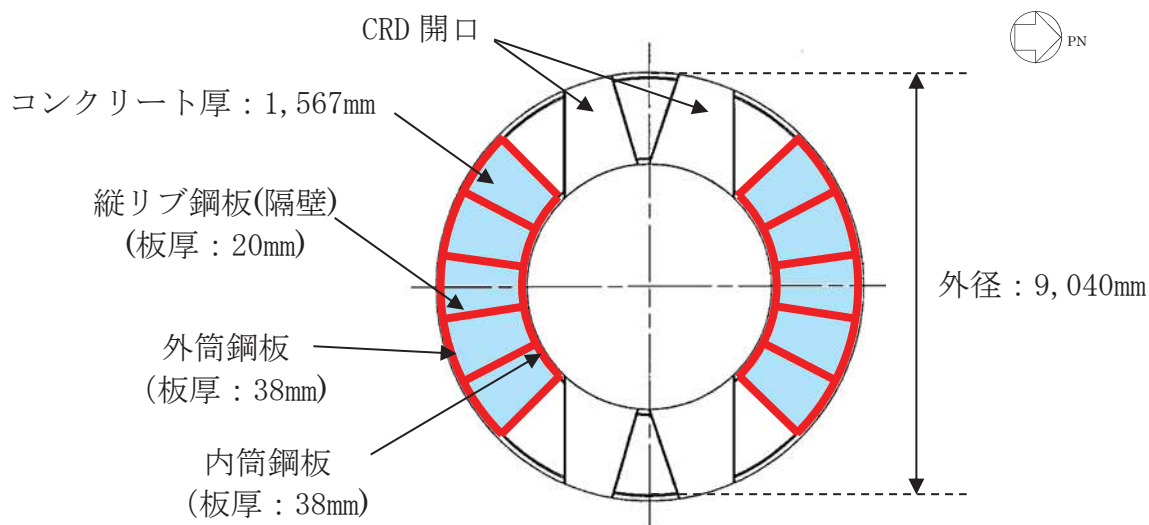
$$= \underline{2.463 \times 10^5 \text{ (kN)}} \dots\dots\dots \text{ (式 4(2)-14)}$$

・ 第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$

$$= \underline{2.717 \times 10^{-3} \text{ (rad)}} \dots\dots\dots \text{ (式 4(2)-15)}$$

● EW 方向



添付 2-27 図 せん断断面積の算出に考慮する各部材断面
(赤：鋼板，水色：コンクリート)

● 計算過程

鋼板の材料物性値及び各部材断面のせん断断面積は、既工認と同様の値を用いる
(添付 2-23 表，添付 2-24 表)。

添付 2-23 表 鋼板の材料物性値

物性値	値	根拠
鋼板のヤング係数 E_s	191,000 (N/mm ²)	告示 501 号
鋼板のせん断弾性係数 G_s	73,500 (N/mm ²)	式 2(2)-2
鋼板の降伏点強度 σ_y	425 (N/mm ²)	鋼構造設計基準，JIS G 3115

添付 2-24 表 各部材の主要寸法

項目	値	対象箇所
鋼板のせん断断面積 A_s	1.039×10^6 (mm ²)	添付 2-27 図の赤線部分

鋼板のせん断断面積 A_s 及びせん断弾性係数 G_s を用いて鋼板のせん断剛性 K_α を求める。

$$K_\alpha = A_s \cdot G_s = 1.039 \times 10^9 \text{ (N)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-15)}$$

以上の式から、式 4(2)-12 で求めた、ひび割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 K_β を用いて、第 2 折点のせん断力 Q_2 及びせん断変形角 γ_2 を算出する。

$$K_\alpha = 1.039 \times 10^9 \text{ (N)}$$

$$K_\beta = 5.011 \times 10^{10} \text{ (N)}$$

・ 第 2 折点のせん断力 Q_2

$$Q_2 = \frac{K_\alpha + K_\beta}{\sqrt{3K_\alpha^2 + K_\beta^2}} \cdot A_s \cdot \sigma_y$$

$$= 3.948 \times 10^5 \text{ (kN)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-16)}$$

・ 第 2 折点のせん断変形角 γ_2

$$\gamma_2 = \frac{Q_2}{K_\alpha + K_\beta}$$

$$= 3.121 \times 10^{-3} \text{ (rad)} \dots\dots\dots \text{(式 4(2)-17)}$$

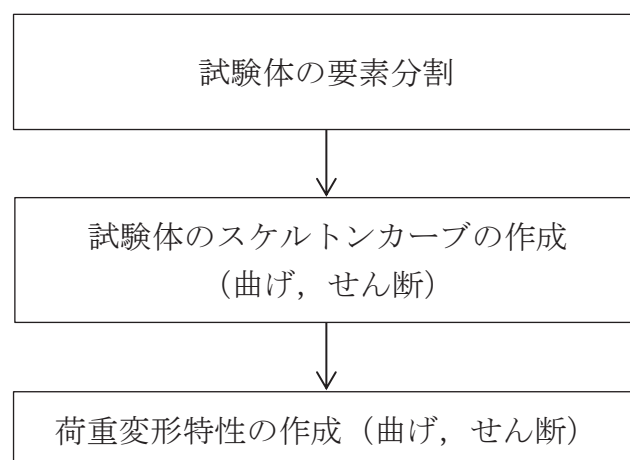
〈参考文献〉

- (1) 日本機械学会 発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格 JSME S NE1-2003
- (2) Comite Euro-International du Beton : CEB-FIP MODEL CODE 1990 (DESIGN CODE), 1993
- (3) 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，日本建築学会大会学術講演梗概集（1992年）

SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブに基づく試験体の荷重変形特性の作成方法

1 概要

SC 規程を参考にして試験体の荷重変形特性を作成するため、試験体を実機 RPV ペDESTALと同様に要素分割し、地震応答解析モデルの各要素に対して、本文 5.3 項の考え方に基づき SC 規程を参考に作成したスケルトンカーブ（M- ϕ 特性，Q- γ 特性）を用いて、荷重変形特性を作成する。



添付3-1図 SC規定を参考にした試験体の荷重変形特性の作成フロー

2 試験体の構造及びスケルトンカーブの作成

(1) 構造及び要素分割

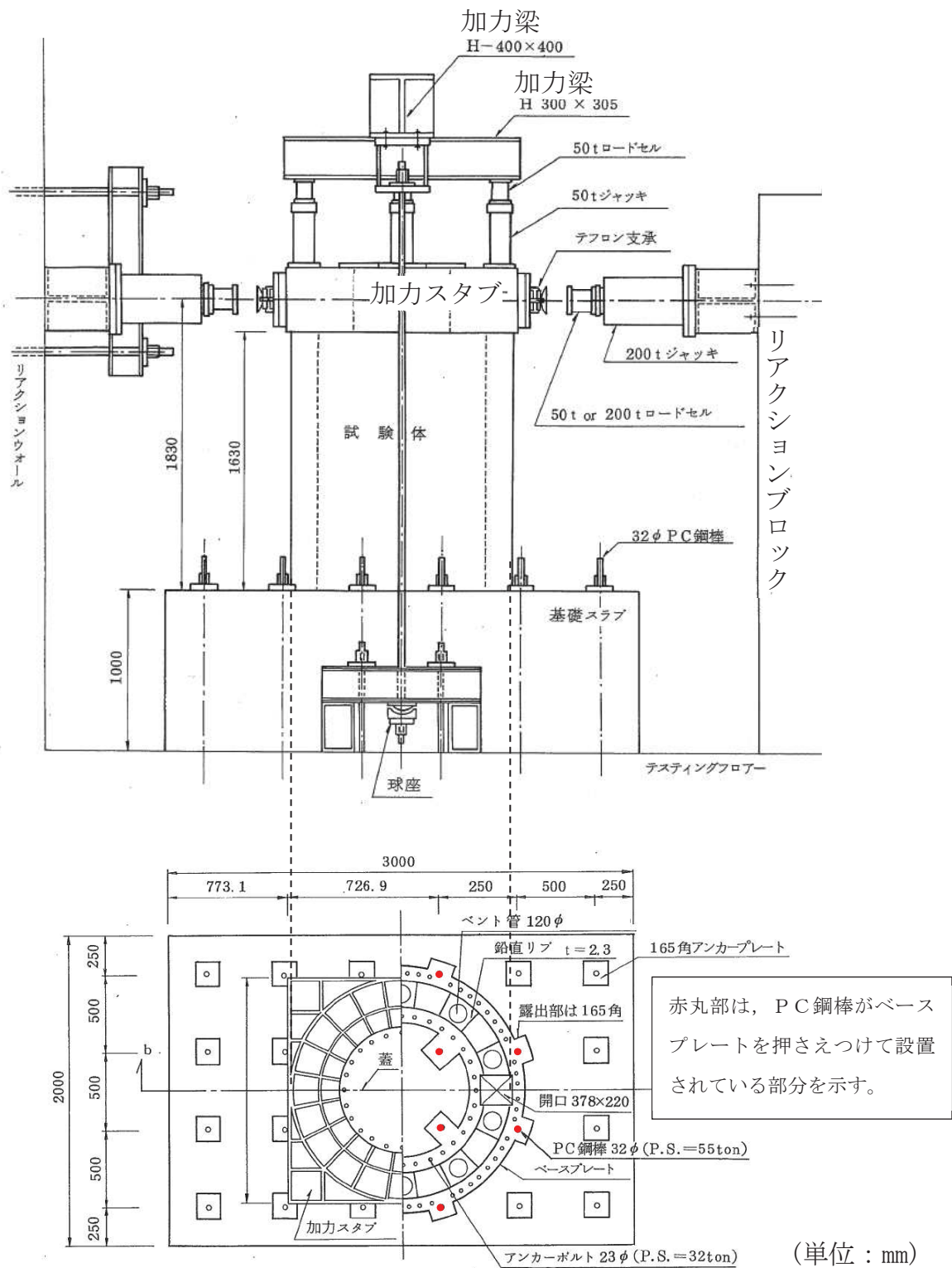
試験体は、改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）の実機 RPV ペDESTALと同様に、内外の円筒鋼板とそれらを一体化するための放射状の縦リブ鋼板（隔壁）で構成され、内部にコンクリートを充填している。RPV ペDESTAL内にはベント管を内蔵している（添付 3-2 図）。

試験体は、ほぼ一様断面の構造となっているものの、下部ドライウェルアクセストンネルを模擬した開口部を含んでいることから、当該部分については個別に要素分割を行う（添付 3-3 図）。

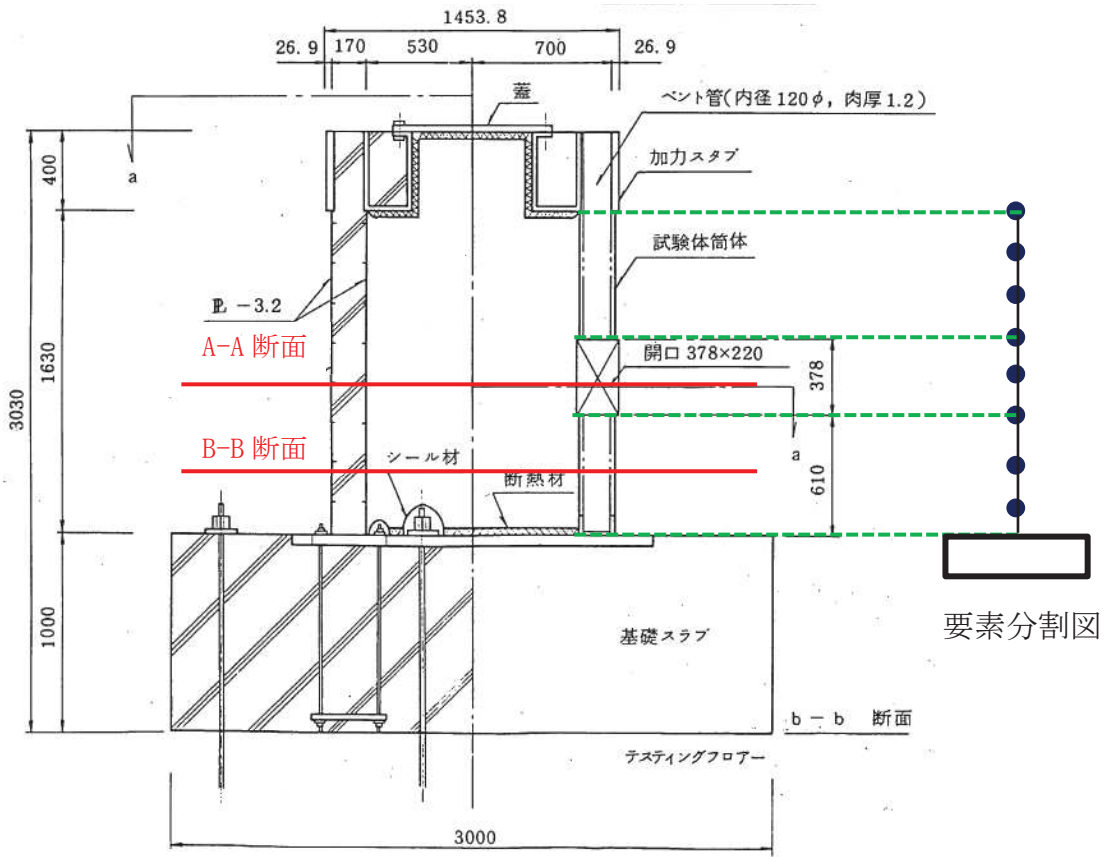
なお、BWR の実機 RPV ペDESTALは、隔壁方式であること、円筒型であること及びコンクリートが水平鋼板で分断されることの特徴が、ABWR の RPV ペDESTALと類似であることから、ベント管を内蔵していない部分の考え方を適用できる。

(2) 試験体のスケルトンカーブの作成

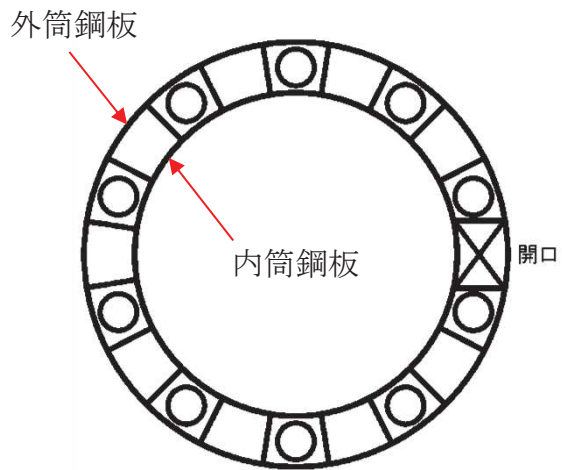
試験体は ABWR の下部ペDESTAL と類似の構造であることから、本文 5.3.2 a. 項及び 5.3.3 a. 項に基づき、曲げ及びせん断のスケルトンカーブを作成する。



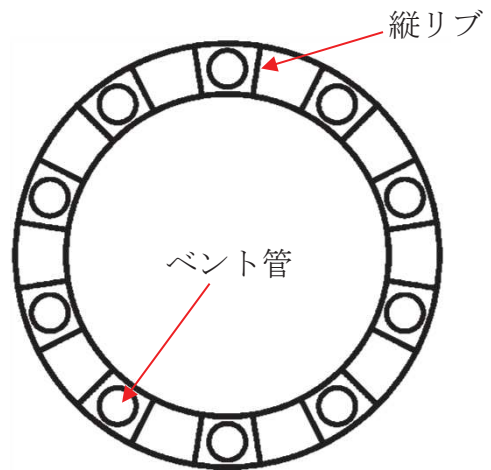
添付 3-2 図 RPV ペDESTAL の試験体と加力装置の概要
(参考文献(1)より引用，加筆)



(a) 試験体要素分割図



(b) A-A 断面概要図



(c) B-B 断面概要図

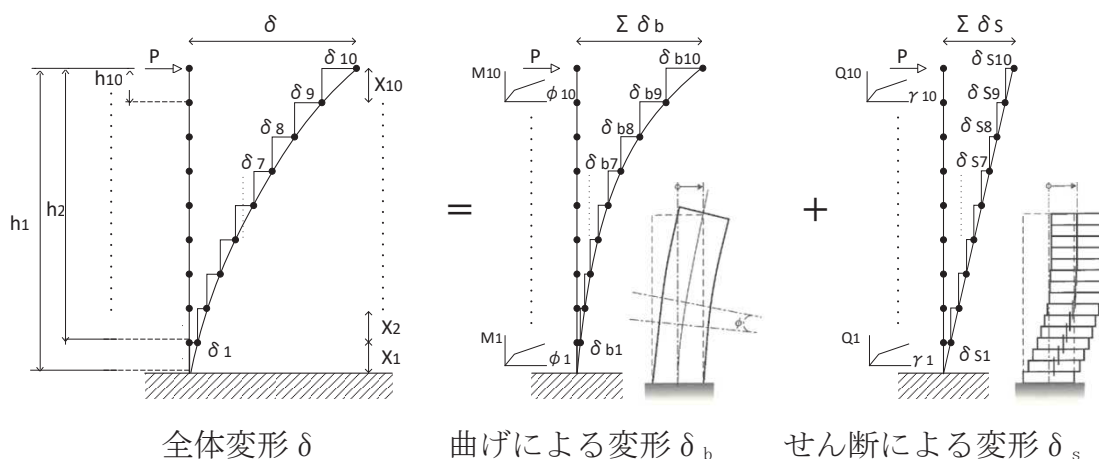
添付 3-3 図 試験体の要素分割及び断面

3 荷重変形特性の作成

(1) 作成方法

実機 RPV ペデスタルと同様に断面形状を考慮した試験体の各層の曲げモーメント M - 曲率 ϕ 関係, せん断力 Q - せん断変形角 γ 関係をもとに, 荷重 P - 変位 δ 関係を作成する。

添付 3-4 図に示すとおり, 頂部に荷重 P を作用させたときの全体変形量 δ は曲げ変形量 δ_b とせん断変形量 δ_s の和で表され, δ_b と δ_s を各層ごとに積み重ねることで, 頂部における δ を算出する。



添付 3-4 図 算出方法のイメージ

下記①～④の手順により, 頂部における荷重 P に対する変位 δ_b 及び δ_s を算出し, 荷重変形特性を作成する。

- ① 頂部に荷重 P を作用させたときの, 各層の曲げモーメント M , せん断力 Q を求める。

各層の $M = P \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離 h

各層の $Q = P$

- ② 各層の M , Q , スケルトンカーブの $M - \phi$, $Q - \gamma$ 関係から, 各層の ϕ , γ を求める。

各層の $M \rightarrow$ スケルトンカーブ ($M - \phi$ 関係) \rightarrow 各層の ϕ

各層の $Q \rightarrow$ スケルトンカーブ ($Q - \gamma$ 関係) \rightarrow 各層の γ

- ③ 各層の ϕ , γ から, 各層の曲げ変形 δ_b , せん断変形 δ_s を求める。

$\delta_b =$ 各層の回転角 $\theta \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離 h

$=$ 各層の $\phi \times$ 各層の要素長さ $X \times$ ペデスタル頂部から対象要素下端までの距離 h^*

$\delta_s =$ 各層の $\gamma \times$ 各層の要素長さ X

④ 各層の δ_b , δ_s を足し合わせ、全体の δ を求める。

$$\delta = \sum \delta_b + \sum \delta_s$$

* 曲げ変形量 δ_b の算出について

δ_b を算出するにあたり、添付 3-5 図の様に以下を定義する。

X_i : 曲げ変形量を算出しようとしている対象要素の長さ

h_i : ペDESTAL 頂部から対象要素下端までの距離

θ_i : 曲げ変形により生じる要素の傾き

これらについて、スケルトンカーブから求める曲率 ϕ と曲率の逆数である曲率半径 ρ を用いて整理すると、

$$X_i \doteq \rho_i \times \theta_i = \theta_i / \phi_i$$

となるため、

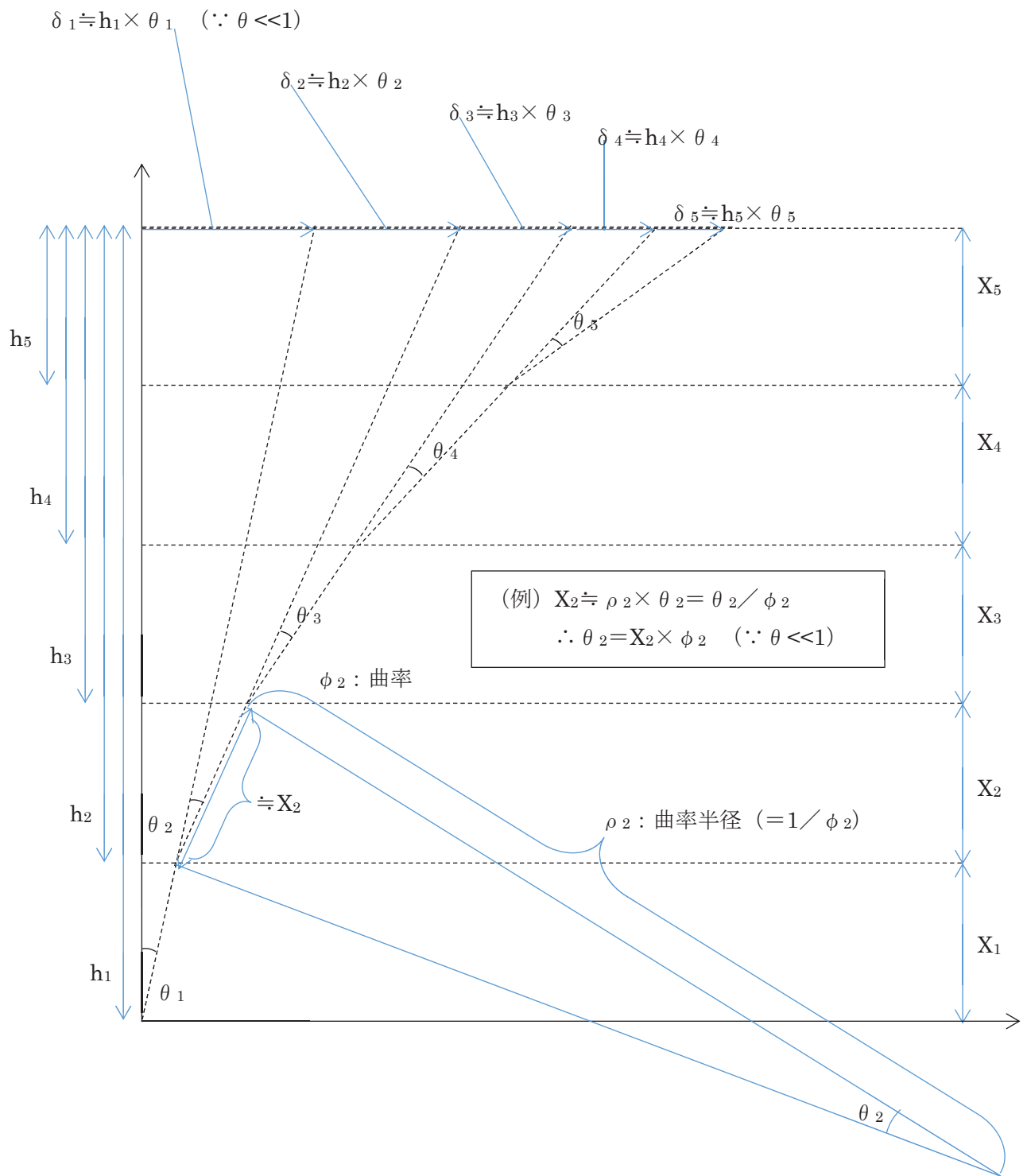
$$\theta_i = X_i \times \phi_i$$

となる。求めた回転角 θ より各層の曲げ変形量 δ_{bi} を表すと

$$\delta_{bi} \doteq h_i \times \theta_i$$

となり、 δ_b は以下の式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \delta_b &= \delta_{b1} + \delta_{b2} + \delta_{b3} + \delta_{b4} + \dots \\ &\doteq (h_1 \times \theta_1) + (h_2 \times \theta_2) + (h_3 \times \theta_3) + (h_4 \times \theta_4) + \dots \\ &\doteq (h_1 \times X_1 \times \phi_1) + (h_2 \times X_2 \times \phi_2) + (h_3 \times X_3 \times \phi_3) + (h_4 \times X_4 \times \phi_4) \dots \end{aligned}$$



添付 3-5 図 曲げ変形の算出

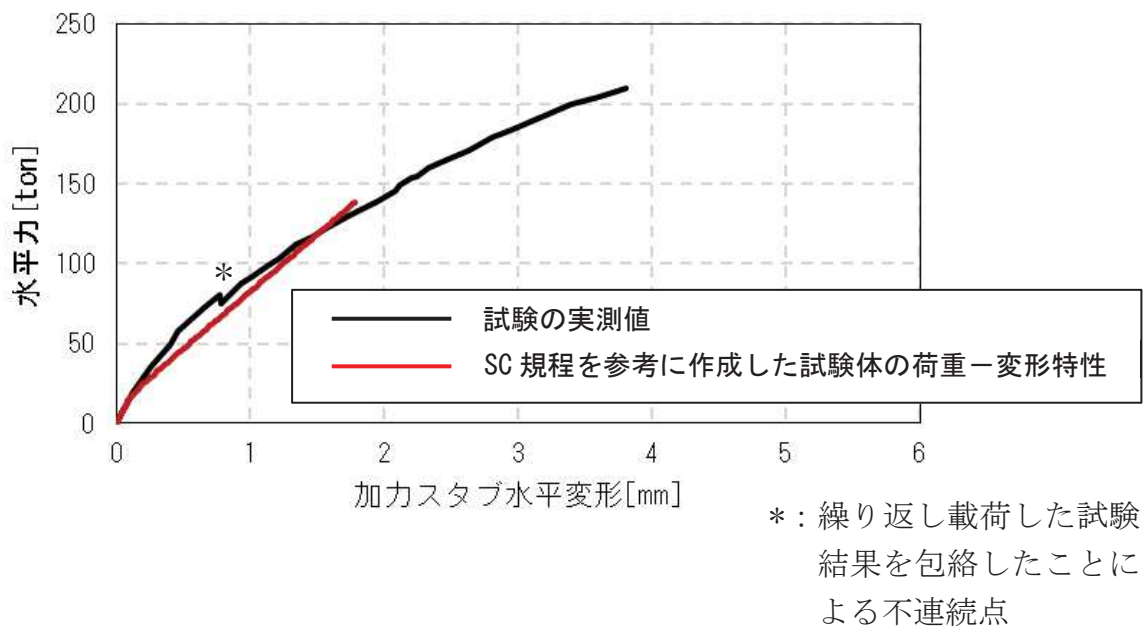
(2) 荷重変形特性

前項(1)に基づき作成した曲げ及びせん断の荷重変形特性を添付3-5図に示す。

a. 曲げ変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体の曲率をもとに算出した曲げによる変形（添付資料-4のP. 9～10参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$ ）から算出したもの（本資料のP. 4～6参照）

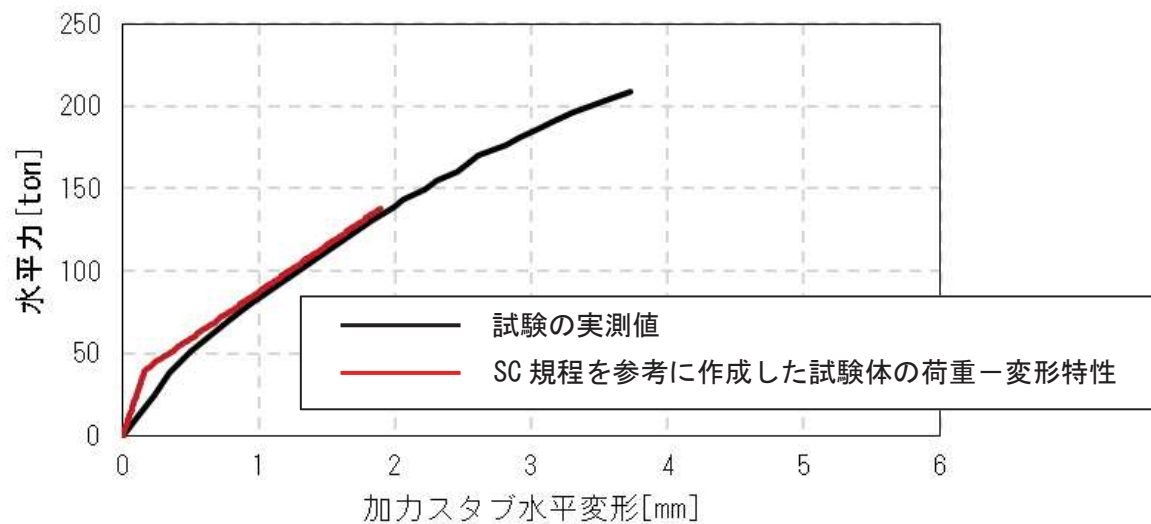


添付 3-6 図 荷重-変形関係の比較（曲げ変形）

b. せん断変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形から、
曲げによる変形分を除いたもの（添付資料-4のP. 10参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $Q-\gamma$ ）から算出したもの（本資料のP. 4参照）

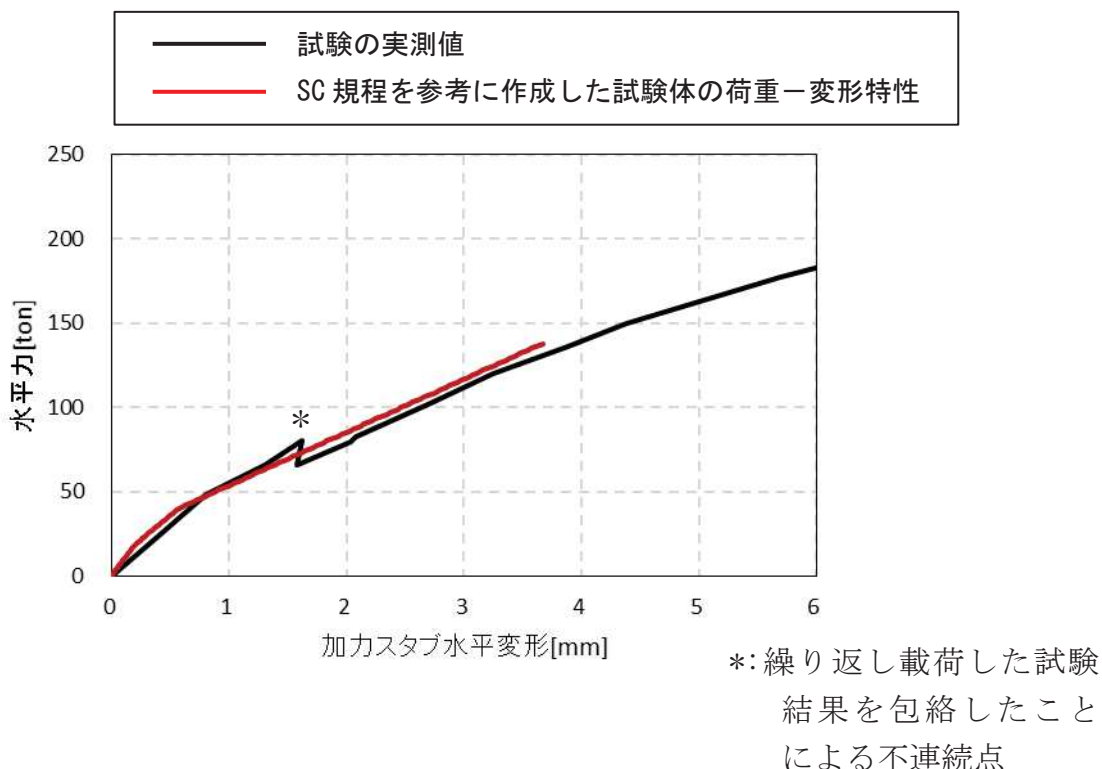


添付 3-7 図 荷重-変形関係の比較（せん断変形）

c. 全体変形

黒線：試験体へ水平力を付加した際に実測した試験体頂部の全体変形（添付資料-4のP. 8参照）

赤線：SC規程を参考に作成したスケルトンカーブ（ $M-\phi$ 及び $Q-\gamma$ ）から算出したもの（本資料のP. 4参照）



添付 3-8 図 荷重-変形関係の比較（全体変形，適用範囲近傍の拡大図）

4 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月

既往試験の概要，信頼性及び実機への適用性

1 既往の試験

改良型沸騰水型原子炉（以下「ABWR」という。）のRPVペDESTALは、鋼板及びコンクリートからなる複合構造物に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の開発段階において、RPVペDESTALの水平荷重に対する終局状態までの荷重－変位特性を把握するため、電力共同研究として実機を模擬した試験体を用いて静的加力試験⁽¹⁾（以下「試験」という。）を行っている。試験体と加力装置の概要を添付4-1図に、試験体の断面図を添付4-2図に示す。

本試験結果のうち鋼板が降伏するまでの範囲を、今回工認で設定するRPVペDESTALのスケルトンカーブの評価上の仮定に対する妥当性確認に用いている。

なお、本添付資料中における実機とは、ABWRを示す。

(1) 試験体

試験は、実機の構造の特徴を模擬した1/10縮尺の円筒型の鋼板コンクリート構造試験体を製作して行った。試験体に発生する応力度が実機相当になるように、試験体寸法の縮尺を実機の1/10程度、載荷する荷重を試験当時の実機設計荷重の1/100程度として試験を実施した。

試験体の模擬対象は、実機の構造のうち隔壁方式の鋼板コンクリート構造の特徴を有するとともに、地震時に比較的大きな荷重が作用して非線形挙動を示すRPVペDESTALの下部とした。試験体の内外筒鋼板の間に20枚の鉛直方向の隔壁を配置し、底部にはベースプレートを設置することにより、内部コンクリートが実機と同様に分断されている状態を模擬するとともに、10本のベント管による内部コンクリートの欠損状態を考慮している。

試験体の据付けにおいては、加力の影響を受けない剛なテストングフローアーと試験体の基礎スラブを、PC鋼棒による軸力を介して緊結し固定した。

(2) 加力方法

試験当時の設計荷重相当の鉛直力*を付加した後、試験体の反力の影響を受けない剛なリアクションウォール（反力壁）及びリアクションブロック（反力ブロック）にそれぞれジャッキを取り付け、水平方向に静的に漸増載荷した。

試験体への鉛直力は、試験体頂部加力スタブにPC鋼棒及び加力梁を介して50tジャッキにより付加し、圧力ジャッキと加力梁間のロードセル（荷重計）により計測した。なお、加力梁とテストングフローアーを緊結するPC鋼棒に取付く球座は、水平方向の加力に対して追従するために設けた治具である。

水平方向の荷重は、200tジャッキ先端に設けたロードセル（荷重計）によって測

定した。なお、試験体に設けたテフロン支承は、ジャッキとの摩擦力を緩和し、点荷重に近い状態とすることを目的に設置した。

水平力の載荷サイクルを添付 4-3 図に示す。まず、コンクリートのひび割れが生じない荷重(弾性荷重)で繰返し載荷を行った。次に水平力が当時の設計荷重相当(添付 4-3 図に示す $Q_0=52\text{ton}$) に至るまで載荷を行い、その後、設計荷重の 1.5 倍相当 ($1.5Q_0=80\text{ton}$)、鋼板曲げ降伏レベル (209ton) のサイクルを経て、荷重降下に至るレベルまで加力した(荷重-変位特性は添付 4-4 図参照)。

*: 本試験は、水平荷重に対する RPV ペDESTAL の終局状態までの荷重-変位特性の把握を目的として実施したものである。RPV ペDESTAL のコンクリートは構造強度部材として期待していないが、試験当時の設計荷重による圧縮応力度 (1.2N/mm^2) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の長期許容応力度 ($1/3F_c=9.8\text{N/mm}^2$, F_c : 設計基準強度) に比べて十分に小さいレベルであり、水平加力に対して脆性的な終局状態を引き起こすものではないことを確認している。

(3) 計測方法

試験体の非線形挙動を把握するために、荷重、試験体頂部の水平方向変位、試験体側面の鉛直方向相対変位及び鋼板のひずみを計測した。計測項目と計測方法のまとめを添付 4-1 表に示す。

添付 4-1 表 計測項目と計測方法のまとめ

計測項目	目的	計測方法	計測位置等
荷重	試験体に載荷された水平力の計測	加力ジャッキに取り付けたロードセルにより計測する。	添付 4-1 図参照
試験体頂部の水平方向変位	全体変形量の計測	基礎スラブを不動点として、変位計により全体変形量を計測する。	添付 4-5 図参照
試験体側面の鉛直方向相対変位	曲げ変形量の算出	鉛直方向相対変位を変位計により計測し、添付 4-7 図に示す手法により曲げ変形量を算出する。	添付 4-6 図参照
鋼板のひずみ	鋼板の応力度の算出	試験体に取り付けたひずみゲージでひずみを計測し、得られたひずみにヤング係数を乗じて応力度を算出する。	添付 4-8 図参照

荷重値はジャッキに取り付けたロードセル(荷重計)により計測した(添付 4-1 図)。

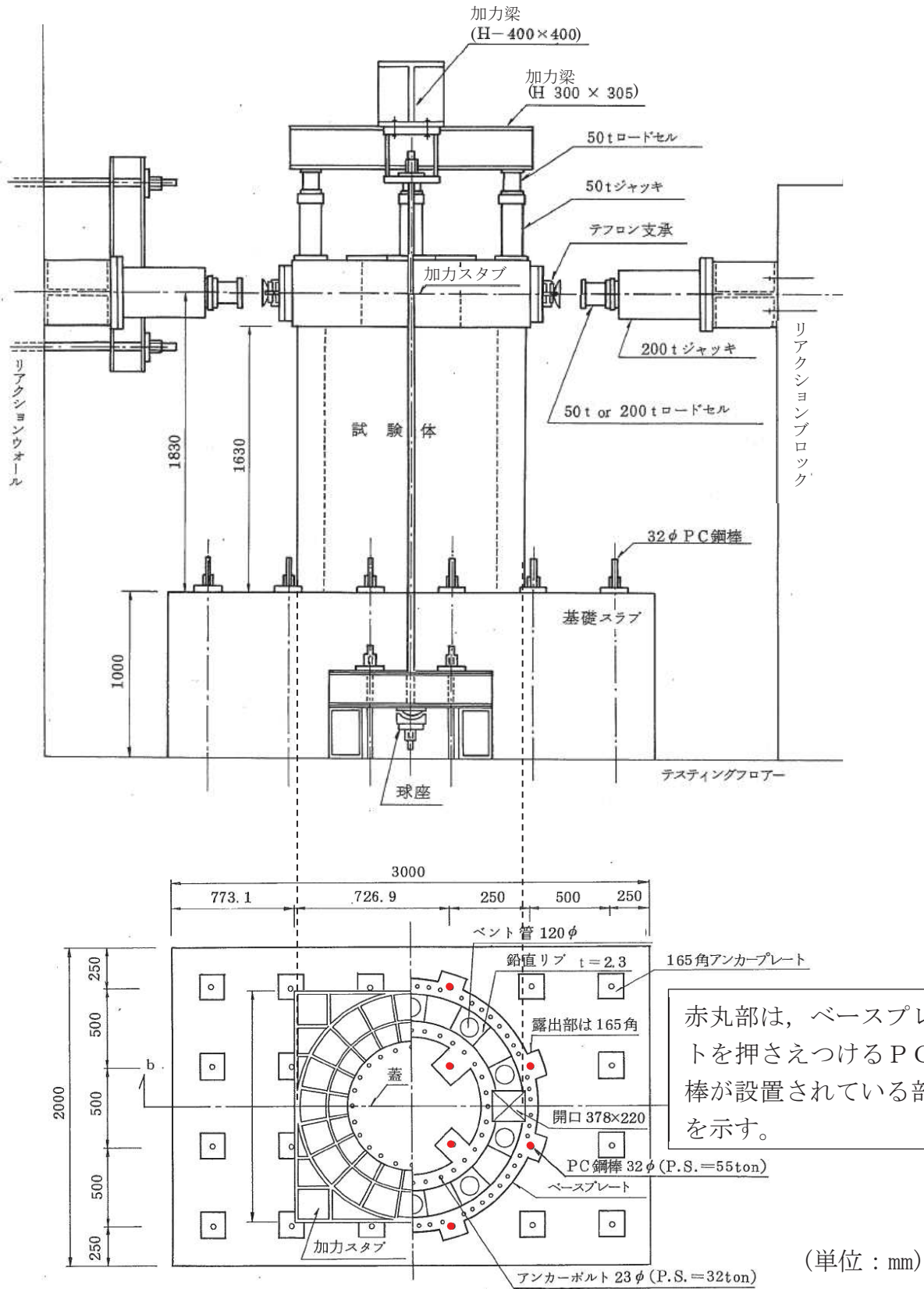
水平力載荷時の試験体各部の変形量は、不動点である基礎スラブに設置した計測フレームに取り付けた変位計にて計測を行った。また、試験体の曲げ変形量を算出するため、試験体鉛直方向の相対変位を変位計にて計測した（添付 4-6 図）。

全体変形量 δ_T は基礎スラブを不動点として、試験体頂部の変位計により計測した（試験体頂部の変位計は添付 4-5 図の赤丸で図示）。

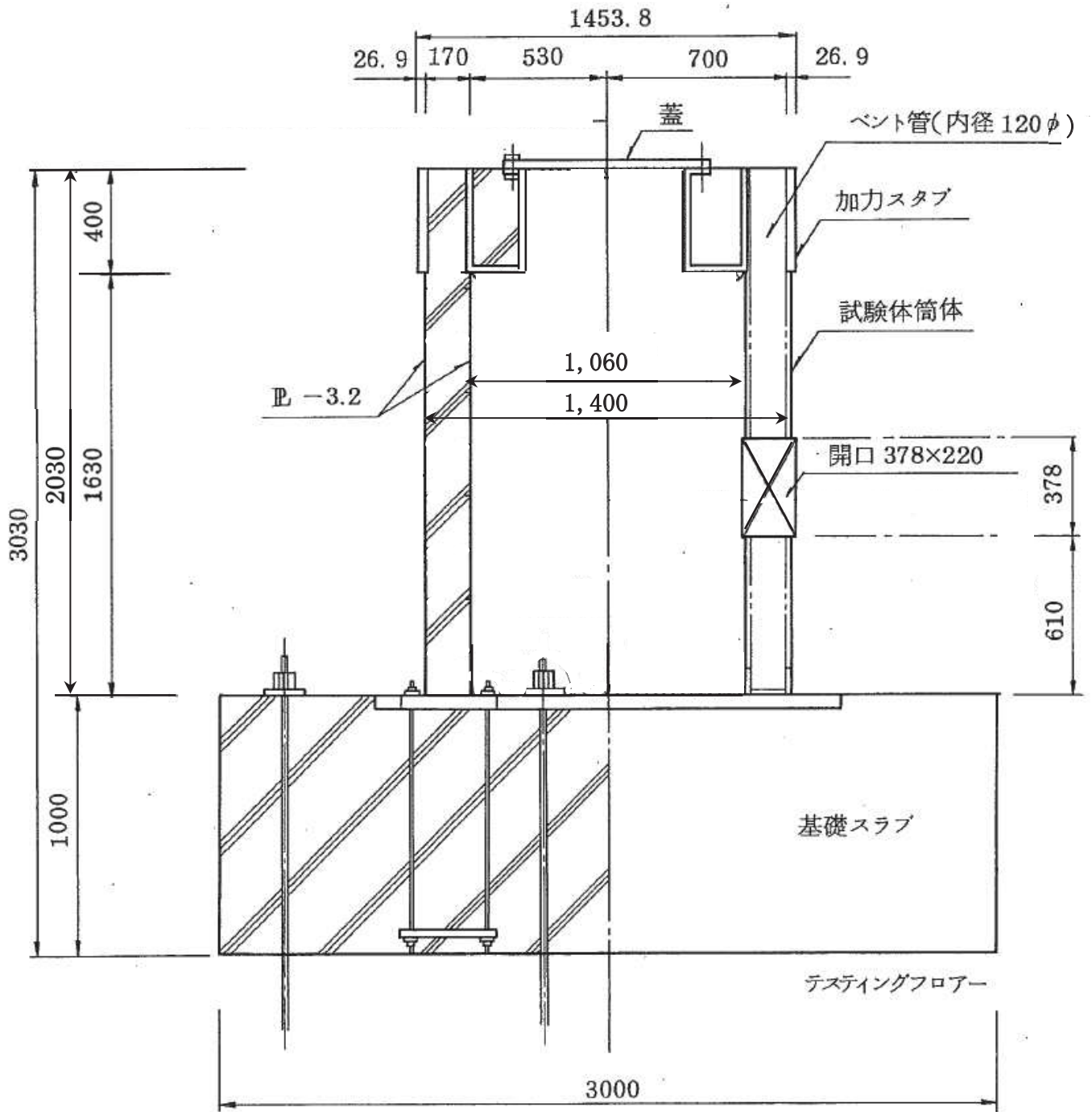
曲げ変形量 δ_B は、計測した鉛直方向の相対変位から定まる曲率を用いて算出し、せん断変形量 δ_s は δ_T から δ_B を減算することにより算出した（添付 4-7 図）。

水平力載荷時の鋼板のひずみを、鋼板の側面に取り付けたひずみゲージにより計測し、鋼板の応力度を（ひずみ）×（鋼材のヤング係数）の関係から算出した。

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（1 本あたり 55ton）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測定される試験体の水平変形量の信頼性を確保している。

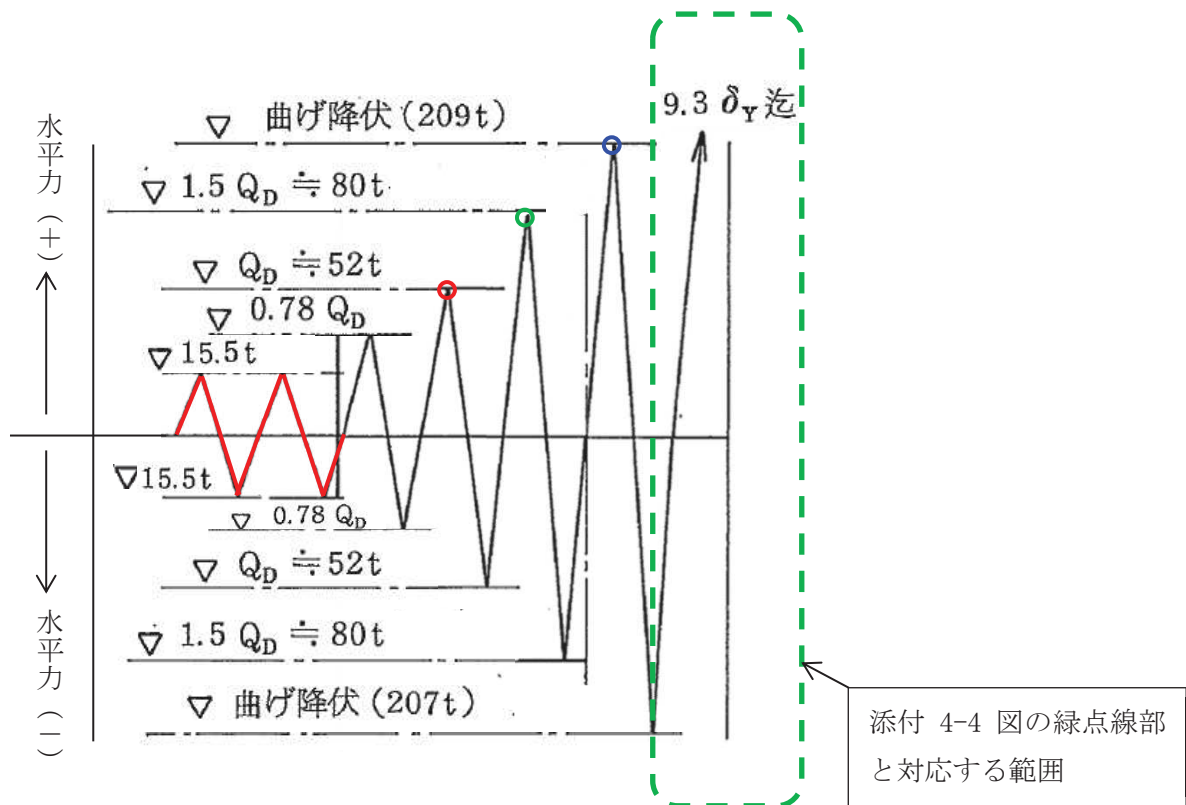


添付 4-1 図 RPV ペDESTALの試験体と加力装置の概要
 (参考文献(1)より引用, 加筆)



(単位 : mm)

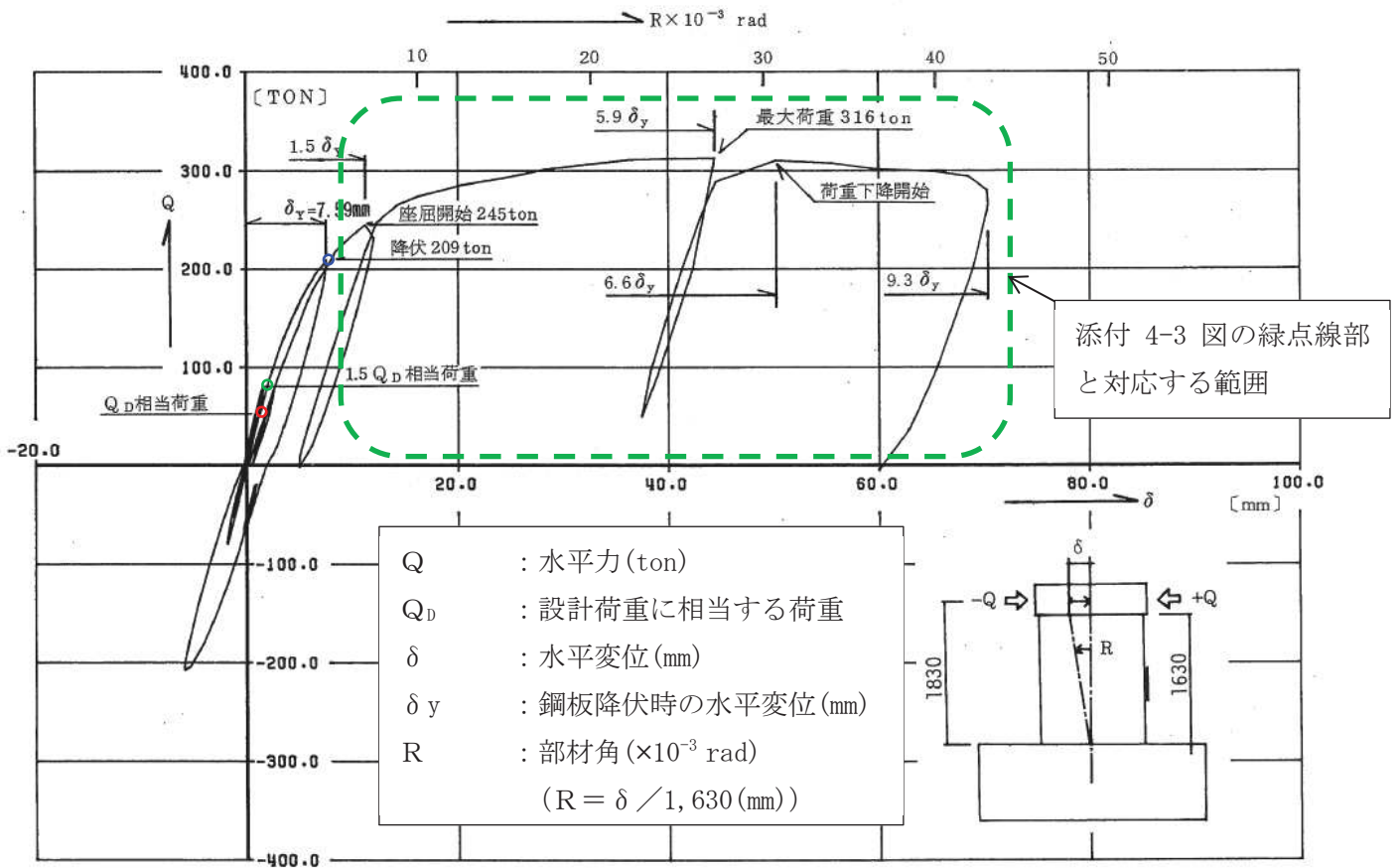
添付 4-2 図 試験体の断面図 (参考文献(1)より引用, 加筆)



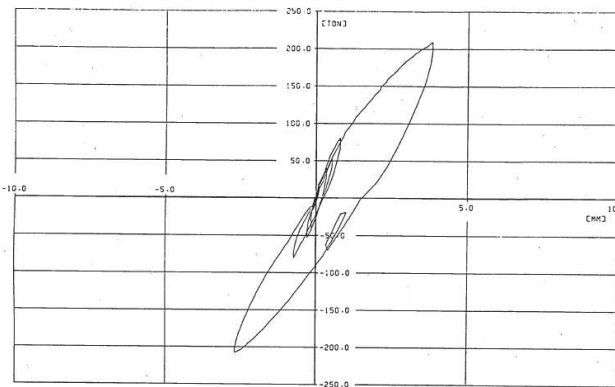
添付 4-3 図 水平力の荷重サイクル (参考文献(1)より引用, 加筆)

<記号の説明>

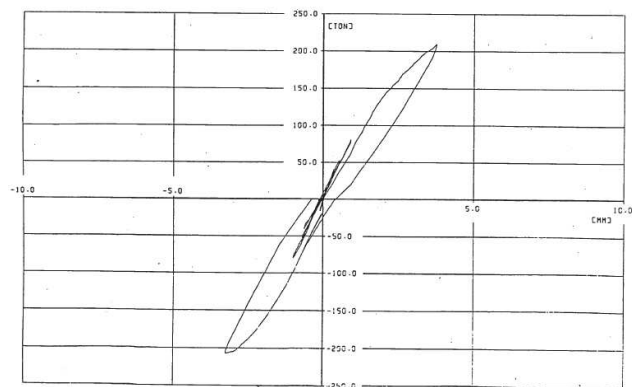
- Q_D : 設計荷重に相当する荷重
- δ_Y : 鋼板降伏時の水平変位
- 赤線 : コンクリートのひび割れが生じない程度の小さな荷重(弾性荷重)で載荷する範囲
- 赤丸 : 設計荷重に相当する荷重($Q_D=52\text{ton}$) (添付 4-4 図の赤丸と対応)
- 緑丸 : 設計荷重に相当する荷重の 1.5 倍の荷重($1.5Q_D=80\text{ton}$) (添付 4-4 図の緑丸と対応)
- 青丸 : 曲げ降伏時の荷重(209ton) (添付 4-4 図青丸と対応)
- 緑点線 : 添付 4-4 図の緑点線部と対応する範囲



(a) 水平力－水平変位特性 (曲げ＋せん断)

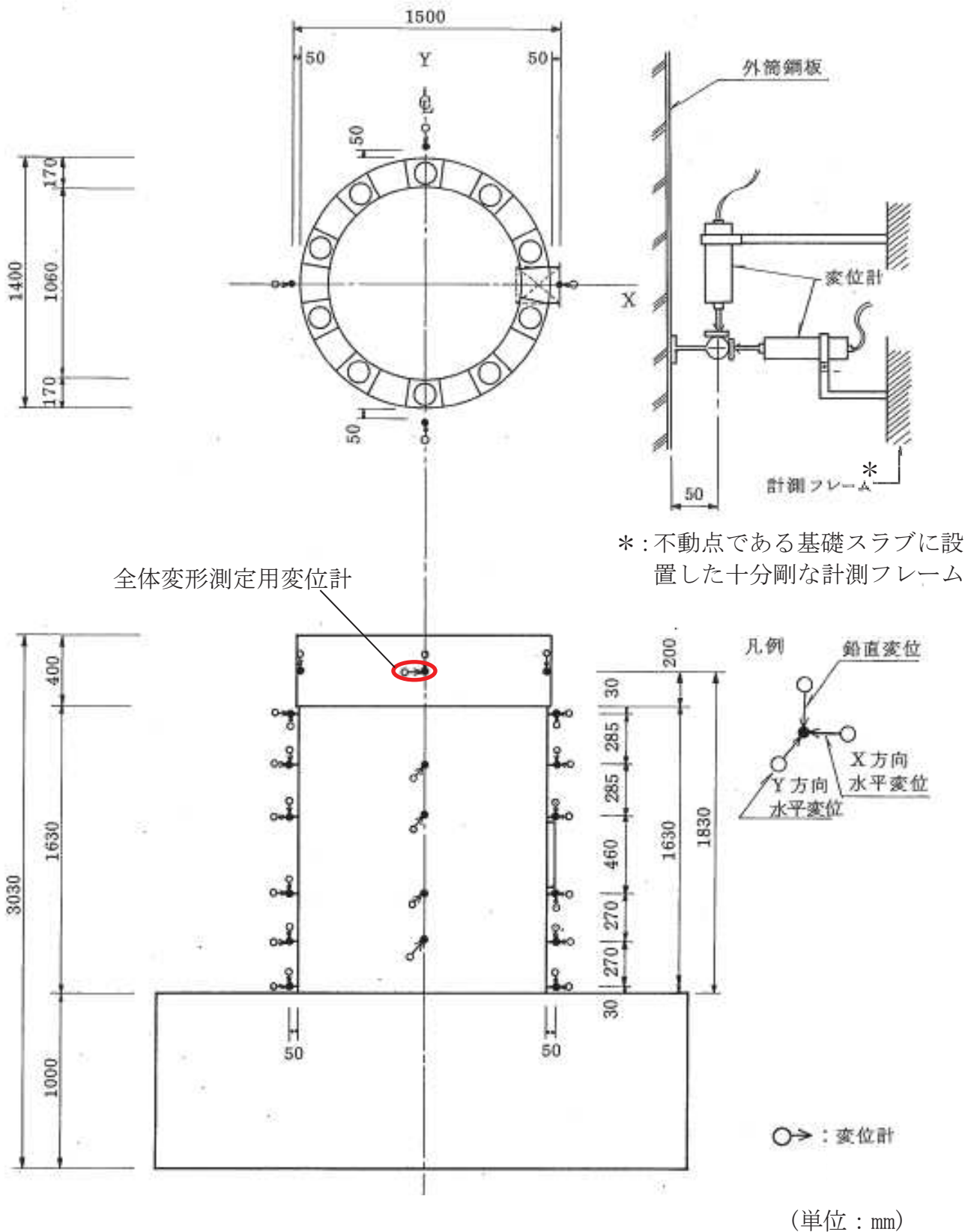


(b) 水平力－水平変位特性 (曲げ)

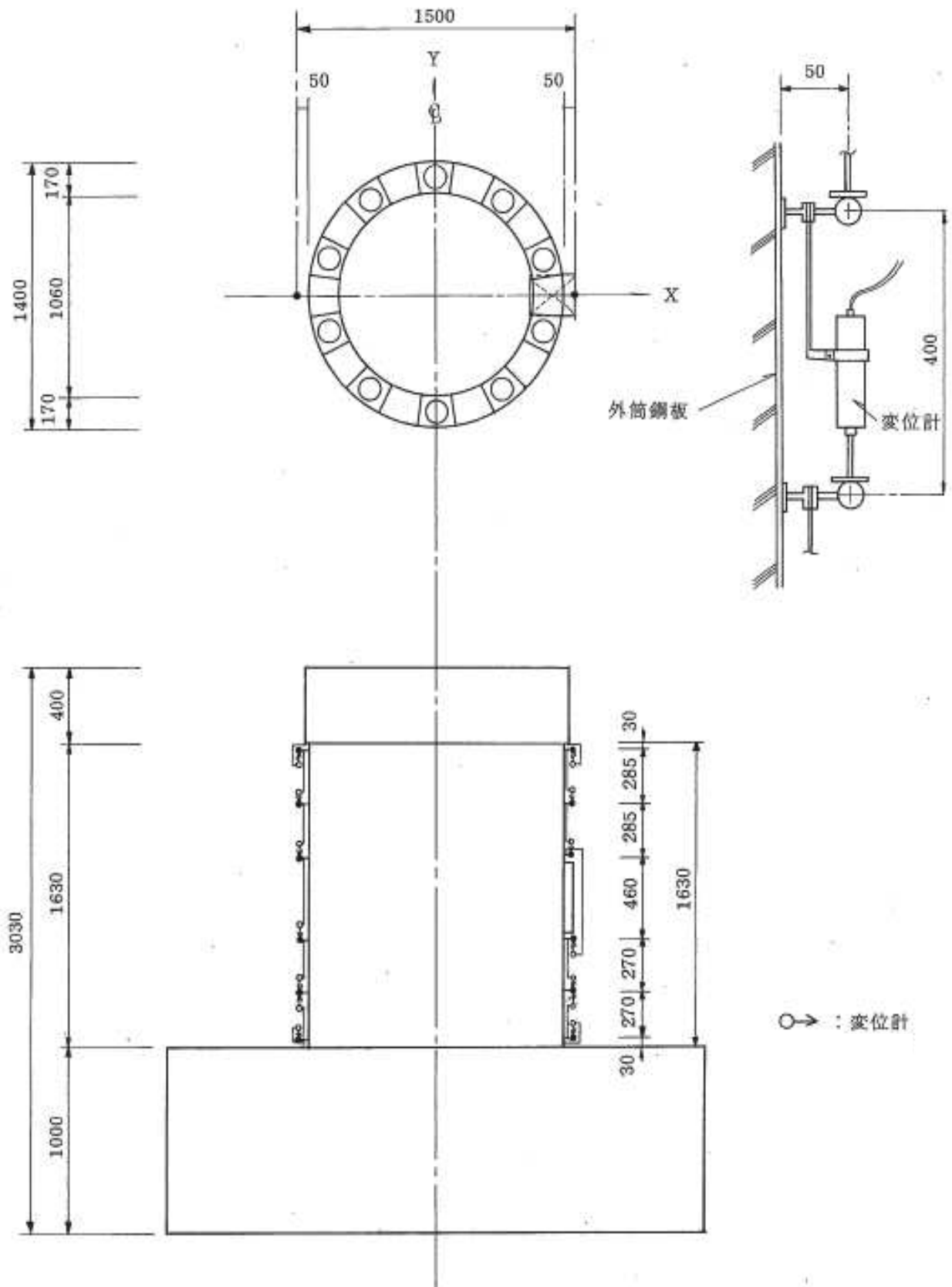


(c) 水平力－水平変位特性 (せん断)

添付 4-4 図 試験で得られた荷重－変位特性 (参考文献(1)より引用, 加筆)

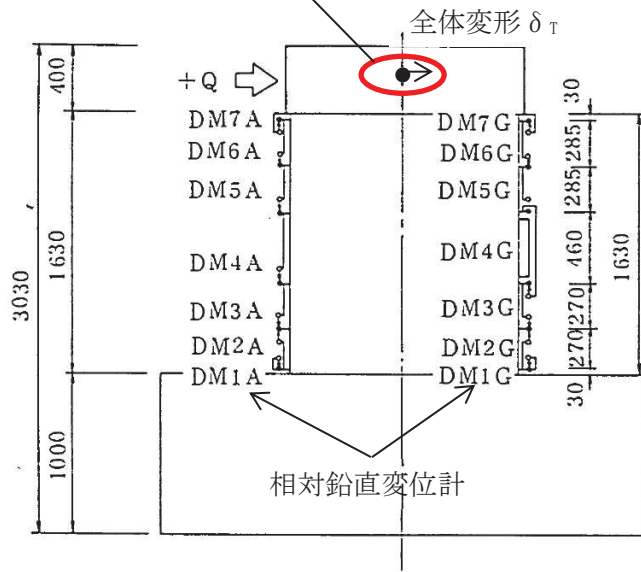


添付 4-5 図 水平変位及び鉛直変位測定位置 (参考文献(1)より引用, 加筆)

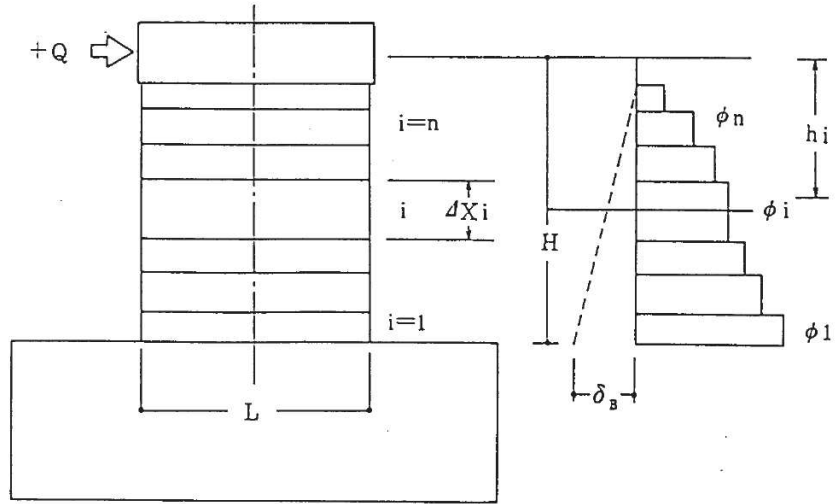


添付 4-6 図 曲げ変形算出用変位測定位置 (参考文献(1)より引用)

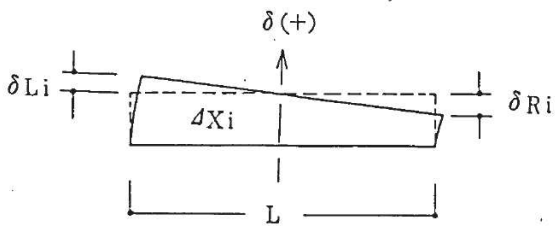
全体変形測定用変位計



(単位：mm)



$$\text{曲率} : \phi_i = \frac{\delta_{Li} - \delta_{Ri}}{L} \cdot \frac{1}{\Delta X_i}$$



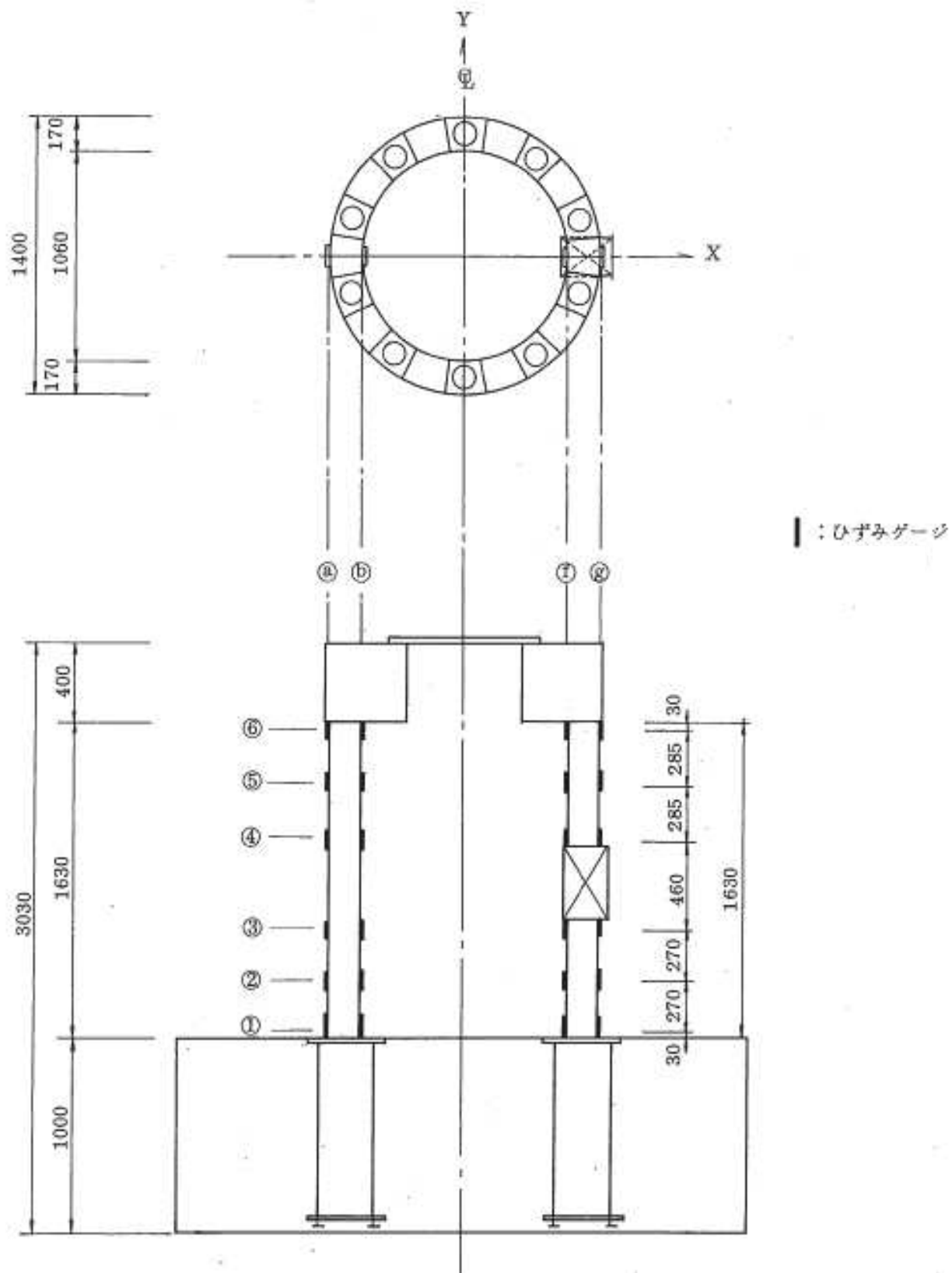
$$\text{曲げ変形} : \delta_B = \sum_{i=1}^n h_i (\phi_i \cdot \Delta X_i)$$

$$\text{せん断変形} : \delta_s = \delta_T - \delta_B$$

δ_T : 全体変形

(頂部水平変位計による)

添付 4-7 図 変形成成分離手法 (参考文献(1)より引用, 加筆)



添付 4-8 図 内外鋼板応力度算出用ひずみ測定位置 (参考文献(1)より引用)

2 試験結果の実機及び女川2号炉への適用性

試験体は、RPV ペDESTALの構造上の特徴を反映するため内外鋼板の間にコンクリートを充填した構造とし、ABWR のペDESTALを模擬するためベント管を内蔵する部分と内蔵しない部分を含めたものである。

ここで、試験体の鋼材が実機と異なるが、試験体に対するSC規程を用いた荷重－変位特性を求める際は、使用材料の規格値に基づく剛性を用いることで、差異を適切に考慮している。

したがって、本試験体の試験結果は、実機の隔壁構造及びベント管を有した構造といったSC規程に対して追加検討が必要な構造に対する妥当性の確認に適用可能である。なお、スケール効果の観点では、実機を縮小した場合の試験体に用いるコンクリートのうち骨材寸法の影響が考えられるが、この影響については、参考文献(2)において、骨材寸法の差が復元力特性に与える影響は少なく、実用上無視できることが確認されている。

女川2号炉と試験体に関するRPV ペDESTALの仕様を添付4-2表に示す。女川2号炉 RPV ペDESTALと試験体の構造は、隔壁方式であること、円筒型であること及び内外鋼板の間に充填されたコンクリートが上下に分断されていることが共通の特徴である。構造の差異として、女川2号炉 RPV ペDESTALには、ベント管を内蔵する部分が存在しないが、試験体はベント管を内蔵する部分とベント管を内蔵しない部分をそれぞれ模擬しているため、女川2号炉 RPV ペDESTALは、試験体のベント管を内蔵しない部分と同様の考え方で評価をすることができる。また、女川2号炉 RPV ペDESTALの底部には、上下のコンクリートを分断するベースプレートは存在しないが、RPV ペDESTALの上部に設置した水平鋼板によって上下のコンクリートが分断されていることから、試験体のベースプレートによるコンクリートの分断に関する考え方を女川2号炉 RPV ペDESTALの水平鋼板に適用することで、コンクリートの分断について評価することができる。

したがって、女川2号炉のRPV ペDESTALの材質、各部の寸法等を適切に反映することによって、既往試験結果によって妥当性が確認された復元力特性評価式が適用可能である。

3 参考文献

- (1) 東京電力株式会社，東北電力株式会社，中部電力株式会社，北陸電力株式会社，中国電力株式会社，日本原子力発電株式会社，株式会社 東芝，株式会社 日立製作所：共同研究報告書「コンクリートPCVの構造評価および基準確立のための実証実験」，昭和62年度上半期（最終報告書），昭和62年9月
- (2) 吉崎 他：原子炉建屋の復元力特性試験（その6）スケール・イフェクト試験 日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和61年）

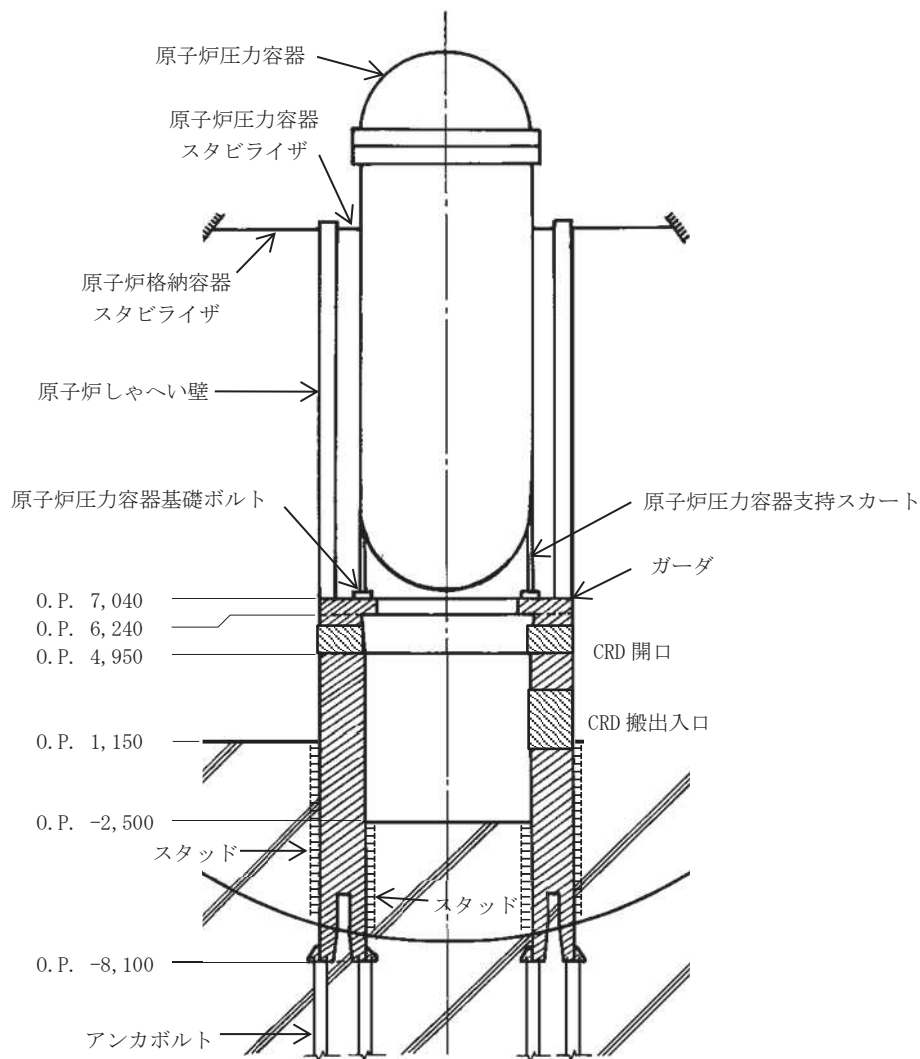
添付 4-2 表 女川 2 号炉の RPV ペDESTAL 及び試験体の構造概要

項目		女川原子力発電所 2 号炉	試験体
構造	鋼板コンクリート構造の形式	隔壁方式	同左
	断面形状	円筒型	同左
	ベント管内蔵	なし	あり
	ベースプレート	あり*	あり
(以下, 参考)			
二重円筒部 (内筒及び 外筒鋼板)	高さ (mm)	5, 890	2, 030
	厚さ (mm)	1, 770	170
	内筒鋼板の内径 (mm)	5, 500	1, 060
	外筒鋼板の外径 (mm)	9, 040	1, 400
	内筒及び外筒鋼板の板厚 (mm)	38	3. 2
縦リブ	板厚 (mm)	20	2. 3
	個数	18/20	20
	配置 (角度)	20° /18°	18°
開口部	高さ×幅 (mm)	2, 000×900	378×220
材質	鋼材	SPV50	SS400
	コンクリート 設計基準強度 (kg/cm ²)	330	300

* : 水平鋼板がベースプレートに該当する

(参考1) 女川2号炉のRPVペDESTALの荷重状態

女川2号炉のRPVペDESTALは、RPVペDESTAL頂部のガーダに原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁を支持している。地震時に原子炉圧力容器及び原子炉しゃへい壁へ作用する荷重は、原子炉圧力容器支持スカート及び原子炉圧力容器基礎ボルトを介して曲げモーメントとしてRPVペDESTALへ伝達されることから、既往試験と同様、女川2号炉のRPVペDESTALへ作用する荷重は曲げが支配的となる。



参考 1-1 図 女川2号炉のRPVペDESTAL概略図

(参考2) 試験体と女川2号炉のRPVペデスタルの鉛直方向の圧縮応力度について

試験当時の設計荷重に基づく試験体の鉛直方向の圧縮応力度は(1.2N/mm²)に対し、女川2号炉の圧縮応力度(約0.6N/mm², 評価断面により異なる)は相違があるものの、この差が試験体の終局変形に与える影響は小さく、既往試験結果を用いることができる(参考2-1表)。

また、SC規程を参考にしたスケルトンカーブの評価においては、女川2号炉のRPVペデスタルの圧縮応力度に応じた鉛直方向軸応力度 σ_v を用いることから、試験体に対する鉛直方向の圧縮応力度の差による影響はないといえる。

参考2-1表 女川2号炉のRPVペデスタル及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

女川2号炉 RPVペデスタル*1	試験*2 (鉛直力として付加)
約0.6 N/mm ²	1.2 N/mm ²

*1: RPVペデスタルが支持するRPV、原子炉しゃへい壁の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度

*2: 試験当時の設計荷重相当の鉛直力(軸力)を、*1と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの

復元力特性の設定における温度に応じた材料物性値の設定

1 材料物性値の設定に用いる規格・基準類

既工認では、地震と組み合わせる運転状態の温度を考慮し、当該温度における材料物性値を用いて剛性の設定を行っており、今回工認の非線形特性を考慮した復元力特性の設定においても、設計基準における温度条件は既工認と同一のため既工認の材料物性値を用いる。

また、重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合においても、既工認における考え方と同様に設定を行うが、既工認から温度条件が変更となるため、温度による影響を考慮した材料物性値を用いて剛性設定を行う。

RPV ペDESTALの復元力特性を設定する際に用いる物性値のうち、温度による影響を受けるものを整理し、設定に用いる規格・基準類を添付 5-1 表に示す。

添付 5-1 表 温度に応じた材料物性値の設定に用いる規格・基準類

		既工認	今回工認	
			設計基準	重大事故等の高温状態の影響を考慮する場合
コンクリート	ヤング係数	RC 規準	同左	同左 (温度による影響は Eurocode ⁽¹⁾ , 耐火性ガイド ⁽²⁾ 等を用いて確認予定)
	圧縮強度	RC 規準	同左	同左 (温度による影響は Eurocode, 耐火性ガイド等を用いて確認予定)
鋼板	ヤング係数	告示 501	同左	JSME
	降伏点	— (線形仮定のため剛性算定に用いていない)	JIS G 3115 (既工認の応力評価の許容値根拠と整合させる。)	JSME (温度による影響を考慮するため JSME を参照)

<略称の説明>

- RC規準 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会 1982 改定4）
- 告示501 : 発電用原子力設備に関する構造等の技術基準（告示第501号）
- JSME : 発電用原子力設備規格（設計・建設規格 JSME S NC1-2005/2007）
- Eurocode* : EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1:General rules and rules for buildings / EN 1992-1-2, Eurocode 2:Design of concrete structures. Part 1-2: General rules. Structural fire design
- 耐火性ガイド : 構造材料の耐火性ガイドブック（日本建築学会 2017）

* : Eurocodeは、EU域内のみならず、海外で標準的に用いられている設計規準であり、日本国内においても「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画」における福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋等の耐震性評価において、プール水温の高温化による影響を考慮する際にEurocodeを用いた解析評価を行い、認可された実績があることから、RPVペデスタルにも適用可能と考える。

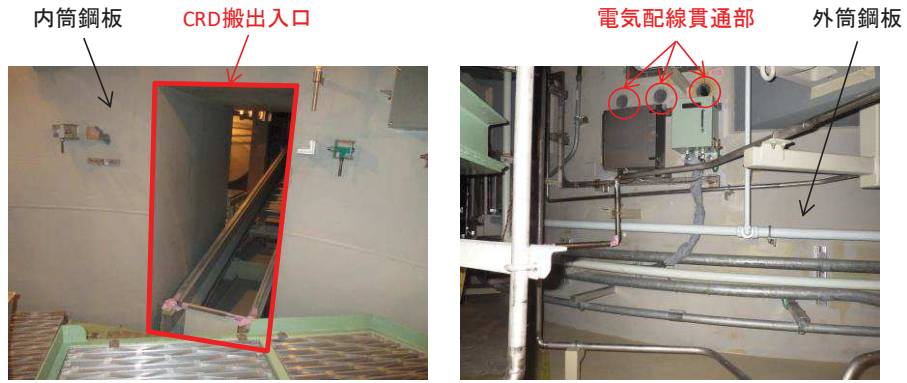
2 高温環境下における剛性低下

(1) コンクリートの水分逸散による剛性低下

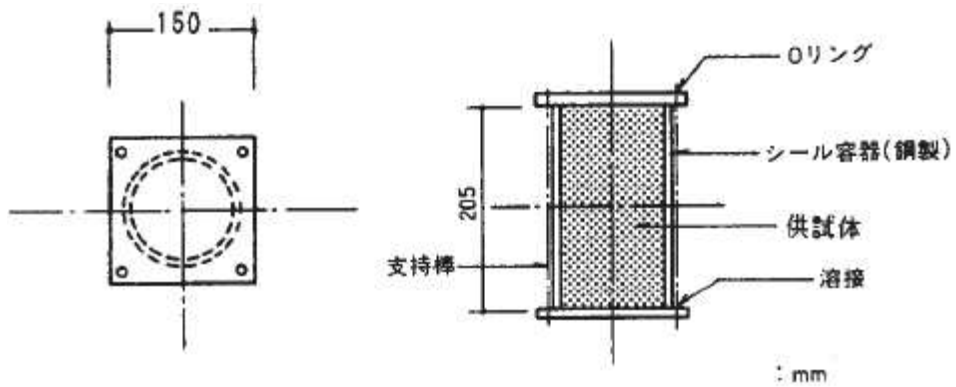
重大事故時における原子炉格納容器内の環境条件は、原子炉格納容器の限界温度（200℃）以下に制御されるものの、コンクリート温度が100℃を超える高温環境になった場合、コンクリートの水分逸散による剛性低下が考えられる。RPV ペデスタルの表面は鋼板で覆われており、添付5-1図に示すように、開口部は鋼板で囲まれ、電気配線や配管の貫通部には鋼製スリーブが設置してあるため、コンクリートが鋼板に覆われていない部分はない。

また、既往の文献⁽³⁾によって、高温履歴及びそれに伴う水分の移動によるコンクリートの物性への影響が実験的に考察されており、添付5-2図に示すような、コンクリートを鋼板で密封した試験体を加熱した場合、175℃までの範囲においてヤング係数の低下がみられないことが確認されている（添付5-3図参照）。

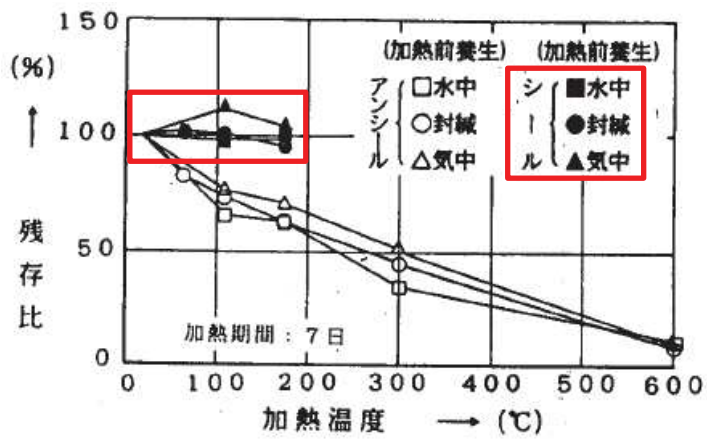
以上のことから、RPV ペデスタルにおいては、高温環境におけるコンクリート中の水分逸散の影響は小さいと考えられるが、念のため、RPV ペデスタルの剛性について、温度上昇に伴うコンクリートの剛性低下を考慮した評価を行う。



RPVペDESTAL内側から見た図 RPVペDESTAL外側から見た図
 添付 5-1 図 RPV ペDESTALの開口部の写真



添付 5-2 図 供試体のシール方法概要図 (参考文献 3 から引用)



添付 5-3 図 加熱温度とヤング係数残存比の関係 (参考文献 3 から引用, 一部加筆)

(2) 剛性低下率

高温環境下におけるコンクリートの剛性低下については、Eurocode 及び耐火性ガイドの記載を踏まえて以下のとおり整理されている⁽⁴⁾。

a. Eurocode

Eurocode においては Popovics による提案式 (1) に高温時の圧縮強度及びその時のひずみを与えて、高温時の応力-ひずみ曲線を示している (添付 5-4 図)。

$$\sigma = \sigma_0 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \cdot \frac{n}{n-1+(\varepsilon/\varepsilon_0)^n} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

- σ : 応力
- ε : ひずみ
- σ_0 : 圧縮強度
- ε_0 : 圧縮強度時ひずみ
- n : 圧縮強度の関数として与える値 (普通コンクリートでは $n=3$)



添付 5-4 図 Eurocode による高温時の応力-ひずみ曲線 (参考文献 4 から引用)

上記の応力-ひずみ曲線の傾きからヤング係数を求め、高温時におけるヤング係数残存比を確認する。

b. 耐火性ガイド

耐火性ガイドにおいては、既往のデータの平均値から算出した高温時のヤング係数残存比の提案値 $\kappa_r(T)$ を用いて、以下の式 (2) で表される (添付 5-5 図)。

$$E(T) = E(20) \times \kappa_e(T) \dots\dots\dots (2)$$

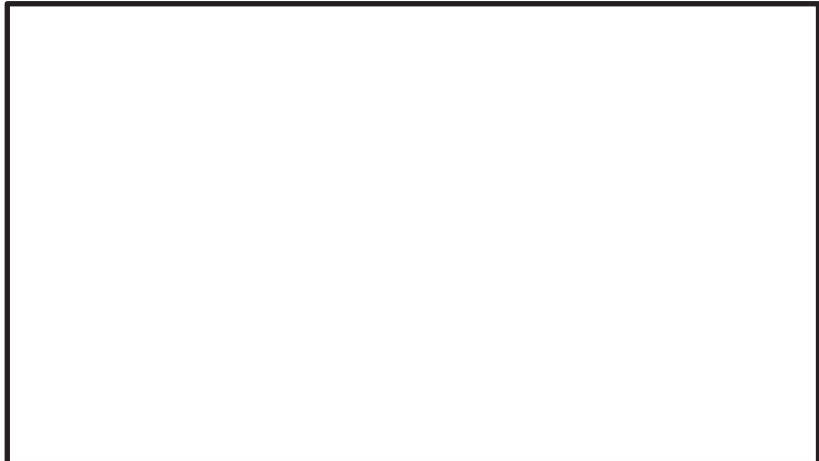
ここで、

$E(T)$: 温度 $T^{\circ}\text{C}$ におけるヤング係数

T : 加熱温度

$E(20)$: 温度 20°C (常温) 時のヤング係数

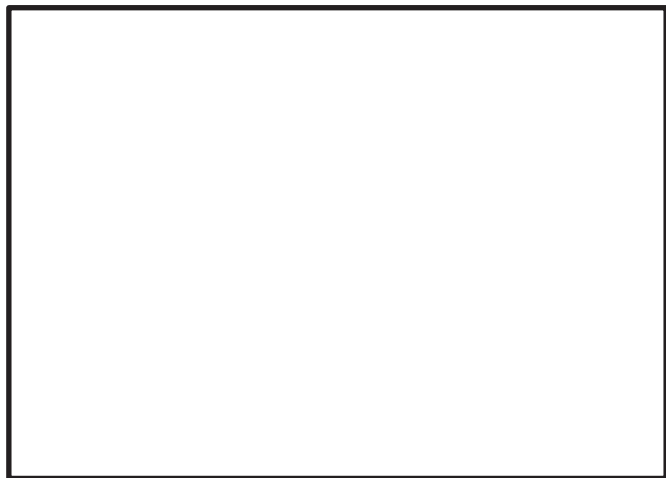
$\kappa_e(T)$: 高温時のヤング係数残存比



添付 5-5 図 高温時におけるコンクリートの温度とヤング係数残存比 (参考文献 2 から引用)

c. まとめ

Eurocode 及び耐火性ガイドのヤング係数残存比の提案値をまとめたものを添付 5-6 図に示す。

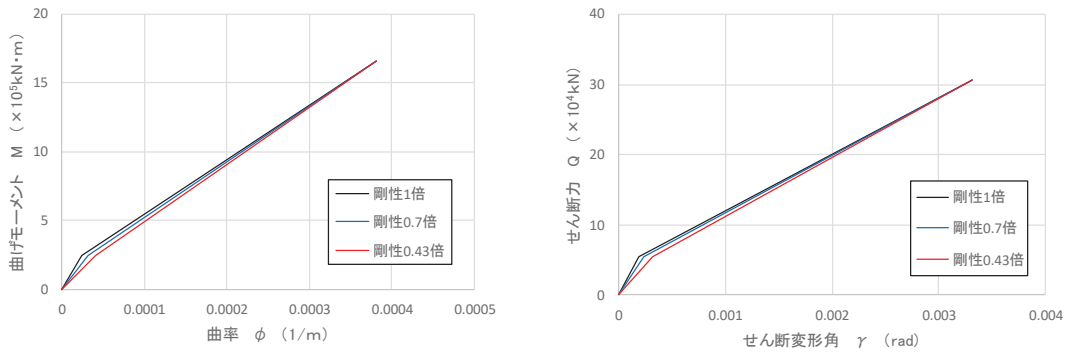


添付 5-6 図 高温時におけるコンクリートの温度とヤング係数残存比 (参考文献 4 から引用)

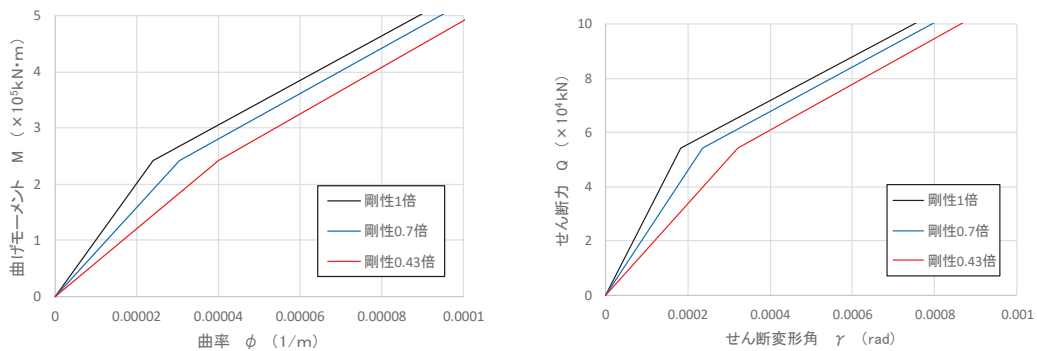
3 重大事故時の地震応答解析条件及び構造成立性の見通し

構造成立性の検討に当たっては、原子炉格納容器限界温度 (200℃) におけるコンクリートの剛性として、耐火性ガイドを参考に 0.7 倍、Eurocode を参考に 0.43 倍と設定し、地震応答解析を実施した。

評価に用いたスケルトンカーブを添付 5-7 図に、第 1 折点付近の拡大図を添付 5-8 図に示す。スケルトンカーブの作成に当たっては、コンクリートの剛性低下の影響を確認するために、コンクリートのヤング係数 E_c 及びせん断弾性係数 G_c のみを低下させ、鋼板の物性値は変更しない。スケルトンカーブの第 1 折点は、コンクリートにひび割れが生じる点であり、コンクリートのヤング係数 E_c 及びせん断弾性係数 G_c が低下すると、第 1 折点における曲げモーメント M_1 、曲率 ϕ_1 、せん断力 Q_1 及びせん断変形角 γ_1 は大きくなるが、簡便な扱いとして、 M_1 及び Q_1 は変えずに ϕ_1 及び γ_1 のみを変更し、傾きがより小さくなる設定とした。なお、第 2 折点は鋼板の降伏によって決まることから、変更していない。



添付 5-7 図 評価に用いたスケルトンカーブ



添付 5-8 図 評価に用いたスケルトンカーブ (第 1 折点付近の拡大図)

また、重大事故時における原子炉压力容器，原子炉格納容器等のモデル化においては、耐震評価上、重心位置が高い方が地震時の応答が大きくなる傾向があることから、重大事故時における原子炉压力容器の水位及び燃料状態としては、燃料破損

や冷却材喪失等の状態を考慮せず、DB 時の地震応答解析モデルに考慮されている諸元を適用する。原子炉格納容器の水位としては、ドライウエル水位は、外部水源からの注水を考慮してドライウエル床面+約 0.5m（ベント開口下端位置）、サプレッションチェンバ水位は、有効性評価において、最も水位が高くなるシーケンス（格納容器加温・過圧破損（代替循環冷却系を使用できない場合）（2Pd に到達するまでに操作を実施しなかった場合（大破断 LOCA 発生時））の水位を包絡する水位（約 5.9 m）とする。解析条件を添付 5-2 表に示す。

添付 5-2 表 解析条件の比較

地震応答解析ケース	①剛性 1 倍 (DB 条件)	②剛性 0.7 倍 (SA 条件)	③剛性 0.43 倍 (SA 条件)
原子炉圧力容器水位	通常水位	同左	同左
原子炉格納容器水位 (ドライウエル) [m]	0	約 0.5	同左
原子炉格納容器水位 (サプレッションチェンバ) [m]	3.6	約 5.9	同左
通常時に対する RPV ペDESTAL のコンクリート剛性倍率	1.0 倍	0.7 倍	0.43 倍

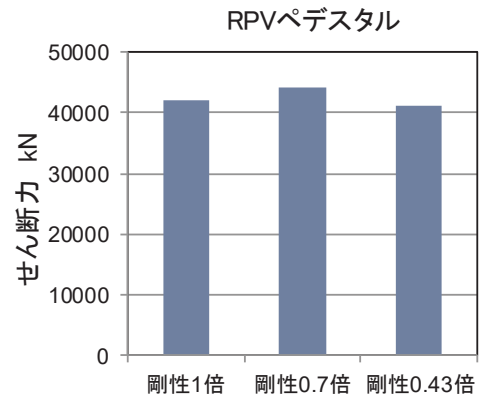
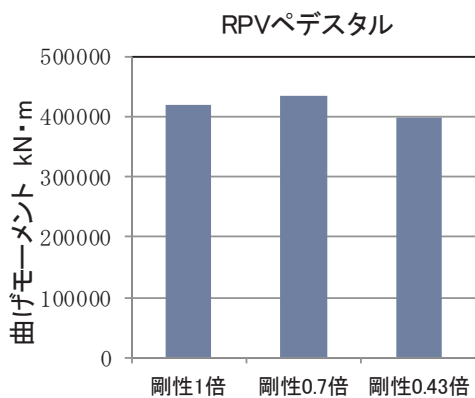
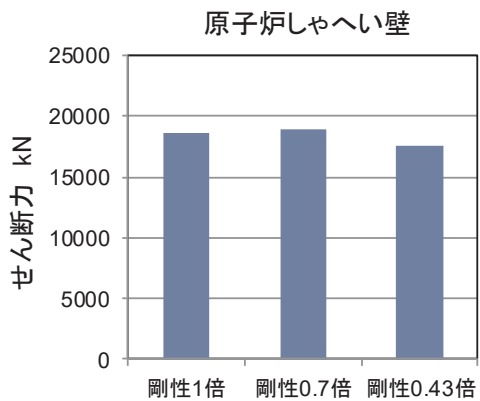
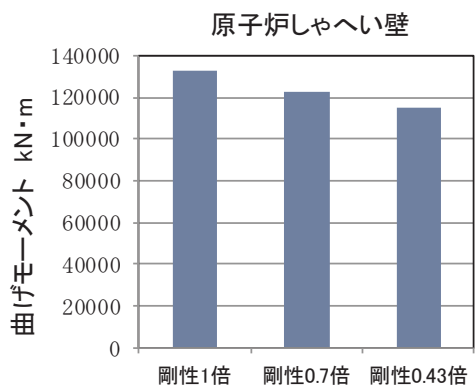
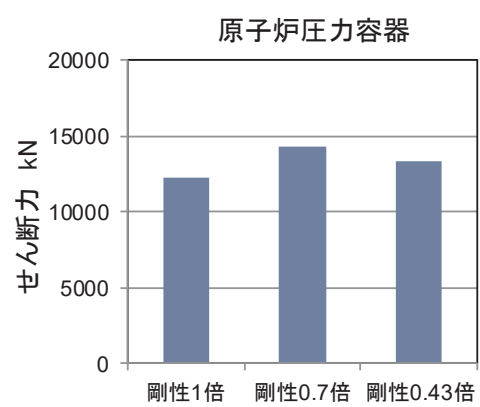
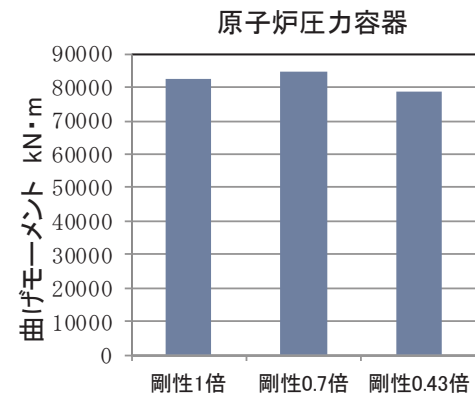
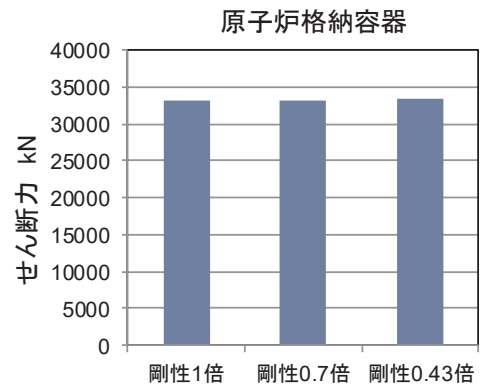
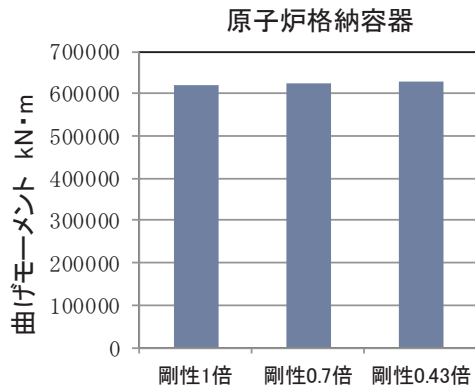
添付 5-3 表及び添付 5-9 図に、基準地震動 Ss-2 に対する各部位の地震応答を示す。RPV スタビライザのばね反力で、最大 2 割程度の増加がみられるが、構造成立性に影響を及ぼすものではないことから、工認段階において基準地震動 Ss に対する詳細な評価を実施する。なお、詳細評価においては、有効性評価における原子炉建屋内の温度分布を踏まえ、原子炉建屋のコンクリート部材の剛性を低下させる。

添付 5-3 表 基準地震動 S_s-2 に対する各部位の地震応答

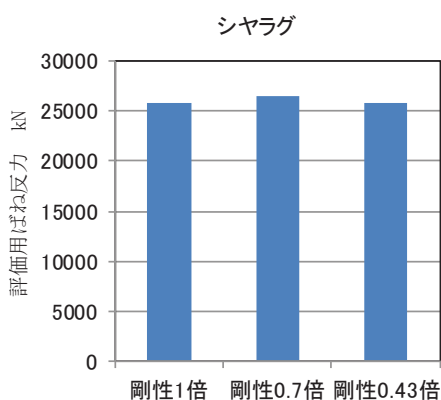
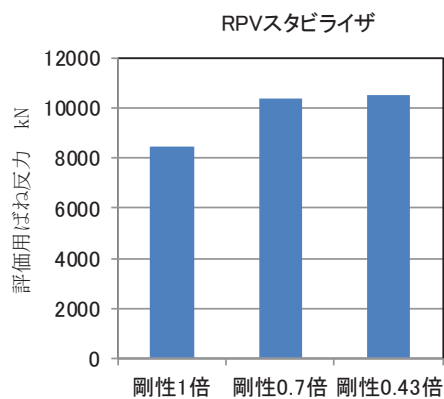
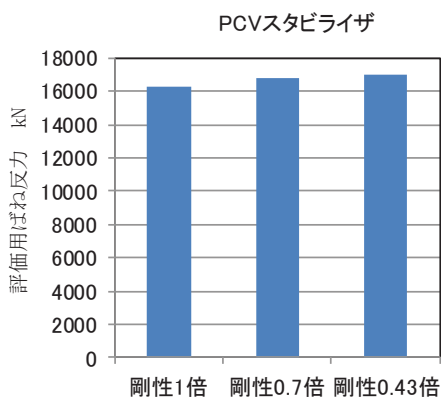
評価部位	曲げモーメント(kN・m)			剛性 1 倍に対する比率(%)	
	①剛性 1 倍 (DB 条件)	②剛性 0.7 倍 (SA 条件)	③剛性 0.43 倍 (SA 条件)	②/①	③/①
原子炉格納容器	619,000	624,000	628,000	100.8	101.5
原子炉圧力容器	82,400	84,400	78,500	102.4	95.3
原子炉しゃへい壁	133,000	123,000	115,000	92.5	86.5
RPV ペDESTAL	421,000	436,000	398,000	103.6	94.5

評価部位	せん断力(kN)			剛性 1 倍に対する比率(%)	
	①剛性 1 倍 (DB 条件)	②剛性 0.7 倍 (SA 条件)	③剛性 0.43 倍 (SA 条件)	②/①	③/①
原子炉格納容器	33,200	33,200	33,300	100.0	100.3
原子炉圧力容器	12,300	14,300	13,300	116.3	108.1
原子炉しゃへい壁	18,600	19,000	17,600	102.2	94.6
RPV ペDESTAL	42,200	44,200	41,100	104.7	97.4

評価部位	評価用ばね反力(kN)			剛性 1 倍に対する比率(%)	
	①剛性 1 倍 (DB 条件)	②剛性 0.7 倍 (SA 条件)	③剛性 0.43 倍 (SA 条件)	②/①	③/①
PCV スタビライザ	16,300	16,800	17,000	103.1	104.3
RPV スタビライザ	8,480	10,400	10,500	122.6	123.8
シヤラグ	25,800	26,500	25,800	102.7	100.0



添付 5-9 図 基準地震動 S_s-2 に対する各部位の地震応答の比較 (1/2)



添付 5-9 図 基準地震動 Ss-2 に対する各部位の地震応答の比較 (2/2)

<参考文献>

- (1) European Committee for Standardization: Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1 : General rules and rules for buildings / Part 1-2: General rules. Structural fire design
- (2) 日本建築学会：構造材料の耐火性ガイドブック，2017
- (3) 長尾 他：高温履歴を受けるコンクリートの物性に関する実験的研究：日本建築学会構造系論文集 第457号 1994
- (4) 日本コンクリート工学会：コンクリートの高温特性とコンクリート構造物の耐火性能に関する研究委員会報告書，2012

コンクリートせん断ひび割れ後の RPV ペDESTAL の支持性能

1 RPV ペDESTAL の構造強度設計

RPVペDESTALは、地震力を含む荷重に対して鋼板のみでおおむね弾性状態を保持する設計としており、コンクリートを強度部材として期待しない設計である。

2 コンクリートせん断ひび割れ後の支持性能

コンクリートにせん断ひび割れが生じたとしても、1項のとおりRPVペDESTALはコンクリートに期待せず鋼板のみで弾性状態を保持する設計であることから、ひび割れたコンクリートの横拘束効果は鋼板によって発揮される。

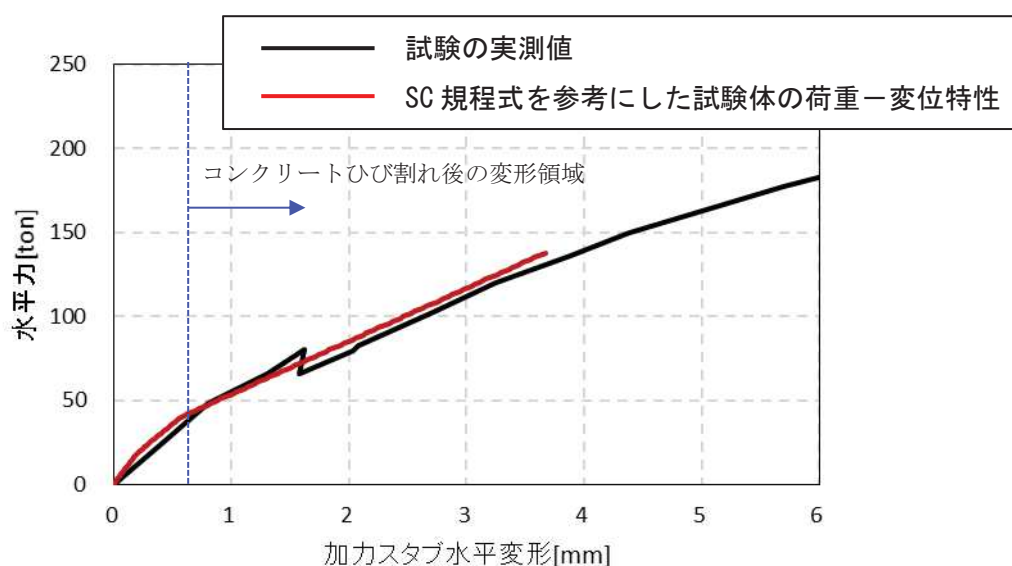
鋼板による横拘束効果が発揮されることにより、せん断力に対して鋼板とひび割れたコンクリートが一体となって荷重を分担することが可能となる。

したがって、コンクリートせん断ひび割れ後においてもRPVペDESTALの支持機能は維持される。

3 試験結果との対比

SC規程のスケルトンカーブの評価式は、鋼板とコンクリートが一体となって荷重を分担することを前提としたものである。

SC規程を参考に作成した試験体のスケルトンカーブを用いた荷重-変位特性と、試験で実測された荷重-変位特性を比較すると、コンクリートひび割れ後であっても両者は整合していることから、試験体においてもSC規程と同様に鋼板とコンクリートが一体となって挙動していることが確認できる（添付6-1図）。



添付 6-1 図 荷重-変形関係の比較

(参考) RPVペデスタルへの圧縮荷重について

RPVペデスタルは、鋼板のみでも十分な支持性能が発揮される設計であることから、コンクリートに高圧縮力が負荷される環境ではない。

実際に、女川2号炉や試験体の鉛直力は参考1-1表のとおりであって、女川2号炉RPVペデスタルコンクリートの圧縮強度 (32.3N/mm^2) に比べて十分に小さく、コンクリートの圧縮強度に至るような荷重が負荷されることはない。

参考 1-1 表 女川2号炉 RPV ペデスタル及び試験体の鉛直方向の圧縮応力度

女川2号炉 RPV ペデスタル*1	試験*2 (鉛直力として付加)
約 0.6 N/mm^2	1.2 N/mm^2

*1：RPV ペデスタルが支持する RPV、原子炉しゃへい壁の総重量を、コンクリートと鋼板のヤング係数比から、鋼板部分をコンクリートの断面積相当に換算した鉛直方向圧縮応力度

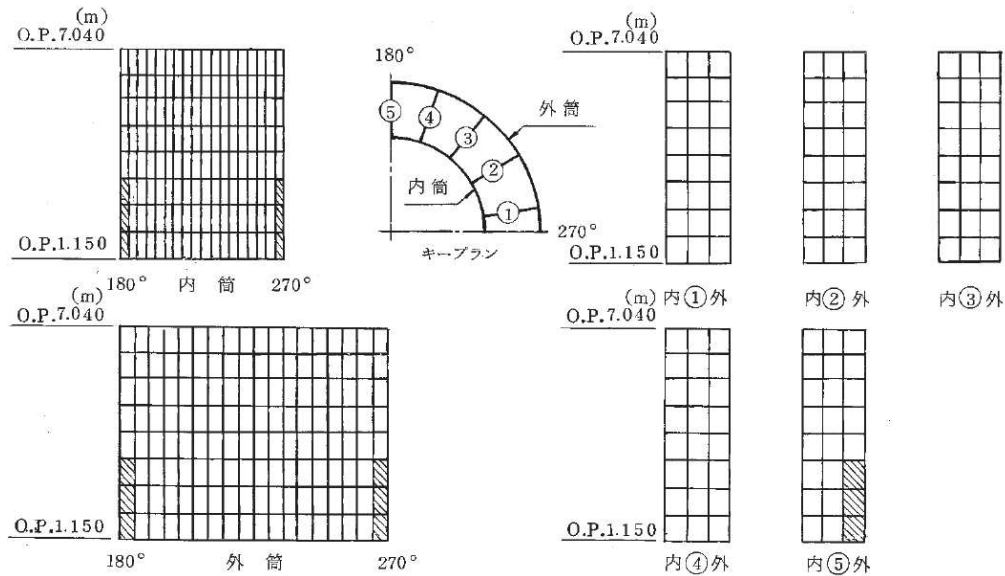
*2：試験当時の設計荷重相当の鉛直力（軸力）を、*1と同様にコンクリート基準の鉛直方向圧縮応力度に換算したもの

RPV ペDESTAL円筒部の構造強度評価

RPVペDESTALの内部にはコンクリートが充填されていることから、地震応答解析では鋼板と内部コンクリートをともに考慮した剛性を設定し、地震荷重を求める。

円筒部の評価は、鋼板のみを考慮したFEM解析モデルを用いて応力算定を行い、各荷重による応力の組合せが鋼構造設計規準（日本建築学会）に基づく許容値以内に収まることを確認する。

なお、RPV ペDESTALの応力算定は、FEM 解析モデルを用いて行っており、構造不連続部の局所の効果を含んだ応力が許容値以内に収まることを確認している。また、実際には内部にコンクリートが充填されており円筒鋼板が座屈しにくい構造であることに加え、座屈補強材として円筒鋼板に鉛直方向に鉄骨、水平方向に水平リブを設置し、鋼板の幅厚比制限を満足することにより、局部座屈を防止する設計としている。



添付 7-1 図 RPV ペDESTAL円筒部の FEM 解析モデル

添付 7-1 表 円筒部の許容応力度（鋼構造設計規準に基づき算定）

	長期	短期
面内せん断応力	$\frac{F}{1.5 \times \sqrt{3}}$	$\frac{F}{\sqrt{3}}$
組合せ応力	$\frac{F}{1.5}$	F

$$F = \text{Min}(\sigma_y, 0.7\sigma_u)$$

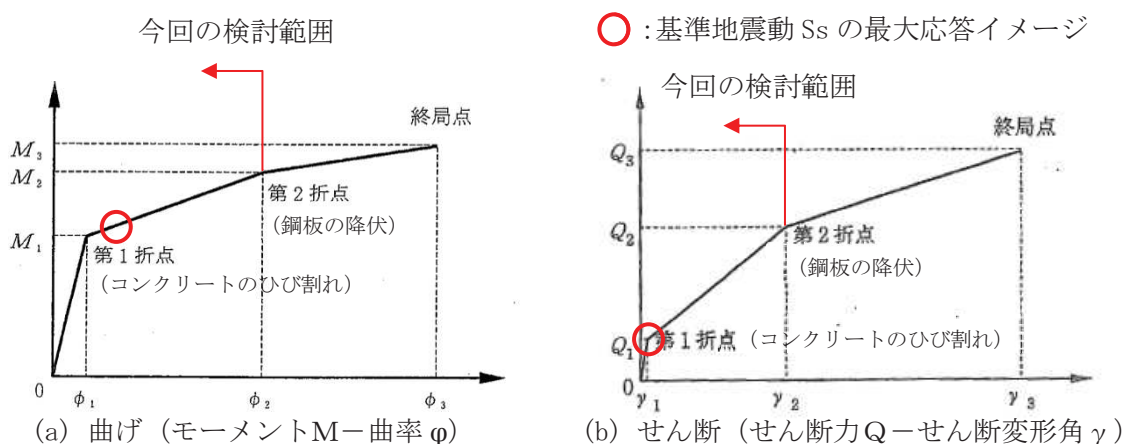
σ_y : JIS G 3115 に規定される鋼板の降伏点 (N/mm²)

σ_u : JIS G 3115 に規定される鋼板の引張強さ (N/mm²)

スケルトンカーブの近似方法

1 スケルトンカーブの近似方法

RPVペDESTALのスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、スケルトンカーブを多折れ線で近似する方法は「原子力発電所耐震設計技術指針JEAG4601-1991」（以下「JEAG」という。）に示される鉄筋コンクリート造耐震壁のスケルトンカーブの近似方法と同じである（添付8-1図）。



添付 8-1 図 スケルトンカーブの概念図

JEAGにおいては、スケルトンカーブは、応答解析上の取扱いが容易なものであると同時に、建屋が終局に至るまでの挙動をできるだけ忠実に表すことが望ましいとされており、本評価法は、原子炉建屋の耐震壁を対象とした模型実験の結果ともよく適合したものとなっている⁽¹⁾。

2. 地震応答へ与える影響

建屋耐震壁のスケルトンカーブの変動が地震応答に与える影響を調査した既往検討例では、折点のせん断力を25～30%変動させても、最大応答せん断力、最大応答加速度の変動は数%程度であり、スケルトンカーブの変動が、地震応答へ与える影響は小さいことが確認されている⁽²⁾。

<参考文献>

- (1) 古川茂，他：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法（その1～6）日本建築学会大会学術講演梗概集（昭和62年）
- (2) 株式会社大林組，大成建設株式会社，鹿島建設株式会社，清水建設株式会社，株式会社竹中工務店：受託研究報告書「原子炉建屋耐震余裕の評価法の研究その4」，昭和61年度下半期（最終報告書），昭和62年3月

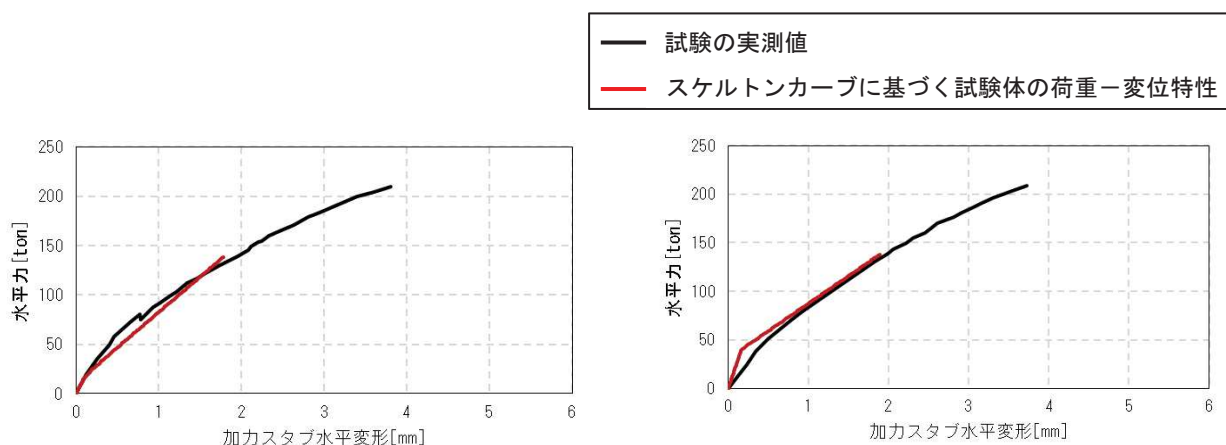
RPV ペDESTAL 復元力特性の直線近似の影響検討

1 はじめに

RPVペDESTALのスケルトンカーブは、曲げ、せん断ともに第1折点を内部コンクリートのひび割れが生じる点、第2折点を鋼板が降伏する点として2直線で近似しており、第1折点を越えた範囲では剛性が一定との仮定に基づいている。

一方、実現象としては第1折点で初期ひび割れが生じた後も、荷重の増加に伴い内部コンクリートのひび割れは徐々に増加していく。ひび割れの増加はコンクリートの剛性低下を意味することから、第1折点から第2折点の間の区間は直線で近似するよりも、徐々に剛性すなわちスケルトンカーブの勾配が低下する曲線で近似する方が実現象に近いと考えられる。

以上を踏まえ、RPVペDESTALについて曲線近似したスケルトンカーブを作成し、直線近似との比較により影響検討を行うこととする。なお、添付9-1図に示すように、曲げ及びせん断のうち、せん断変形については、直線近似したスケルトンカーブに基づく荷重-変位特性が加力試験の実測値を上回っていることから、影響検討は曲げ変形についてのみ実施する。



(a) 曲げ変形の比較

(b) せん断変形の比較

添付 9-1 図 荷重-変形関係の比較

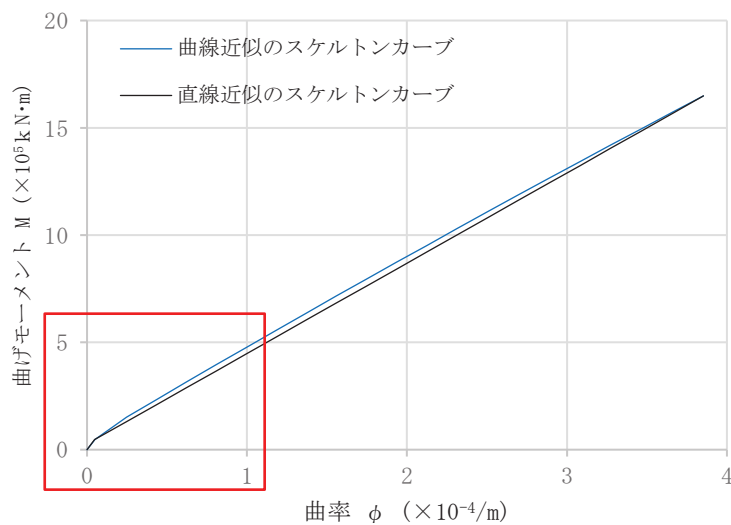
2 曲線近似したスケルトンカーブの作成方法

RPVペDESTALの曲げの第2折点は、断面の鋼板及びコンクリートを等価断面に置き換えてモデル化したファイバーモデルを用いて鋼板が降伏状態に至る際の曲げモーメント及び曲率を求めている。スケルトンカーブの曲線近似は、第2折点の算出と同様の手法で曲げモーメント及び曲率の関係を求め、プロットすることにより行う。

なお、RPVペDESTALの構造強度評価は曲げモーメントの最大応答値を用いて実施することを踏まえ、影響検討は曲げモーメントの最大応答値が算出されるNS方向のスケルトンカーブに対して行うこととする。

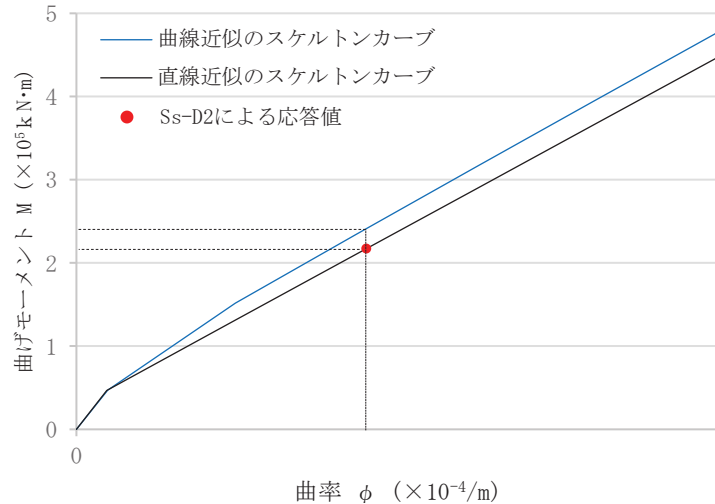
3 影響検討

添付9-2図に、曲線近似及び直線近似のスケルトンカーブを示す。第1折点を越えた範囲において、曲線近似として作成したRPVペDESTALのスケルトンカーブは上に凸の形状で、直線近似のものに比べて曲げモーメントが大きく算出されることを確認した。



添付 9-2 図 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (NS 方向)

添付9-3図に、添付9-2図の赤線部の拡大図を示す。直線近似のスケルトンカーブ上に、基準地震動Ss-D2における応答値をプロットし、同じ曲率における曲線近似のスケルトンカーブ上の値を参照すると、曲線近似による値は、直線近似に比べ、約6.5%大きい値が得られた。



添付 9-3 図 RPV ペDESTAL (要素④) の曲線近似と直線近似との比較 (拡大図)

4 設計への反映方針

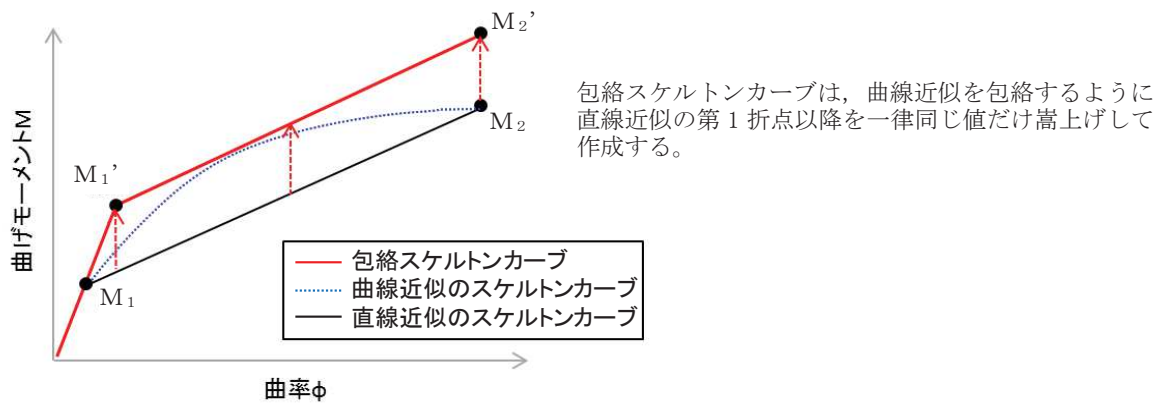
直線近似による変形量を設計に用いる場合は、同じ荷重レベルに対して大きい変形量を与えることになり安全側の設計となる。一方、直線近似による荷重を設計に用いる場合は、同じ変形量に対して小さい荷重を与えることになる。

曲線近似のスケルトンカーブを用いた場合の応答は、地震応答解析により得られるため、添付9-2図に示す曲線近似と直線近似の比は純粋な荷重比にはならないものの、直線近似では表現できていない不確実性を表すものと考えられる。

以上を踏まえ、RPVペDESTALの構造強度評価は地震応答解析から得られる地震荷重に対して、直線近似による不確実性を考慮した設計を行うこととする。

(1) 直線近似の不確実性を考慮したスケルトンカーブの作成

RPVペDESTALの地震応答解析モデルの各要素、各方向(NS, EW方向)の曲げ変形に対するスケルトンカーブについて、曲線近似を包絡するように折線のスケルトンカーブ(以下「包絡スケルトンカーブ」という。)を作成する。



添付 9-4 図 包絡スケルトンカーブの概念図

- (2) 包絡スケルトンカーブを用いた地震応答解析結果に基づく機器への影響評価
- 包絡スケルトンカーブを用いて原子炉格納容器，原子炉圧力容器及び原子炉本体の基礎の地震応答解析を実施し，得られた地震荷重等を用いて機器・配管系への影響評価を行う。

コンクリートせん断ひび割れ後の剛性評価の理論式

1 はじめに

本資料は鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）のせん断ひび割れ後のコンクリート剛性に関する既往知見⁽¹⁾に示される理論式の概要を示すものである。

2 SC構造のせん断抵抗挙動

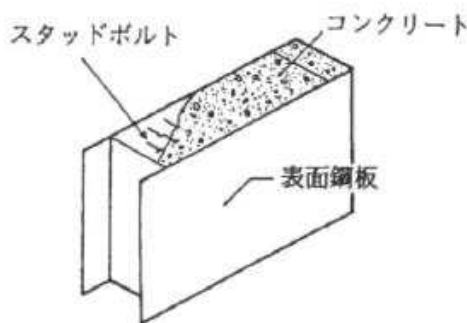
SC構造にせん断力 Q が作用する際、既往知見が参照している実験結果から鋼板が降伏するまでの範囲においてSC構造は以下の挙動を示す。本資料では②の状態におけるコンクリートのせん断剛性の算定について説明する。

- ① 鋼板 S とコンクリート C がともに等方性弾性状態で変形。
- ② コンクリート C の対角方向にひび割れが発生し、コンクリート C が異方性弾性状態として振る舞う（ C のひび割れは体積膨張を伴うため、 $S-C$ 間に内力 N が生じる。添付 10-2 図参照）。

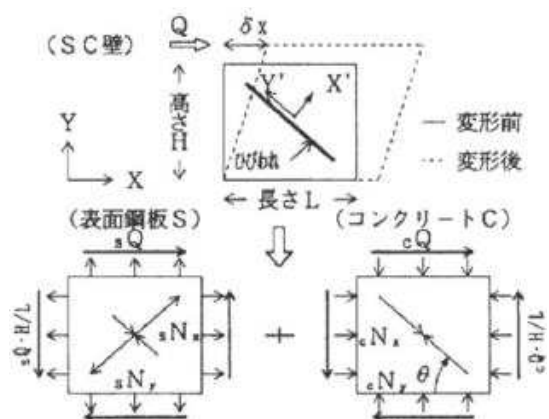
せん断力 Q は、鋼板 S 及びコンクリート C がそれぞれせん断力 sQ 及び cQ として分担する。また、コンクリートひび割れ後は、鋼板に内力 sN_x 及び sN_y 、コンクリートには内力 cN_x 及び cN_y が作用し、両者はそれぞれ釣り合う。

$$Q = sQ + cQ \tag{式 2-1}$$

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \tag{式 2-2}$$



添付 10-1 図 SC 構造の例



添付 10-2 図 ひび割れ後の荷重分担

3 ひび割れ発生後の応力-ひずみ状態の仮定

鋼板は等方性弾性材料とし、コンクリートはひび割れに沿った斜め圧縮力のみ抵抗する異方性弾性材料と仮定する。この場合の対角方向（コンクリートの圧縮ストラット方向）をY'軸とするX'-Y'座標系における応力{σ}とひずみ{ε}の関係は、一般的な応力とひずみの構成方程式より、Dマトリクスを介して式3-1～式3-4で表される。

$$s \{ \sigma \} = s [D] \cdot \{ \varepsilon \} \quad \text{(式 3-1)}$$

ここで,

$$s [D] = \frac{sE}{1-s\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & s\nu & 0 \\ s\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-s\nu)/2 \end{bmatrix} \quad \text{(式 3-2)}$$

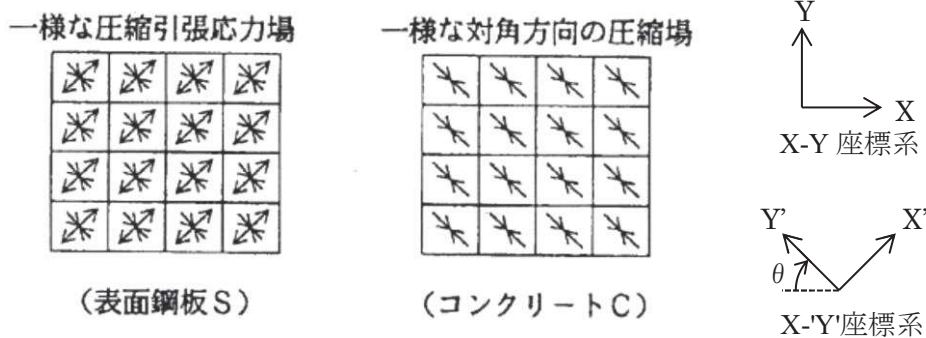
[コンクリートの応力ひずみ関係]

$$c \{ \sigma \} = c [D] \cdot \{ \varepsilon \} \quad \text{(式 3-3)}$$

ここで,

$$c [D] = \frac{cE}{1-c\nu^2} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{(式 3-4)}$$

E, νはそれぞれヤング係数, ポアソン比であり, 各変数の添字S及びCは, それぞれ鋼板S及びコンクリートCを表している。



添付 10-3 図 ひび割れ後の応力状態の仮定

4 ひび割れ後の荷重－変形関係式

壁長さ方向をX軸とするX-Y座標系に変換し、応力に有効断面積を乗じて鋼板とコンクリートに生じる内力N及びせん断力Qを求める。

鋼板は等方性弾性材料の仮定であるため、座標変換後も式3-2と同じDマトリクスを用いる（式4-1）。

一方のコンクリートは異方性弾性材料の仮定であるため、圧縮ストラット方向で定義した式3-4のX'-Y'座標系のDマトリクスをそのまま用いることができないことから、 $\pi/2-\theta$ の応力変換マトリクス $[T_1]$ 及びひずみ変換マトリクス $[T_2]$ を用いてX-Y座標系に変換する（式4-2）。

$$s \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = s \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_{ys} \end{bmatrix} \cdot s [D] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-1})$$

$$c \begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ Q \end{bmatrix} = c \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ A_y \end{bmatrix} \cdot [T_1] \cdot c [D] \cdot [T_2] \cdot \{\varepsilon\}_{xy} \quad (\text{式 4-2})$$

ここで、内力の釣り合い条件より、

$$sN_x + cN_x = 0, \quad sN_y + cN_y = 0 \quad (\text{式 4-3})$$

式 4-1～式 4-3 を sQ および cQ について解くと、SC 構造が水平方向に δ_x ($=H \cdot \gamma$) せん断変形する際のせん断力 sQ 、 cQ は式 4-4～式 4-7 で表される。

$$sQ = \frac{sA_{ys} \cdot sE}{2(1 + s\nu) \cdot H} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-4})$$

$$cQ = \frac{(\cos\theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1 - c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1 + C2) \right]} \cdot \delta_x \quad (\text{式 4-5})$$

$$C1 = L \cdot \cos\theta \left(\frac{\cos\theta}{sA_x} - \frac{\sin\theta}{sA_y} s\nu \right) \quad (\text{式 4-6})$$

$$C2 = H \cdot \sin\theta \left(\frac{\sin\theta}{sA_y} - \frac{\cos\theta}{sA_x} s\nu \right) \quad (\text{式 4-7})$$

ここで、H, L : SC 構造の高さ, SC 構造の長さ

ct : コンクリート板厚

sA_x 、 sA_y : X, Y 方向の鋼板軸力有効断面積

sA_{ys} : Y 方向の鋼板せん断有効断面積

式4-5に $\delta x=H \cdot \gamma$ を代入することにより、 $cQ=K_{\beta} \cdot \gamma$ の関係からひび割れ後のコンクリートの有効せん断剛性 K_{β} を求めることができる（ $C1, C2$ は式4-6, 7により求める）。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1-c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1+C2) \right]} \cdot \delta x \quad (\text{式 4-5})$$

ここで、 $\delta x=H \cdot \gamma$ を代入すると以下の式が得られる。

$$cQ = \frac{(\cos \theta)^2}{2 \cdot \left[\frac{1-c\nu^2}{cE \cdot ct \cdot \sin 2\theta} + \frac{1}{2 \cdot sE} (C1+C2) \right]} H \cdot \gamma \quad (\text{式 4-8})$$

K_{β}

5. 参考文献

- (1) 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 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992年）

地震応答解析における RPV ペDESTAL 下部の扱いについて

1 はじめに

RPVペDESTALの下端は、アンカボルトによって原子炉建屋基礎版に定着されている。また、RPVペDESTALの下部は、周辺コンクリートに埋没しており、内筒鋼板及び外筒鋼板に取り付けたスタッドにより、原子炉格納容器底部の周辺コンクリートと強固に固定されている。

そのため、地震応答解析のモデル化においては、RPVペDESTAL下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱い、周辺コンクリートの上端 (O. P. 1, 150) 位置で原子炉建屋基礎版に剛として結合させている。

本書では、周辺コンクリートを考慮した剛性の検討及びRPVペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着の検討を行い、上記の考え方に対する妥当性を確認する。さらに、その妥当性を検証するため、3D-FEMモデルを用いた静的弾性解析を実施した。

2 周辺コンクリートを考慮した剛性の検討

RPVペDESTALの地震応答解析における地震荷重は、別紙6の6項「スケルトンカーブの作成」に示すとおり、曲げモーメントが支配的であるため、曲げ剛性に対する検討を行う。

RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性は、添付11-1図に示す範囲について、下式により算定する。

$$K_c = \frac{4EI}{H}$$

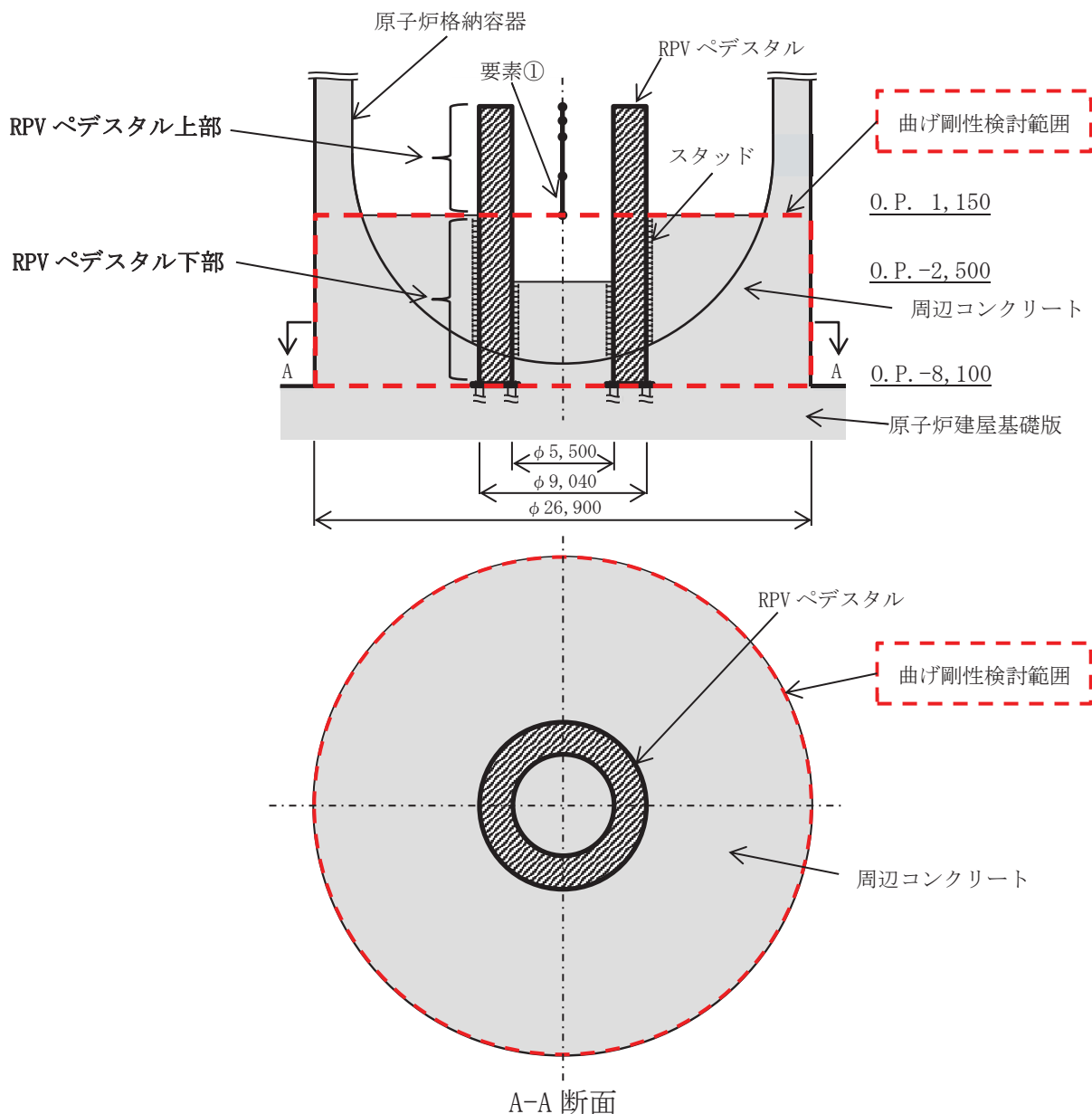
K_c : RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性

E : コンクリートのヤング率

I : RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの断面2次モーメント

H : RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの高さ

RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性を添付11-1表に示す。ここで、RPVペDESTAL上部（地震応答解析モデルの要素①）の曲げ剛性と比較した場合、RPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの曲げ剛性は、約18倍であり、剛性が十分高いことを確認した。



添付 11-1 図 RPV ペDESTAL 概略図

添付 11-1 表 RPV ペDESTAL 下部の周辺コンクリートの曲げ剛性

物性値		備考
周辺コンクリートのヤング率 E (kN/mm^2)	26.5	鉄筋コンクリート 構造計算規準
周辺コンクリートの断面 2 次モーメント I (mm^4)	2.570×10^{16}	添付 11-1 図の赤枠部分
周辺コンクリートの曲げ剛性 K_c ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	2.945×10^{14}	添付 11-1 図の赤枠部分
RPV ペDESTAL 上部の曲げ剛性 K_p ($\text{kN} \cdot \text{mm}$)	1.578×10^{13}	要素①
剛性比 K_c/K_p	約 18 倍	

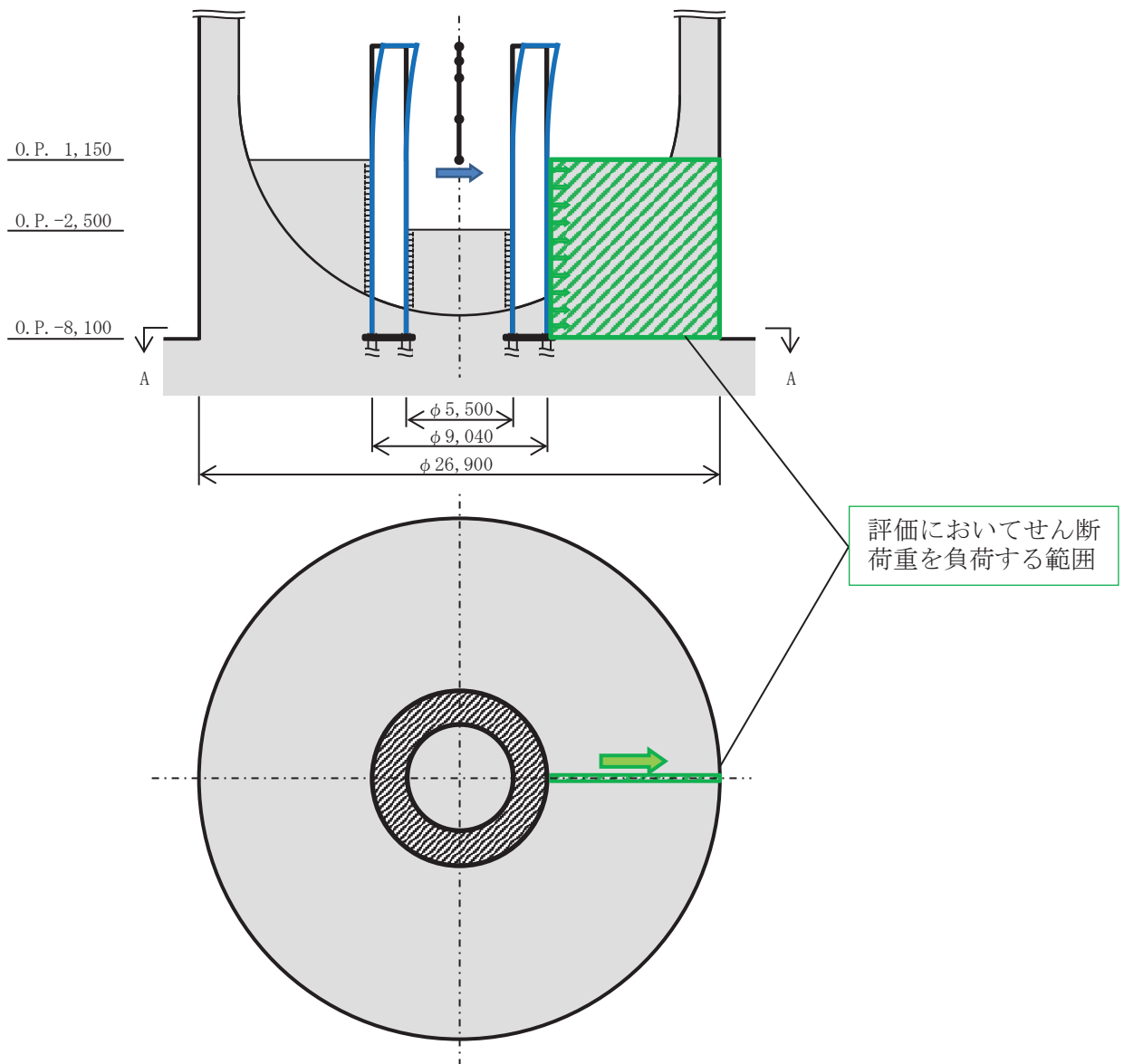
3 RPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着の検討

RPVペDESTAL下部と周辺コンクリートの定着の検討として、RPVペDESTALから負荷されるせん断荷重に対するRPVペDESTAL下部の周辺コンクリートの健全性及びRPVペDESTALから負荷される曲げモーメントに対するRPVペDESTAL下部のスタッドの健全性を確認する。検討には、基準地震動Ssのうち、ペDESTALに発生する荷重が大きい基準地震動Ss-D2による荷重（暫定値）を用いた。

3.1 せん断荷重に対する検討

RPVペDESTALから負荷されるせん断荷重は、添付11-2図に示すとおり、RPVペDESTAL下部からその周辺コンクリートに伝達するため、その周辺コンクリートの健全性を確認する。

添付11-2表に示す評価結果のとおり、RPVペDESTAL下部から負荷されるせん断荷重は、周辺コンクリートの許容せん断荷重に対して、余裕があることを確認した。



添付 11-2 図 RPV ペDESTAL下部の周辺コンクリートへのせん断荷重伝達イメージ

4 条-別紙 6-添 11-3

添付 11-2 表 せん断荷重に対する評価結果

項目		備考
設計基準強度 σ_B (N/mm ²)	32.3	
周辺コンクリート鉛直断面積 A_v (mm ²)	8.260×10^7	添付 11-2 図の緑枠部分
許容せん断応力度 τ_{cr} (N/mm ²)	1.76	$0.31\sqrt{\sigma_B}$
許容せん断荷重 T_{av} (kN)	1.45×10^5	$A_v \times \tau_{cr}$
RPV ペデスタルのせん断荷重 T_{pv} (kN)	3.4×10^4	要素①
裕度(-)	4.26	T_{av}/T_{pv}

3.2 曲げモーメントに対する検討

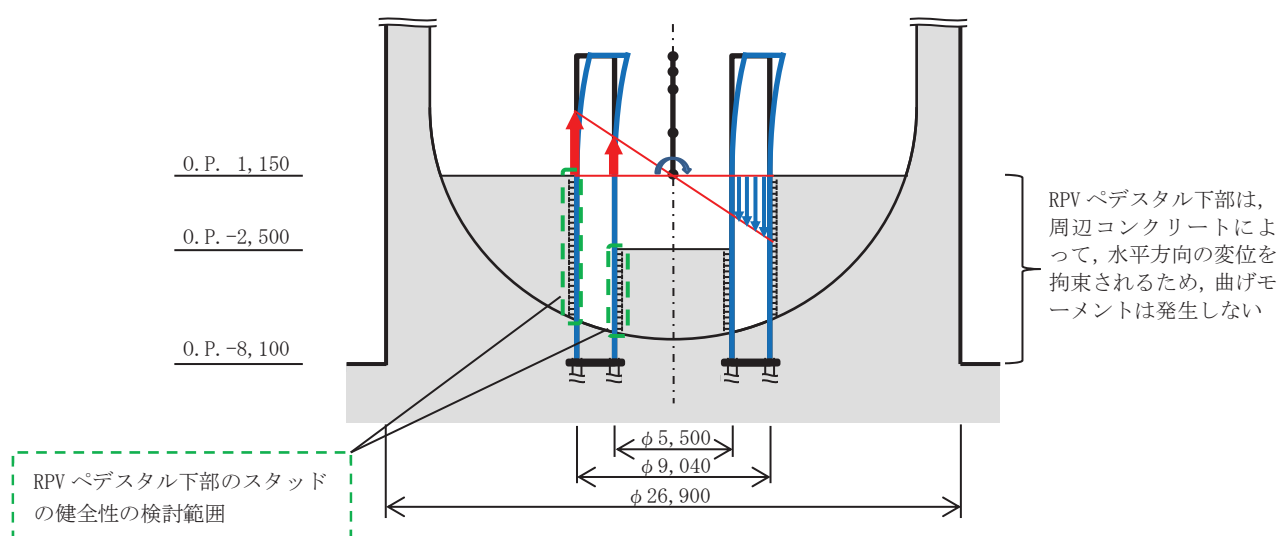
RPVペDESTALから負荷される曲げモーメントは、添付11-3図に示すとおり、RPVペDESTAL下部の鋼板からRPVペDESTAL下部のスタッドを介してその周辺コンクリートに伝達されるため、RPVペDESTAL下部のスタッドの健全性について検討を行う。

RPVペDESTAL下部のスタッドの健全性は、曲げモーメントによってRPVペDESTAL下部の外筒鋼板スタッド及び内筒鋼板スタッドの縦1列に加わる上下方向の荷重（せん断）が合成梁構造設計指針における頭付きスタッドに対するせん断耐力に対して余裕があることを確認する。

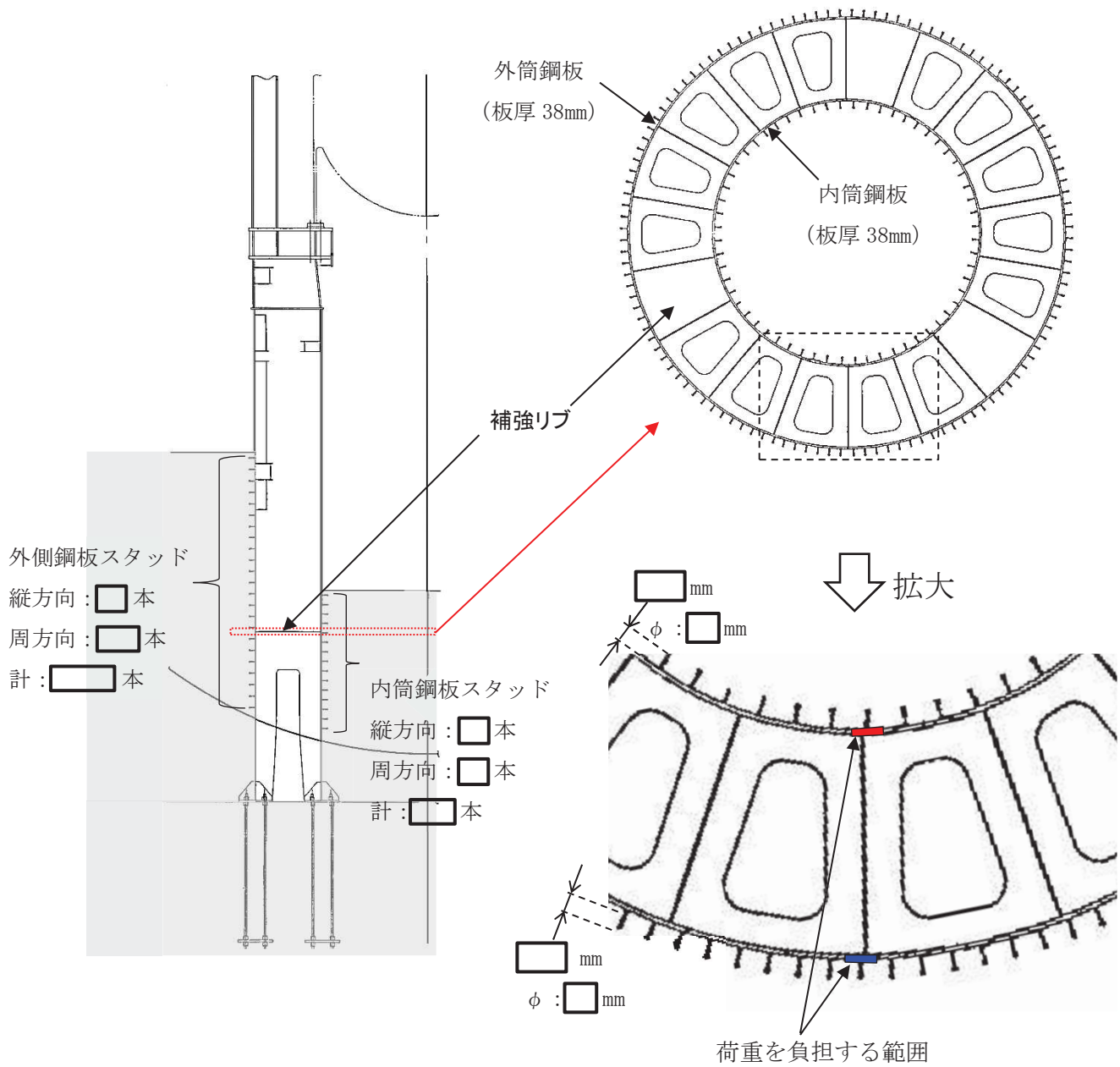
添付11-4図にRPVペDESTAL断面及びスタッドの設置状況、添付11-5図に荷重負担範囲のイメージを示す。

ここで、RPVペDESTAL下部は、剛性の高い周辺コンクリートにより変位が拘束され、RPVペDESTALからの荷重に対してRPVペDESTAL下部が曲げ変形しないため、RPVペDESTAL下部の鋼板（スタッド含む）に加わる荷重は、RPVペDESTAL下端（O. P. 1, 150）での曲げモーメントによる上下方向に加わる引張及び圧縮荷重となる。そのため、RPVペDESTAL下部のスタッドの健全性の検討に当たっては、RPVペDESTAL下端（周辺コンクリートの上端）（O. P. 1, 150）での曲げモーメントを用いる。

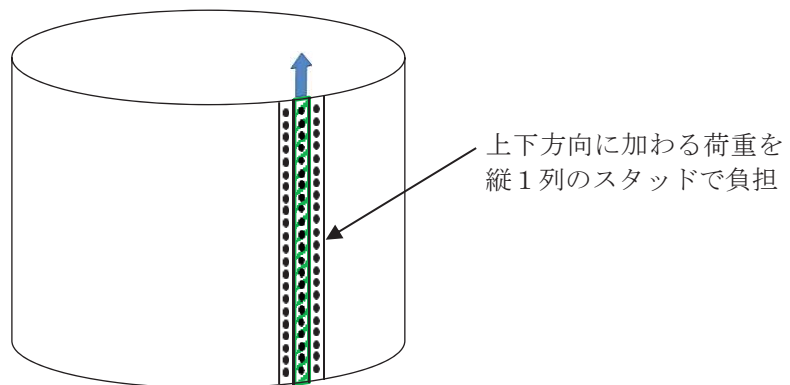
添付11-3表に示す評価結果のとおり、RPVペDESTAL下部の外筒鋼板スタッド及び内筒鋼板スタッドの縦1列に加わる荷重は、せん断耐力に対して余裕があることを確認した。



添付 11-3 図 RPV ペDESTAL下部のスタッドに加わる荷重伝達イメージ



添付 11-4 図 RPV ペDESTAL 断面及びスタッドの設置状況



添付 11-5 図 荷重負担範囲のイメージ

4 条-別紙 6-添 11-6

枠囲みの内容は、商業機密の観点から公開できません。

添付 11-3 表 曲げモーメントに対する評価結果

項目		備考	
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)		1.342×10^{13}	外筒 + 内筒鋼板の断面 2 次モーメント
断面係数 Z (mm ³)		2.969×10^9	
曲げモーメント M (kN・mm)		3.79×10^8	要素①
コンクリートの設計基準強度 F_c (kN・mm ²)		32.3×10^{-3}	
コンクリートのヤング率 E_c (kN/mm ²)		26.5	
スタッドボルトの軸部の断面積 $sc a$ (mm ²)			
外筒 鋼板 スタッド	曲げ応力 σ_{bo} (MPa)	128	M/Z
	鋼板の水平断面積 A_{so} (mm ²)	8.956×10^3	添付 11-4 図の青枠部分
	スタッド縦列に加わる荷重 F_o (kN)	1.144×10^3	$\sigma_{bo} \times A_{so}$
	スタッド縦 1 列の許容せん断荷重 F_{ao} (kN)	4.044×10^3	合成梁構造設計指針 $0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \times \square$ 本
	裕度	3.53	F_{ao}/F_o
内筒 鋼板 スタッド	曲げ応力 σ_{bi} (MPa)	79	$\sigma_{bo} \times$ 内筒鋼板の外径/外筒鋼板の外径
	鋼板の水平断面積 A_{si} (mm ²)	1.102×10^4	添付 11-4 図の赤枠部分
	スタッド縦 1 列に加わる荷重 F_i (kN)	8.706×10^2	$\sigma_{bi} \times A_{si}$
	スタッド縦 1 列の許容せん断荷重 F_{ai} (kN)	2.637×10^3	合成梁構造設計指針 $0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \times \square$ 本
	裕度	3.02	F_{ai}/F_i

4 条-別紙 6-添 11-7

枠囲みの内容は、商業機密の観点から公開できません。

3.3 RPV ペデスタル下部と周辺コンクリートとの定着の検討結果

RPVペデスタル下部と周辺コンクリートの定着の検討として、RPVペデスタルから負荷されるせん断荷重に対するRPVペデスタル下部の周辺コンクリートの健全性及びRPVペデスタルから負荷される曲げモーメントに対するRPVペデスタル下部のスタッドの健全性を確認した。

検討の結果、基準地震動 S_s に対し、RPVペデスタルから負荷されるせん断荷重により周辺コンクリートに発生するせん断荷重が許容せん断荷重に対して十分裕度があり、RPVペデスタルから負荷される曲げモーメントによりRPVペデスタル下部のスタッドに発生するせん断荷重が許容せん断荷重に対して十分余裕があることから、RPVペデスタル下部と周辺コンクリートとの定着が健全であることを確認した。

4 3D-FEM モデルを用いた静的弾性解析による検証

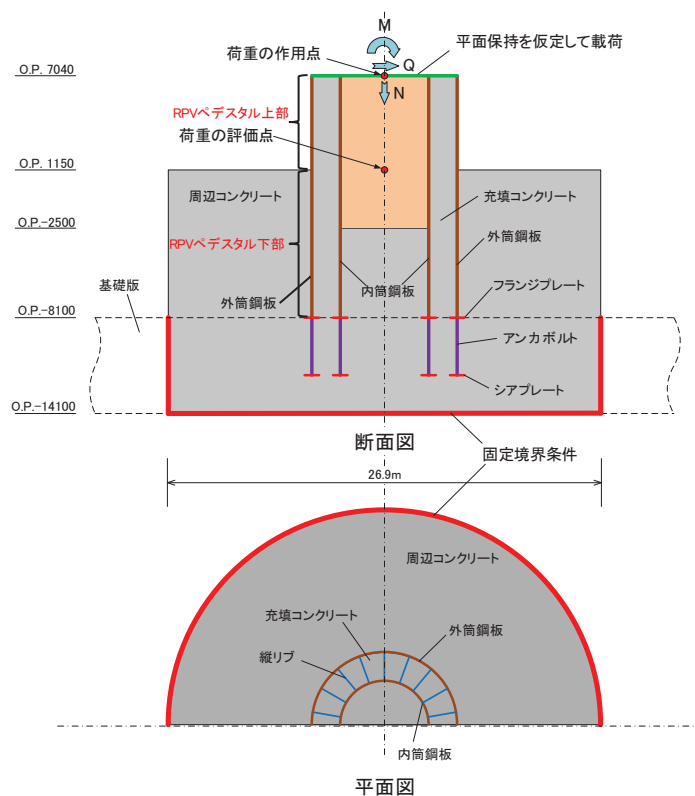
地震応答解析のモデル化において、RPV ペDESTAL下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱い、周辺コンクリートの上端位置 (O. P. 1, 150) で原子炉建屋基礎版に剛として結合させていることの妥当性に関し、周辺コンクリートを考慮した剛性及びRPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着について2項及び3項の検討により示した。本項ではさらに、その妥当性を検証するため、3D-FEM モデルを用いた静的弾性解析を実施した。また、アンカボルトの評価において、周辺コンクリートの上端位置 (O. P. 1, 150) での荷重を用いることの保守性を確認した。

4.1 検証方法

3D-FEM モデルを用いた静的弾性解析により、基準地震動 Ss-D2 の荷重に対するRPV ペDESTAL及び周辺コンクリートの変形及び発生応力について確認する。また、RPV ペDESTALのアンカボルトへの荷重伝達状況を確認するため、アンカボルトに発生する応力を確認する。なお、アンカボルトに発生する応力が保守的に算出されるように、RPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートの固定のためにRPV ペDESTALの鋼板(外側、内側)に設置されるスタッドの機能には期待しないものとする。

4.2 解析モデル及び評価条件

解析対象範囲を添付 11-6 図、評価条件及びモデル化方針を添付 11-4 表、解析モデル図を添付 11-7 図に示す。



添付 11-6 図 解析対象範囲

4 条-別紙 6-添 11-9

添付 11-4 表 評価条件及びモデル化方針

項目		内容
評価条件	解析コード	MSC NASTRAN ver. 2013.1.1
	せん断荷重	3.4×10^4 kN
	曲げモーメント	3.79×10^8 kN・mm
	軸力	3.744×10^4 kN
	荷重の入力位置	0. P. 1, 150 の位置で上記荷重になるように, 0. P. 7, 040 位置に各荷重を入力
モデル化方針	モデル化範囲	(シェル要素) <ul style="list-style-type: none"> ・ 外側鋼板, 内側鋼板, 縦リブ ・ フランジプレート, アンカボルト, シアプレート (ソリッド要素) ・ ペDESTAL内部のコンクリート ・ 周辺コンクリート ・ 原子炉建屋基礎版
	境界条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 原子炉建屋基礎版下部及び周辺：固定条件 ・ 外側鋼板外側及び内側鋼板内側と周辺コンクリートの摩擦係数：0(上下方向の拘束なし)
	その他の条件	外側鋼板及び内側鋼板それぞれの内外に設置したアンカボルトを等価な円筒でモデル化



添付 11-7 図 解析モデル図

4.3 検証結果

(1) RPV ペDESTALと周辺コンクリートの変形及び発生応力

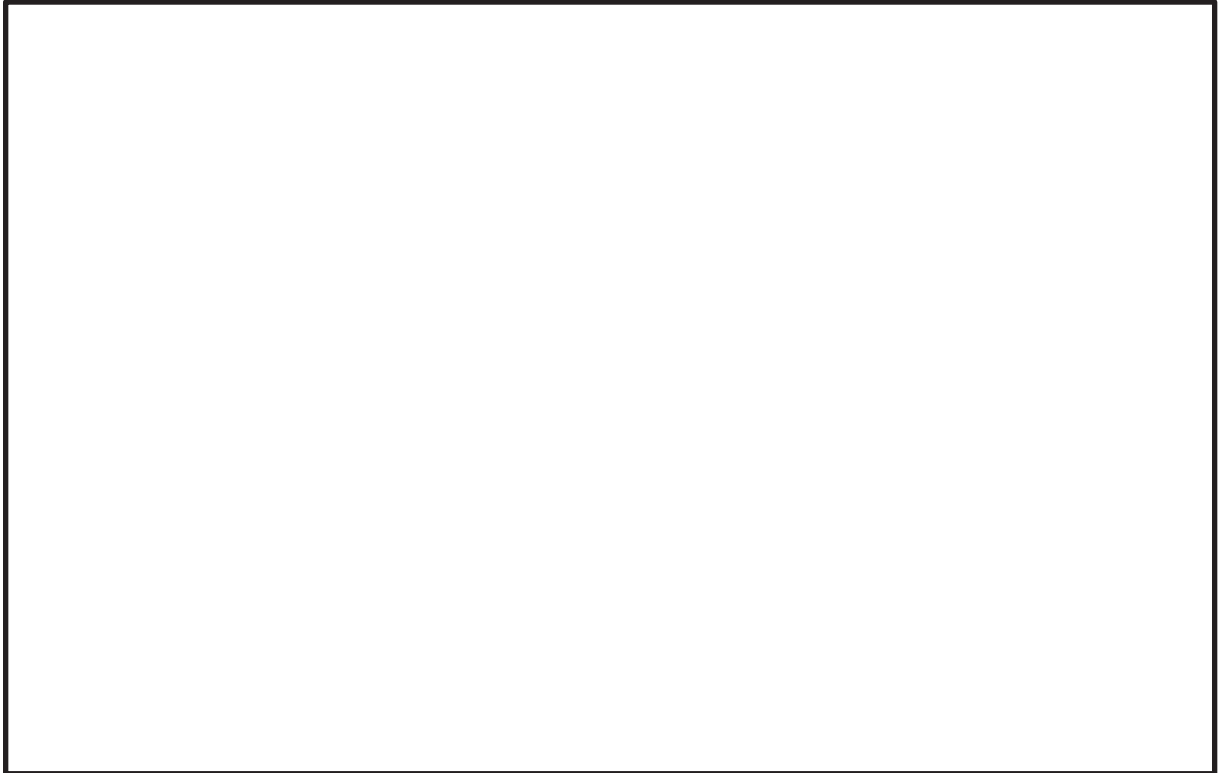
基準地震動 S_s による荷重が加わった場合の RPV ペDESTAL及び周辺コンクリートの変形図を添付 11-8 図，変位コンター図を添付 11-9 図，RPV ペDESTAL及び周辺コンクリートの主応力コンター図を添付 11-10 図に示す。

添付 11-8 図及び添付 11-9 図から，基準地震動 S_s による RPV ペDESTAL下部 (O. P. 1, 150 以下) 及び周辺コンクリートの変形は，周辺コンクリートの拘束効果により，RPV ペDESTAL上部 (O. P. 1, 150 以上) の変形に対して極めて小さく抑えられていることが分かる。なお，RPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着を考慮した場合には，更に RPV ペDESTAL下部の変位が小さくなると考えられる。

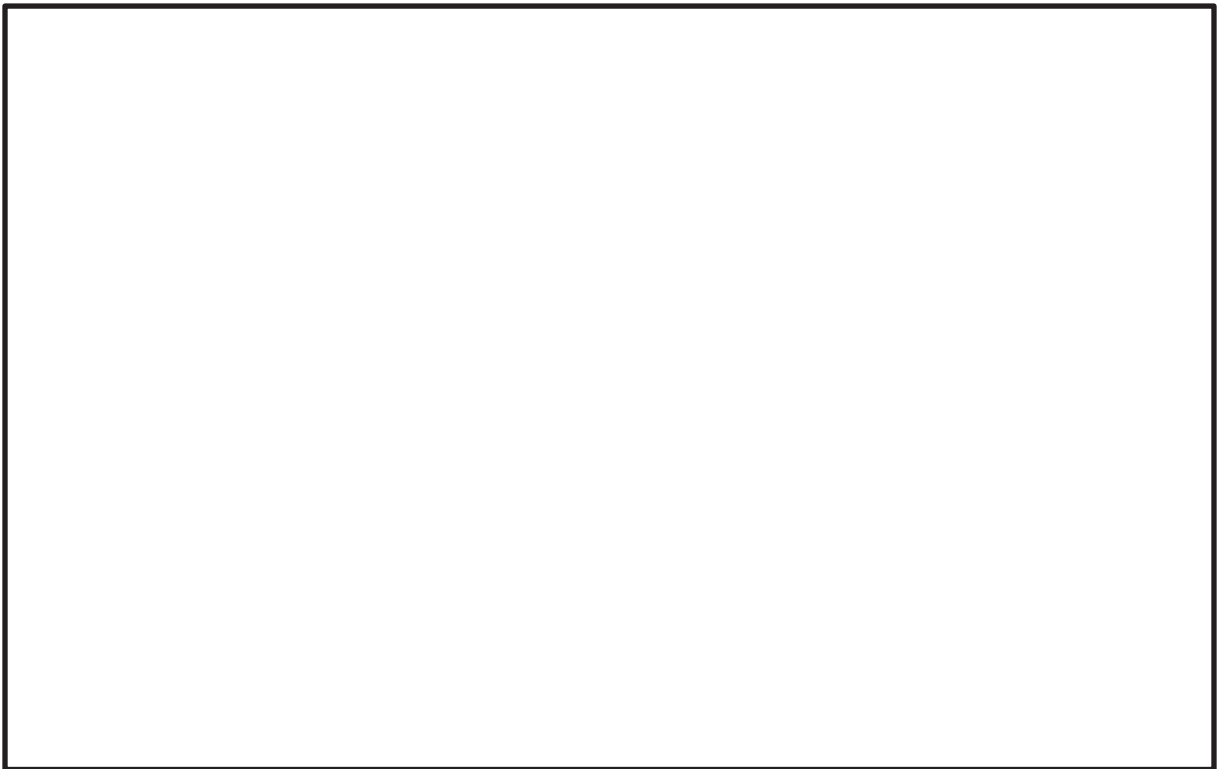
また，添付 11-10 図から，周辺コンクリート上端位置 (O. P. 1, 150) で RPV ペDESTALと周辺コンクリートの接続部に発生する主応力は，最大で約 6N/mm^2 (圧縮) とコンクリートの設計基準強度 32.3N/mm^2 に対して十分に余裕があり，その負荷範囲も限定的であることが分かる。なお，RPV ペDESTAL下部と周辺コンクリートとの定着を考慮した場合，更にコンクリートに作用する荷重が小さくなると考えられる。

ここで，FEM 解析の妥当性を確認するために，解析結果と評価式による変位とを比較する。FEM 解析による，周辺コンクリート上端位置 (O. P. 1, 150) に対する RPV ペDESTAL頂部 (O. P. 7, 040) の相対変位は 3.00 mm だが，解析においてはスタッドをモデル化していないため，上下方向が拘束されず，周辺コンクリート上端位置 (O. P. 1, 150) で鉛直方向の変位が生じ，回転することによって頂部に水平変位が生じている(添付 11-11 図参照)。O. P. 1, 150 における鉛直変位から回転角度を算出し，回転による変位を求めると， 1.68 mm となるため，回転による変位の影響を除いた場合，地震力による RPV ペDESTAL頂部の変位は $3.00 - 1.68 = 1.32\text{ mm}$ となる。一方，今回工認で用いるスケルトンカーブの弾性領域における剛性から算出した RPV ペDESTAL頂部の変位は， 1.56 mm (NS 方向)， 1.54 mm (EW 方向) であり，FEM 解析とおおむね整合していることから，解析結果は妥当である。なお，解析による変位の方がわずかに小さくなったのは，FEM 解析モデルの作成に当たって，開口部による断面欠損を考慮していないためと考えられる。

以上のことから，地震応答解析のモデル化において周辺コンクリート上端 (O. P. 1, 150) 位置で RPV ペDESTAL下部を原子炉建屋基礎版と一体とする扱いは妥当であることを確認した。



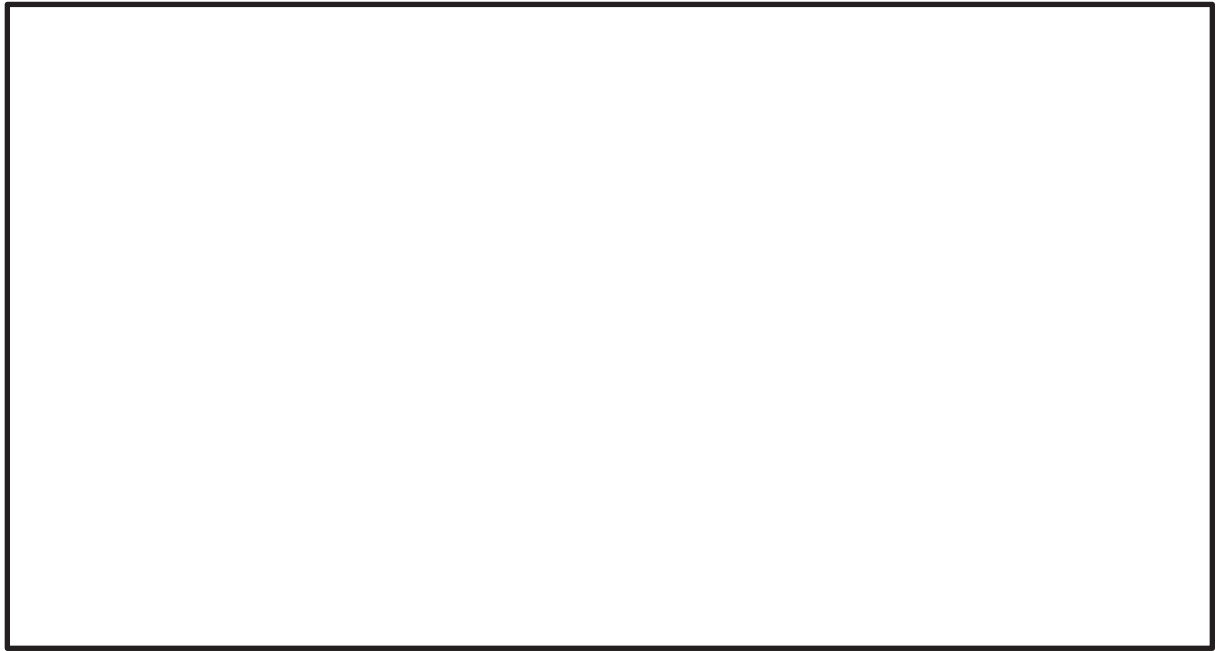
添付 11-8 図 変形図 (表示倍率 100 倍)



添付 11-9 図 変位コンター図

4 条-別紙 6-添 11-12

枠囲みの内容は、商業機密の観点から公開できません。



(a) 断面図

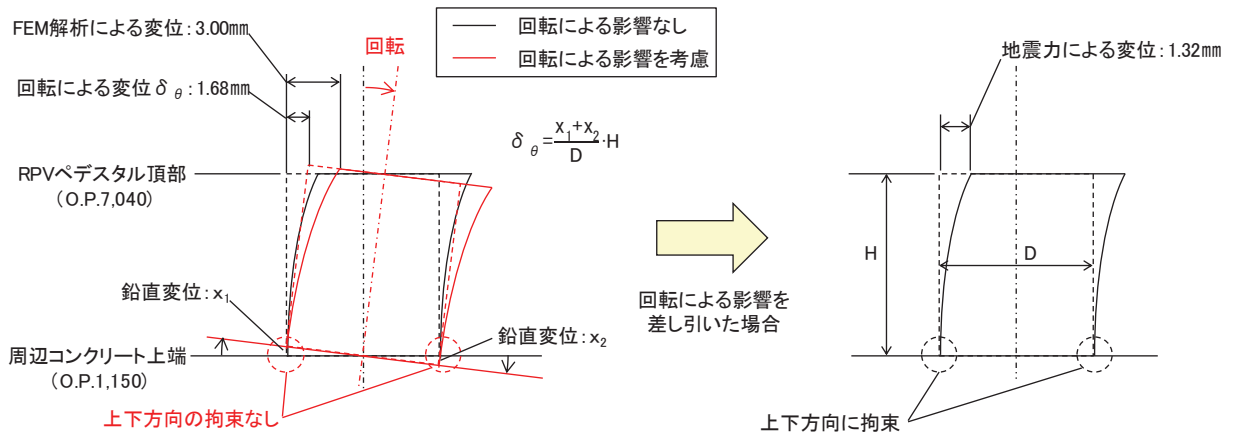


(b) 平面図

添付 11-10 図 RPV ペデスタル及び周辺コンクリートの主応力コンター図

4 条-別紙 6-添 11-13

枠囲みの内容は、商業機密の観点から公開できません。



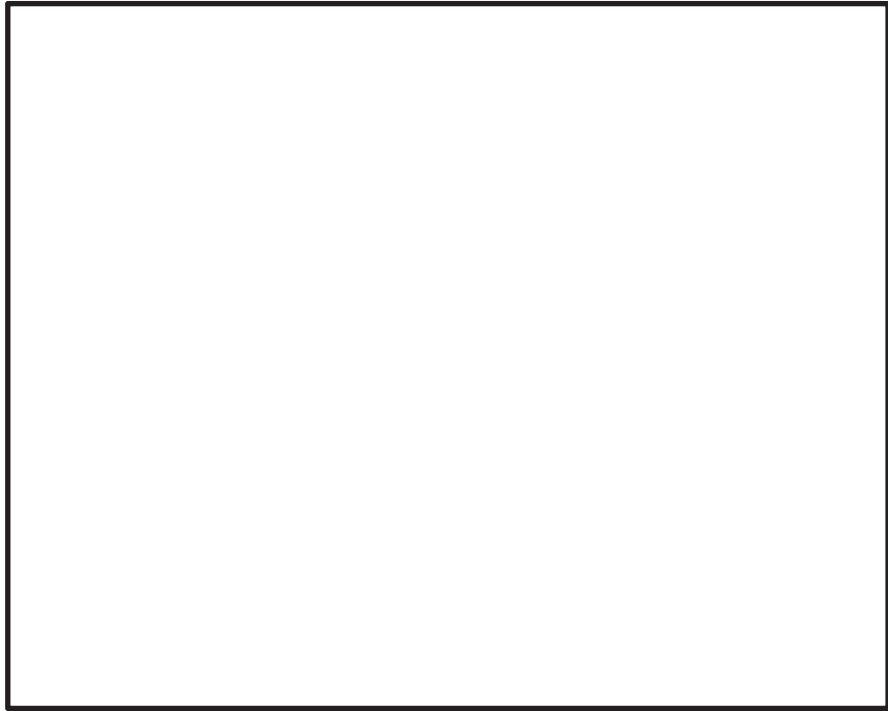
添付 11-11 図 回転による変形のイメージ図

(2) アンカボルトの荷重伝達状況

基準地震動 S_s による荷重が加わった場合の RPV ペデスタルのアンカボルトの荷重コンター図を添付 11-12 図, アンカボルトに発生する応力及び許容値を添付 11-5 表に示す。

添付 11-12 図及び添付 11-5 表から, 基準地震動 S_s によって RPV ペデスタルのアンカボルト (外側, 内側) に加わる荷重 (せん断力, 引張力) は許容荷重に対して十分に小さいことがわかる。それぞれの荷重により発生するせん断応力及び引張応力は, 許容せん断応力 396MPa に対して最大で 4MPa, 許容引張応力 686MPa に対して最大で 6MPa と小さい。これは, RPV ペデスタル下部が, 周辺コンクリートによって拘束されており, RPV ペデスタルから伝達される荷重が周辺コンクリートに分散されるため, アンカボルトに大きな荷重が伝達しないことによるものと考えられる。

以上のことから, アンカボルトの評価において, 周辺コンクリート上端 (O. P. 1, 150) 位置での荷重を用いることは, 十分に保守的であることを確認した。



(a) 解析モデルにおけるアンカボルトの範囲



(b) せん断荷重



(c) 引張荷重

添付 11-12 図 RPV ペDESTALのアンカボルトの荷重コンター図

4 条-別紙 6-添 11-15

枠囲みの内容は、商業機密の観点から公開できません。

添付 11-5 表 アンカボルトに発生する応力および許容値

	外筒のアンカボルト	内筒のアンカボルト
1m 当たりのアンカボルト本数	7.61	6.25
最大せん断力 (kN/m)	45.9	56.4
許容せん断力 (kN/m) *1	8,953	7,353
最大引張力 (kN/m)	115.3	93.2
許容引張力 (kN/m) *1	15,509	12,738
アンカボルト 1 本当たりの 最大せん断応力 (MPa)	3	4
アンカボルト 1 本当たりの 許容せん断応力 (MPa)	396	396
アンカボルト 1 本当たりの 最大引張応力 (MPa)	6	6
アンカボルト 1 本当たりの 許容引張応力 (MPa)	686	686

*1 許容応力, アンカボルトの有効断面積, 1m 当たりのアンカボルトの本数から求めた値

5 まとめ

地震応答解析のモデル化において、RPV ペDESTAL下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱い、周辺コンクリートの上端 (O. P. 1, 150) 位置で原子炉建屋基礎版に剛として結合させていることの妥当性について、RPV ペDESTAL下部に対する周辺コンクリートを考慮した剛性及び周辺コンクリートとの定着の観点で確認するとともに、3D-FEM による静的弾性解析によって検証し、以下の結果を得た。

- R PV ペDESTAL下部の周辺コンクリートを考慮した剛性は、R PV ペDESTAL上部に対して十分に高い
- 基準地震動 S_s によって R PV ペDESTAL下部の周辺コンクリート及び R PV ペDESTAL下部のスタッド (内筒鋼板, 外筒鋼板) に負荷される荷重は、許容荷重に対して十分裕度があり、R PV ペDESTALと周辺コンクリートの定着は健全である
- 基準地震動 S_s に対する R PV ペDESTAL下部の変形は、周辺コンクリートの拘束効果によって、極めて小さく、また、R PV ペDESTALと周辺コンクリートの接続部の主応力は、周辺コンクリートの設計基準強度に対して十分に小さい
- 基準地震動 S_s によって R PV ペDESTALのアンカボルトに負荷される荷重は十分に小さい

したがって、R PV ペDESTAL下部を原子炉建屋基礎版と一体として扱うことは妥当である。

参考 1-1 表 試験体, ABWR プラント及び女川 2 号炉における構造特徴を反映した評価式 (せん断) の比較

ケース	試験体 (先行 ABWR プラント (下部ペデスタル) 模擬)	先行 ABWR プラント (下部ペデスタルの場合)	女川 2 号炉 (先行 ABWR プラント (上部ペデスタ ル))
評価 モデル			
評価式	$\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ <p>バント管の構造特徴を反映</p>	$\tau_{cr} = 0.5 \times \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ <p>バント管の構造特徴を反映</p>	$\tau_{cr} = \sqrt{0.31 \sqrt{\sigma_B} \cdot (0.31 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_V)}$ <p>RC 基準と同様</p>
評価 モデル			
評価式 (K_β)	<p>①ユニット幅の半分を長さ L ②ユニット幅を長さ L</p> $K_\beta = (\Sigma K_\beta \textcircled{1} + \Sigma K_\beta \textcircled{2}) / 2$	<p>①ユニット幅の半分を長さ L ②ユニット幅を長さ L</p> $K_\beta = (\Sigma K_\beta \textcircled{1} + \Sigma K_\beta \textcircled{2}) / 2$	<p>②ユニット幅を長さ L</p> $K_\beta = \Sigma K_\beta \textcircled{2} / 2$
<p>第 1 折点</p>			
<p>第 2 折点</p>			

隔壁方式の鋼板コンクリート構造に関する理論式と試験結果の比較

1 はじめに

RPVペデスタルのせん断第2折点の設定を行う際は、既往知見⁽¹⁾に記載のある鋼板コンクリート構造（以下「SC構造」という。）に関する理論式を用いて、コンクリートせん断ひび割れ後の鋼板及びコンクリートの剛性を算出している。

既往知見の理論式は、試験結果との対比により整合性が確認されているが、ここでは更なる確認として、既往知見に記載された試験以外の隔壁により鋼板とコンクリートを一体化したSC構造の試験結果を用いて、理論式との整合性を確認する。

2 確認方法

実験結果の荷重変形関係と理論式に基づき算出する荷重変形関係の比較を行う。実験値として使用するデータは、以下に示す2つの論文から得られる荷重変形関係とする。解析で求める荷重変形関係は別紙6本文に記載の方法に基づいて設定し、鋼材の材料物性値は規格値、コンクリートの材料物性値は試験1については設計基準強度、試験2については論文中から設計基準強度が読み取れないため論文に記載のある実測値を用いた。

【試験1】加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）

【試験2】鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

3 参照する試験の概要

(1) 試験 1 コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その 3

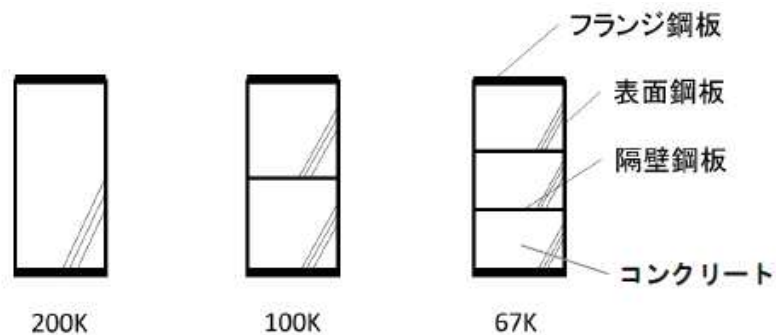
試験 1 の試験体の仕様を参考2-1表、各試験体の断面を参考2-1図に示す。

試験概要・方法は参考2-2図に示しており、試験体には正負交番の漸増繰返しで荷重を与える。

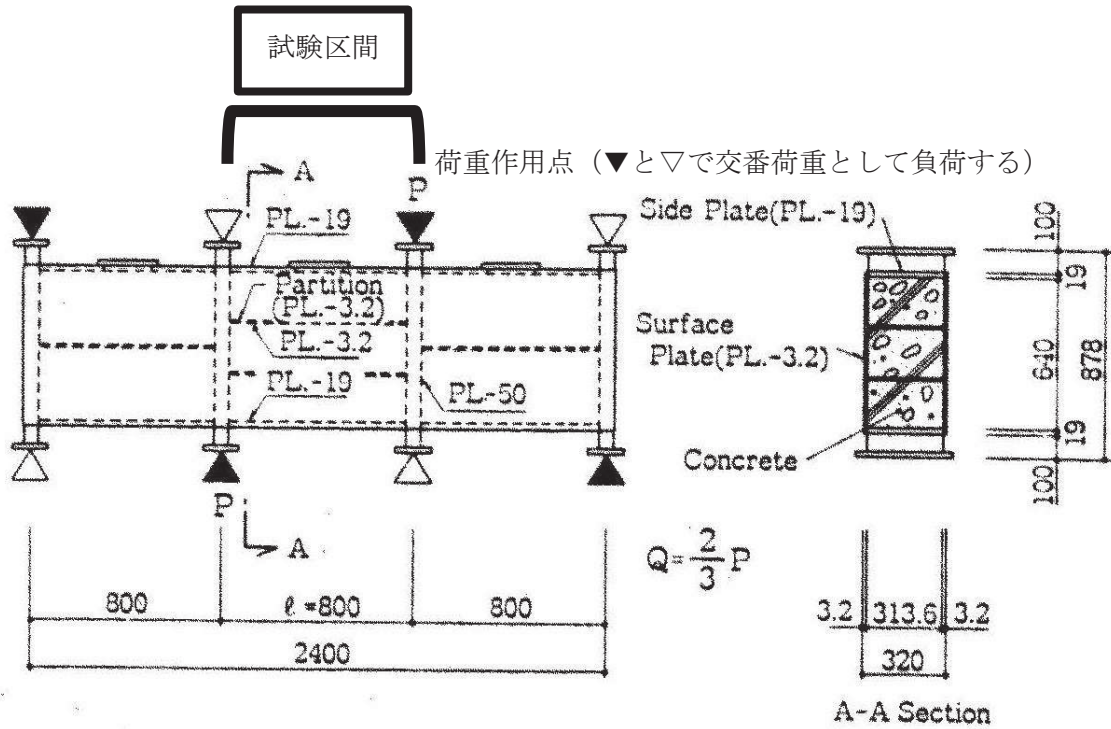
試験結果として得られた荷重変形関係を参考2-3図に示す。なお、試験体にはせん断力とともに曲げモーメントも生じるため、荷重変形関係の評価に当たっては、曲げによる変形も考慮する。

参考 2-1 表 試験 1 の試験体の仕様

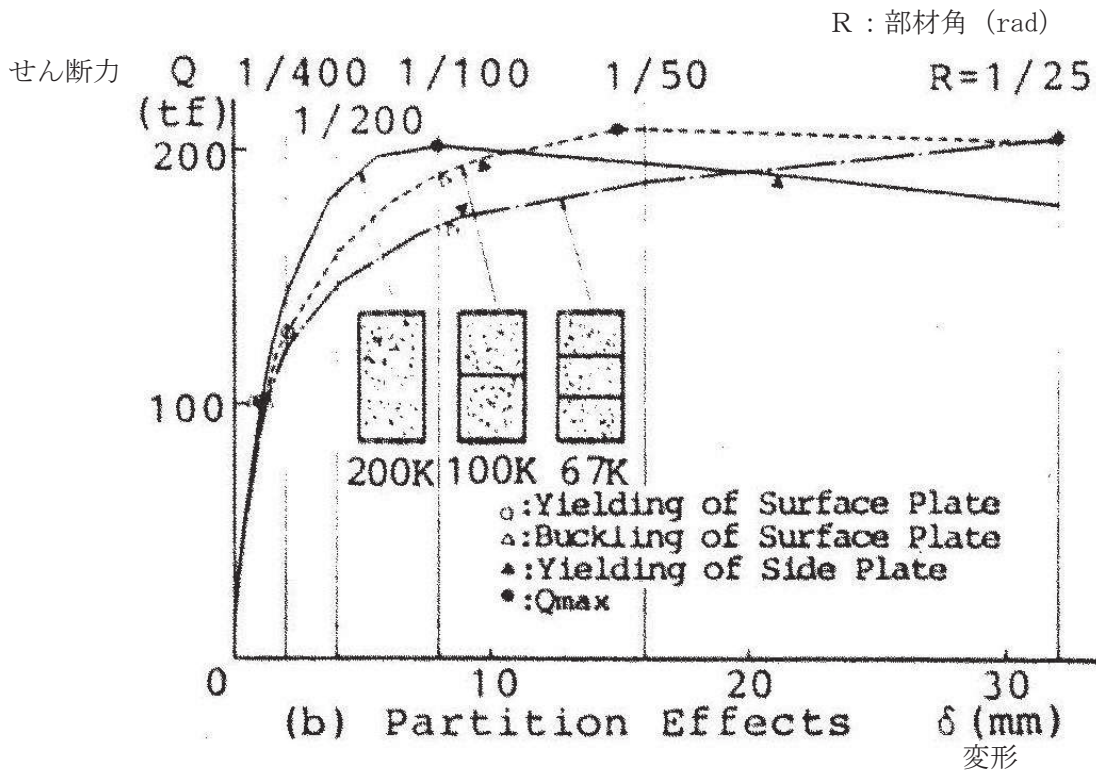
試験体名	隔壁枚数	鋼板板厚(mm)		鋼板材料		コンクリート 設計基準強度(kgf/cm ³)
		表面 隔壁	フランジ	表面 隔壁	フランジ	
200K	0	3.2	19	SS41	SM50A	240
100K	1					
67K	2					



参考 2-1 図 試験 1 の試験体断面



参考 2-2 図 試験 1 の概要



参考 2-3 図 試験 1 の結果

(2) 試験2 鋼板コンクリート構造に関する研究その1 (大林組技術研究所報)

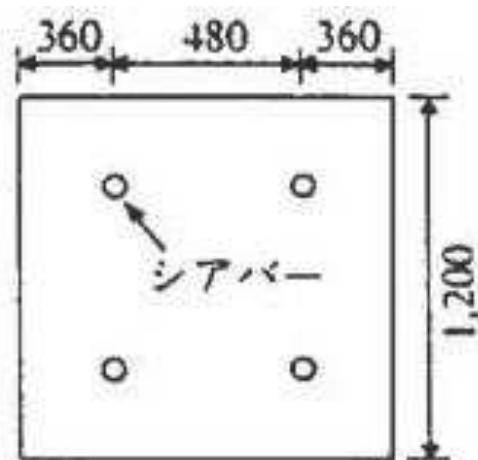
試験2で使用されている試験体の仕様を参考2-2表に示す。試験体の水平断面及び縦断面を、参考2-4図及び参考2-5図に示す。

加力方法は、試験体各辺にそれぞれ4分割された加力治具を取り付け、各々の加力治具をPC鋼棒によってまとめて引っ張り、試験体に純せん断応力を与える(参考2-6図)。したがって、試験体にはせん断変形のみが生じるものとし、曲げによる変形は考慮しない。

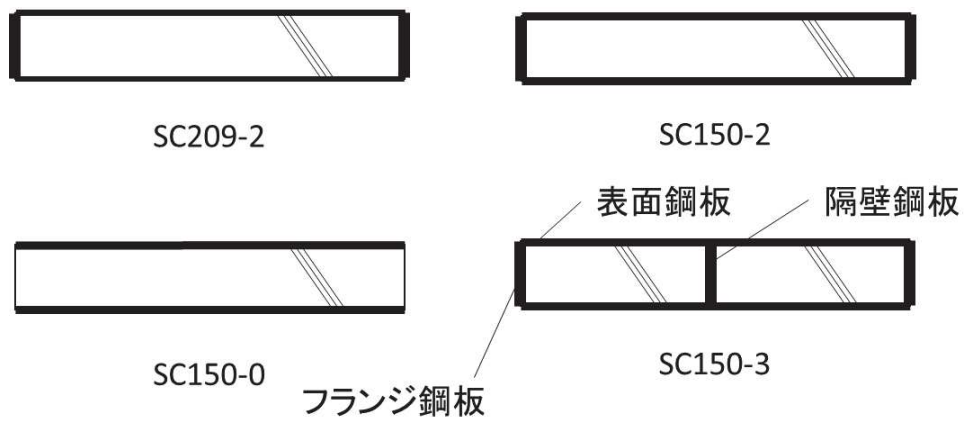
試験結果が参考2-7図である。

参考 2-2 表 試験 2 の試験体の仕様

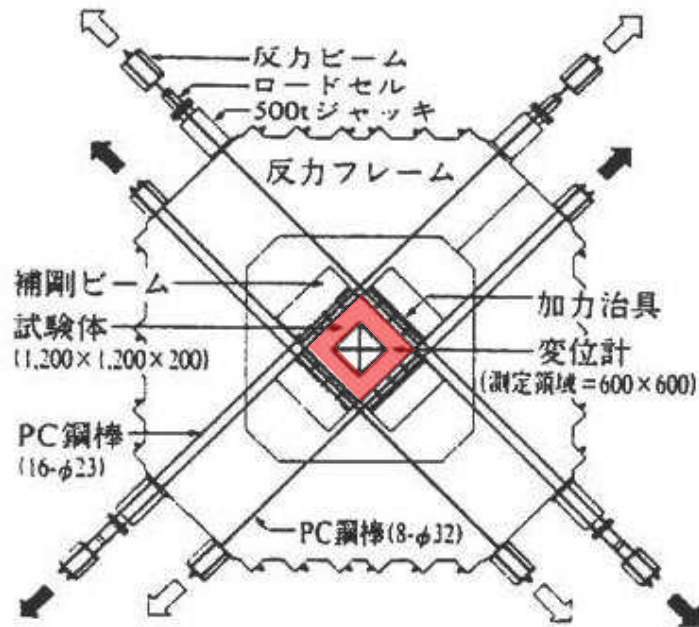
試験体	隔壁枚数	鋼材				コンクリート	
		表面鋼板板厚 [mm]	隔壁板厚 [mm]	フランジ鋼板板厚 [mm]	材料	ヤング係数 [kgf/cm ²]	圧縮強度 [kgf/cm ²]
SC209-2	0	2.3	4.5	4.5	SS400	2.68	377
SC150-0	0	3.2		-		2.83	436
SC150-2	0	3.2		4.5		2.85	412
SC150-3	1	3.2		4.5		2.78	444



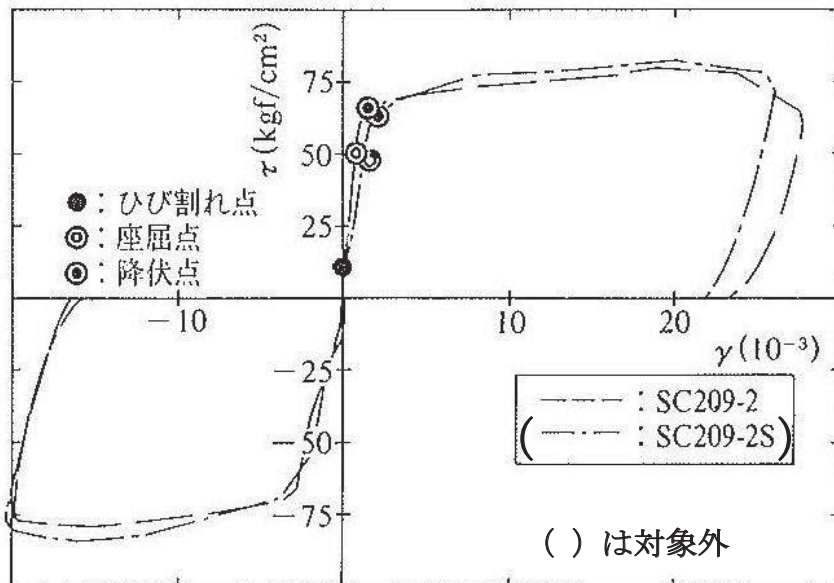
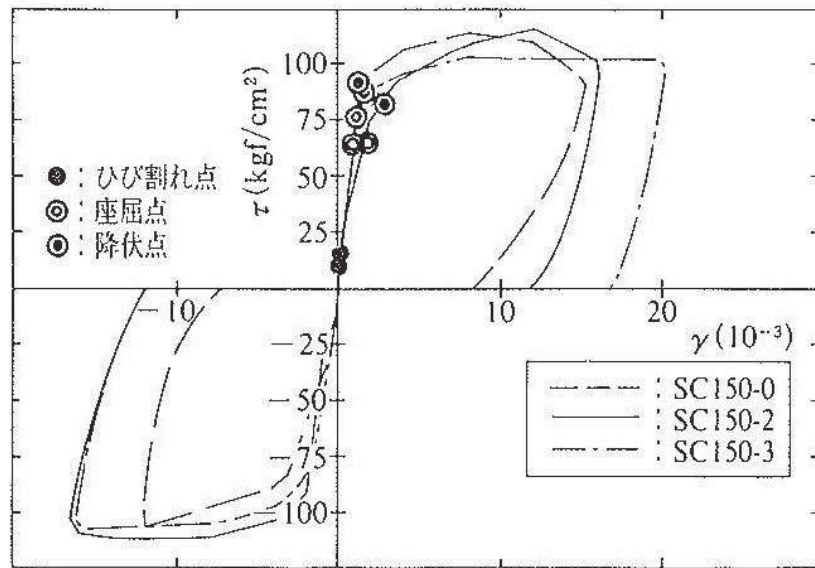
参考 2-4 図 試験 2 の試験体水平断面



参考 2-5 図 試験 2 の各試験体縦断面



参考 2-6 図 試験 2 の加力装置概要



参考 2-7 図 試験 2 の結果

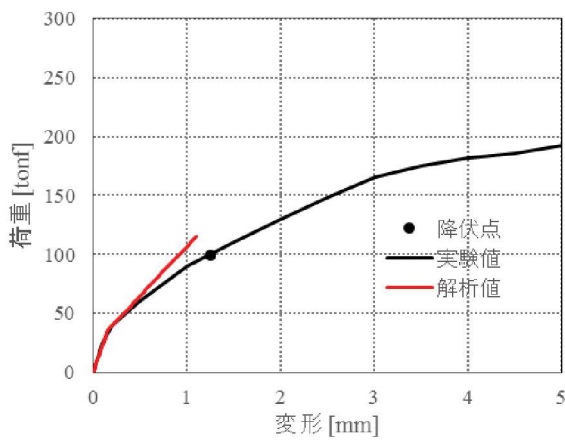
4 荷重変形特性の比較

3項で示した計7体のケースに関して、実験結果と理論式に基づく算出結果を参考2-8～10, 12～15 図に示す。一般的にコンクリートの試験においては、コンクリート材料の不均一性、試験体の形状や加力方法等により、ある程度のばらつきが生じることが知られており、これらの試験についてもばらつきの範囲内にあると考えられる。

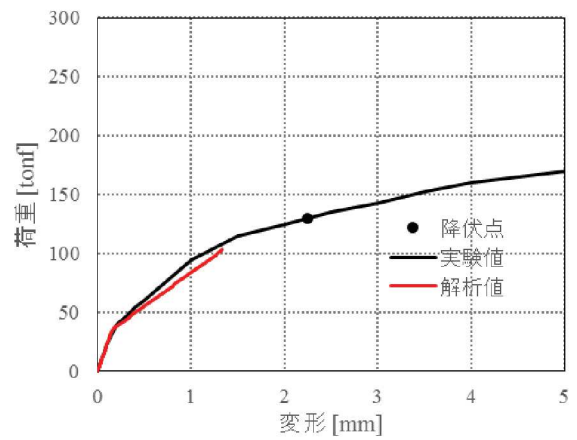
試験体の形状や加力方法といった試験固有の推定要因についても以下に示す。

(1) 試験 1

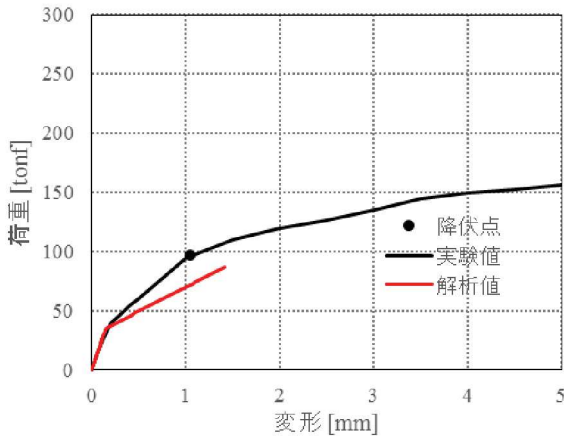
<試験結果との比較>



参考 2-8 図 試験 1 200K



参考 2-9 図 試験 1 100K



参考 2-10 図 試験 1 67K

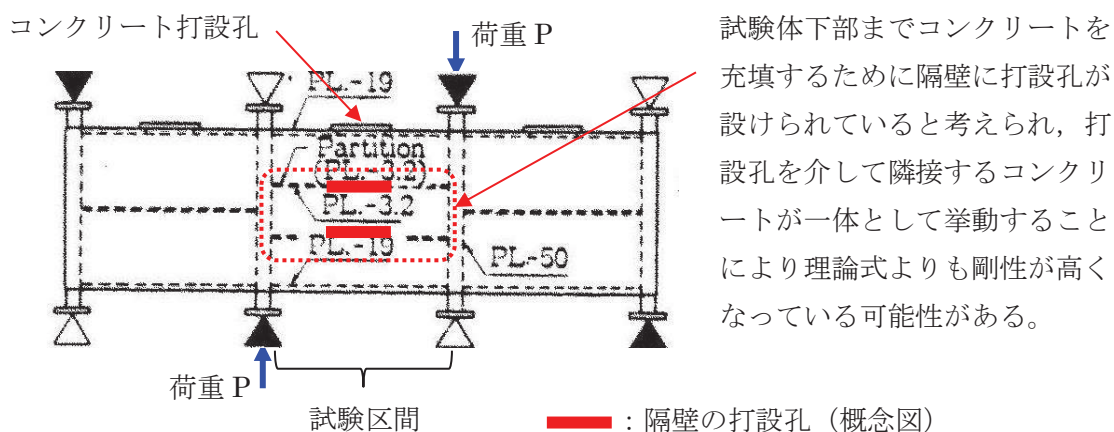
<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、試験ではひずみ計測は鋼板上の数点（論文中には主要点で計測との記載があるが詳細は読み取ることができない。）で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、試験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。

b. 隔壁に設けられたコンクリート打設孔を介したコンクリートの一体性

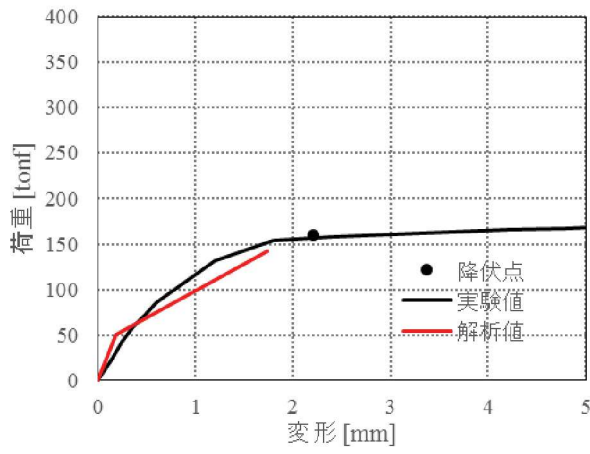
試験体内部に隔壁を内蔵する 100K と 67K の試験体（参考 2-9, 10 図）については、2 枚の隔壁にコンクリート打設孔が設けられていると考えられる。理論式は隔壁によりコンクリートが完全に分断されている前提であることに対し、実際は打設孔を介して隣接するコンクリートが一体として挙動することにより、理論式よりも剛性が高くなっている可能性がある。



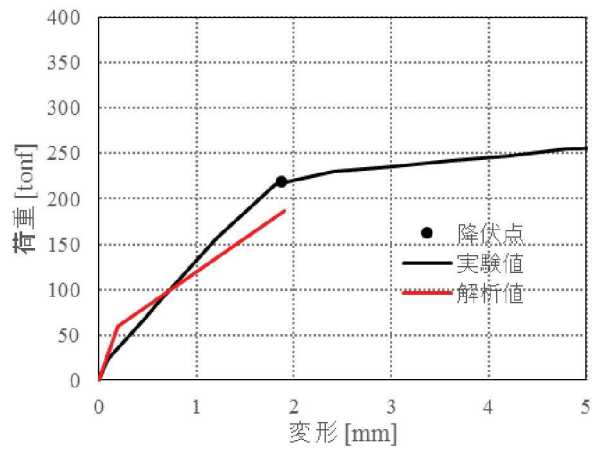
参考 2-11 図 試験体に設けられたコンクリート打設孔の概念図

(2) 試験 2

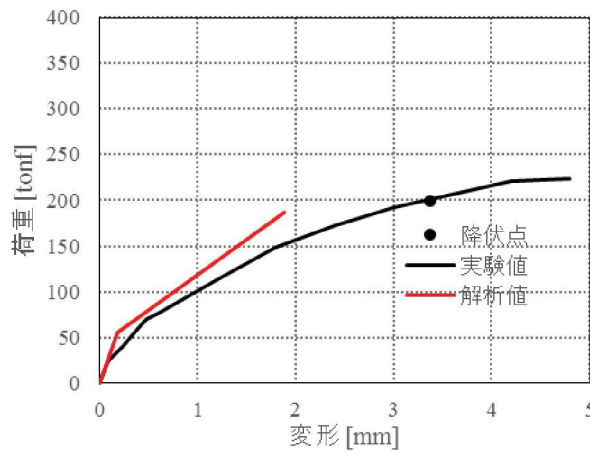
<試験結果との比較>



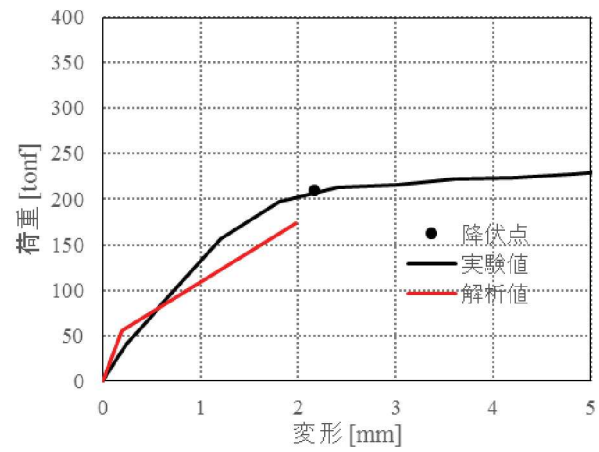
参考 2-12 図 試験 2 SC209-2



参考 2-13 図 試験 2 SC150-0



参考 2-14 図 試験 2 SC150-2

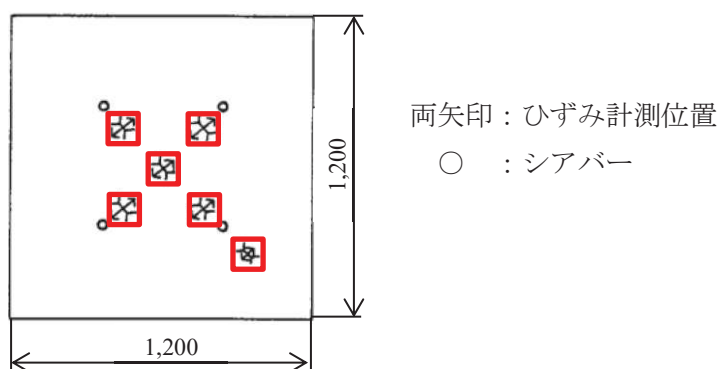


参考 2-15 図 試験 2 SC150-3

<差異に関する試験固有の推定要因>

a. 鋼板のひずみ計測点と実際にコンクリートにひび割れが入る点の差異

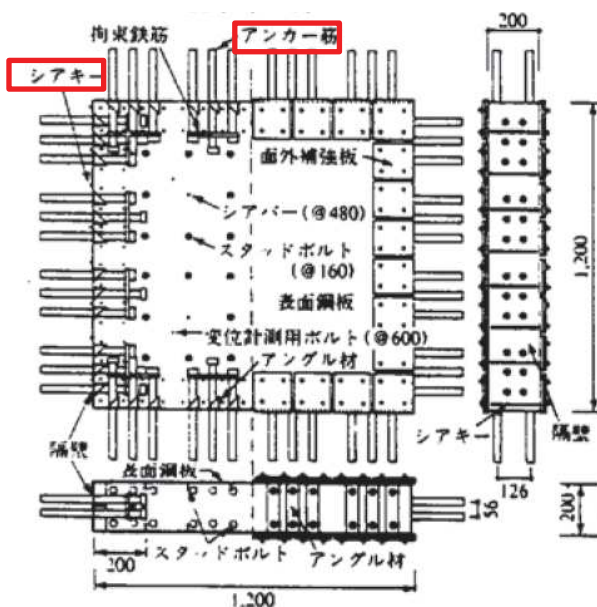
降伏点の差異については、理論式では鋼板降伏ひずみは一様分布すると仮定しているのに対して、実験ではひずみ計測は参考 2-16 図のように 1,200mm 四方の鋼板上の 6 点で行っており、鋼板の降伏は局所のひずみを用いて判定している。鋼板のひずみはコンクリートのひび割れ発生位置の分布に応じて計測位置によって異なる可能性があることから、実験時の降伏点の判定ポイントがばらついた可能性が考えられる。



参考 2-16 図 鋼板のひずみ計測点 (SC150-2)

b. 試験装置と試験体の定着部での局所的な応力集中の影響

試験 2 の試験体はアンカー筋やシアキーを介した特殊な加力方式を採用しており、それらの取り付く部位で局部的に応力集中が生じることにより、コンクリートひび割れを表す第 1 折点よりも早期に剛性低下が生じた可能性が考えられる。



参考 2-17 図 試験体及び加力装置

c. 鋼板降伏の判定に用いる材料物性値の差異

理論式では鋼材の規格値の物性値（ヤング係数及び降伏強度）を用いて降伏点を求めていることに対して，試験では実測した鋼板の物性値が用いられている。実測した鋼板の降伏点が規格値を上回ることが，試験値が理論式の降伏点を上回る要因と考えられる。

参考 2-2 表 降伏点の算出に用いた鋼板の物性値（ヤング係数及び降伏強度）

試験体名	試験				理論式
	SC209-2	SC150-0	SC150-2	SC150-3	
表面鋼板板厚 (mm)	2.3	3.2			各試験体で 同一の規格値を使用 (SS400)
ヤング係数 (GPa) (SI 換算)	220	223			
降伏強度(MPa) (SI 換算)	242	291			

5 参考文献

- (1) 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 日本建築学会大会学術講演梗概集（1992年）
- (2) 加藤，遠山他：コンクリート充填鋼板耐力壁の実験的研究その3，日本建築学会大会学術講演梗概集（1985年）
- (3) 鋼板コンクリート構造に関する研究その1（大林組技術研究所報）

女川原子力発電所 2 号炉
規格適用範囲外の動的機能維持の
評価について

<目次>

1. はじめに	1
2. 動的機能維持のための新たな検討又は詳細検討が必要な設備の検討方針 ..	2
3. 動的機能維持のための新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出	2
4. 新たな検討が必要な設備における動的機能維持評価の検討	9
4.1 新たな検討が必要な設備における動的機能維持の検討方針	9
4.2 新たな検討が必要な設備における動的機能維持評価の評価項目の抽出	13
4.3 スクリュー式ポンプの地震時異常要因分析による基本評価項目の抽出	14
4.4 耐特委で検討された遠心式ポンプの地震時異常要因分析による基本 評価項目	17
4.5 電共研で検討されたギヤ式ポンプの地震時異常要因分析による基本 評価項目	19
4.6 スクリュー式ポンプの基本評価項目の検討.....	21
4.7 まとめ.....	25
5. 詳細検討が必要な設備における動的機能維持の検討方針	27
6. 弁の機能維持評価に用いる配管系の応答値について	29

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果

1. はじめに

本資料では、実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈等における動的機能保持に関する評価に係る一部改正を踏まえて、動的機能維持についての検討方針、新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出及び検討結果を示す。

なお、検討の結果、詳細な評価が必要になった設備については、工認段階で詳細評価の内容を説明する。

実用発電用原子炉及びその附属設備の技術基準に関する規則の解釈および耐震設計に係る審査ガイドのうち、動的機能維持の評価に係る部分は以下のとおり。

実用発電用原子炉及びその附属施設の技術基準に関する規則の解釈（抜粋）

第5条（地震による損傷の防止）

3 動的機器に対する「施設の機能を維持していること」とは、基準地震動による応答に対して、当該機器に要求される機能を保持することをいう。具体的には、当該機器の構造、動作原理等を考慮した評価を行うこと、既往研究で機能維持の確認がなされた機能確認済加速度等を超えていないことを確認することをいう。

耐震設計に係る工認審査ガイド（抜粋）

4.6.2 動的機能

【審査における確認事項】

Sクラスの施設を構成する主要設備又は補助設備に属する機器のうち、地震時又は地震後に機能保持が要求される動的機器については、基準地震動 S_0 を用いた地震応答解析結果の応答値が動的機能保持に関する評価基準値を超えていないことを確認する。

【確認内容】

動的機能については以下を確認する。

- (1) 水平方向の動的機能保持に関する評価については、規制基準の要求事項に留意して、機器の地震応答解析結果の応答値が JEAG4601 の規定を参考に設定された機能確認済加速度、構造強度等の評価基準値を超えていないこと。（中略）また、適用条件、適用範囲に留意して、既往の研究等において試験等により妥当性が確認されている設定等を用いること。
- (2) 鉛直方向の動的機能保持に関する評価については、規制基準の要求事項に留意して、機器の地震応答解析結果の応答値が水平方向の動的機能保持に関する評価に係る JEAG4601 の規定を参考に設定された機能確認済加速度、構造

強度等の評価基準値を超えていないこと。(中略) また、適用条件、適用範囲に留意して、既往の研究等において試験等により妥当性が確認されている設定等を用いること。

- (3) 上記(1)及び(2)の評価に当たっては、当該機器が JEAG4601 に規定されている機種、形式、適用範囲等と大きく異なる場合又は機器の地震応答解析結果の応答値が JEAG4601 の規定を参考にして設定された機能確認済加速度を超える場合(評価方法が JEAG4601 に規定されている場合を除く。)については、既往の研究等を参考に異常要因分析を実施し、当該分析に基づき抽出した評価項目毎に評価を行い、評価基準値を超えていないこと。また、当該分析結果に基づき抽出した評価部位について、構造強度評価等の解析のみにより行うことが困難な場合には、当該評価部位の地震応答解析結果の応答値が、加振試験(既往の研究等において実施されたものを含む。)により動的機能保持を確認した加速度を超えないこと。

2. 動的機能維持のための新たな検討又は詳細検討が必要な設備の検討方針

動的機能維持評価において、原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版(以下「JEAG4601」という。)に定められた適用範囲から外れ新たな検討が必要な設備又は評価用加速度が機能確認済加速度を超えるため詳細検討が必要な設備を抽出するとともに、抽出された設備における動的機能維持のための検討方針を示す。

3. 動的機能維持のための新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出

(1) 検討対象設備

検討対象設備は、耐震 S クラス並びに常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備とし、動的機能が必要な設備として JEAG4601 で適用範囲が定められている機種(立形ポンプ、横形ポンプ、電動機等)とする。

なお、電気計装機器については、原則として加振試験により電氣的機能維持を確認することから、動的機能維持評価の検討対象設備から除いている。

(2) 新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出

第 3-1 図に動的機能維持評価方法の検討フローを示す。検討対象設備について、動的機能維持の要求の有無を確認し、要求がない設備については、本検討における対象外とする。

動的機能維持の要求がある検討対象設備について、JEAG4601 に定める機能確認済加速度 (A_t) との比較による評価方法が適用できる機種に対して、構造、作動原理、各機器の流量、出力等が JEAG4601 で定められた適用範囲と

大きく異なることを確認する。大きく異なる場合は、解析による評価が可能かにより、新たな検討（地震時異常要因分析の実施，基本評価項目の抽出，評価）が必要な設備，又は加振試験を実施する設備として抽出する。

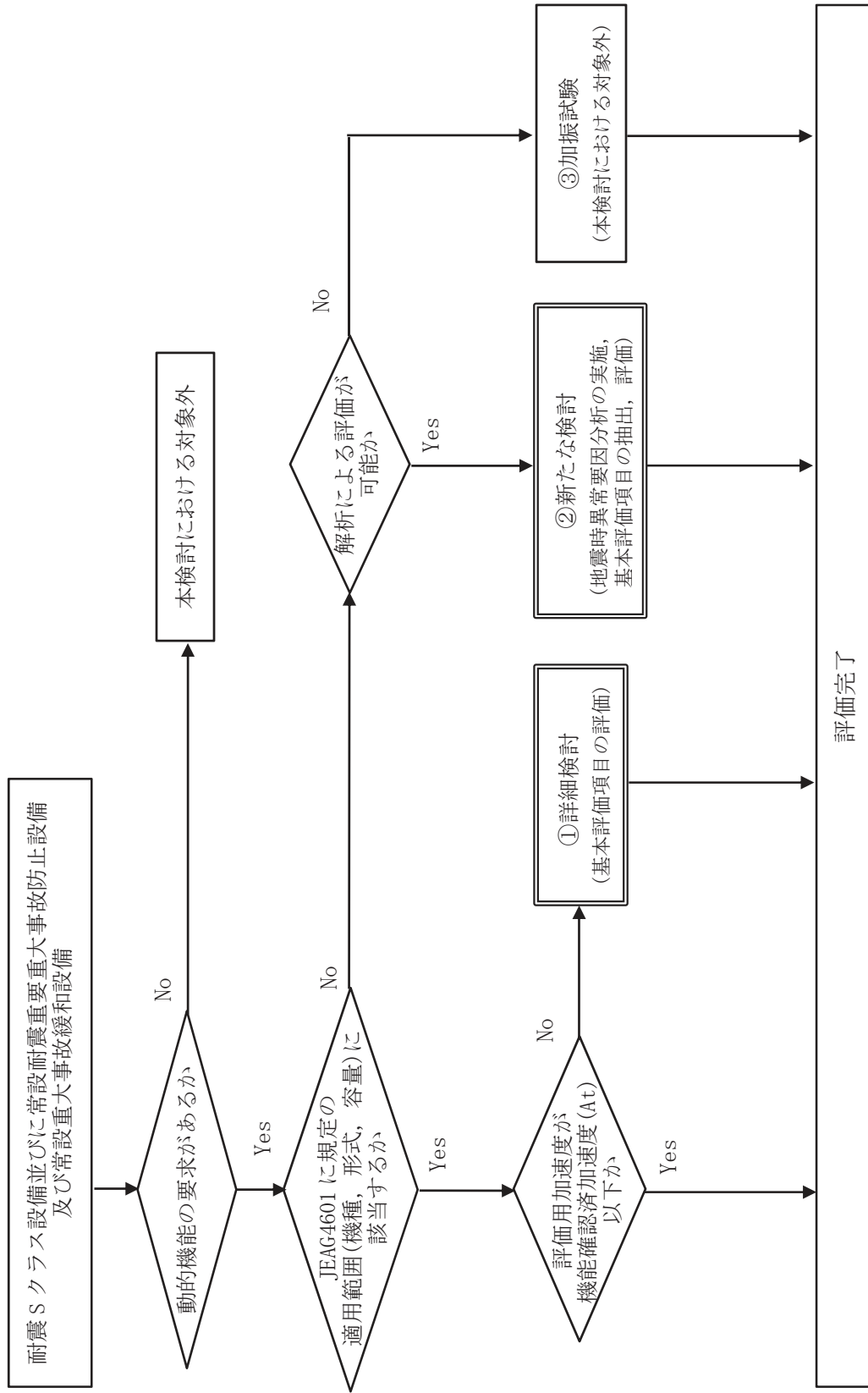
さらに，評価用加速度が JEAG4601 及び既往の研究等※により妥当性が確認されている機能確認済加速度（At）以下であることの確認を行い，機能確認済加速度を超える設備については詳細検討（基本評価項目の評価）が必要な設備として抽出する。

なお，弁については JEAG4601 にて評価用加速度が機能確認済加速度を超えた場合の詳細検討の具体的手順が定められているため，本検討の対象外とする。

上記の整理結果として別表 1 に検討対象設備を示すとともに，詳細検討又は新たな検討が必要な設備の抽出のための情報として JEAG4601 に該当する機種名等を整理した。

また，別表 1 に整理した設備や評価用加速度等の内容については，設計途中のため，動的機能維持評価の方針が検討中の設備も含まれており，今後の詳細設計の進捗に併せて変更の可能性があることから，工認段階で再度，設備及び評価方法の整理を行う。

※電力共通研究「鉛直地震動を受ける設備の耐震評価手法に関する研究
（平成 10 年度～平成 13 年度）」



第3-1図 動的機能維持評価の検討フロー

(3) 抽出結果

別表 1 をもとに、第 3-1 図の検討フローにより、①詳細検討、②新たな検討及び③加振試験が必要な設備を検討した結果を、第 3-1 表に示す。

なお、地下水低下設備は別表 1 に整理されていない設備であるが、動的機能維持評価の検討については、審査結果を踏まえ、必要に応じて工認段階で整理する。

①詳細検討（基本評価項目の評価）が必要な設備

評価用加速度が機能確認済加速度を超え、詳細検討が必要となる設備として、以下の設備が該当する。

- ・原子炉補機冷却海水ポンプ用電動機
- ・非常用ガス処理系排風機及び電動機
- ・可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロワ及び電動機
- ・ほう酸水注入系ポンプ及び電動機
- ・非常用ディーゼル発電機
- ・高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機

②新たな検討（地震時異常要因分析の実施、基本評価項目の抽出、評価）が必要な設備

新たな検討が必要な設備としては、以下の設備が該当する。

なお、ポンプの型式は全て横形スクリュウ式ポンプ（以下「スクリュウ式ポンプ」という。）である。

- ・ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ
- ・非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ
- ・高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ

③加振試験（本検討における対象外）

検討対象設備のうち、加振試験が必要な設備として以下の設備が抽出された。

- ・高圧代替注水系ポンプ
- ・ガスタービン発電機

第 3-1 表 新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出結果（1 / 3）

機種名	設備名称	JEAG4601 の適用性確認 ○:適用可 ×:適用外 (新たな検討が必要)	At 確認 ^{*1} ○:At 以下 (評価完了) ×:At 超過 (詳細検討が必要) —:評価中
立形ポンプ	残留熱除去系ポンプ	○	○
	高圧炉心スプレイ系ポンプ	○	○
	低圧炉心スプレイ系ポンプ	○	○
	原子炉補機冷却海水ポンプ	○	○
	高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	○	○
横形ポンプ	原子炉隔離時冷却系ポンプ	○	○
	原子炉補機冷却水ポンプ	○	○
	高圧炉心スプレイ補機冷却水ポンプ	○	○
	復水移送ポンプ	○	○
	代替循環冷却ポンプ	○	○
	燃料プール冷却浄化系ポンプ ^{*2}	○	—
	ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ ^{*2}	× (スクリー式)	—
	非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ ^{*2}	× (スクリー式)	—
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機 燃料移送ポンプ ^{*2}	× (スクリー式)	—	
ポンプ駆動用 タービン	原子炉隔離時冷却系ポンプ駆動用タービン	○	○
電動機	残留熱除去系ポンプ用原動機	○	○
	高圧炉心スプレイ系ポンプ用電動機	○	○
	低圧炉心スプレイ系ポンプ用原動機	○	○
	原子炉補機冷却海水ポンプ用電動機	○	×
	高圧炉心スプレイ補機冷却海水系ポンプ用電動機	○	○
	原子炉補機冷却水ポンプ用電動機	○	○
	高圧炉心スプレイ補機冷却水ポンプ用電動機	○	○

第 3-1 表 新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出結果（2 / 3）

機種名	設備名称	JEAG4601 の適用性確認 ○:適用可 ×:適用外 (新たな検討が必要)	At 確認 ^{※1} ○:At 以下 (評価完了) ×:At 超過 (詳細検討が必要) —:評価中
電動機	復水移送ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
	代替循環冷却ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
	燃料プール冷却浄化系ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
	ほう酸水注入系ポンプ用電動機	○	×
	中央制御室送風機用電動機	○	○
	中央制御室排風機用電動機	○	○
	中央制御室再循環送風機用電動機	○	○
	非常用ガス処理系排風機用電動機	○	×
	可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロウ用電動機	○	×
	緊急時対策建屋非常用送風機用電動機 ^{※2}	○	—
	ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
	非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
ファン	高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機 燃料移送ポンプ用電動機 ^{※2}	○	—
	中央制御室送風機	○	○
	中央制御室排風機	○	○
	中央制御室再循環送風機	○	○
	非常用ガス処理系排風機	○	×
	可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロウ	○	×
非常用 ディーゼル 発電設備	緊急時対策建屋非常用送風機 ^{※2}	○	—
	非常用ディーゼル発電機	○	×
往復動式 ポンプ	高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機	○	×
	ほう酸水注入系ポンプ	○	×

第 3-1 表 新たな検討又は詳細検討が必要な設備の抽出結果 (3 / 3)

機種名	設備名称	JEAG4601 の適用性確認 ○:適用可 ×:適用外 (新たな検討が必要)	At 確認 ^{※1} ○:At 以下 (評価完了) ×:At 超過 (詳細検討が必要) —:評価中
制御棒	制御棒挿入性	○	○ ^{※3}

※1 今後の設計進捗によって評価用加速度が変更となり, At 確認結果が変更となる場合がある。

※2 SA 設備として現在設計中。

※3 地震応答解析結果から求めた燃料集合体相対変位が, 加振試験により確認された制御棒挿入機能に支障を与えない変位に対して下回ることを確認。

4. 新たな検討が必要な設備における動的機能維持評価の検討

4.1 新たな検討が必要な設備における動的機能維持の検討方針

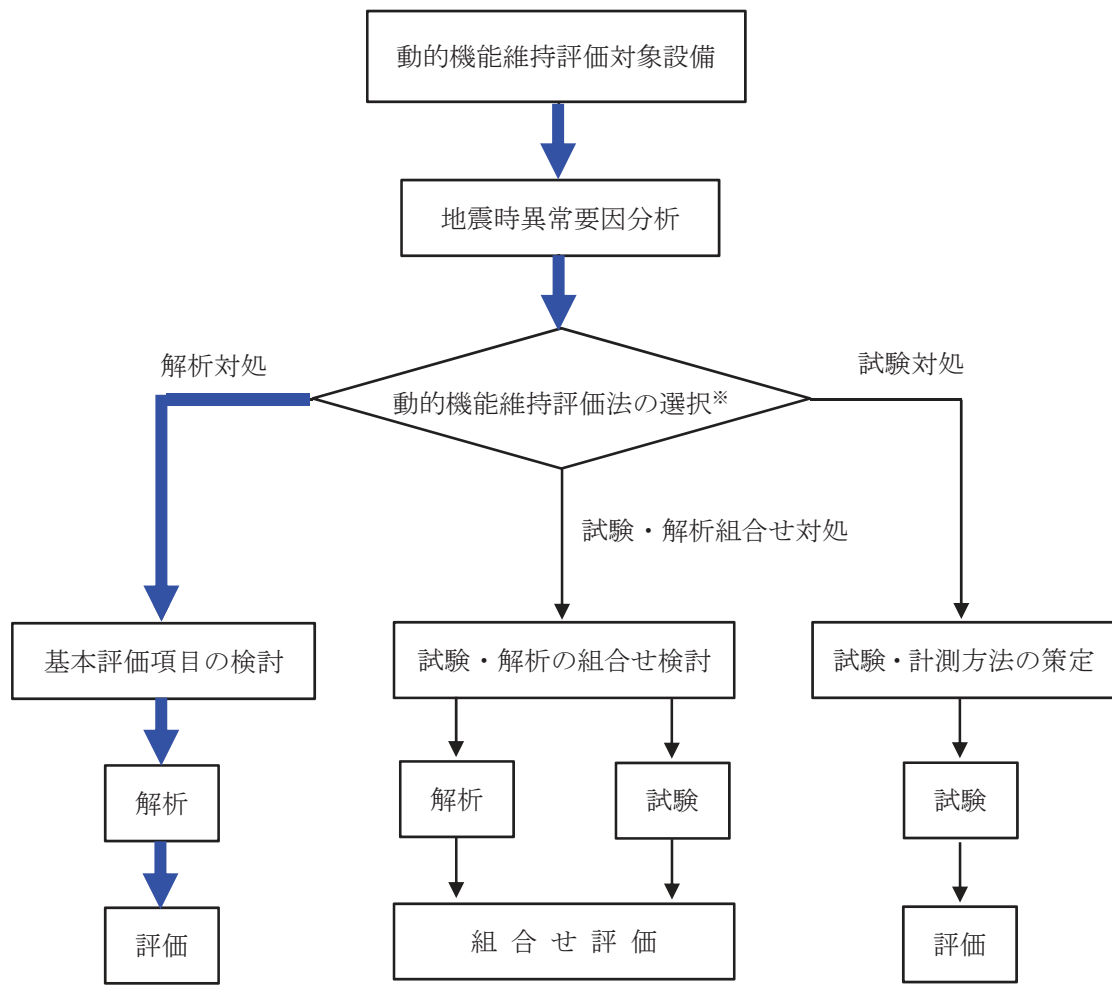
検討対象設備のうち、ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ、非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ、高圧炉心スプレー系ディーゼル発電機燃料移送ポンプについては、スクリー式ポンプであり、JEAG4601に定められた適用範囲から外れ、機能確認済加速度との比較による評価方法が適用できないことから、新たな検討（新たに評価項目の検討）が必要となる設備である。

JEAG4601に定められた機能確認済加速度との比較による評価方法が適用できる機種範囲から外れた設備における動的機能維持の検討方針としては、技術基準規則解釈等の改正を踏まえて、公知化された検討として（社）日本電気協会 電気技術基準調査委員会の下に設置された原子力発電耐震設計特別調査委員会（以下「耐特委」という。）により取り纏められた類似機器における検討及び電力共通研究（以下「電共研」という。）にて取り纏められた類似機器の検討をもとに実施する。

具体的には、耐特委では動的機能の評価においては、対象機種ごとに現実的な地震応答レベルでの異常のみならず、破壊に至るような過剰な状態を念頭に地震時に考え得る異常状態を抽出し、その分析により動的機能上の評価点を検討し、動的機能維持を評価する際に確認すべき事項として、基本評価項目を選定している。また、電共研の検討では、耐特委及び原子力発電技術機構（以下「NUPEC」という。）での検討を踏まえて、動的機能維持の基本評価項目を選定している。

今回 JEAG4601 に定められた適用機種範囲から外れた設備については、基本的な構造が類似している機種／型式に対する耐特委及び電共研での検討を参考に、型式による構造の違いを踏まえた上で地震時異常要因分析を実施し、基本評価項目を選定し動的機能維持評価を実施する。動的機能維持評価のフローを第 4.1-1 図に示す。

なお、JEAG4601においても、機能維持評価の基本方針として、地震時の異常要因分析を考慮し、動的機能の維持に必要な評価のポイントを明確にすることとなっている。



※対象物の複雑さ等で選択
 ■ 本評価でのフロー

第 4. 1-1 図 動的機能維持評価フロー

地震時異常要因分析を検討するに当たり、第 4.1-1 表に、新たな検討が必要な設備及び参考とする機種／型式を示すとともに、第 4.1-2 図に、今回工認において、新たな検討が必要な設備として抽出されたスクリー式ポンプ、参考とする耐特委で検討された遠心式ポンプ及び電共研で検討されたギヤ式ポンプの構造概要図を示す。

スクリー式ポンプは、容積式の横形ポンプであり、一定容積の液をスクリーにて押し出す構造のポンプである。参考とするギヤ式ポンプは、スクリー式ポンプと同様の容積式であり、ギヤで一定容積を押し出す構造である。

一方、遠心式ポンプはインペラの高速回転により液を吸込み・吐出するポンプであり、スクリー式と内部流体の吐出構造が異なるが、ケーシング内にて軸系が回転し内部流体を吐出する機構を有している。

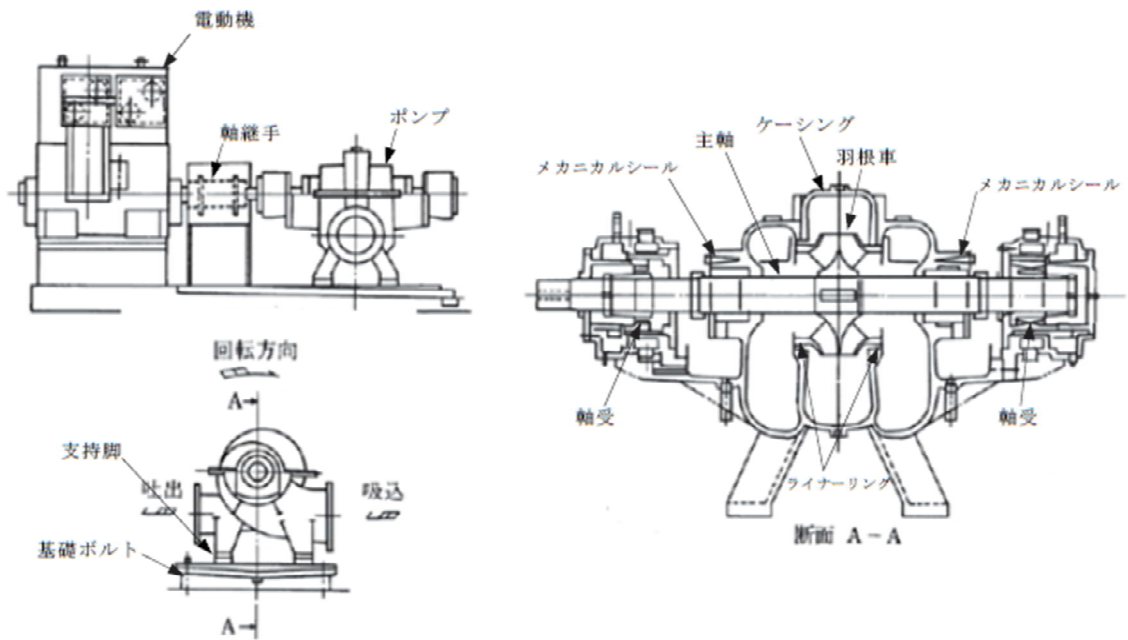
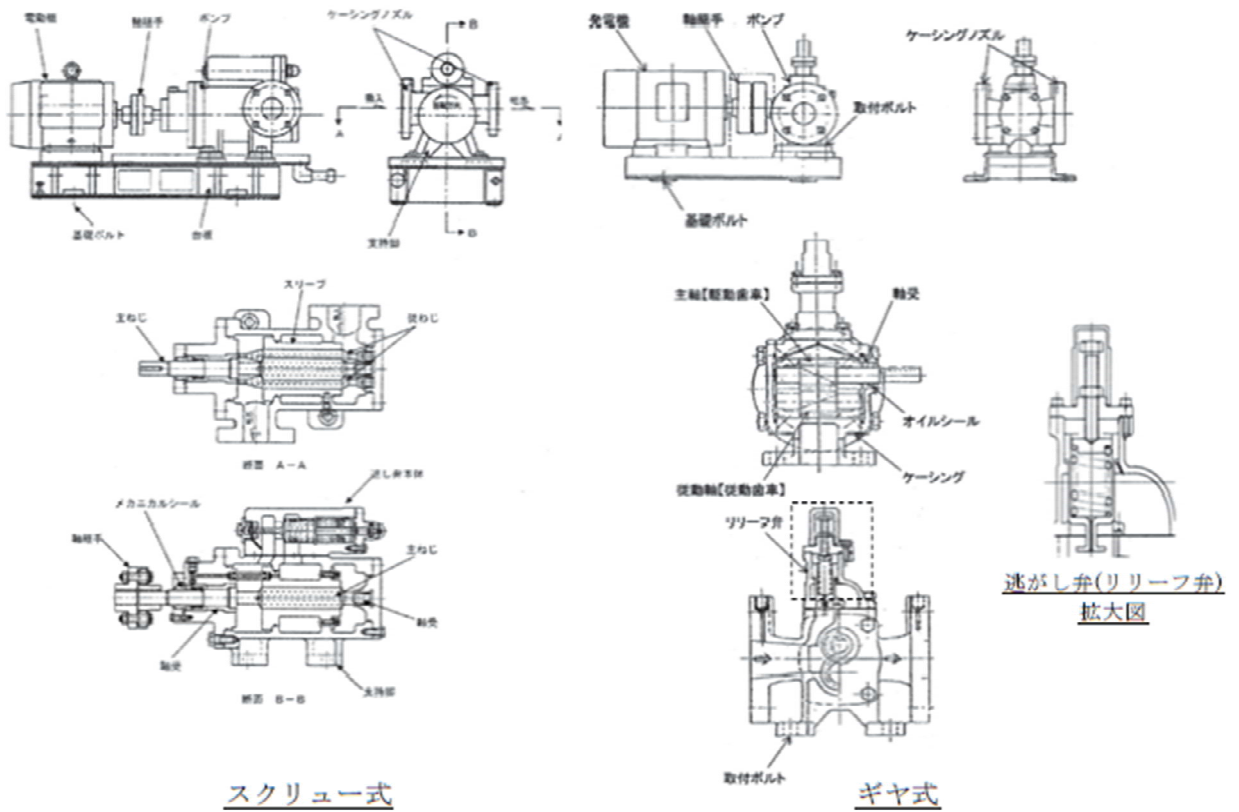
また、固定方法については、基礎ボルトで周囲を固定した架台の上に、駆動機器である横形ころがり軸受の電動機とポンプが取付ボルトにより設置され、地震荷重は主軸、軸受を通してケーシングに伝達されることから、基本構造は同じと言える。さらに、電動機からの動力は軸継手を介してポンプ側に伝達する方式であることから、作動原理についても同じと言える。

そのため、スクリー式ポンプについては、遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプを参考として、地震時異常要因分析を実施する。

なお、ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ、非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ及び高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプについては、新規制基準により新たに動的機能要求が必要となり、評価する設備となる。

第4.1-1表 新たな検討が必要な設備において参考とする機種／型式

新たな検討が必要な設備		参考とする 機種／型式
設備名	機種／型式	
<ul style="list-style-type: none"> ・ガスタービン発電機設備燃料移送ポンプ ・非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ ・高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ 	横形ポンプ／スクリー式	横形ポンプ／単段遠心式
		横形ポンプ／ギヤ式

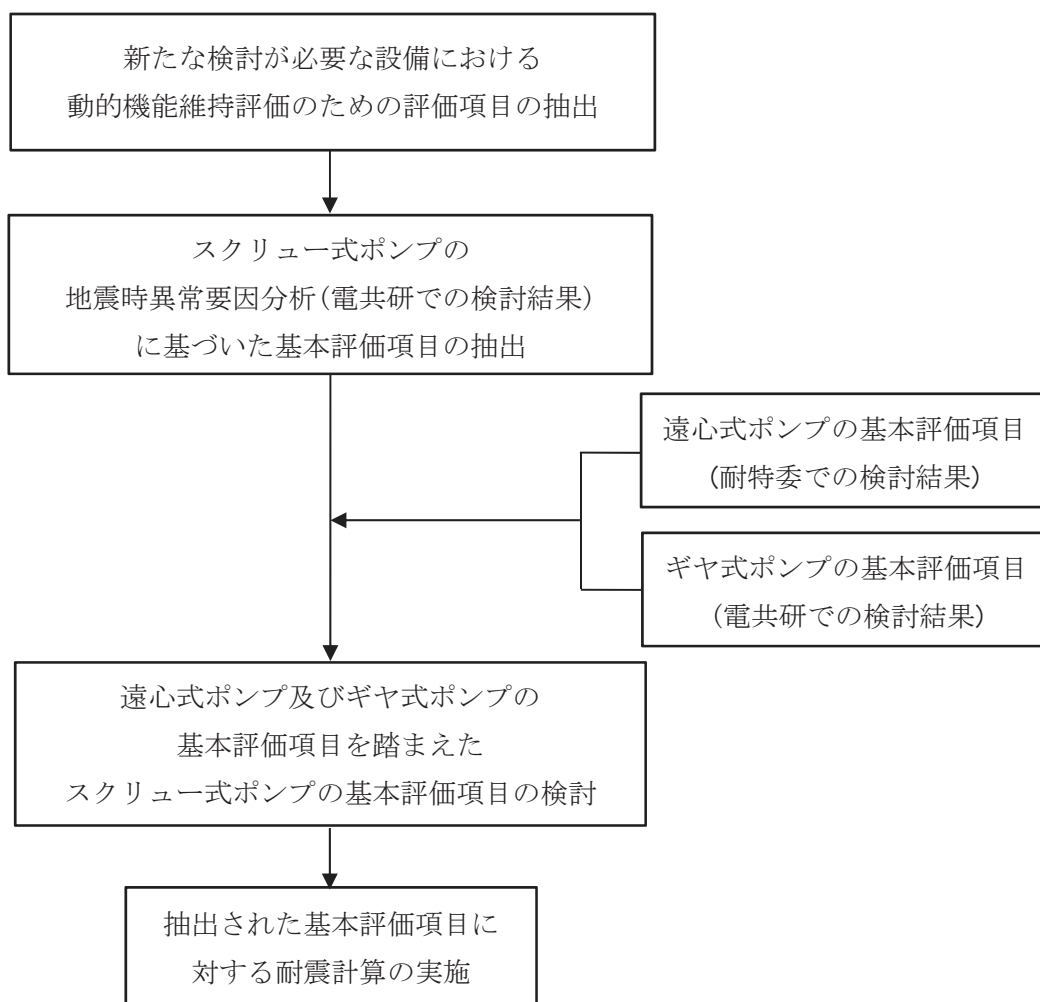


第 4.1-2 図 スクリュー式ポンプ、遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプの構造概要図

4.2 新たな検討が必要な設備における動的機能維持評価の評価項目の抽出

新たな検討が必要な設備であるスクリー式ポンプの動的機能維持評価の評価項目については、電共研で検討されたスクリー式ポンプに対する地震時異常要因分析を踏まえて基本評価項目を検討する。また、当該検討において参考とする、耐特委で検討された遠心式ポンプ及び電共研で検討されたギヤ式ポンプに対する地震時異常要因分析による基本評価項目を踏まえた検討を行う。

スクリー式ポンプにおける動的機能維持評価のための基本評価項目の抽出フローを第4.2-1図に示す。



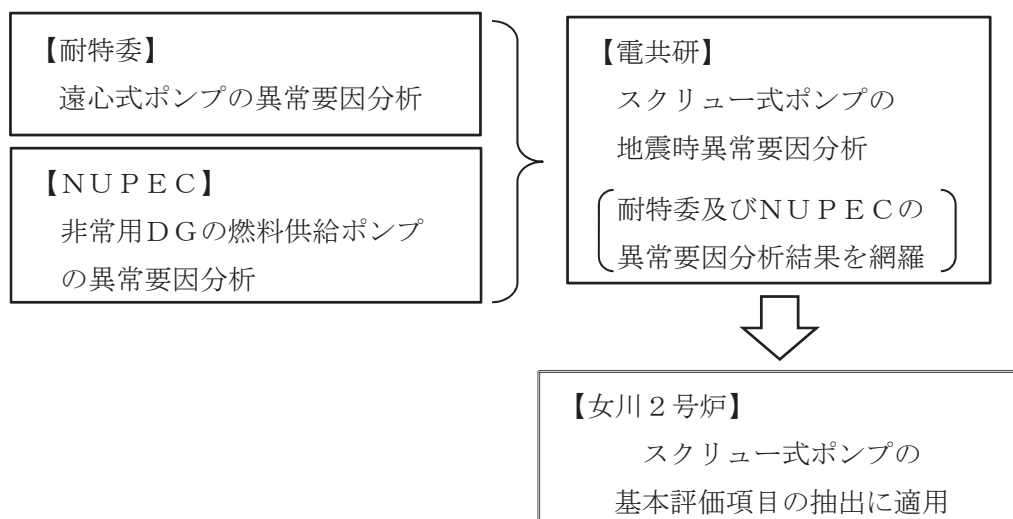
第4.2-1図 動的機能維持評価のための基本評価項目の抽出フロー

4.3 スクリュー式ポンプの地震時異常要因分析による基本評価項目の抽出

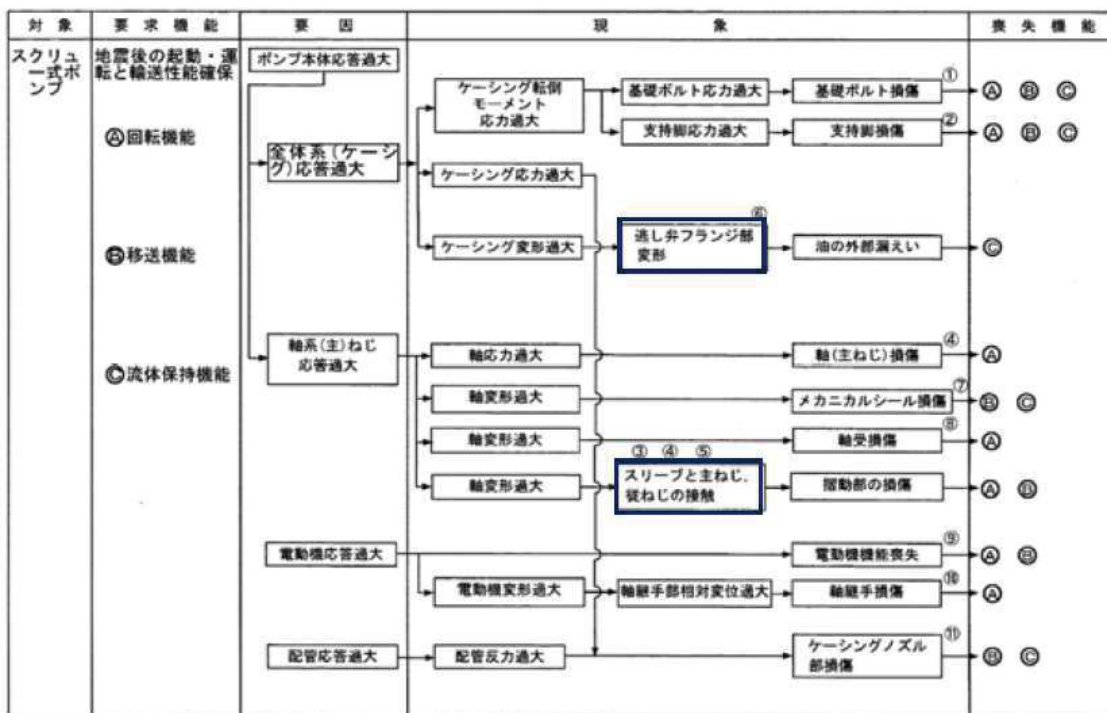
スクリュー式ポンプの地震時異常要因分析図(以下「要因分析図」という。)及び基本評価項目は、電共研^{*}での検討内容を用いる。電共研では第4.3-1図に示すとおり、耐特委における遠心式ポンプ及びNUPECにおける非常用DGの燃料供給ポンプに対する異常要因分析結果(非常用ディーゼル発電機システム耐震実証試験(1992年3月))を網羅するように、スクリュー式ポンプに対する地震時異常要因分析を行い、基本評価項目を抽出している。

スクリュー式ポンプの要因分析図を第4.3-2図に示す。要因分析図に基づき抽出されるスクリュー式ポンプの基本評価項目は、第4.3-1表のとおりである。

※ 動的機器の地震時機能維持の耐震余裕に関する研究(平成25年3月)



第4.3-1図 地震時異常要因分析の適用(スクリュー式ポンプ)



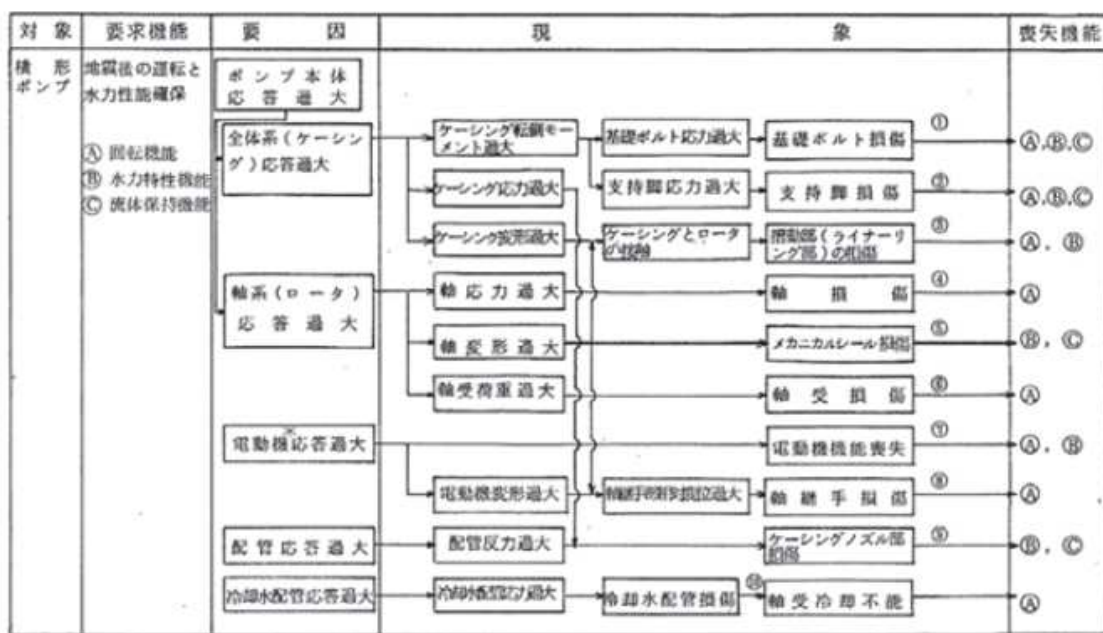
第 4.3-2 図 スクリュー式ポンプの地震時異常要因分析図

第 4.3-1 表 スクリュー式ポンプの要因分析図から抽出した基本評価項目

No.	基本評価項目	異常要因
①	基礎ボルト (取付ボルト含む)	ポンプ全体系の応答が過大となることで、転倒モーメントにより基礎ボルト（取付ボルトを含む）の応力が過大となり損傷に至り、全体系が転倒することで機能喪失する。
②	支持脚	ポンプ全体系の応答が過大となることで、転倒モーメントにより支持脚の応力が過大となり損傷に至り、全体系が転倒することで機能喪失する。
③ ④ ⑤	摺動部 (③スリーブ, ④主ねじ, ⑤従ねじのクリアランス)	ポンプ全体系の応答が過大となることで、軸変形が過大となることによりスリーブと主ねじ又は従ねじが接触し、摺動部が損傷に至り回転機能及び移送機能が喪失する。
④	軸系	軸応力が過大となり軸が損傷することにより、回転機能及び移送機能が喪失する。
⑥	逃がし弁フランジ部	ケーシングの応答が過大となり逃がし弁フランジ部が変形し、油の外部漏えいに至る。
⑦	メカニカルシール	軸系ねじの応答過大により軸変形に至り、メカニカルシールが損傷することにより、移送機能及び流体保持機能が喪失する。
⑧	軸受	軸変形が過大となり軸受が損傷することで、回転機能及び移送機能が喪失する。
⑨	電動機	電動機の応答が過大になり電動機の機能が喪失することで、回転機能及び移送機能が喪失する。
⑩	軸継手	電動機の変形過大により軸受部の相対変位が過大となり、軸継手が損傷することで回転機能が喪失する。
⑪	ケーシングノズル	接続配管の応答が過大となり、ケーシングノズルが損傷することで移送機能及び流体保持機能が喪失する。

4.4 耐特委で検討された遠心式ポンプの地震時異常要因分析による基本評価項目

新たな検討が必要な設備として抽出されたスクリー式ポンプの基本評価項目の検討において、公知化された検討として、参考とする耐特委での遠心式ポンプの地震時異常要因分析図を第4.4-1図に、地震時異常要因分析図から抽出される遠心式ポンプの基本評価項目を第4.4-1表に示す。



* 駆動用タービンの場合も同様。また、増速機も含む。

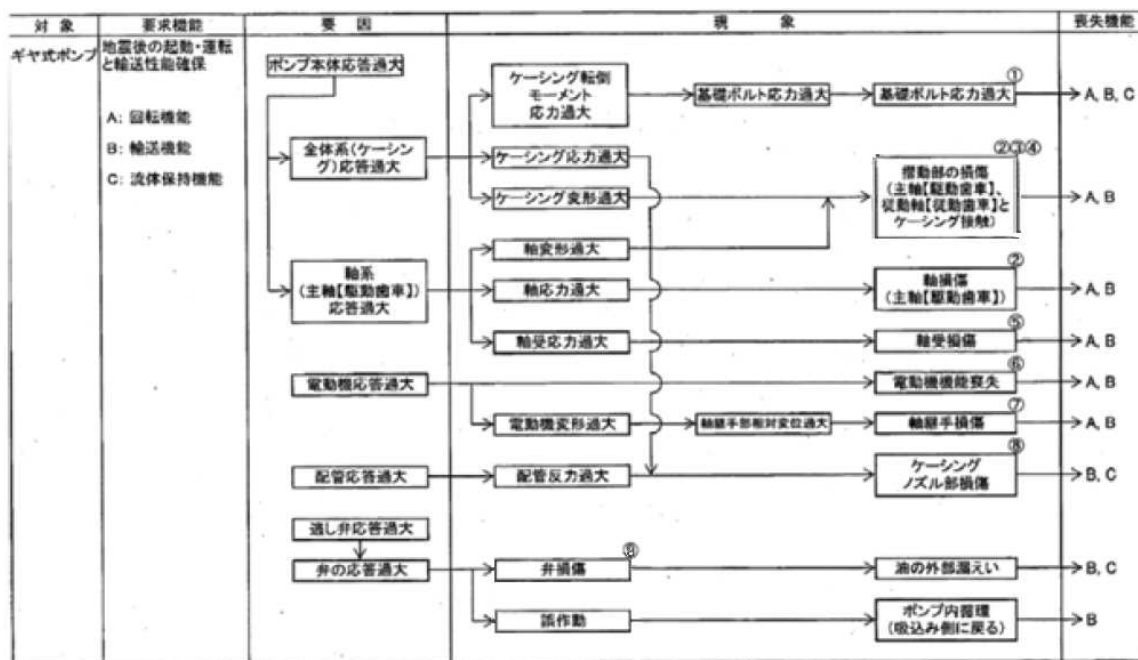
第4.4-1図 遠心式ポンプの地震時異常要因分析図

第 4. 4-1 表 遠心式ポンプの要因分析図から抽出された基本評価項目

No.	基本評価項目	異常要因
①	基礎ボルト (取付ボルト含む)	ポンプ全体系の応答が過大となることで、転倒モーメントにより基礎ボルト（取付ボルト含む）の応力が過大となり損傷に至り、全体系が転倒することにより機能喪失する。 また、ポンプ全体系の応答が過大となることで、支持脚の応力が過大となり損傷に至り、ポンプが転倒することにより機能喪失する。
②	支持脚	
③	摺動部 (インペラとライナーリングのクリアランス)	軸変形が過大となり、インペラがライナーリングと接触することで損傷に至り、回転機能及び輸送機能が喪失する。
④	軸	軸応力が過大となり、軸が損傷することにより回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑤	メカニカルシール	軸変形が過大となり、メカニカルシールが損傷することにより流体保持機能が喪失する。
⑥	軸受	軸受荷重が過大となり、軸受が損傷することで回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑦	電動機	電動機の応答が過大になり電動機の機能が喪失することで、回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑧	軸継手	被駆動器軸と電動機軸の相対変位が過大となり、軸継手が損傷することで回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑨	ケーシングノズル	接続配管の応答が過大となり、ケーシングノズルが損傷することで輸送機能及び流体保持機能が喪失する。
⑩	軸冷却水配管	冷却水配管の応答が過大となり、損傷することで軸冷却不能に至り、回転機能が喪失する。

4.5 電共研で検討されたギヤ式ポンプの地震時異常要因分析による基本評価項目

新たな検討が必要な設備として抽出されたスクリー式ポンプの基本評価項目の検討において、公知化された検討として、参考とする電共研でのギヤ式ポンプの地震時異常要因分析図を第4.5-1図に、地震時異常要因分析図から抽出されるギヤ式ポンプの基本評価項目を第4.5-1表に示す。



第4.5-1図 ギヤ式ポンプの地震時異常要因分析図

第 4.5-1 表 ギヤ式ポンプ要因分析図から抽出された基本評価項目

No.	基本評価項目	異常要因
①	基礎ボルト (取付ボルト含む)	ポンプ全体系の応答が過大となることで、転倒モーメントにより基礎ボルト（取付ボルトを含む）の応力が過大となり損傷に至り、全体系が転倒することにより機能喪失する。
② ③ ④	摺動部 (②主軸又は③従動軸と ④ケーシングのクリアランス)	ポンプ全体系の応答が過大となることで、主軸（主動歯車）及び従動軸（従動歯車）の応答が過大となり軸部の変形により、ギヤがケーシングと接触することで損傷に至り、回転機能及び輸送機能が喪失する。
②	軸系	軸応力が過大となり、軸が損傷することにより回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑤	軸受	軸受荷重が過大となり、軸受が損傷することで回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑥	電動機	電動機の応答が過大になり電動機の機能が喪失することで、回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑦	軸継手	被駆動機軸と電動機軸の相対変位が過大となり、軸継手が損傷することで回転機能及び輸送機能が喪失する。
⑧	ケーシングノズル	接続配管の応答が過大となり、ケーシングノズルが損傷することで輸送機能及び流体保持機能が喪失する。
⑨	逃がし弁	弁の応答が過大となり、弁が損傷又は誤作動することで外部漏えい、ポンプ内循環が発生し、輸送機能及び流体保持機能が喪失する。

4.6 スクリュー式ポンプの基本評価項目の検討

(1) 遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプの基本評価項目を踏まえたスクリー式ポンプの評価項目の整理

スクリー式ポンプの要因分析結果について、参考とする遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプの要因分析結果と同様に整理した結果、スクリー式ポンプの基本評価項目は、第4.6-1表に示すとおり、一部構造の差異による違いはあるものの、参考とする遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプとほぼ同様となった。

第4.6-1表 スクリュー式ポンプにおける基本評価項目の整理結果

○：既往知見における評価項目，－：対象外

No.	基本評価項目	検討対象 (参照知見)	参考とする機種 (参照知見)		備考
		スクリー式 ポンプ (電共研)	ギヤ式 ポンプ (電共研)	遠心式 ポンプ (耐特委)	
I	基礎ボルト (取付ボルト含む)	○	○	○	
II	支持脚	○	△	○	ギヤ式ポンプには 構造上、存在しない
III	摺動部	○	○	○	
IV	軸系	○	○	○	
V	逃がし弁フランジ部 (漏えい防止)	○	－	△	遠心式ポンプには 構造上、存在しない
VI	逃がし弁 (移送機能)	－	○	△	遠心式ポンプには 構造上、存在しない
VII	メカニカルシール	○	△	○	ギヤ式ポンプは ブッシングを使用
VIII	軸受	○	○	○	
IX	電動機	○	○	○	
X	軸継手	○	○	○	
XI	ケーシングノズル	○	○	○	
XII	冷却水配管	△	△	○	試験体が大型ポンプの ため設置

(2) 女川2号炉のスクリー式ポンプにおける動的機能維持評価の基本評価項目の検討

女川2号炉のスクリー式ポンプにおける動的機能維持評価の基本評価項目の選定に当たっては、第4.6-1表のとおり、既往知見により抽出されたスクリー式ポンプの基本評価項目に、参考とする遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプの基本評価項目を踏まえた全12項目について検討を行う。

No. I：基礎ボルト（取付ボルトを含む）

スクリー式ポンプは参考とする遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプと同様に、基礎ボルトで固定された架台の上に、駆動機器及び被駆動機器が取付ボルトで設置されており、地震時に有意な荷重がかかる構造となっていることから、基礎ボルトを動的機能維持評価の基本評価項目として選定する。

No. II：支持脚

支持脚については、スクリー式ポンプと遠心式ポンプとで構造に大きな違いはなく、高い剛性を有するためにケーシング定着部に荷重がかかる構造となっている。

そのため、取付ボルト及び基礎ボルトが評価上厳しい部位となることから、取付ボルト及び基礎ボルトを支持脚の評価として代替する。

No. III：摺動部

摺動部の損傷の観点から、遠心式ポンプの検討において、ケーシングがローターと接触して損傷するライナーリング部（摺動部）の評価を行うのと同様に、スクリー式ポンプにおいても摺動部の検討を行い、動的機能維持評価の基本評価項目として以下のとおり選定する。

スクリー式ポンプの摺動部であるスクリー部は構造が非常に剛であり、地震応答増幅が小さく、動的機能評価上重要な部分の地震荷重は通常運転荷重に比べて十分小さいと考えられる。また、スリーブ部については、剛性の高いケーシング部に設置されており、有意な変形が生じることはない。

スクリー部を構成する主ねじ又は従ねじについては、損傷によってスリーブと接触することで、回転機能及び移送機能が喪失に至ることが考えられるため、摺動部を動的機能維持評価の基本評価項目として選定する。

No. IV：軸系

スクリー式ポンプは主ねじ及び従ねじを有する構造であり、遠心式ポンプは一軸構造、ギヤ式ポンプは主軸及び従動軸からなる二軸構造となっている

る。各ポンプによって軸構造は異なるが、軸系の損傷によってポンプとしての機能を喪失することは同様である。

そのため、軸損傷が発生しないことを確認するために、軸系を動的機能維持評価の基本評価項目として選定する。

No. V：逃がし弁フランジ部（漏えい防止）

逃がし弁フランジ部については、地震によりポンプケーシングの応答が増大すると、フランジ部に変形が生じて内部流体の漏えいに至り、ポンプとしての機能に影響を与えることから、逃がし弁フランジ部（漏えい防止）を動的機能維持の基本評価項目として選定し、フランジ部の構造評価を実施する。

No. VI：逃がし弁（移送機能）

スクリー式ポンプは、ギヤ式ポンプと同様に逃がし弁が設置されており、誤作動すれば移送機能に影響を与えることから、逃がし弁（移送機能）を動的機能維持評価の基本評価項目として選定する。評価においては、弁に作用する最大加速度が、安全弁の機能維持確認済加速度以下であることを確認する。

No. VII：メカニカルシール

メカニカルシールは、高い剛性を有するケーシングに固定されており、地震時に有意な変位が生じない。また軸封部は軸受近傍に位置し、軸は地震時でも軸受で支持されており、有意な変位は生じることはなく、軸封部との接触は生じないため、メカニカルシールは動的機能維持評価の対象外とする。

No. VIII：軸受

ポンプにおける軸受の役割は回転機能の保持であり、その役割はスクリー式ポンプも参考とする遠心式及びギヤ式ポンプも同じである。軸受が損傷すると、ポンプの機能喪失につながることから、軸受は動的機能維持評価の基本評価項目として選定する。また、評価においては発生する荷重として、スラスト方向及びラジアル方向の荷重を考慮して評価を行う。

No. IX：電動機

スクリー式ポンプの電動機は、横向きに設置されるころがり軸受を使用する電動機であり、その構造は耐特委（JEAG4601）で検討されている横型ころがり軸受電動機の適用範囲内である。

そのため、電動機を動的機能維持評価の基本評価項目として選定し、機能

維持確認済加速度との比較により評価を行う。

No. X : 軸継手

スクリー式ポンプは遠心式及びギヤ式ポンプと同様に、軸受でスラスト荷重を受け持つこと及びフレキシブルカップリングを採用しており、軸継手にはスラスト荷重による有意な応力が発生しない構造となっている。

よって、軸継手は動的機能維持評価の対象外とする。

No. XI : ケーシングノズル

スクリー式ポンプのケーシングノズル部は、遠心式及びギヤ式ポンプと同様に、ポンプケーシングと配管の接続部であるが、ノズル出入口配管のサポートについて適切に配管設計することで、ノズル部に過大な配管荷重が伝わらないようにすることが可能である。

よって、ケーシングノズルは動的機能維持評価の対象外とする。

No. XII : 軸冷却水配管

耐特委で検討された遠心式ポンプは大型のポンプであり、軸受としてすべり軸受を採用していることから、軸受の冷却が必要となる。このため、地震により軸冷却水配管の損傷に至ればポンプの機能維持に影響を及ぼすため、基本評価項目としている。

一方、スクリー式ポンプの軸受は内部流体で冷却が可能であるため、軸冷却水配管は有していないことから、軸冷却水配管は動的機能維持評価の対象外とする。

4.7 まとめ

女川2号炉における規格適用外の動的機能維持が必要な設備のうち、新たな検討が必要な設備であるスクリー式ポンプについて、基本的な構造が類似している耐特委での遠心式ポンプ及び電共研でのギヤ式ポンプにおける検討結果を参考に、型式による構造の違いを踏まえた上で地震時異常要因分析を行い、動的機能維持を確認するための基本評価項目の抽出を行った。

その結果、スクリー式ポンプの基本評価項目は、参考とした遠心式ポンプ及びギヤ式ポンプとの構造の違いにより一部の評価項目は異なるが、ほぼ同様となった。また、参考とするポンプとの構造及び評価項目の差異を踏まえ、基本評価項目について、女川2号炉のスクリー式ポンプにおける動的機能維持評価の基本評価項目についての検討した結果、評価項目が異なる部位に対する評価方法は同様であり、既往の評価手法を踏まえた詳細評価が可能であると考えられる。

以上の検討結果から、女川2号炉のスクリー式ポンプにおける動的機能維持評価の基本評価項目については、第4.7-1表のとおり整理し、抽出された基本評価項目に対して、耐震計算を実施する。

第 4.7-1 表 女川 2 号炉のスクリー式ポンプにおける動的機能維持評価の
基本評価項目の検討結果

○：評価対象（計算書対象），－：対象外

No.	既往知見における 基本評価項目	スクリー式ポンプ における動的機能維持 評価の基本評価項目	主な理由
I	基礎ボルト (取付ボルト含む)	○	損傷によりポンプ機能喪失
II	支持脚	－	基礎ボルトにて代替評価
III	摺動部	○	損傷によりポンプ機能喪失
IV	軸系	○	損傷によりポンプ機能喪失
V	逃がし弁フランジ部 (漏えい防止)	○	損傷によりポンプ機能喪失
VI	逃がし弁本体 (移送機能)	○	誤動作によりポンプ機能喪失
VII	メカニカルシール	－	地震により損傷しないため 評価不要
VIII	軸受	○	損傷によりポンプ機能喪失
IX	電動機	○	損傷によりポンプ機能喪失
X	軸継手	－	地震により損傷しないため 評価不要
XI	ケーシングノズル	－	配管設計により対応可能なため 評価不要
XII	軸冷却水配管		構造上、存在しないため 評価不要

5. 詳細検討が必要な設備における動的機能維持の検討方針

評価用加速度が機能確認済加速度を超えた場合の検討については、JEAG4601及び耐特委報告書にて、動的機能維持の評価上必要な基本評価項目が地震時異常要因分析に基づき選定されている（第5-1表）。

機能維持評価に当たっては、技術基準規則解釈等の改正を踏まえて、基本評価項目に対して、必要な評価項目を選定し、その妥当性を示した上で検討を実施する。

第5-1表 各設備における基本評価項目（1/2）

詳細検討が必要な設備	機種／型式	基本評価項目
<ul style="list-style-type: none"> ・原子炉補機冷却海水ポンプ用電動機 ・ほう酸水注入系ポンプ用電動機 ・非常用ガス処理系排風機用電動機 ・可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロワ用電動機 	電動機／立形ころがり軸受，横形ころがり軸受	<ul style="list-style-type: none"> ①端子箱 ②フレーム ③基礎ボルト・取付ボルト ④固定子 ⑤軸（回転子） ⑥軸受 ⑦固定子と回転子のクリアランス ⑧軸継手
<ul style="list-style-type: none"> ・非常用ガス処理系排風機 ・可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロワ 	ファン／遠心直結型ファン，遠心直動型ファン	<ul style="list-style-type: none"> ①ケーシング ②ケーシング取付ボルト ③軸 ④軸受 ⑤軸受取付ボルト ⑥インペラ ⑦ベローズ ⑧軸継手 ⑨メカニカルシール ⑩電動機取付ボルト ⑪電動機 ⑫基礎ボルト ⑬フレキシブルダクト継手

第5-1表 各設備における基本評価項目（2/2）

詳細検討が必要な設備	機種／型式	基本評価項目
<ul style="list-style-type: none"> ・ 非常用ディーゼル発電機 ・ 高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機 	非常用ディーゼル機関／機関本体、ガバナ	<ul style="list-style-type: none"> ①クランク軸基準軸受 ②ピストン・クランク軸・連接棒 ③カム軸軸受 ④ギヤリング ⑤動弁装置 ⑥機関本体基礎ボルト ⑦ガバナリンク装置 ⑧オーバースピードトリップ装置 ⑨始動弁・主始動弁 ⑩過給機 ⑪排気筒ベローズ ⑫燃料噴射ポンプ ⑬冷却水ポンプ ⑭潤滑油ポンプ ⑮潤滑油サンプタンク ⑯発電機基礎ボルト ⑰発電機
<ul style="list-style-type: none"> ・ ほう酸水注入系ポンプ 	往復動式ポンプ／横形3連往復動式ポンプ	<ul style="list-style-type: none"> ①基礎ボルト ②ポンプ本体取付ボルト ③クランク軸軸受 ④コネクティングロッド軸受 ⑤クロスヘッドガイド摺動部 ⑥バルブシート面 ⑦吸込・吐出ノズル ⑧減速機取付ボルト ⑨歯車軸軸受 ⑩歯車 ⑪電動機 ⑫軸継手 ⑬油配管

6. 弁の機能維持評価に用いる配管系の応答値について

技術基準規則解釈等の改正を踏まえて、女川2号炉の配管系に設置される弁の機能維持評価に適用する加速度値の算定方針について、規格基準に基づく設計手順を整理し、比較することにより示す。規格基準に基づく手法としてJEAG4601の当該記載部の抜粋を第6-1図に示す。

(1) 規格基準に基づく設計手順の整理

JEAG4601において、弁の動的機能維持評価に用いる弁駆動部の応答加速度の算定方針が示されている。配管系の固有値が剛と判断される場合は最大加速度（ZPA）を用いること、また、柔の場合は設計用床応答スペクトルを入力とした配管系のスペクトルモーダル解析を行い、算出された弁駆動部での応答加速度を用いることにより、弁の動的機能維持評価を実施することとされている。

(2) 今回工認における女川2号炉の設計手順

今回工認における女川2号炉の弁駆動部での応答加速度値の設定は、上記JEAG4601の規定に加えて、一定の余裕を見込み評価を実施する方針とする。

a. 剛の場合

配管系が剛な場合は、最大加速度に一定の余裕を考慮し、1.2倍した値(1.2ZPA)を用いて弁駆動部の応答加速度を算出し、機能維持評価を実施する。

b. 柔の場合

配管系の固有値が柔の場合は、JEAG4601の手順と同様にスペクトルモーダル解析を行い、弁駆動部の応答加速度を算出した値に加えて、剛領域の振動モードの影響を考慮する観点から1.2倍した最大加速度（1.2ZPA）による弁駆動部の応答加速度を算定し、いずれか大きい加速度を用いて機能維持評価を行う方針とする。

また、弁駆動部の応答加速度の算定に用いる配管系のスペクトルモーダル解析において、剛領域の振動モードの影響により応答加速度の増加が考えられる場合には、剛領域の振動モードの影響を考慮するため、高周波数域の振動モードまで考慮した地震応答解析を行う。スペクトルモーダル解析において考慮する高周波数域の範囲については、応答解析結果を用いた検討を踏まえて決定する。

弁の機能維持評価における規格基準に基づく耐震設計手順及び女川2号炉の耐震設計手順の比較を第6-1表に示す。

第6-1表に示すとおり、女川2号炉における弁の機能維持評価に用いる加速度値としては、規格基準に基づく設定方法に比べて一定の裕度を見込んだ値としている。

第6-1表 弁の機能維持評価の耐震設計手順の比較

配管系の固有値	JEAG4601	女川2号炉
剛の場合	最大加速度（1.0ZPA）を適用する。	最大加速度の1.2倍した値（1.2ZPA）を適用する。
柔の場合	スペクトルモーダル解析により算出した弁駆動部の応答を適用する。	スペクトルモーダル解析により算出した弁駆動部の応答 ^{※1} 又は最大加速度の1.2倍した値（1.2ZPA）のいずれか大きい方を適用する。

※1 高周波数域の振動モードまで考慮した地震応答解析を行う。

(5) 地震応答解析

弁の地震応答を算出するに当たり、(4)項で作成した弁モデルを配管系モデルに組み込み、地震応答解析を実施する。この場合の解析方法は、配管系の固有値に応じて静的応答解析法あるいはスペクトルモーダル応答解析法を用いる。

配管系の固有値が剛と判断される場合は、静的応答解析を行うが、この場合弁に加わる加速度は設計用床応答スペクトルのZPA（ゼロ周期加速度）であり、これを弁駆動部応答加速度と見なして評価を行う。また、剛の範囲にない場合には、原則として(3)項で定めた設計用床応答スペクトルを入力とする配管系のスペクトルモーダル解析を行い、算出された弁駆動部応答加速度を用いて弁の評価を実施する。更に、弁の詳細評価が必要となる場合には、弁各部の強度評価に必要な応答荷重を算出する。

なお、減衰定数については現在配管系の解析に使用されている0.5～2.5%の値を用いるものとする。

第6-1図 JEAG4601（1991）の抜粋

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果 (1/5)

施設区分/設備名称	動的機能維持要求の有無	動的機能維持の確認方法	評価用加速度がAt超過の時の評価方法がJEAGに規定されている設備 ○：規定されている ×：規定されていない -：対象外	JEAG4601適用性確認				機能確認済加速度(At)との比較			備考	
				機種名	型式(適用範囲)	設備容量	適用性 ○：適用可 ×：適用外	方向	評価用加速度 ^{※1}	機能確認済加速度(At)		
核燃料物質の取扱施設及び貯蔵施設												
使用済燃料貯蔵槽冷却浄化設備												
燃料プール冷却浄化系												
燃料プール冷却浄化系ポンプ ^{※2}	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式(～2400m ³ /h)	160m ³ /h	○	水平	-	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)		
								鉛直	-	1.0		
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	75kW	○	水平	-	4.7		
								鉛直	-	1.0		
燃料プール代替注水系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
燃料プールのスプレイ系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
放射性物質拡散抑制系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉冷却系統施設												
原子炉冷却材再循環設備												
原子炉冷却材再循環系												
原子炉再循環ポンプ	無	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉冷却材の循環設備												
主蒸気系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
復水給水系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
給水加熱器ドレンベント系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
復水浄化系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
抽気系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
残留熱除去設備												
残留熱除去系												
残留熱除去系ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	立形ポンプ	ピットバレル形(～1800m ³ /h)	1160m ³ /h	○	水平	0.68	10.0		
								鉛直	0.55	1.0		
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形すべり軸受(～2700kW)	540kW	○	水平	0.68	2.5		
								鉛直	0.55	1.0		
原子炉格納容器フィルタベント系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
耐圧強化ベント系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
非常用炉心冷却設備その他原子炉注水設備												
高圧炉心スプレイ系												
高圧炉心スプレイ系ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	立形ポンプ	ピットバレル形(～1800m ³ /h)	1074m ³ /h	○	水平	0.68	10.0		
								鉛直	0.55	1.0		
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形すべり軸受(～2700kW)	1900kW	○	水平	0.68	2.5		
								鉛直	0.55	1.0		
低圧炉心スプレイ系												
低圧炉心スプレイ系ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	立形ポンプ	ピットバレル形(～1800m ³ /h)	1074m ³ /h	○	水平	0.68	10.0		
								鉛直	0.55	1.0		
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	880kW	○	水平	0.68	2.5		
								鉛直	0.55	1.0		
高圧代替注水系												
高圧代替注水系ポンプ ^{※2}	有	加振試験による確認	-	-	-	-	-	水平	-	-		
								鉛直	-	-		
原子炉隔離時冷却系												
原子炉隔離時冷却系ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	多段遠心式(～700m ³ /h)	96.5m ³ /h	○	水平	0.72	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)		
								鉛直	0.56	1.0		
		JEAG4601による確認	×	ポンプ駆動用タービン	RCICポンプ用(プラント出力による構造、寸法の違いはほとんどない)	-	(構造の違いは殆どない)	○	水平	0.72	2.4	
								鉛直	0.56	1.0		

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果 (2/5)

施設区分/設備名称	動的機能維持要求の有無	動的機能維持の確認方法	評価用加速度がAt超過の時の評価方法がJEAGに規定されている設備 ○：規定されている ×：規定されていない -：対象外	JEAG4601適用性確認				機能確認済加速度(At)との比較			備考
				機種名	型式(適用範囲)	設備容量	適用性 ○：適用可 ×：適用外	方向	評価用加速度 ^{※1}	機能確認済加速度(At)	
低圧代替注水系											
復水移送ポンプ ^{※2}	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式(～2400m ³ /h)	100m ³ /h	○	水平	—	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	45kW	○	鉛直	—	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	45kW	○	水平	—	4.7	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	45kW	○	鉛直	—	1.0	
直流駆動低圧注水ポンプ ^{※2}	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式(～2400m ³ /h)	82m ³ /h	○	水平	—	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)	
		—	—	(直流電動機)	—	—	—	水平	—	—	
		—	—	(直流電動機)	—	—	—	鉛直	—	—	
		—	—	(直流電動機)	—	—	—	鉛直	—	—	
代替水源移送系											
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ほう酸水注入系											
ほう酸水注入系ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	往復動式ポンプ	横形3連往復動式(流量,吐出圧力等ほぼ同一)	9.78m ³ /h	○	水平	1.61	1.6	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	37kW	○	鉛直	1.26	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	37kW	○	水平	1.61	4.7	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	37kW	○	鉛直	1.26	1.0	
残留熱除去系											
残留熱除去系ポンプ	(前段で整理済)										
原子炉冷却材補給設備											
原子炉隔離時冷却系											
原子炉隔離時冷却系ポンプ	(前段で整理済)										
補給水系											
復水移送ポンプ	(前段で整理済)										
原子炉補機冷却設備											
原子炉補機冷却水系(原子炉補機冷却海水系を含む。)											
原子炉補機冷却水ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式(～2400m ³ /h)	1400m ³ /h	○	水平	0.68	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	235kW	○	鉛直	0.55	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	235kW	○	水平	0.68	4.7	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	235kW	○	鉛直	0.55	1.0	
原子炉補機冷却海水ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	立形ポンプ	立形斜流式(～7600m ³ /h)	1900m ³ /h	○	水平	8.14	10.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	420kW	○	鉛直	1.00	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	420kW	○	水平	4.87	2.5	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	420kW	○	鉛直	1.00	1.0	
高圧炉心スプレイ補機冷却水系(高圧炉心スプレイ補機冷却海水系を含む。)											
高圧炉心スプレイ補機冷却水ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式(～2400m ³ /h)	240m ³ /h	○	水平	0.68	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	40kW	○	鉛直	0.55	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	40kW	○	水平	0.68	4.7	
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	40kW	○	鉛直	0.55	1.0	
高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ	有	JEAG4601による確認	×	立形ポンプ	立形斜流式(～7600m ³ /h)	250m ³ /h	○	水平	3.55	10.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	60kW	○	鉛直	1.00	1.0	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	60kW	○	水平	0.96	2.5	
		JEAG4601による確認	×	電動機	立形ころがり軸受(～1300kW)	60kW	○	鉛直	1.00	1.0	
原子炉補機代替冷却水系											
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
原子炉冷却材浄化設備											
原子炉冷却材浄化系											
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
計測制御系統施設											
制御材											
制御棒	有	JEAG4601による確認	×	制御棒	BWR標準形式	BWR標準形式	○	水平	評価用変位 45.3mm	確認済変位 55mm	
								鉛直	詳細設計段階で鉛直方向地震による影響を評価する		
ほう酸水注入設備											
ほう酸水注入系											
ほう酸水注入系ポンプ	(前段で整理済)										

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果 (3/5)

施設区分/設備名称	動的機能維持要求の有無	動的機能維持の確認方法	評価用加速度がAt超過の時の評価方法がJEAGに規定されている設備 ○：規定されている ×：規定されていない -：対象外	JEAG4601適用性確認				機能確認済加速度(At)との比較			備考
				機種名	型式(適用範囲)	設備容量	適用性 ○：適用可 ×：適用外	方向	評価用加速度※1	機能確認済加速度(At)	
放射線管理施設 換気設備											
中央制御室換気空調系											
中央制御室送風機	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直結型ファン (~2900m³/min)	1333m³/min	○	水平	1.17	2.3	
			鉛直	0.60	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	110kW	○	水平	1.17	4.7	
			鉛直	0.60	1.0						
中央制御室再循環送風機	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直結型ファン (~2900m³/min)	133m³/min	○	水平	1.17	2.3	
			鉛直	0.60	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	15kW	○	水平	1.17	4.7	
			鉛直	0.60	1.0						
中央制御室排風機	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直動型ファン (~2500m³/min)	83m³/min	○	水平	1.17	2.6	
			鉛直	0.60	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	3.7kW	○	水平	1.17	4.7	
			鉛直	0.60	1.0						
緊急時対策所換気空調系											
緊急時対策建屋非常用送風機※2	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直動型ファン (~2500m³/min)	16.7m³/min	○	水平	-	2.6	
			鉛直	-	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	3.7kW	○	水平	-	4.7	
			鉛直	-	1.0						
中央制御室待避所加圧空気供給系											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
緊急時対策所加圧空気供給系											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
生体遮蔽装置											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
原子炉格納施設											
原子炉格納容器安全設備											
原子炉格納容器スプレイ系											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
原子炉格納容器下部注水系											
復水移送ポンプ	(前段で整理済み)										
原子炉格納容器代替スプレイ冷却系											
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
高圧代替注水系											
高圧代替注水系ポンプ	(前段で整理済み)										
ほう酸水注水系											
ほう酸水注入系ポンプ	(前段で整理済み)										
低圧代替注水系											
復水移送ポンプ	(前段で整理済み)										
残留熱除去系											
残留熱除去系ポンプ	(前段で整理済み)										
代替循環冷却系											
代替循環冷却ポンプ※2	有	JEAG4601による確認	×	横形ポンプ	単段遠心式 (~2400m³/h)	150m³/h	○	水平	-	3.2(軸直角方向) 1.4(軸方向)	
			鉛直	-	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	90kW	○	水平	-	4.7	
			鉛直	-	1.0						
放射性物質濃度制御設備及び可燃性ガス濃度制御設備並びに格納容器再循環設備											
非常用ガス処理系											
非常用ガス処理系排風機	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直結型ファン (~2900m³/min)	41.7m³/min	○	水平	1.66	2.3	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する
			鉛直	1.29	1.0						
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受 (~950kW)	22kW	○	水平	1.66	4.7	
			鉛直	1.29	1.0						

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果 (4/5)

施設区分/設備名称	動的機能維持要求の有無	動的機能維持の確認方法	評価用加速度がAt超過の時の評価方法がJEAGに規定されている設備 ○: 規定されている ×: 規定されていない -: 対象外	JEAG4601適用性確認				機能確認済加速度(A _t)との比較			備考	
				機種名	型式(適用範囲)	設備容量	適用性 ○: 適用可 ×: 適用外	方向	評価用加速度 ^{*1}	機能確認済加速度(A _t)		
可燃性ガス濃度制御系												
可燃性ガス濃度制御系再結合装置ブロブ	有	JEAG4601による確認	×	ファン	遠心直動型ファン(～2500m ³ /min)	4.3m ³ /h	○	水平	1.61	2.6	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する	
								鉛直	1.26	1.0		
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	11kW	○	水平	1.61	4.7	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する	
								鉛直	1.26	1.0		
原子炉建屋水素濃度抑制系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
放射性物質拡散抑制系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
放射性物質拡散抑制系(航空機燃料火災への泡消火)												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉格納容器フィルタベント系												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
その他発電用原子炉の附属施設												
非常用電源設備												
非常用発電装置												
非常用ディーゼル発電設備												
非常用ディーゼル発電機	有	JEAG4601による確認	×	非常用ディーゼル機関(中速形ディーゼル機関)	機関本体(～15500kW)	6100kW	○	水平	1.60	1.1	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する	
								鉛直	1.04	1.0		
		JEAG4601による確認	×	ガバナ	UG形	UG形	UG形	○	水平	1.61	1.2	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する
								鉛直	1.07	1.0		
非常用ディーゼル発電機燃料移送ポンプ ^{*2}	有	新たな検討による確認	-	横形ポンプ	スクリー式(-)	4m ³ /h	×	水平	-	-	・設備の型式がJEAG4601の適用外であるため、『新たな検討』を実施する	
								鉛直	-	-		
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	2.2kW	○	水平	-	4.7		
								鉛直	-	1.0		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電設備												
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機	有	JEAG4601による確認	×	非常用ディーゼル発電機(高速形ディーゼル機関)	機関本体(～15500kW)	3000kW	○	水平	1.60	1.1	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する	
								鉛直	1.04	1.0		
		JEAG4601による確認	×	ガバナ	UG形	UG形	UG形	○	水平	1.61	1.2	・評価用加速度がAt超過のため、『詳細検討』を実施する
								鉛直	1.07	1.0		
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送ポンプ ^{*2}	有	新たな検討による確認	-	横形ポンプ	スクリー式(-)	4m ³ /h	×	水平	-	-	・設備の型式がJEAG4601の適用範囲外のため、『新たな検討』を実施する	
								鉛直	-	-		
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	2.2kW	○	水平	-	4.7		
								鉛直	-	1.0		
ガスタービン発電機設備												
ガスタービン発電機 ^{*2}	有	加振試験による確認	-	-	-	-	-	-	-	-	・新設設備であり、設備の型式がJEAG4601適用しないため、加振試験による『個別評価』を実施する	
ガスタービン発電設備燃料移送ポンプ ^{*2}	有	新たな検討による確認	-	横形ポンプ	スクリー式(-)	3m ³ /h	×	水平	-	-	・設備の型式がJEAG4601の適用範囲外のため、『新たな検討』を実施する	
								鉛直	-	-		
		JEAG4601による確認	×	電動機	横形ころがり軸受(～950kW)	1.5kW	○	水平	-	4.7		
								鉛直	-	1.0		
浸水防護施設												
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

別表1 検討対象設備における動的機能維持評価の整理結果 (5/5)

施設区分/設備名称	動的機能維持要求の有無	動的機能維持の確認方法	評価用加速度がAt超過の時の評価方法がJEAGに規定されている設備 ○：規定されている ×：規定されていない -：対象外	JEAG4601適用性確認				機能確認済加速度 (At) との比較			備考
				機種名	型式 (適用範囲)	設備容量	適用性 ○：適用可 ×：適用外	方向	評価用加速度*1	機能確認済加速度 (At)	
弁											
特殊弁											
主蒸気隔離弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
主蒸気逃がし安全弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
一般弁											
給復水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
補給水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
燃料プール補給水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
燃料プール冷却浄化系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
ほう酸水注入系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
スクラム入口弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧代替注水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧窒素ガス供給系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
代替高圧窒素ガス供給系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
D/G系 空気だめ安全弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
HPCS D/G系 空気だめ安全弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
残留熱除去系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧炉心スプレイ系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
低圧炉心スプレイ系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉隔離時冷却系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉補機冷却水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉補機冷却水海水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧炉心スプレイ補機冷却水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧炉心スプレイ補機冷却海水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉冷却材浄化系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
D/W機器ドレンサンプ系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
D/W床ドレンサンプ系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
非常用ガス処理系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
可燃性ガス濃度制御系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉格納容器調気系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
原子炉格納容器フィルタベント系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
直流駆動低圧注水系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
ガスタービン発電設備燃料移送系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
非常用ディーゼル発電機燃料移送系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機燃料移送系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
中央制御室待避所加圧設備系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
緊急時対策建屋非常用給排気系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
緊急時対策所加圧設備系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	
緊急時対策所燃料移送系弁	有	JEAG4601による確認	○	-	-	-	-	-	-	-	

注) 地下水低下設備の動的機能維持評価については、審査結果を踏まえ、必要に応じて工認段階で整理する。

※1 評価用加速度は、暫定値であり今後設計進捗により変更の可能性がある。

※2 SA 設備として現在設計中。

女川原子力発電所 2号炉

海水ポンプ室門型クレーンへの 非線形時刻歴応答解析の適用

目 次

1. はじめに	1
2. 基本方針	2
2.1 要求事項	2
2.2 構造の概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格	6
3. 耐震評価方法	7
3.1 解析方法及び解析モデル	7
3.1.1 解析方法の詳細	7
3.1.2 解析モデル及び諸元	8
3.1.3 解析モデルの境界条件	9
3.2 評価対象部位	11
3.3 入力地震動	12
4. 評価方法	19
4.1 評価方針	19
4.2 荷重の組合せ	19
4.3 許容限界	19
4.4 各部の評価方法	20
4.4.1 クレーン本体, 脱線防止装置及びトロリストッパの応力評価方法	20
4.4.2 脱線防止装置及びトロリストッパの浮上がり評価方法	22
4.4.3 吊具の荷重評価方法	22
5. 評価結果	23

添 付 資 料

- 添付資料 1 改造工事の概要
- 添付資料 2 評価ケース選定の考え方について
- 添付資料 3 海水ポンプ室門型クレーンへの非線形時刻歴解析の適用性
- 添付資料 4 海水ポンプ室門型クレーンの地震時挙動に関する補足説明

1. はじめに

設計基準対象施設のうち耐震重要度分類 S クラスに属する施設，その間接支持構造物及び屋外重要土木構造物（以下「S クラス施設等」という。）が下位クラス施設の波及的影響によってその安全機能を損なわないこと，また，重大事故等対処施設のうち常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備並びにこれらが設置される常設重大事故等対処施設（以下「重要 SA 施設」という。）が下位クラス施設の波及的影響によって重大事故等に対処するために必要な機能を損なわないことについては，「上位クラス施設の安全機能への下位クラス施設の波及的影響の検討」（以下「波及的影響検討」という。）の適合性評価において確認している。

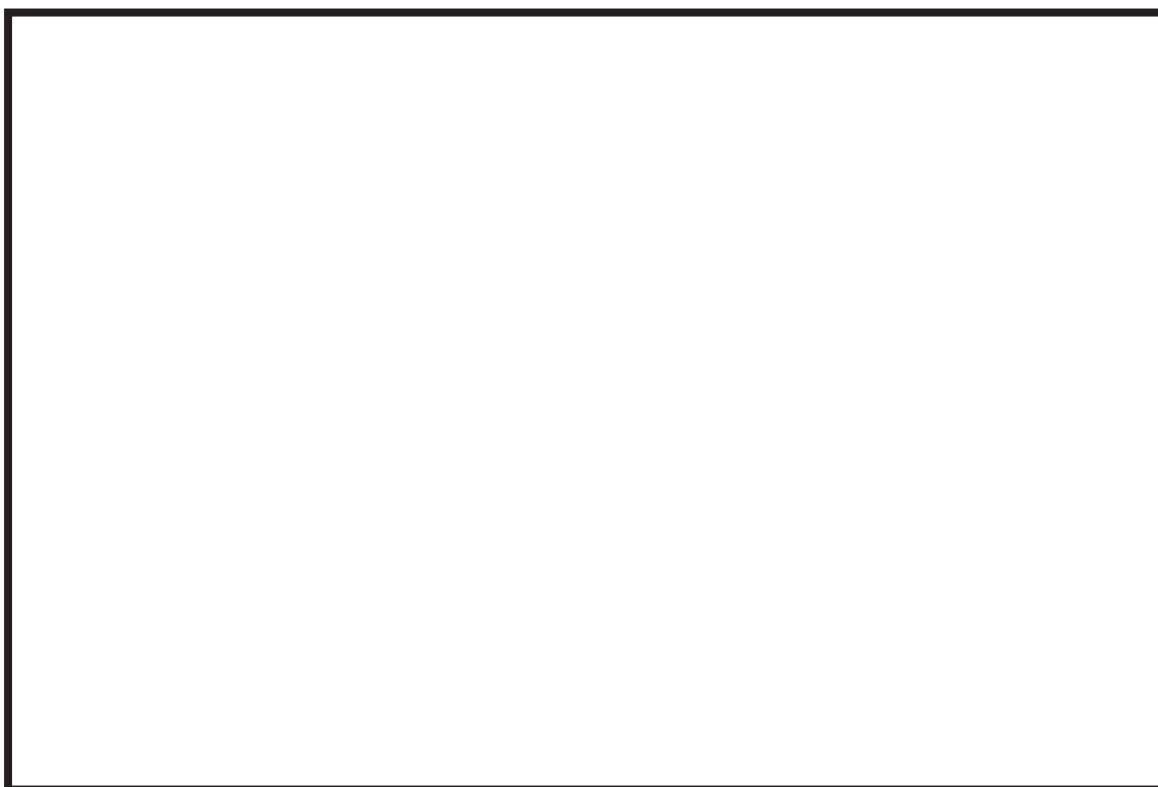
波及的影響検討において抽出された下位クラス施設のうち，女川 2 号炉の海水ポンプ室門型クレーンについては，基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを確認することで S クラス施設等及び重要 SA 施設（以下「上位クラス施設」という。）へ地震時に影響を及ぼさないことを説明する。

2. 基本方針

2.1 要求事項

海水ポンプ室門型クレーンは海水ポンプ室を跨ぐ形で設置されており、海水ポンプ室補機ポンプエリアに設置している非常用海水ポンプ等のメンテナンスに使用される設備である。海水ポンプ室門型クレーンの設置位置について第 2.1-1 図に示す。

発電所の運転中など非常用海水ポンプ等のメンテナンスを実施しない期間は、海水ポンプ室門型クレーンは図中に示す通常待機位置に待機しているため、周辺の上位クラス施設とは十分な離隔距離があることから波及的影響を及ぼすおそれはない。一方で、定期検査中など非常用海水ポンプ等のメンテナンスを実施する期間には、上位クラス施設が設置されている補機ポンプエリア付近に位置することとなる。そのため、海水ポンプ室門型クレーンが地震に伴う損傷・落下によって補機ポンプエリアに設置されている上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことが要求される。



第 2.1-1 図 海水ポンプ室門型クレーンの設置位置概要

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

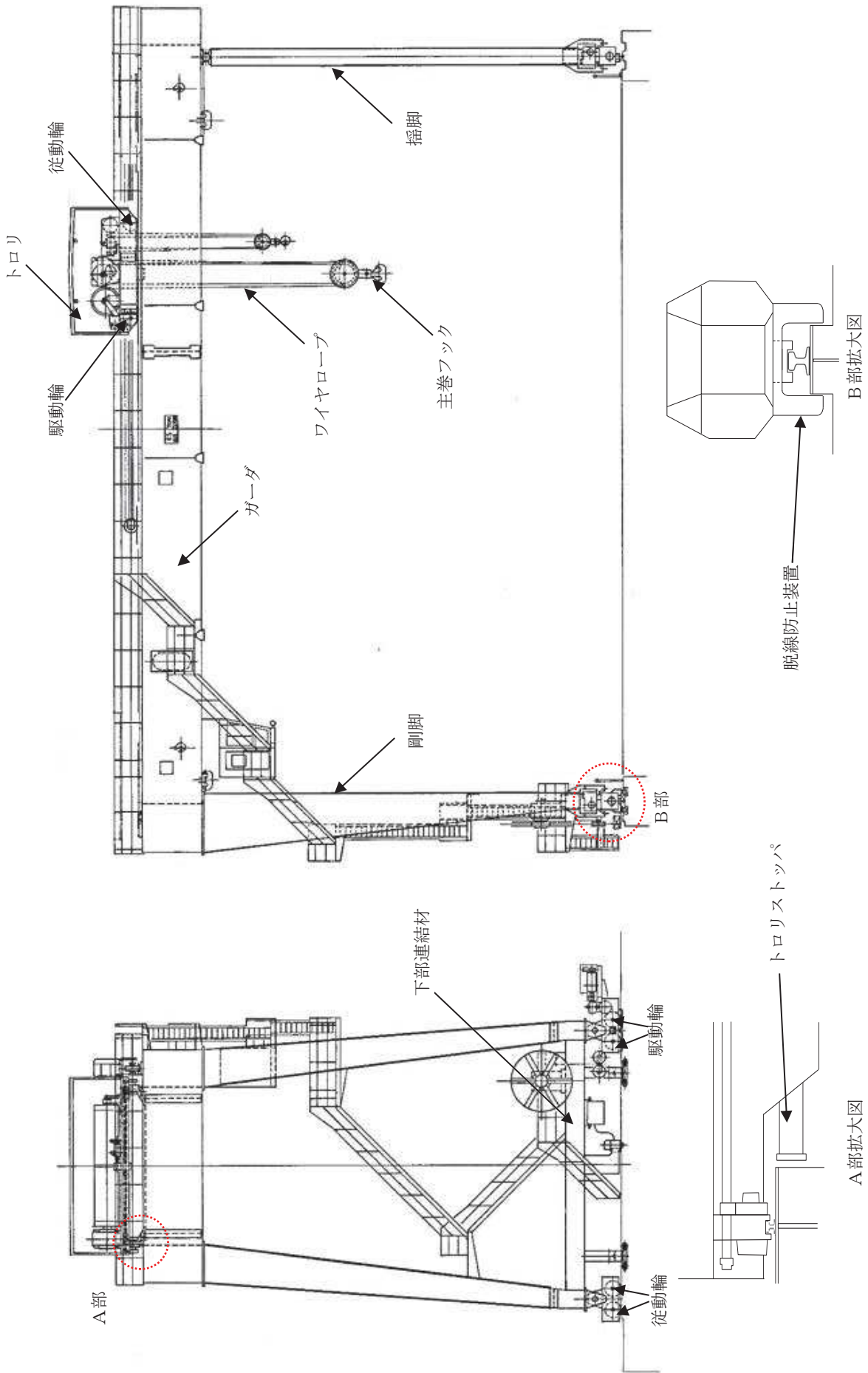
2.2 構造の概要

海水ポンプ室門型クレーンは剛脚、揺脚、ガーダ及びトロリなどの構造体で構成されている。全体構造図を第 2.2-1 図に示す。

剛脚、揺脚はその上部にあるガーダを支持し、下部には走行装置が設置されている。剛脚はガーダと剛接合、揺脚はクレーン走行方向の軸回りに摺動回転可能な継手でガーダと接合されている。ガーダは剛脚、揺脚の上部に設置されており、その上面にトロリが移動するための横行レールが設置されている。トロリは横行レール上に位置しており、非常用海水ポンプ等のメンテナンス時等に吊荷を巻き上げるための巻上げ装置を有している。非常用海水ポンプ等のメンテナンス時には、トロリに設置された巻上げ装置とワイヤロープ及び主巻フックを介し、吊荷の吊上げ、吊下げ、移動等の作業を実施する。

また、クレーン本体は海水ポンプ室の東側と西側に敷設された走行レール上を剛脚、揺脚下部にある走行装置並びに車輪によって移動する。トロリについてはガーダ上面の横行レール上をトロリ下部にある走行装置並びに車輪によって移動する。さらに、クレーン本体、トロリの脱輪による転倒もしくは落下を防止するため、それぞれ脱線防止装置、トロリストoppaが設置されており、地震発生時に浮上がりが起こった場合でも脱輪による転倒もしくは落下を生じない構造となっている。

なお、本資料で示す評価結果は、改造工事実施後の状態に対するものである。改造工事の概要を添付資料 1 に示す。

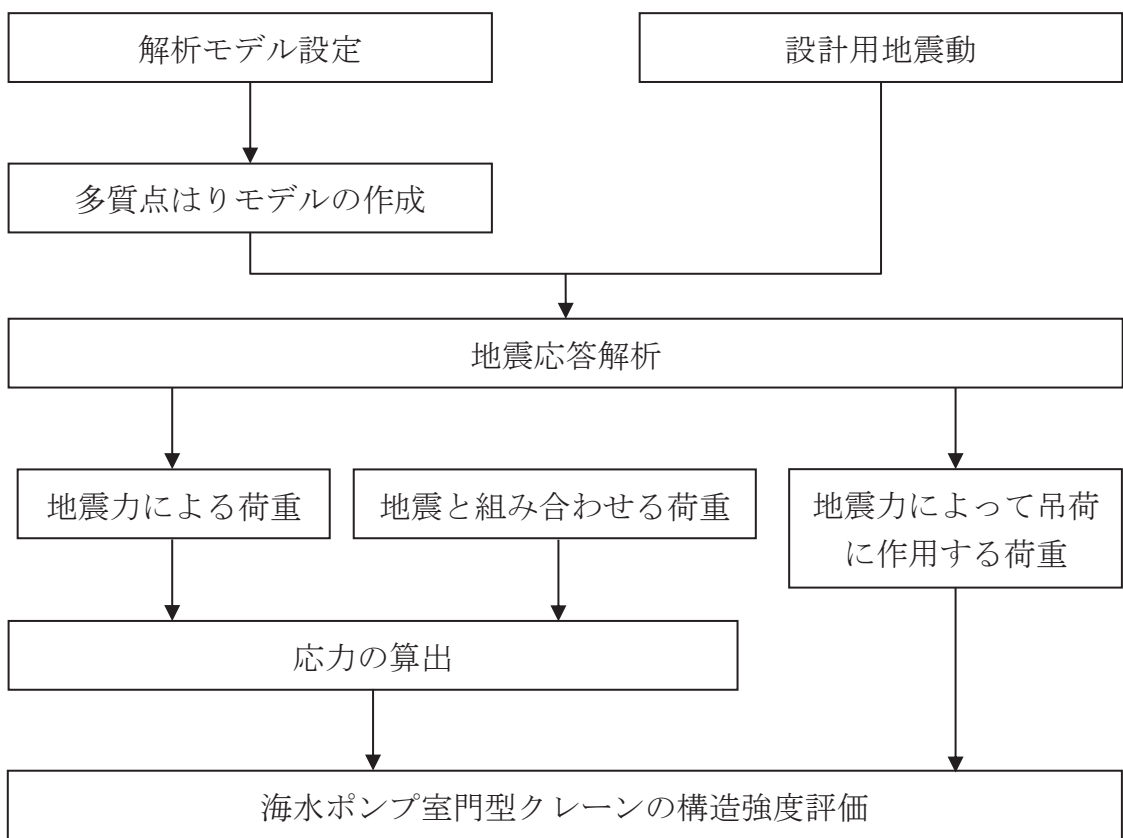


第 2.2-1 図 海水ポンプ室門型クレーン全体構造図

2.3 評価方針

海水ポンプ室門型クレーンの評価については、「2.2 構造の概要」にて示した海水ポンプ室門型クレーンの構造を踏まえ作成した「3.1 解析方法及び解析モデル」に示す解析モデルを用いて解析を行う。解析によって得られた結果を用いて「3.2 評価対象部位」に示す構造部位について発生する応力を算出し、許容限界以内であることを確認する。応力評価の方法と評価結果については、それぞれ「4. 応力評価」と「5. 評価結果」に示す。

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価方法のフローを第 2.3-1 図に示す。



第 2.3-1 図 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価フロー

2.4 適用規格

- ・「発電用原子力設備規格 設計・建設規格 JSME S NC 1-2005/2007」(社) 日本機械学会
- ・「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」(社) 日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987」(社) 日本電気協会
- ・「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1991 追補版」(社) 日本電気協会

3. 耐震評価方法

3.1 解析方法及び解析モデル

海水ポンプ室門型クレーンの応力評価に用いる地震荷重及び荷重評価に用いる加速度を算定するための地震応答解析について以下に示す。

3.1.1 解析方法の詳細

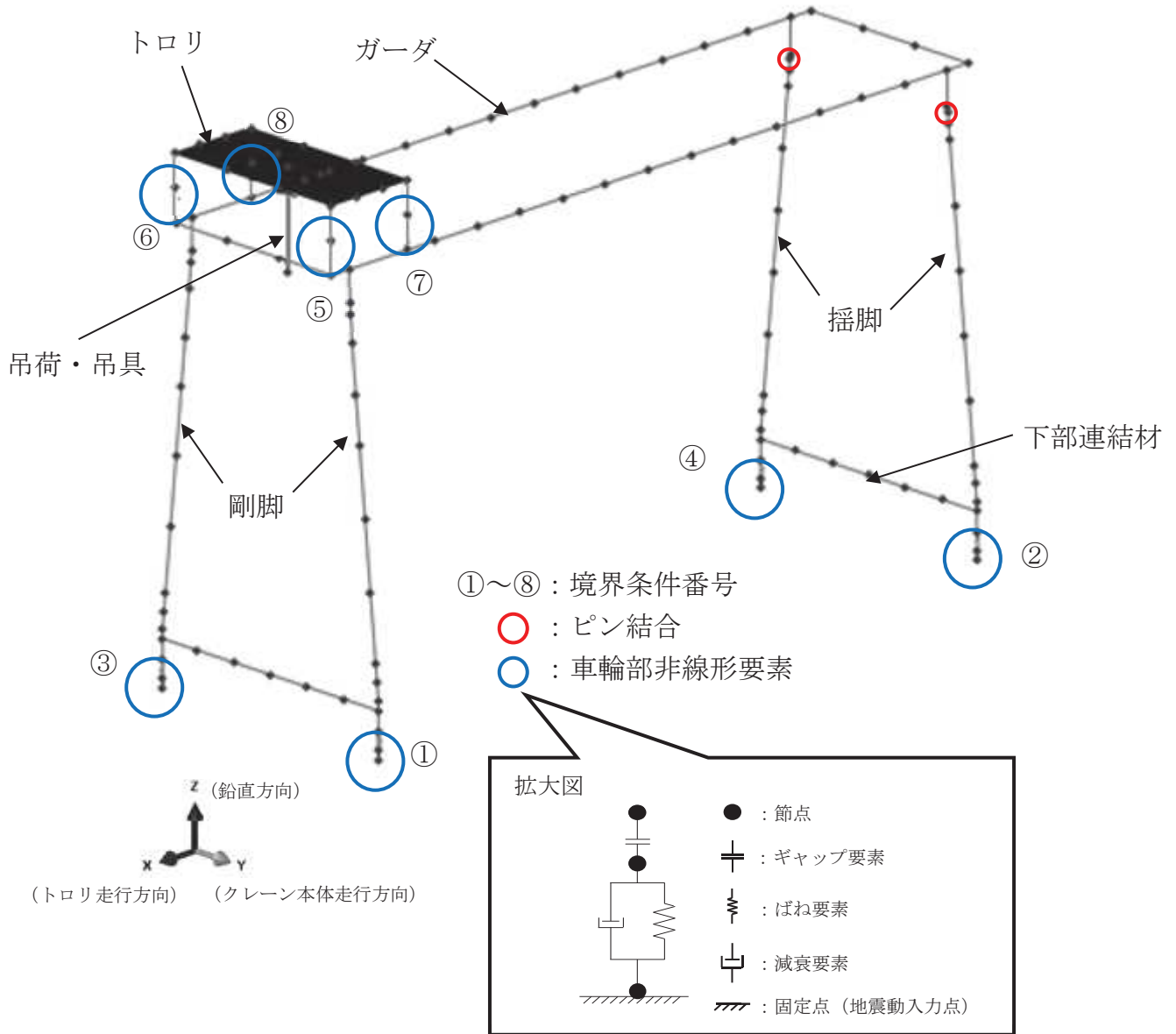
- (1) 海水ポンプ室門型クレーンは、地震加速度によって浮上りが発生する可能性があるため、その浮上がり状況を適切に評価するために、多質点はりモデルによる非線形時刻歴応答解析を適用する。海水ポンプ室門型クレーンへの非線形時刻歴応答解析の適用性については添付資料2に示す。
- (2) クレーン本体及びトロリの車輪部はレール上に乗っており固定されていないため、すべりが発生する構造であることから、解析に当たっては車輪、レールのすべり状況を考慮する。
- (3) 吊具の評価を行う場合は、トロリにワイヤロープを模擬したトラス要素と吊荷を模擬した質点を設けて地震応答解析を実施し、吊具に発生する加速度を算出し、これを用いて評価を行う。また、ワイヤロープについては、引張方向（鉛直下向き）にのみ荷重を受け、圧縮方向（鉛直上向き）の荷重を受けない設定とする。
- (4) 解析コードは「ABAQUS Ver6.11」を使用する。
- (5) 耐震評価については、トロリ位置及び吊荷有無によって地震時の挙動が変化する可能性があるため、第3.1-1表に示すとおり、トロリ位置3パターン（剛脚側、揺脚側、中央）、吊荷有無2パターン（吊荷有、吊荷無）を考慮し、全6ケースの評価を実施する。
- (6) 耐震評価に用いる寸法は公称値を使用する。

第3.1-1表 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価ケース

評価対象	クレーン本体，車輪部， 浮上がり，及び吊具	
	吊荷有	吊荷無
トロリ位置		
剛脚側	ケース1	ケース4
揺脚側	ケース2	ケース5
中央	ケース3	ケース6

3.1.2 解析モデル及び諸元

解析モデルはクレーン本体をはり要素でモデル化した多質点はりモデルとする。解析モデル概要図を第3.1-1図に示す。クレーン諸元及び解析モデル諸元を第3.1-2表及び第3.1-3表に示す。



第3.1-1図 海水ポンプ室門型クレーンの解析モデル概要図
(トロリ位置：剛脚側，吊荷有無：吊荷有（ケース1）)

第 3.1-2 表 クレーン諸元

部位	質量 (t)
クレーン本体 (脚, ガーダ等含む)	150.9
トロリ	28.8
吊具	2.0
吊荷 (定格荷重)	95.0
合計	276.7

第 3.1-3 表 解析モデル諸元

部材	縦弾性係数 (MPa)	断面二次モーメント (cm ⁴)		断面積 (cm ²)
		強軸廻り	弱軸廻り	
剛脚 (代表断面*)	201000			
揺脚 (代表断面*)	201000			
下部連結材 (剛脚側)	201000			
下部連結材 (揺脚側)	201000			
ガーダ	201000			

* 剛脚及び揺脚における中央位置における断面

3.1.3 解析モデルの境界条件

クレーン本体車輪部 (駆動輪, 従動輪) と走行レール, トロリ車輪部 (駆動輪, 従動輪) と横行レールにおける解析モデルの境界条件をそれぞれ第 3.1-4 表, 第 3.1-5 表に示す。

クレーン本体車輪部においては, Y 方向 (クレーン本体走行方向) 及び Z 方向 (鉛直方向) について, それぞれすべり, 浮上がりを考慮しているため, 非拘束条件としている。また, X 方向 (クレーン本体走行方向の直交方向) についてはクレーン本体車輪部と走行レールとの間隙 (片側約 17.5mm) 及び脱線防止装置と躯体の間隙 (片側約 20mm) は非常に狭く, 地震時には, クレーン本体車輪部と走行レールが接触して荷重が伝達されるため, 拘束条件としている。

本資料のうち, 枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

一方、トロリ車輪部においては、X方向（トロリ走行方向）及びZ方向（鉛直方向）について、それぞれすべり、浮上がりを考慮して非拘束条件としている。また、Y方向（トロリ走行方向の直交方向）については、トロリ車輪部と横行レールの間隙（片側約9mm）、トロリストoppと躯体の間隙（片側約32mm）が非常に狭く、地震時には、トロリ車輪部と横行レールが接触し、荷重が伝達されることから、すべりを生じない拘束条件としている。

クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部の概要図について、第3.1-2図に示す。

第3.1-4表 境界条件（クレーン本体車輪部と走行レール）

部位*		X方向 (クレーン本体走行方向 の直交方向)	Y方向 (クレーン本体 走行方向)	Z方向 (鉛直方向)
クレーン本体 車輪部と走行 レール	①(駆動輪)	拘束 ・走行レール及び 脱線防止装置に よる拘束	非拘束 ・すべり考慮 $\mu=0.3$	非拘束 ・浮上がり考慮
	②(駆動輪)		非拘束 ・追従移動 $\mu=0$	
	③(従動輪)			
	④(従動輪)			

* 部位欄の番号①～④は、図3.1.2-1中の①～④に対応。

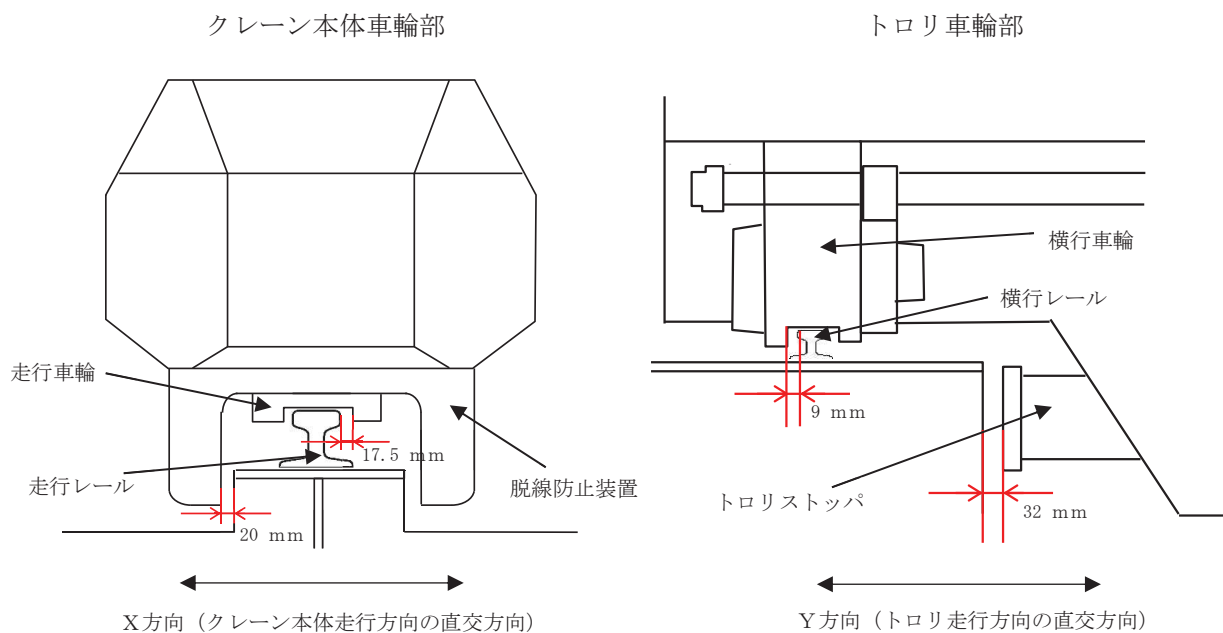
μ : 摩擦係数

第3.1-5表 境界条件（トロリ車輪部と横行レール）

部位*		X方向 (トロリ走行方向)	Y方向 (トロリ走行方向の 直交方向)	Z方向 (鉛直方向)
トロリ車輪部 と横行レール	⑤(駆動輪)	非拘束 ・すべり考慮 $\mu=0.3$	拘束 ・横行レール及び トロリストopp による拘束	非拘束 ・浮上がり考慮
	⑥(駆動輪)			
	⑦(従動輪)	非拘束 ・追従移動 $\mu=0$		
	⑧(従動輪)			

* 部位欄の番号⑤～⑧は、図3.1.2-1中の⑤～⑧に対応。

μ : 摩擦係数



第 3.1-2 図 クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部概要図

3.2 評価対象部位

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価は、クレーン運転時においてクレーン本体の損傷、転倒及び吊荷の落下により、海水ポンプ等が損傷することを防止するため、以下を評価対象部位として選定し、評価を実施する。

(1) クレーン本体

クレーン本体については、剛脚、揺脚、下部連結材及びガーダの応力評価を実施する。

(2) 脱線防止装置、トロリストoppa

クレーン本体走行軸直交方向の荷重を負担するクレーン本体の脱線防止装置及びトロリ走行軸直交方向の荷重を負担するトロリストoppaについて応力評価を実施する。

また、脱線防止の観点から浮上りの評価を実施する。浮上りの評価では、クレーン本体の浮上り量と脱線防止装置の許容浮上り高さを比較する。トロリも同様に浮上り量とトロリストoppaの許容浮上り高さを比較する。

(3) 吊具

吊具については、ワイヤロープ及び主巻フックの荷重評価を実施する。なお、海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価部位については、第 2.2-1 図中に示している。

3.3 入力地震動

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価に適用する地震動に係る事項を以下に示す。

(1) 適用する地震動について

耐震評価に用いる地震動は、上位クラス施設の設計に適用する基準地震動 S_s とする。本検討では、女川2号炉の基準地震動 S_s 相当*による評価結果（暫定値）を示す。

評価に用いる入力地震波は、海水ポンプ室門型クレーン走行レールの設置位置を考慮して海水ポンプ室の最上部の節点（965, 1921）より求められる応答加速度時刻歴を適用する。海水ポンプ室の地震応答解析モデル図を第3.3-1図に、入力加速度時刻歴波形を第3.3-2～5図に示す。

減衰定数については、既往の研究等によって妥当性が確認され、先行のクレーン類に適用実績のある値として水平、鉛直方向ともに2%を適用する。

なお、工認段階では、女川2号炉の基準地震動 S_s -D1～N1（全7波）に対して評価を実施する。また、審査結果を踏まえて設定する海水ポンプ室の地震応答解析モデルの解析結果を適用するとともに、地盤の不確かさ等の影響についても検討する。

*平成25年12月27日申請時の基準地震動 S_s -1, 2

(2) 地震動の入力方向について

水平方向及び鉛直方向の3方向同時入力（X方向（トロリ走行方向）、Y方向（クレーン本体走行方向）、Z方向（鉛直方向））により評価を実施する。

なお、クレーン本体の走行車輪と走行レールは固定されていないため、走行方向においては、各時刻における最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合、クレーン本体は走行レール上を滑る。

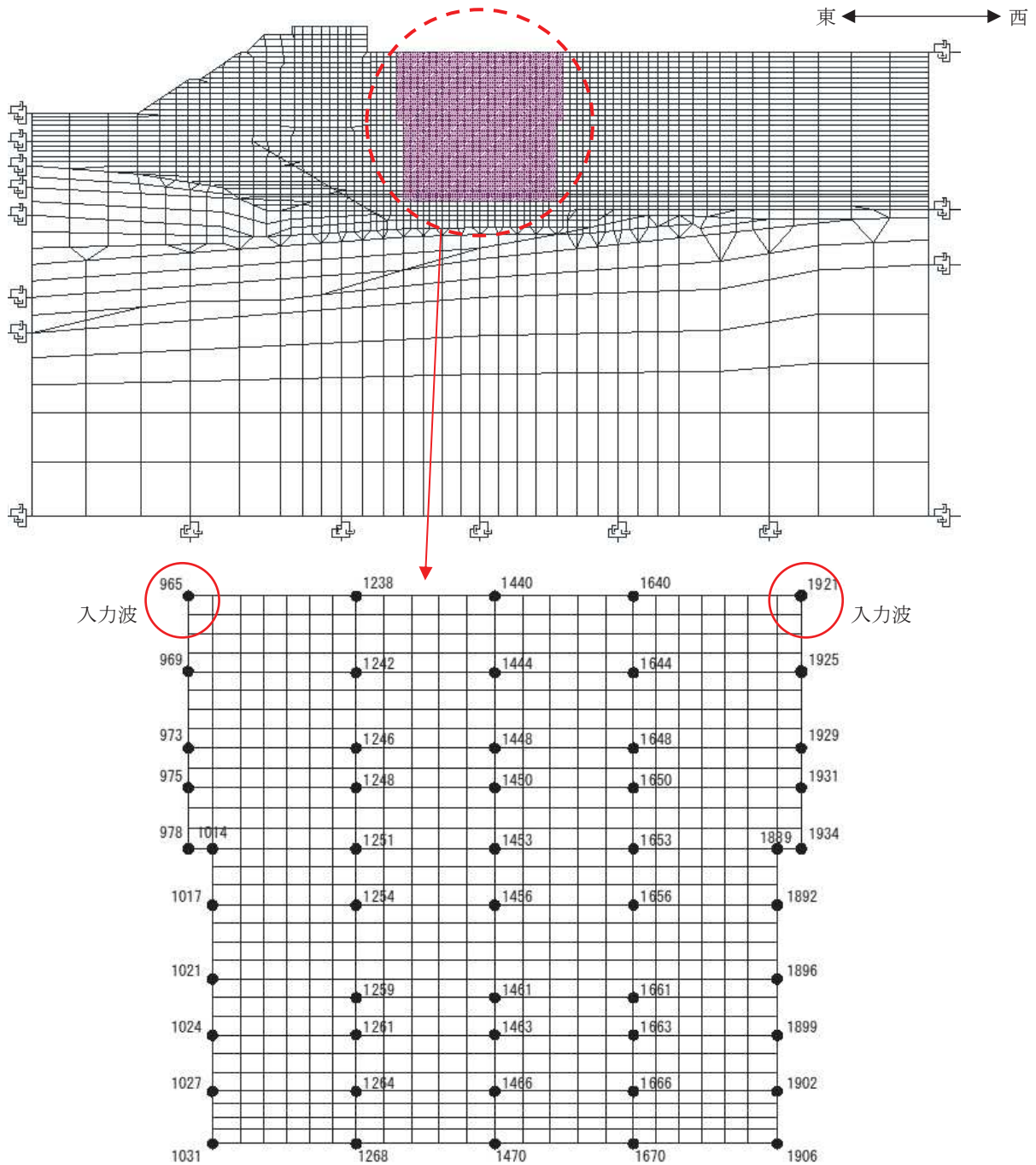
(3) 時刻歴応答解析の保守性について

床応答スペクトルを適用して評価する設備においては、地盤物性等の不確かさを考慮して、評価に用いる床応答スペクトルを±10%拡幅したものをを用いている。このため、海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価に時刻歴応答解析手法を適用するに当たっては、海水ポンプ室門型クレーン評価への影響が大きい地震動に対し、ASME Boiler and Pressure Vessel Code SECTION III, DIVISION 1-NONMANDATORY APPENDIX N (ARTICLE N-1222.3 Time History Broadening)の規定を参照し、床応答スペクトルの拡幅分の考慮分として、時刻歴加速度波を時間軸方向に±10%シフトさせた時刻歴加速度波による解析で評価する。

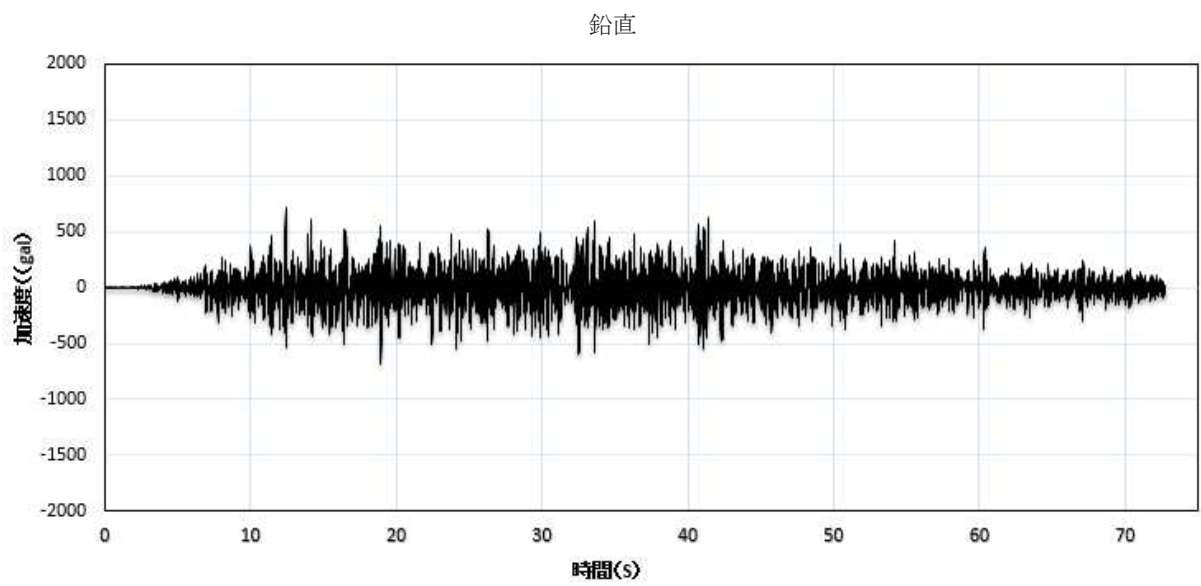
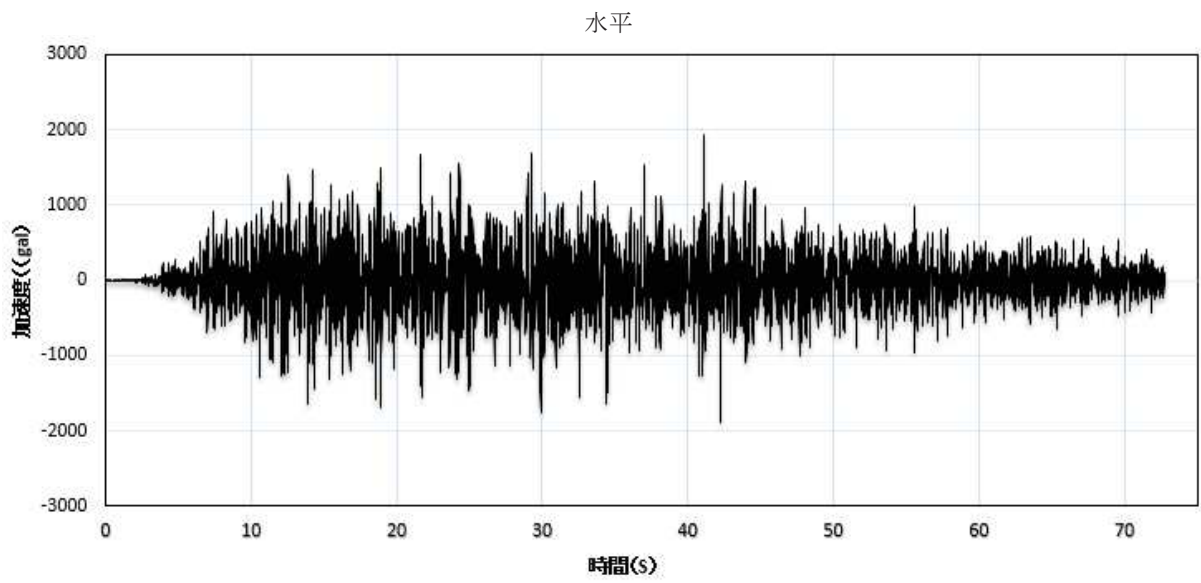
なお、±10%シフトさせた床応答スペクトルの谷間にクレーンの固有周期が存在する場合は、ASMEの規定に基づきピーク位置が固有周期にあたるように考

慮した評価も行うなど、時刻歴応答解析の保守性に配慮した詳細な検討を工認段階で実施する。

参考として、上記 ASME 規格の抜粋、第 3.3-6 図に Time History Broadening の概念図を示す。

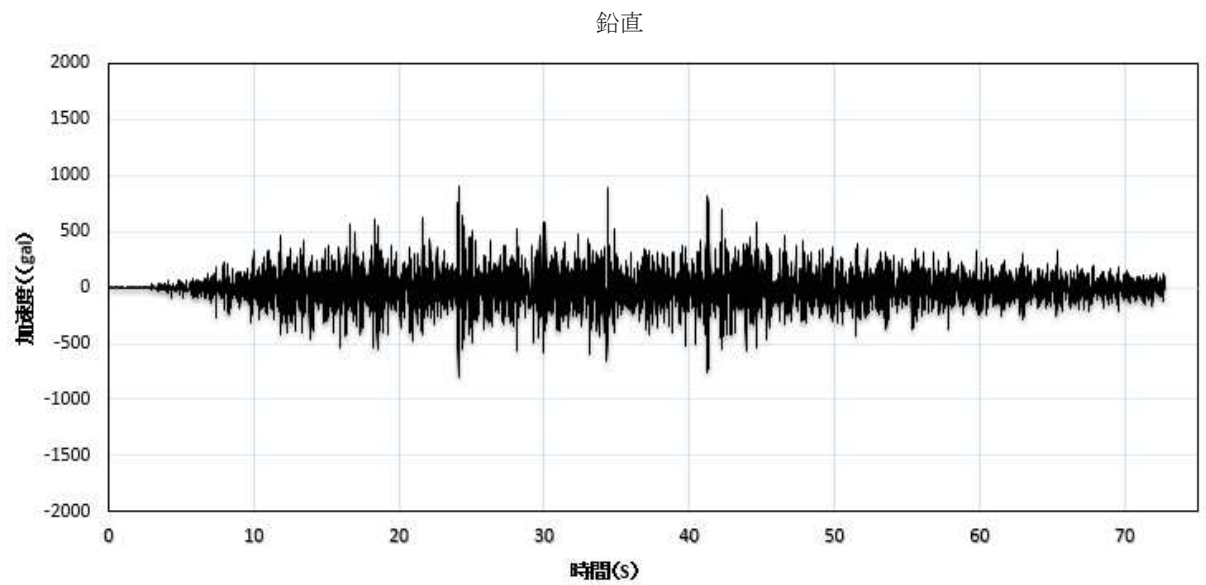
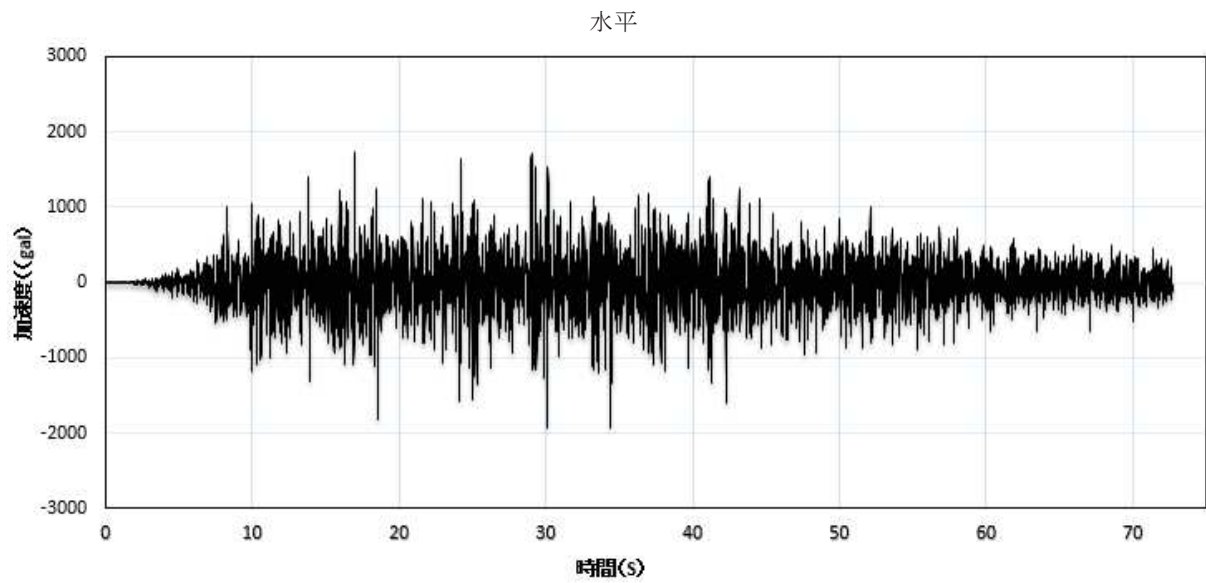


第 3.3-1 図 海水ポンプ室地震応答解析モデル図



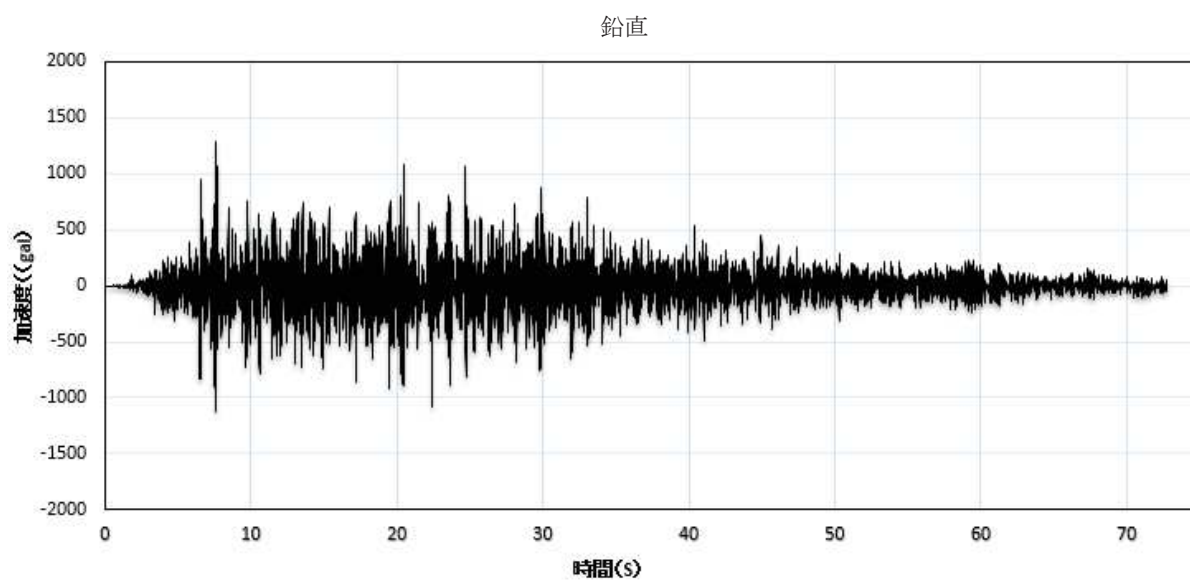
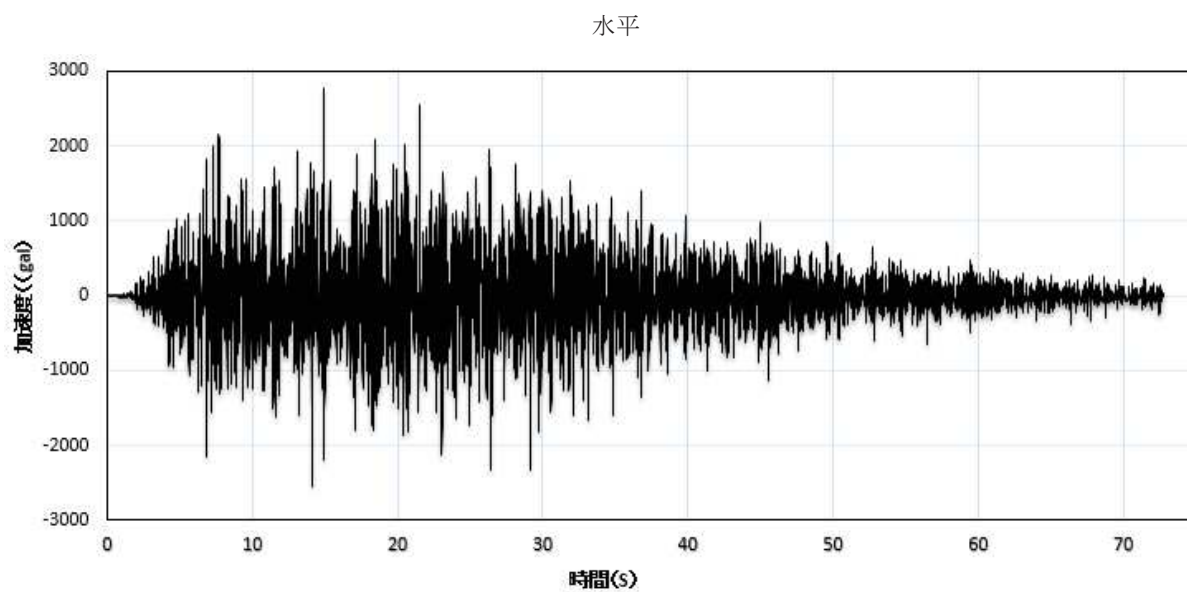
第 3.3-2 図 入力加速度時刻歴波形 (S_s-1* 節点 965)

*平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 S_s



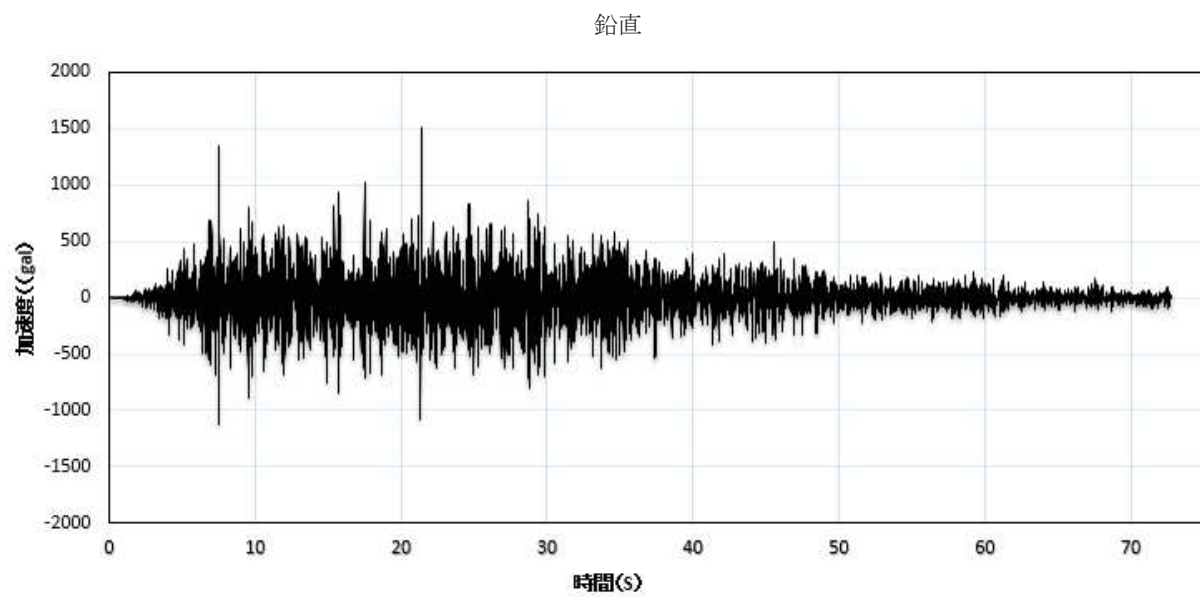
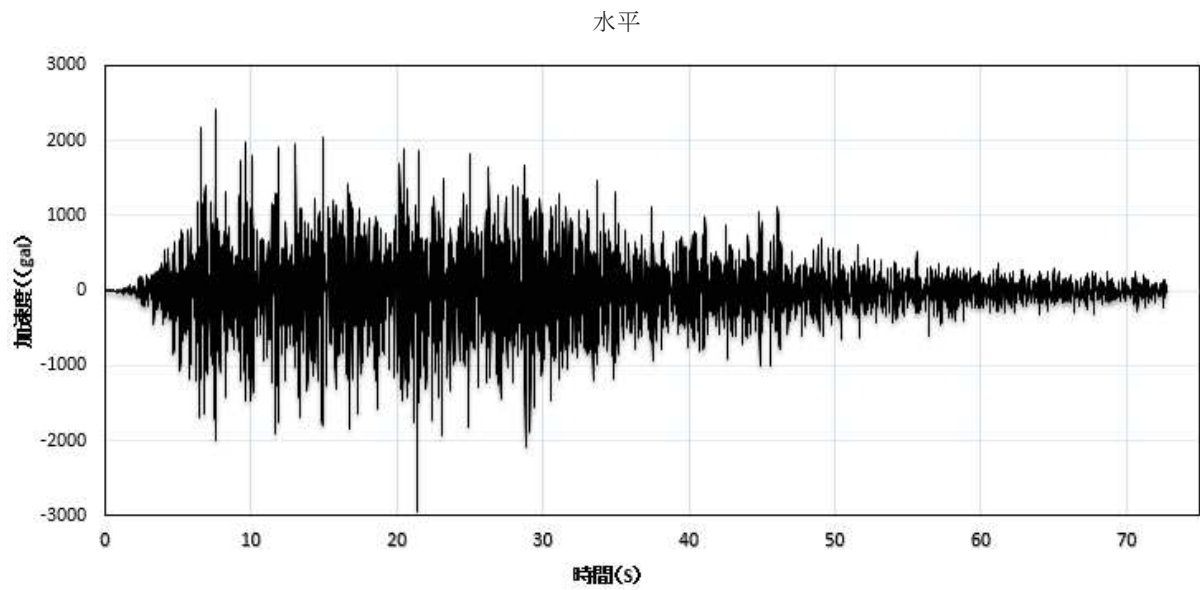
第 3.3-3 図 入力加速度時刻歴波形 (S_s-1^* 節点 1921)

*平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 S_s



第 3.3-4 図 入力加速度時刻歴波形 (Ss-2* 節点 965)

*平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 Ss

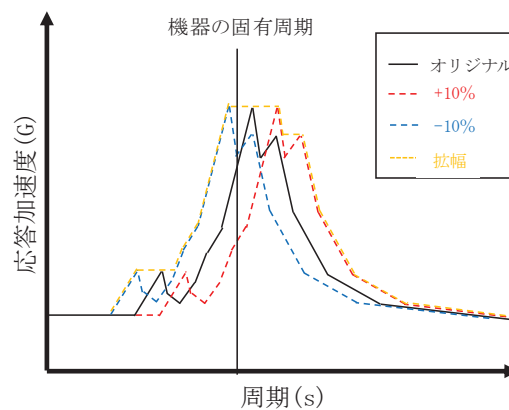
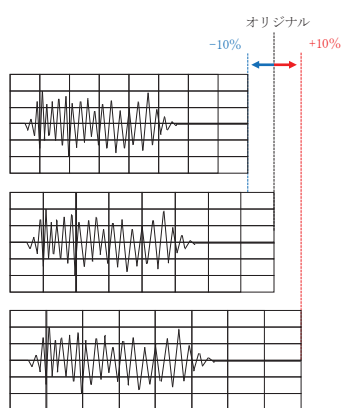


第 3.3-5 図 入力加速度時刻歴波形 (S_s-2^* 節点 1921)

*平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 S_s

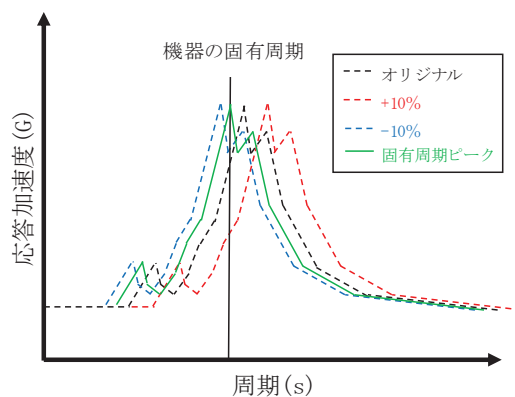
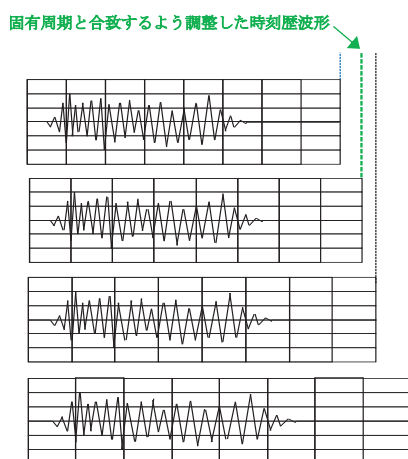
本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

ASME B&PV Code Sec. III Appendix-N 2017 より引用



- ・オリジナルの時刻歴波に加えて時間刻みを±10%シフトさせた時刻歴波を作成

- ・各時刻歴波を床応答スペクトル化



- ・機器の固有周期が床応答スペクトルピークの谷間に存在する場合、ピークと合うような時刻歴波を作成し、時刻歴応答解析を実施する。

第 3.3-6 図 Time History Broadening 概念図

4. 評価方法

4.1 評価方針

海水ポンプ室門型クレーンについては、「3.耐震評価方法」に記載の地震応答解析によって得られた各部位の荷重を用いて公式による応力評価を実施する。

また、許容限界については JSME S NC1-2005/2007 及び JEAG4601 を参照し、その他の支持構造物の許容応力を適用する。評価に適用する温度条件は、設備の使用環境を考慮して設定する。

4.2 荷重の組合せ

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価に当たっては地震荷重と組み合わせる荷重として以下を考慮する。

- ・自重
- ・積雪荷重

4.3 許容限界

海水ポンプ室門型クレーンの各部位の評価に用いる許容応力を第 4.3-1 表に示す。また、浮上がりの許容限界としてクレーン本体及びトロリの許容浮上がり高さを第 4.3-2 表に示す。

第 4.3-1 表 許容応力（その他の支持構造物）

許容応力状態	許容応力* (ボルト以外)			
	一次応力			
	引張	せん断	圧縮	曲げ
IV _A S	1.5ft	1.5fs	1.5fc	1.5fb

* 応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対しても評価を行う。

第 4.3-2 表 許容浮上がり高さ

	許容浮上がり高さ (mm)
クレーン本体	
トロリ	

* 形状検討中のため暫定値

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

海水ポンプ室門型クレーンの吊具（ワイヤロープ、主巻フック）の許容限界は、建設時に定格荷重に対して設けられた安全率を考慮して設定する。許容荷重を第4.3-3表に示す。

第4.3-3表 吊具の許容荷重

評価部位	定格荷重 (t)	安全率	許容荷重 (kN)
ワイヤロープ	97t (吊荷定格 95t + 主巻フック 2t)	6.37	6.059×10^3
主巻フック	95t	5.55	5.170×10^3

4.4 各部の評価方法

4.4.1 クレーン本体、脱線防止装置及びトロリストッパの応力評価方法

(1) 引張応力

$$\sigma_t = \frac{F_1}{A_t}$$

$$\sigma_t \leq f_t$$

F_1 : 部材に発生する引張荷重

A_t : 引張荷重が作用する断面積

σ_t : 部材に発生する引張応力

f_t : 部材の許容引張応力

(2) 圧縮応力

$$\sigma_c = \frac{F_2}{A_c}$$

$$\sigma_c \leq f_c$$

F_2 : 部材に発生する圧縮荷重

A_c : 圧縮荷重が作用する断面積

σ_c : 部材に発生する圧縮応力

f_c : 部材の許容圧縮応力

(3) 曲げ応力

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$\sigma_b \leq f_b$$

M : 部材に発生する曲げモーメント
 Z : 曲げモーメントが作用する断面の断面係数
 σ_b : 部材に発生する曲げ応力
 f_b : 部材の許容曲げ応力

(4) せん断応力

$$\tau = \frac{Q}{A_s}$$

$$\tau \leq f_s$$

Q : 部材に発生するせん断荷重
 A_s : せん断荷重が作用する断面積
 τ : 部材に発生するせん断応力
 f_s : 部材の許容せん断応力

(5) 組合せ応力

引張応力と曲げ応力の組合せ応力

$$\frac{\sigma_t}{1.5f_t} + \frac{\sigma_b}{1.5f_t} \leq 1$$

圧縮応力と曲げ応力の組合せ応力

$$\frac{\sigma_c}{1.5f_c} + \frac{\sigma_b}{1.5f_t} \leq 1$$

垂直応力とせん断応力の組合せ応力

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq f_t$$

σ_x, σ_y : 互いに直交する垂直応力
 τ_{xy} : σ_x, σ_y の作用する面内のせん断応力

(6) 支圧応力

$$\sigma_p = \frac{F_3}{A_p}$$

$$\sigma_p \leq f_p$$

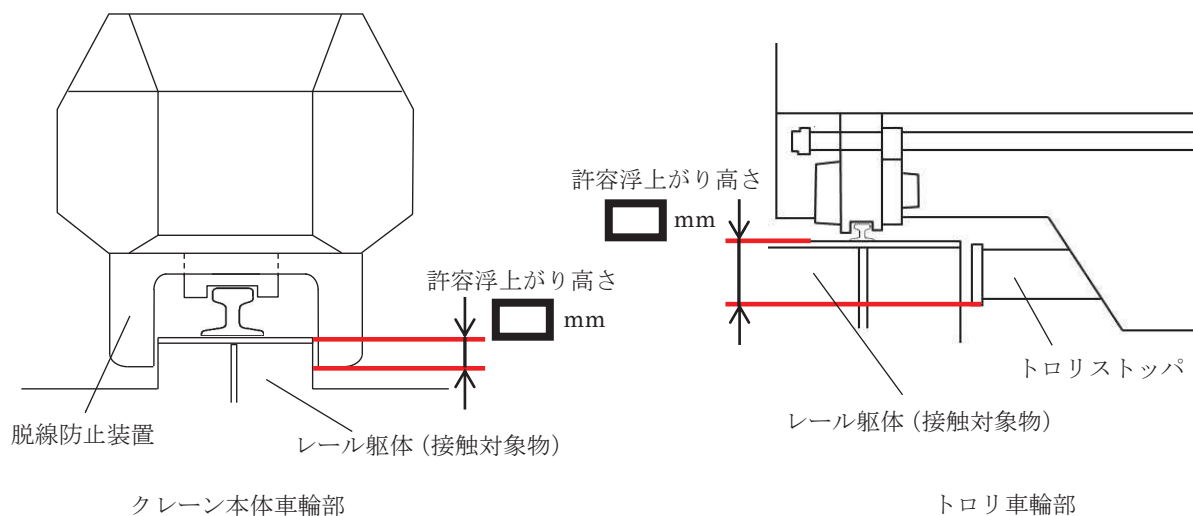
F_3 : 部材に発生する支圧荷重
 A_p : 支圧荷重が作用する断面積
 σ_p : 部材に発生する支圧応力
 f_p : 部材の許容支圧応力

4.4.2 脱線防止装置及びトロリストoppaの浮上がり評価方法

クレーン本体車輪部及びトロリ車輪部には、地震によって浮上がりが発生した場合でも脱線しないように、脱線防止装置もしくはトロリストoppaが取り付けられており、レール直交方向への移動、脱線を防止する構造となっている。

浮上がりの評価では、クレーン本体及びトロリそれぞれが脱線しないことを確認するため、地震応答解析結果によって算出された各車輪部の浮上がり量が許容浮上がり高さ（脱線防止装置もしくはトロリストoppaと接触する対象物との鉛直方向の重なり高さ）を上回らないことを確認する。

許容浮上がり高さの概念図を第4.4-1図に示す。



第4.4-1図 許容浮上がり高さ概念図

4.4.3 吊具の荷重評価方法

吊具の荷重評価では地震応答解析によって得られる吊具部分の最大荷重が許容荷重を上回らないことを確認する。

ワイヤロープに作用する荷重は、ロープに取り付けられたエコライザ（平衡装置）とロープシーブ（滑車）の回転により、自動的に荷重を釣り合い状態に保つため、12本掛けのワイヤロープに均等に荷重が作用するものとして評価する。

ワイヤロープは長さを長く設定すると固有周期が大きくなり、短く設定すると固有周期が小さくなるという特徴を踏まえ、地震応答との関係から、吊具に対して応答が厳しくなる最大吊り上げ時のワイヤロープ長さ（ワイヤロープ短）での地震応答解析結果を用いて荷重評価を実施する。

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

5. 評価結果

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価結果を第 5-1 表に示す。女川 2 号炉の基準地震動 S_s 相当*に対して各部材の発生応力が許容応力を下回ること、浮上がり高さが許容浮上がり高さを下回ること及び吊具の発生荷重が許容荷重を下回ることを確認した。なお、揺脚とガーダ接続部の揺動可能な構造（ピン結合でモデル化）によって、クレーン全体が倒壊するなどの不安定な挙動を示していないことを確認した。

以上より、海水ポンプ室門型クレーンは、女川 2 号炉の基準地震動 S_s に対して損傷・落下せず上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことの見通しを得た。

今後は工認段階で、基準地震動 S_s -D1~N1（全 7 波）に対する耐震評価を実施して、地震による波及的影響を及ぼさないことを説明する。評価の際には、審査結果を踏まえて設定する海水ポンプ室の地震応答解析モデルによる解析結果を適用するとともに、地盤の不確かさ等についても検討する。また、時刻歴応答解析の保守性に配慮した詳細な検討を行う。

* 平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 S_s -1, 2

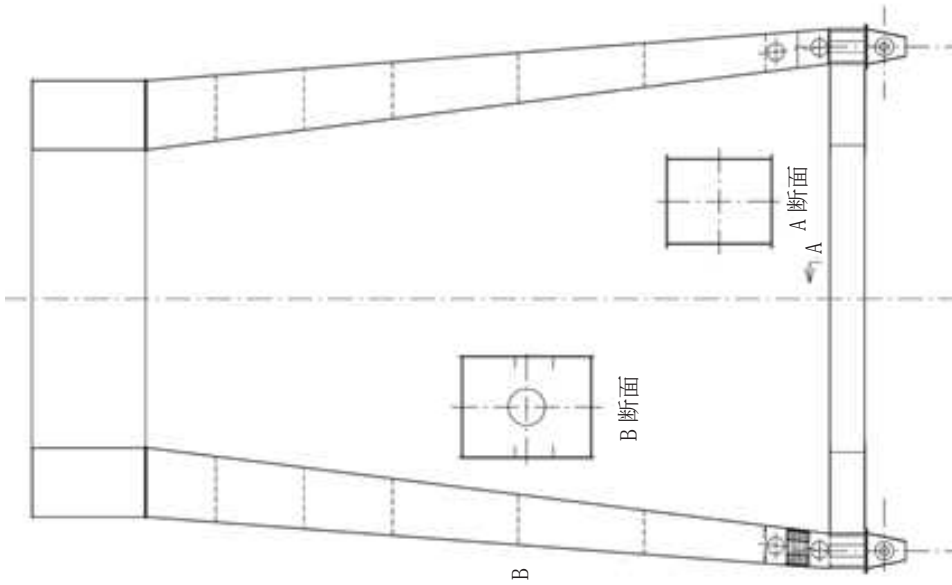
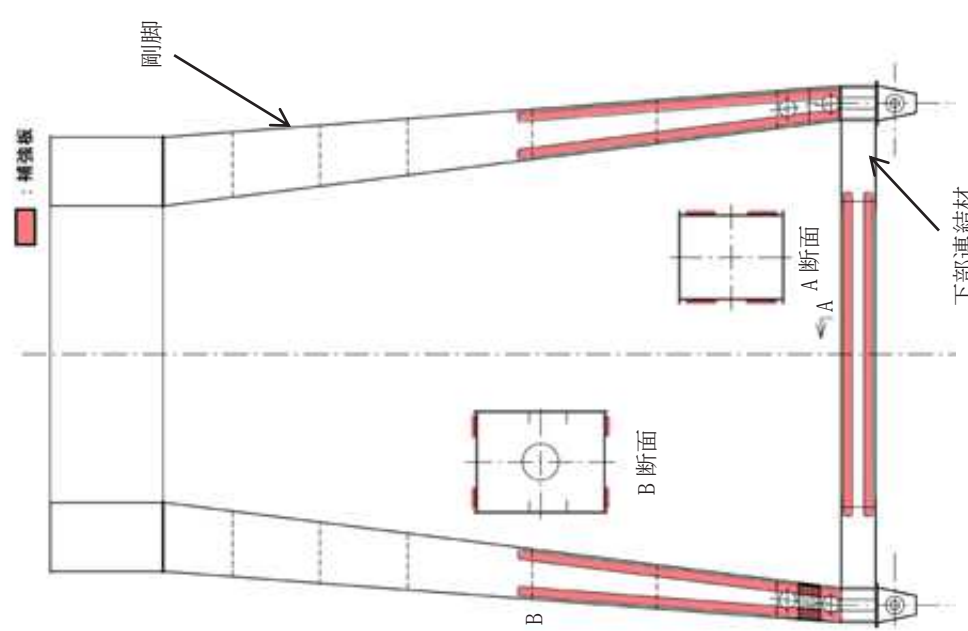
第 5-1 表 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価結果*

評価部位		評価項目	発生値	許容限界
クレーン 本体	ガーダ	曲げ	238 (MPa)	276 (MPa)
		せん断	47 (MPa)	159 (MPa)
	剛脚	引張	7 (MPa)	276 (MPa)
		圧縮	81 (MPa)	259 (MPa)
		曲げ	172 (MPa)	276 (MPa)
		組合せ	0.67 (-)	1 (-)
		揺脚	引張	9 (MPa)
	揺脚	圧縮	109 (MPa)	207 (MPa)
		曲げ	139 (MPa)	276 (MPa)
		組合せ	0.82 (-)	1 (-)
		下部連結材 (剛脚側)	引張	20 (MPa)
	圧縮		12 (MPa)	246 (MPa)
	曲げ		151 (MPa)	276 (MPa)
	組合せ		0.59 (-)	1 (-)
	下部連結材 (揺脚側)	引張	19 (MPa)	276 (MPa)
		圧縮	10 (MPa)	242 (MPa)
曲げ		141 (MPa)	276 (MPa)	
組合せ		0.52 (-)	1 (-)	
車輪部	脱線防止装置	曲げ	218 (MPa)	336 (MPa)
		せん断	8 (MPa)	194 (MPa)
	トロリストoppa	圧縮	37 (MPa)	276 (MPa)
クレーン本体		浮上がり	12 (mm)	
トロリ		浮上がり	22 (mm)	
吊具	ワイヤロープ	荷重	3.276×10^3 (kN)	6.059×10^3 (kN)
	主巻フック	荷重	3.209×10^3 (kN)	5.170×10^3 (kN)

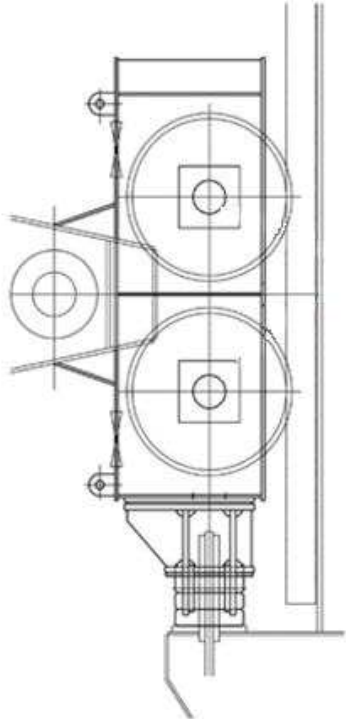
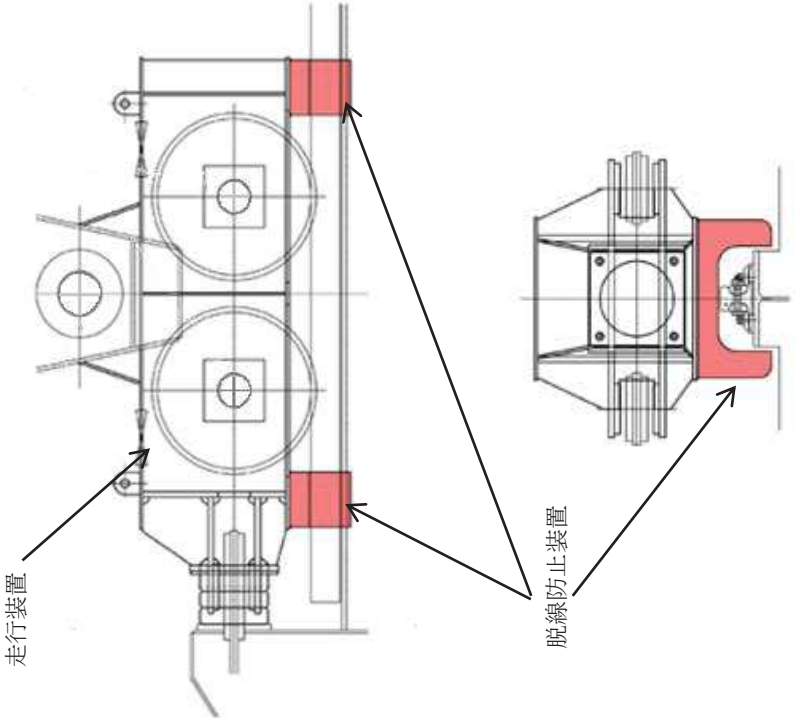
* 平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 Ss-1, 2 による暫定評価

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

改造工事の概要 (1 / 2)

改造前	改造後	改造内容
		<p>剛脚及び下部連結材の補強 (剛性向上)</p>

改造工事の概要 (2 / 2)

改造前	改造後	改造内容
	 <p>走行装置</p> <p>脱線防止装置</p>	<p>脱線防止装置 追設 (走行装置の 取り換え)</p>

評価ケース選定の考え方について

海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価においては、トロリ位置、吊荷有無及びワイヤロープ長さによって地震時の挙動が変化する可能性があるため、添付 2-1 表に示す 1 2 通りの評価ケースについて、評価の要否を検討した。

ワイヤロープ短の場合は吊荷定格質量（約 100t）がガーダの振動と一体化（ガーダ及び吊荷固有振動数*：2.9Hz）して付加質量として働き、ガーダの振動質量が約 160t となるのに対し、ワイヤロープ長の場合はガーダの振動モードと吊荷振動モードが別々に現れ（ガーダ側固有振動数*：5.5Hz，吊荷側固有振動数*：1.5Hz），ガーダの振動質量は約 60t となるため、ワイヤロープ短の場合の方が保守的な設定となる。

したがって、今回の評価対象はワイヤロープ短の場合の 6 ケースとし、ワイヤロープ長の場合の評価ケースについては評価対象外とした。

* 固有振動数はトロリ位置中央のケース

添付 2-1 表 海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価ケース

		ワイヤロープ短		ワイヤロープ長	
		吊荷有	吊荷無	吊荷有	吊荷無
トロリ位置	剛脚側	○	○	—	—
	揺脚側	○	○	—	—
	中央	○	○	—	—

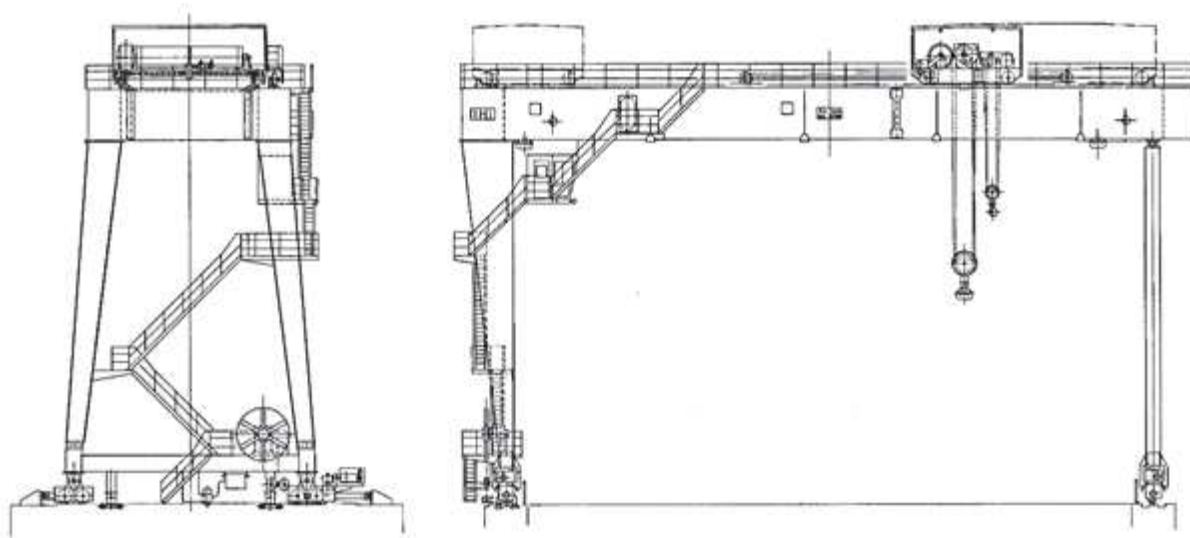
○：評価対象，—：評価対象外

海水ポンプ室門型クレーンへの非線形時刻歴解析の適用性

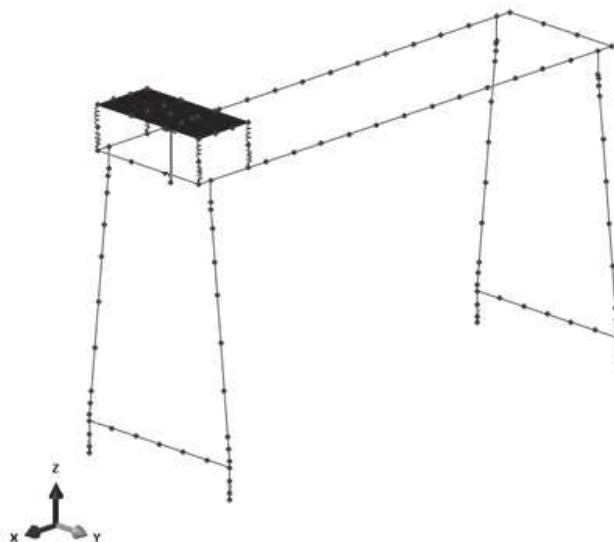
1. 概要

女川2号炉海水ポンプ室門型クレーン（以下「門型クレーン」という。）が上位クラス施設へ波及的影響を及ぼさないことを確認するため、基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有することを確認する必要がある。構造図を添付 3-1 図に示す。

門型クレーンがレール上に固定されていないという構造上の特徴を踏まえ、水平方向へのすべりと鉛直方向の車輪部の浮上りを考慮した解析モデルによる非線形時刻歴解析を適用する。解析モデル概要図を添付 3-2 図に示す。



添付 3-1 図 海水ポンプ室門型クレーン構造図



添付 3-2 図 非線形時刻歴応答解析に用いる解析モデル概要図

2. 先行実績（大間 1 号炉原子炉建屋クレーン）との構造比較

門型クレーンに非線形時刻歴解析を適用するにあたって、先行実績として大間 1 号炉原子炉建屋クレーン（以下「原子炉建屋クレーン」という。）で適用実績があるため、それぞれの構造や特徴を比較し、適用性について確認する。

2.1 全体構造について

(1) 構造概要

原子炉建屋クレーンは、トロリ式天井クレーンに分類されるものであり、2本のレール上を走行する方式である。走行レール間はガーダと呼ばれる部材が渡された桁構造で、ガーダ下部に設けられている車輪を介して走行レール上に設置されている。また、ガーダ上部には横行レールとトロリが設置され、吊荷の吊上げ、吊下げ及び移動が行われる。

門型クレーンは、トロリ式橋型クレーンに分類されるものであり、2本のレール上を走行する方式である。走行レール間はトロリ式天井クレーンと同様にガーダが渡された桁構造となっている。ガーダ下部には脚が設けられており、この脚の下部の車輪を介して走行レール上に設置されている。ガーダ上部にはトロリ式天井クレーンと同じく横行レールとトロリが設置され、吊荷の吊上げ、吊下げ及び移動が行われる。

両設備の概要図について添付 3-3 図に示す。

(2) 全体構造

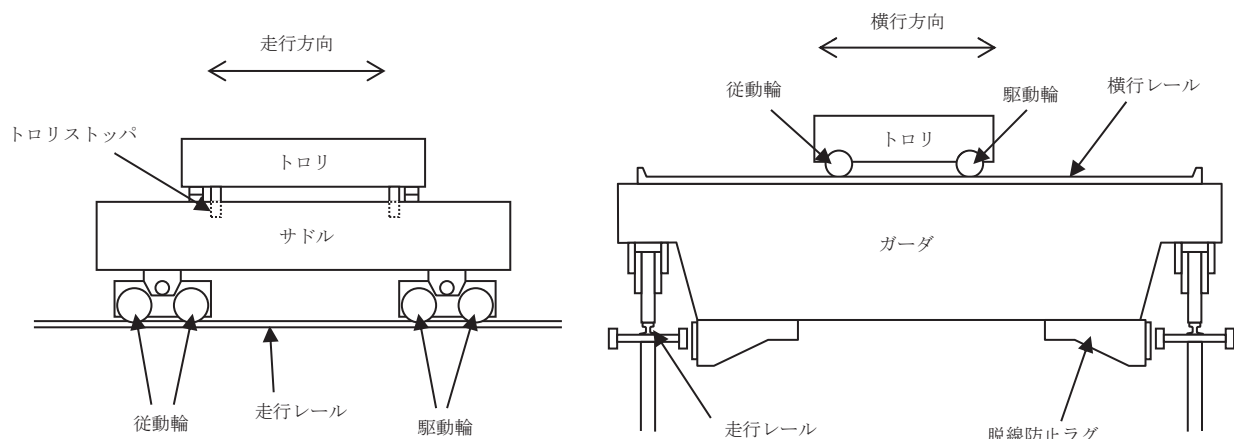
原子炉建屋クレーンの本体構造はガーダ、サドルと呼ばれる鋼構造物が主体となっている。トロリ本体も同様に鋼構造物で構成されている。ガーダは走行レール上に、トロリは横行レール上とともに 4 箇所にある車輪を介して固定されずに設置されていることから地震時には水平方向にすべり、鉛直方向に浮上がりが発生する。

門型クレーンの本体構造はガーダ、サドル及び脚と呼ばれる鋼構造物が主体となっている。トロリ本体も同様に鋼構造物で構成されている。脚は走行レール上に、トロリは横行レール上とともに 4 箇所にある車輪を介して固定されずに設置されていることから地震時には、原子炉建屋クレーンと同様、水平方向にすべり、鉛直方向に浮上がりが発生する。

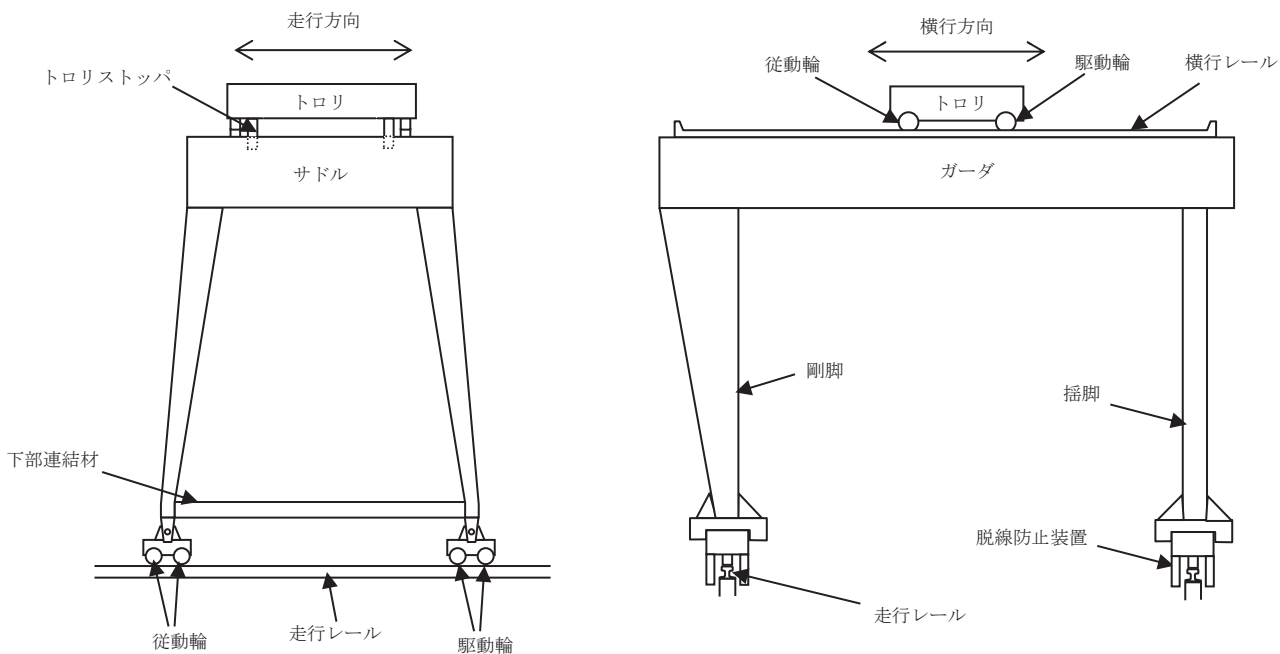
(3) 構造の特徴比較

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの構造について特徴を比較した結果を添付 3-1 表に示す。

両設備の違いは脚の有無だけであり、それ以外の構造物としての特徴は類似している。また、レールと 4 箇所の車輪が固定されずに接触し、水平方向にすべり、鉛直方向に浮上がりが発生する挙動は両クレーンで類似している。



(a) 大間 1 号炉原子炉建屋クレーン



(b) 女川 2 号炉海水ポンプ室門型クレーン

添付 3-3 図 大間 1 号炉原子炉建屋クレーン及び女川 2 号炉海水ポンプ室門型クレーンの構造概要図

添付 3-1 表 構造の特徴比較

	原子炉建屋クレーン	門型クレーン
構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2本のレール間を跨ぐ桁構造 ・ ガーダ上にトロリを設置 ・ 車輪を介してレール上に設置 	同左
主要構造物	<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダ ・ サドル ・ トロリ 	<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダ ・ サドル ・ トロリ ・ 脚
構造形状	鋼構造物（炭素鋼）	同左
	溶接構造物	同左

* 下線は相違点を示す。

2.2 荷重伝達について

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの本体及びトロリはいずれも固定されずにレール上に車輪を介して設置されており、以下に示す荷重伝達機能も同様であると考えられる。

(1) クレーン本体走行方向の水平力

a. クレーン本体

- (a) クレーン本体は走行レール上に乗っているだけで固定されていないため、走行方向の水平力が加わっても、クレーン本体は走行レール上を滑るだけで、クレーン本体には走行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) クレーン本体の走行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) 駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の水平力が加われば走行レール上を滑る。
- (d) 従動輪は回転が拘束されていないため、クレーン本体の動きに合わせて自由に回転することからクレーン本体走行方向の水平力をクレーン本体に伝達しない。

b. トロリ

- (a) トロリはクレーン本体の走行レールに対して直交方向に設置された横行レール上に設置していることから、クレーン本体の走行方向の地震力はガーダ本体・横行レールを介してトロリへ作用する。

(2) トロリ走行方向の水平力

a. クレーン本体

- (a) クレーン本体は横行レールに対して直交方向に設置された走行レール上に設置していることから、トロリ走行方向の地震力は走行レールを介してクレーン本体へ作用する。

b. トロリ

- (a) トロリはガーダ上の横行レール上に乗っているだけで横行レールとは固定されていないため、水平力がトロリに加わっても、トロリは横行レール上を滑るだけで、トロリ本体には横行レールと横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) トロリの横行車輪は、駆動輪又は従動輪である。
- (c) トロリの駆動輪は、電動機及び減速機等の回転部分と連結されているため、地震力が車輪部に加わると回転部分が追従できず、最大静止摩擦力以上の水平力が加われば横行レール上を滑る。
- (d) 従動輪は回転が拘束されていないため、トロリの動きに合わせて自由に回転することからトロリ走行方向の水平力をトロリ本体に伝達しない。

(3) 鉛直力

クレーン本体及びトロリは、レールと固定されていないことから、鉛直方向の地震力によってはレールから浮上がる可能性がある。

2.3 車輪まわりの構造比較

本解析手法は車輪まわりのすべりや浮上りを考慮した非線形解析であり、車輪まわりの特徴を踏まえたモデル化が必要であることから、車輪とレールの接触部分について、原子炉建屋クレーンと門型クレーンについて詳細に構造比較を行う。原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの車輪まわりの模式図を添付 3-4 図に示す。

(1) 原子炉建屋クレーン

原子炉建屋クレーンの車輪まわりは、走行装置が前後左右の 4 隅に配置された構造であり、各走行装置は 2 輪ずつの車輪で構成されている。車輪と走行レール間には鉛直上向きの拘束がなく浮上りが発生する構造となっており、クレーンと走行レールの接触点は、ともに鋼製部材である車輪と走行レールの接触となる。また、車輪については、駆動装置が設置された駆動輪（2 隅分）とクレーンの動きに追従して回転する従動輪（2 隅分）があり、全体の半分の車輪で駆動力を伝達する機構となっている。

トロリの車輪まわりは、前後左右で 1 輪ずつ配置された構造となっており、ク

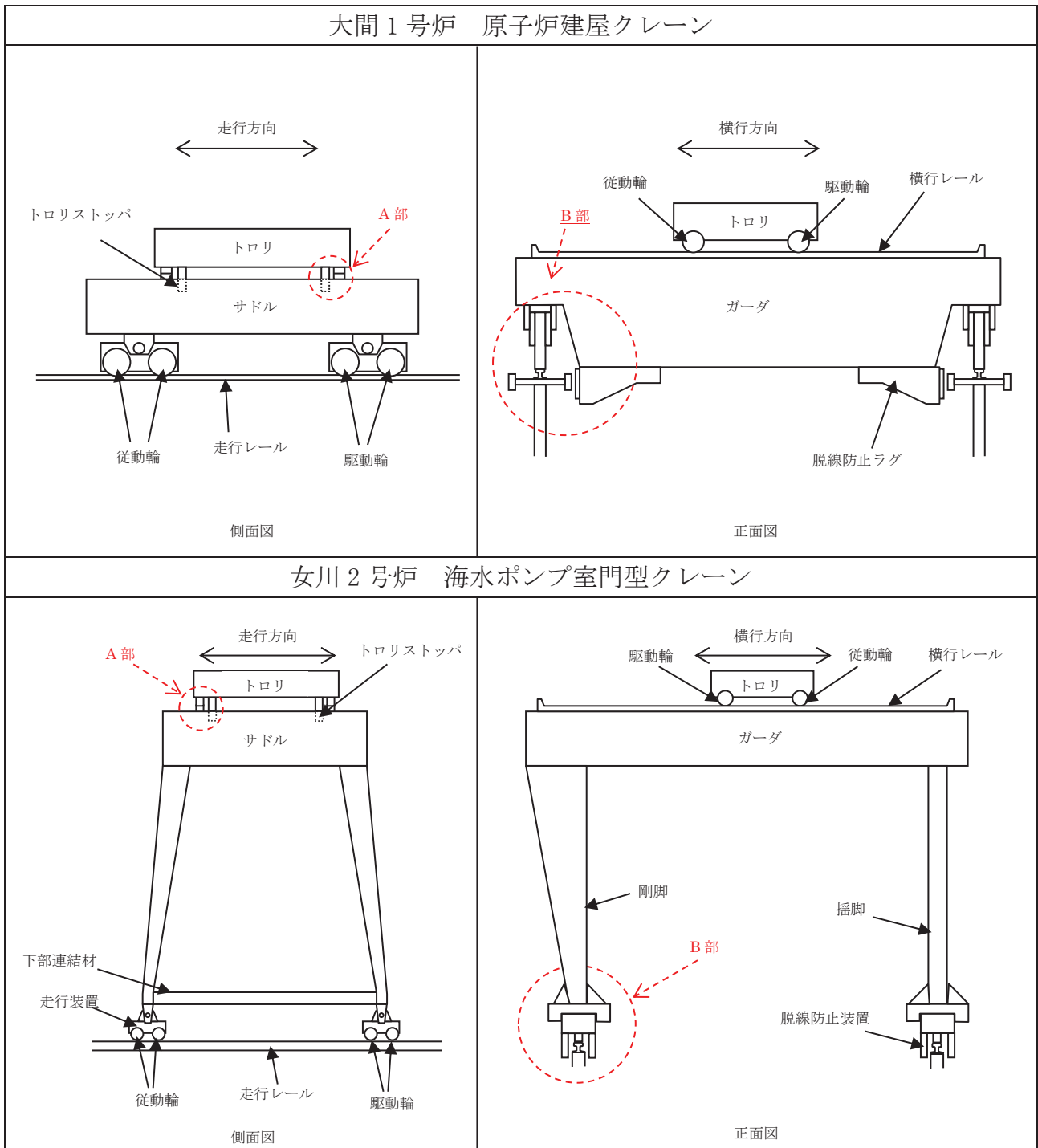
レーン本体の車輪と同様に鉛直方向の拘束がないため浮上がりが発生する構造となっている。駆動輪と従動輪についてもクレーン本体の車輪と同様に前後で役割の異なる車輪が配置されている。

クレーン本体車輪まわり及びトロリ車輪まわりには、脱線防止装置もしくはトロリストoppaが設置されているため、車輪がレールから浮上がる現象が発生した場合でも、脱線を防止する構造となっている。

(2) 門型クレーン

門型クレーンの本体車輪まわりは、添付 3-4 図に示すとおり走行装置が前後左右の 4 隅に配置された構造であり、各走行装置は 2 輪ずつの車輪で構成されている。車輪とレール間は鋼製部材同士の接触で上向きの拘束がなく浮上がりが発生する点や駆動輪と従動輪が半数ずつで車輪が構成されている点など、原子炉建屋クレーンと同一の構造となっている。トロリの車輪まわりについても車輪（駆動輪、従動輪）配置や接触状況などについて同一構造となっている。

門型クレーン本体車輪まわり及びトロリ車輪まわりについては改造工事として脱線防止装置を設置するため、原子炉建屋クレーンと同様に、車輪がレールから浮上がる現象が発生した場合でも、脱線を防止する構造である。



(a) 概略構造比較

添付 3-4 図 原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの構造比較 (1/2)

	A 部	B 部
原大 子間 炉1号 建屋 炉 クレーン	<p>トロリストッパ</p>	<p>脱線防止ラグ</p>
海女 水川 ポンプ 2号 炉 室門 型 クレーン	<p>トロリストッパ</p>	<p>脱線防止装置</p>

(b) 車輪まわり構造詳細比較

添付 3-4 図 原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの構造比較 (2/2)

3. 先行実績（大間 1 号炉原子炉建屋クレーン）との評価方法の比較

3.1 評価方法の比較

原子炉建屋クレーンと門型クレーンの評価方法の比較を添付 3-2 表に示す。門型クレーンの解析手法や解析モデル、境界条件などの解析評価の基本となる設定は原子炉建屋クレーンと同一の評価方法である。

入力地震動はそれぞれの設備を設置している箇所地震動を適用するため、評価方法の差異にはあたらない。

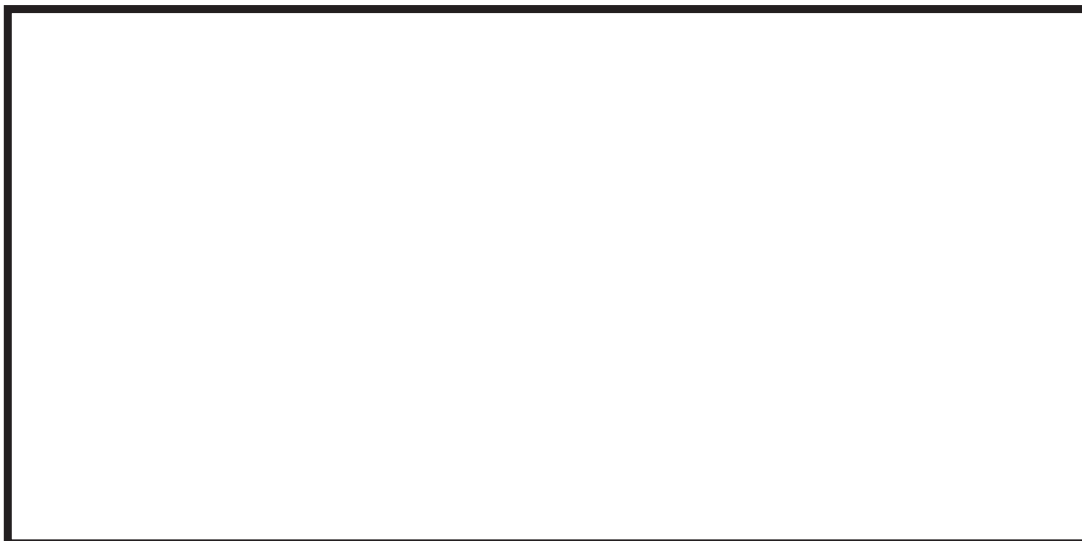
添付 3-2 表 原子炉建屋クレーンと門型クレーンの評価方法比較

項目	原子炉建屋クレーン	門型クレーン
解析手法	非線形時刻歴応答解析	同左
解析モデル	3次元 FEM 解析モデル	同左
車輪-レール間の境界条件	すべり，浮上がり，衝突考慮	同左
地震力	水平 鉛直	動的地震力
入力地震動	原子炉建屋におけるクレーン設置位置の加速度時刻歴	海水ポンプ室におけるクレーン設置位置の加速度時刻歴
減衰定数	水平 鉛直	2.0%
解析プログラム	ABAQUS Ver. 6.5-4	ABAQUS Ver6.11-1

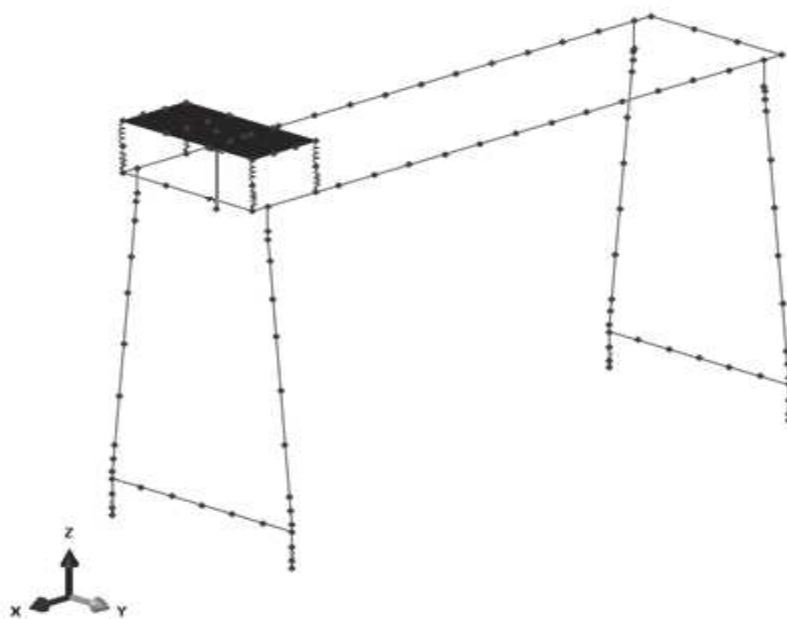
3.2 地震応答解析モデルの比較

原子炉建屋クレーン及び門型クレーンの解析モデル概要を添付 3-5 図に示す。

門型クレーンは原子炉建屋クレーンと同様に、クレーンの主要構成部材をはり要素でモデル化している。また、車輪部についても原子炉建屋クレーンと同様に水平方向のすべり及び鉛直方向の浮上りを考慮するため、ギャップ要素及びばね、減衰要素でモデル化している。なお、車輪部の非線形要素については参考資料 1 に詳細を示す。



(a) 大間 1 号炉 原子炉建屋クレーン



(b) 女川 2 号炉 海水ポンプ室門型クレーン

添付 3-5 図 解析モデル概要図

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

4. 非線形時刻歴解析の適用性（まとめ）

女川 2 号炉海水ポンプ室門型クレーンに対して非線形時刻歴解析を適用するにあたり、先行実績（大間 1 号炉原子炉建屋クレーン）との構造及び評価方法の比較を行った。

前述の 2 項のとおり、全体構造、荷重伝達及び車輪まわりの構造について比較した結果、先行実績のある原子炉建屋クレーンに対して、門型クレーンは、クレーン本体の鋼構造物として脚が存在することのみが差異であり、これ以外の全体構造、荷重伝達及び車輪まわり構造が同様であることを確認した。なお、クレーン本体の鋼構造物として脚が存在することについては、適切に解析モデルに反映することで問題はない。

また、前述の 3 項のとおり、評価方法及び解析モデルについて比較した結果、解析モデルの設定方法として、3 次元はり要素によるモデル化、水平方向のすべり、鉛直方向の浮上がりの挙動を考慮する非線形要素の考え方が同様であることを確認した。

したがって、女川 2 号炉海水ポンプ室門型クレーンの耐震評価として、先行実績のある非線形時刻歴解析を適用することは妥当であると考えられる。

5. 参考文献

- (1) 平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構）
- (2) 平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008, (独)原子力安全基盤機構）
- (3) 天井クレーンのすべりを伴う地震時挙動（火力原子力発電. Vol140 No. 6 小森ほか）

海水ポンプ室門型クレーンの地震時挙動に関する補足説明

1. 車輪とレールとの摩擦力及び脱線防止部材との接触による摩擦力の考慮について

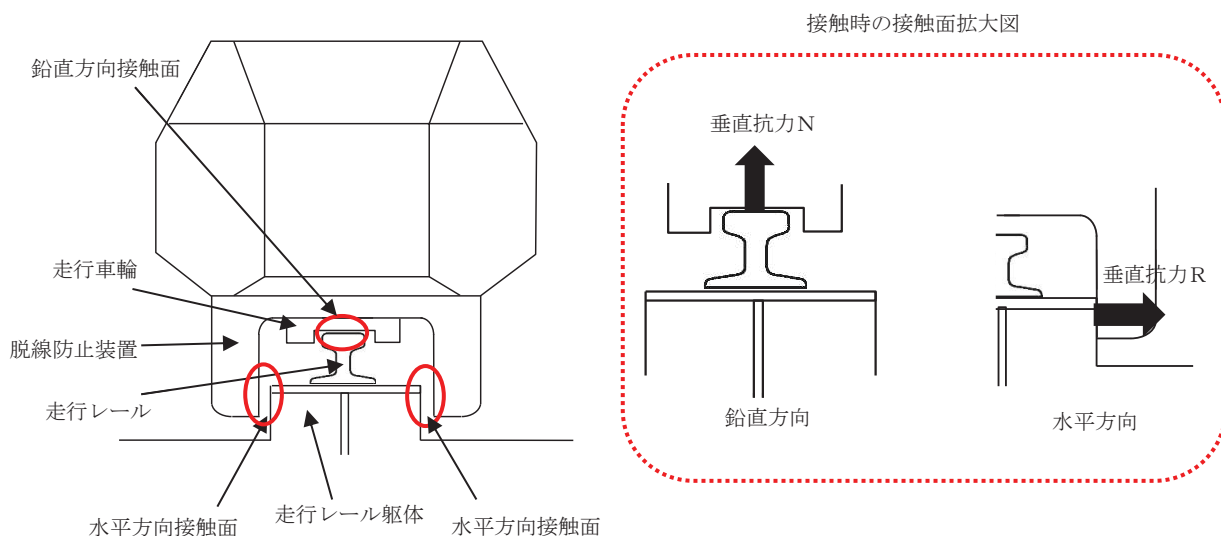
門型クレーンはレール上を車輪で移動する構造であり、レールと車輪は固定されていないため、地震時には走行方向（レール長手方向）にはすべりが発生し、摩擦力以上の荷重を受けない構造である。

門型クレーン本体車輪部とレール間の取り合い部を例とすると、すべりを想定する面としては、鉛直方向（本体車輪～レール間）と水平方向（脱線防止装置～レール躯体間）が挙げられる。（添付 4-1 図）

鉛直方向には自重が常時下向きに加わっており、地震による鉛直方向加速度が 1G を上回りクレーン本体が浮上がり挙動を示すごく僅かな時間帯を除き、常に車輪はレール上面に接触し垂直抗力 N が発生する状態であることから、摩擦係数 μ ($=0.3$) 一定の条件の下、垂直抗力 N を時々刻々変化させた摩擦力 f ($=\mu N$) を考慮している。

これに対して、水平方向には常時作用する荷重が無く、水平方向（横行方向）の地震力が作用し、脱線防止装置がレール躯体に接触する場合に垂直抗力 R が発生する。しかしながら、地震力は交番荷重であること及び、接触後も部材間の跳ね返りが発生することから、側面の接触時間はごく僅かな時間となる。また、大きな摩擦力が発生するためには、横行方向の地震力により瞬間的に垂直抗力 R が発生する間に、走行方向の大きな地震力が同時に作用する必要があることから、各方向地震力の非同時性を考慮し、側面の接触による摩擦力は考慮していない。

なお、基準地震動 S_s による地震力に対して、駆動輪に接続される電動機及び減速機等の回転部が破損し駆動輪が自由に回転する可能性も考えられるが、その場合、摩擦力は低減することから、上記のように摩擦力を考慮した評価を行うことで保守的な評価となっていると考える。



添付 4-1 図 鉛直方向と水平方向の接触面

2. レール等の破損による解析条件への影響について

門型クレーンのモデル化にあたっては、車輪がレール上にあり、レール直角方向に対しては脱線防止装置またはトロリストoppaが接触して機能することを前提としている。

ここでは、地震応答解析モデルの前提としている「レール上に車輪が乗っていること」が脱線防止装置またはトロリストoppaの健全性を確認することで満足されることを、門型クレーン本体車輪部を例に示す。

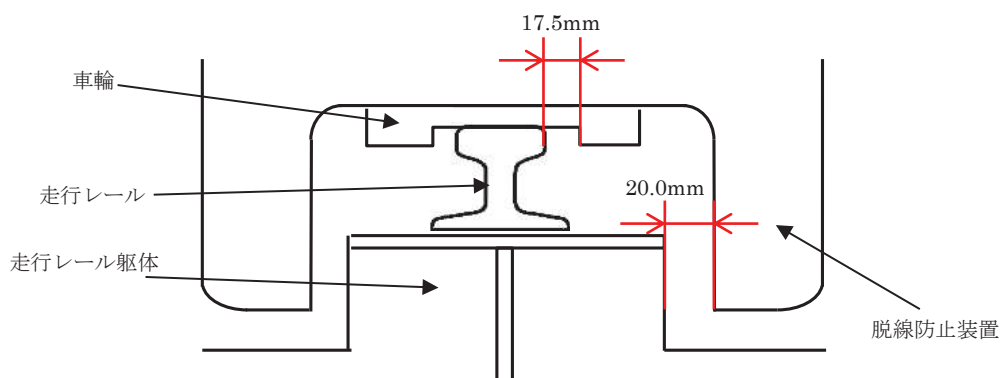
門型クレーンに地震力が作用する際は、車輪がレール上に乗り上がる挙動が想定されるが、脱線防止装置がレール躯体に接触することで横行方向の移動量は制限される。脱線防止装置は構造強度部材として基準地震動 S_s によって生じる地震力に対して許容応力を満足する設計としており。地震で破損することは無いため、脱線防止装置とレール躯体間のギャップ量に相当する移動量となった場合でも車輪がレール上から落ちることは無い。(添付 4-2 図)

上記についてはトロリ車輪部についても同様である。

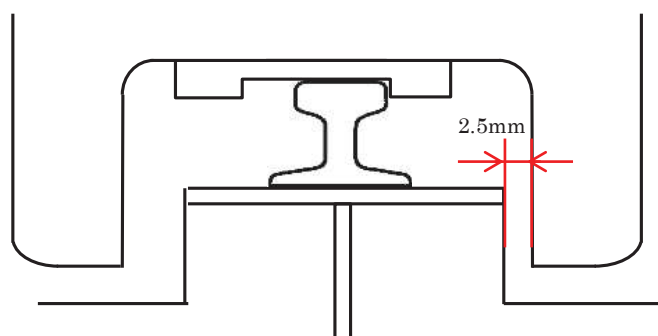
また、脱線防止装置とレール躯体が接触する前に車輪からレールに荷重が伝わることになるが、車輪のつばとレールが接触（移動量 17.5 mm）してから脱線防止装置とレール躯体が接触（移動量 20 mm）し、移動量が制限されるまでの移動量は 2.5 mm (=20.0 mm-17.5 mm) 程度であることから、脱線防止装置が接触して機能する前に鋼製部材であるレールが大きく破損することは無いと考える。このように、車輪のつばの有無によらず構造強度部材である脱線防止装置が機能することで車輪がレールにとどまる設計であることから、車輪のつばは地震応答解析の前提条件に影響するものではない。

以上より、地震時に脱線防止装置がレール躯体に接触して機能する前に車輪がすべり面であるレールから落下することや、レールが大きく破損することが無いことから脱線防止装置が機能する前に地震応答解析モデルの前提を満足しなくなるおそれは無いと考える。

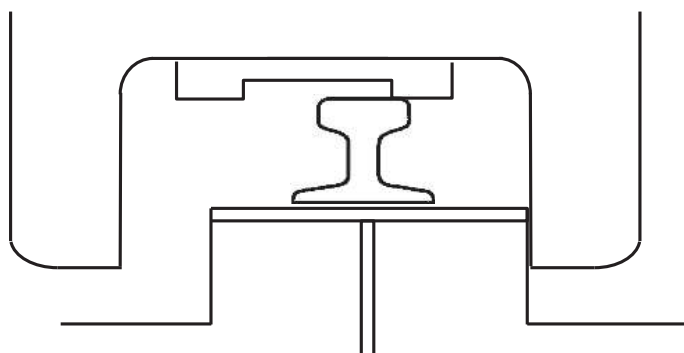
* 平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 S_s -1, 2 による暫定評価



(a) 通常時



(b) 地震力により車輪のつばがレールに接触（水平移動量 17.5 mm）



(c) 地震力により脱線防止装置とレール躯体が接触（水平移動量 20.0 mm）

添付 4-2 図 本体車輪部概念図

(本図は車輪がレールから外れないことを示すための概念図であり，構造物の大きさや間隙については実物と異なる。)

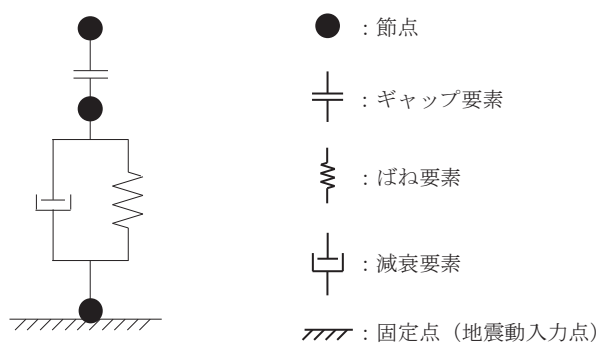
クレーン車輪部の非線形要素の設定について

1. 車輪部の非線形要素の考え方

クレーン車輪部のモデル化では、すべり、鉛直方向の浮上がり及び衝突の挙動を模擬するためギャップ要素を用いる。また、接触部位の局所変形による接触剛性をばね要素で、衝突による減衰効果を減衰要素で模擬し、参考 1-1 図に示すようにギャップ要素と直列に配置する。

クレーン車輪部の接触形態は、車輪（曲面形状）とレール（平面形状）による鋼材同士の接触であり、先行実績（大間 1 号炉原子炉建屋クレーン）と同様であることから、非線形要素設定については先行実績と同様の考え方を適用している。

なお、各要素（ギャップ要素、ばね要素、減衰要素）の詳細設定については 2. 以降に記載する。



参考 1-1 図 クレーン車輪部の非線形要素図

2. 車輪とレール間の摩擦特性（ギャップ要素）

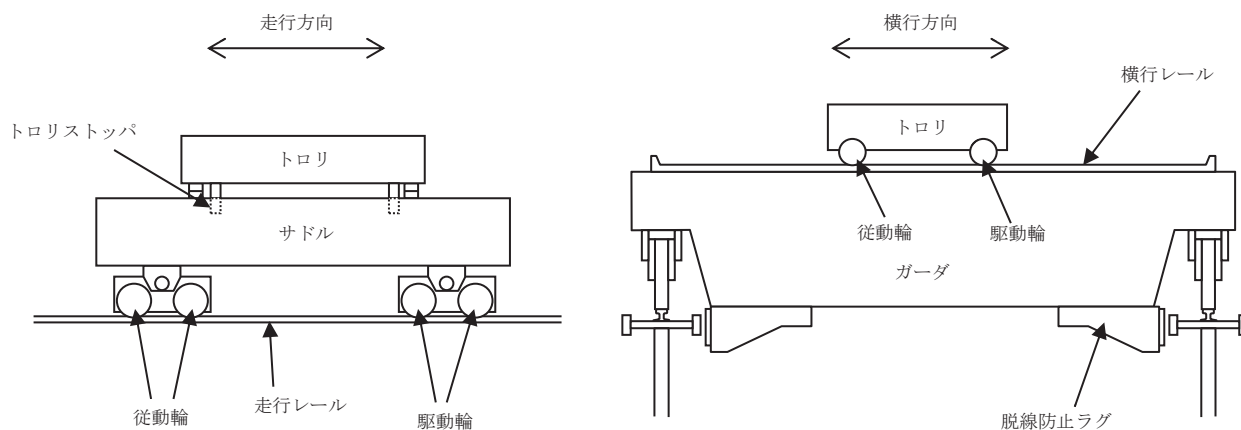
クレーンの車輪には電動機及び減速機等の回転部分と連結された駆動輪と回転部分と連結されていない従動輪の 2 種類がある。このうち駆動輪は回転が拘束されているため、地震力が車輪部に加わると回転部分が追随できず最大静止摩擦力以上の水平力が加わればレール上をすべる。

摩擦係数は実機の縮小試験体を用いて加振試験を行った既往研究⁽¹⁾を踏まえ、0.3 と設定した。既往研究においては、摩擦係数として 0.11~0.19 の値が確認されているが、摩擦係数の大きい方がクレーン本体へ加わる水平力が大きくなるため、保守的に 0.3 とした。

既往研究における試験体（原子炉建屋クレーンタイプ）と門型クレーンの構造上の差異（門型クレーンには脚が存在）から門型クレーンは地震動に対して多少のロッキング挙動を示す可能性はあるが、接触形態（車輪（曲面形状）とレール（平面形状）による鋼材同士の接触）は変わらないことから摩擦係数への影響は軽微であると考えられる。

なお、摩擦係数 0.3 は、女川 2 号炉原子炉建屋クレーンの既工認（静的解析*）及び先行実績（大間 1 号炉（動的解析））においても同様に適用されている。

* すべり方向の水平力として最大静止摩擦力（鉛直方向荷重×摩擦係数（0.3））を用いてクレーン本体及びトロリを評価



参考 1-2 図 女川 2 号炉原子炉建屋クレーン概要図

3. 車輪とレールの接触剛性（ばね要素）

接触剛性はクレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽²⁾を踏まえ、接触剛性を考慮したばね要素とクレーン質量で構成される 1 自由度系の固有振動数が 20Hz になるように設定した。既往研究においては、今回の設定方法のほか、ヘルツの接触理論により荷重に着目して設定する方法、荷重やトロリ浮上がり量等の試験結果と同等になるようにパラメータスタディを行って設定する方法などを検討しているが、いずれの設定方法でも接触剛性（ばね要素）の差異がほとんどないことが確認されている。

なお、今回の接触剛性（ばね要素）の設定方法は、先行実績（大間 1 号炉）においても同様に適用されている。

4. 車輪とレール間の衝突による減衰（減衰要素）

減衰は、クレーン類の非線形応答挙動を検討した既往研究⁽³⁾を踏まえ、車輪の反発係数から換算される減衰比を設定した。既往研究においては、車輪及びレールを模擬した試験体を用いて、重力加速度を利用した反発試験（参考 1-3 図）を実施し、車輪とレール間の反発係数から減衰比を確認している。

なお、反発係数と減衰比の関係式は次式のとおり。また、反発係数と減衰比の関係を参考 1-4 図に示す。

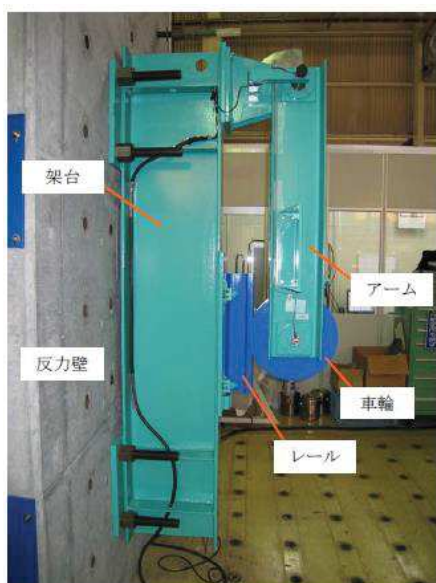
$$e = \exp\left(-\frac{h\pi}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

e: 反発係数, h: 減衰比

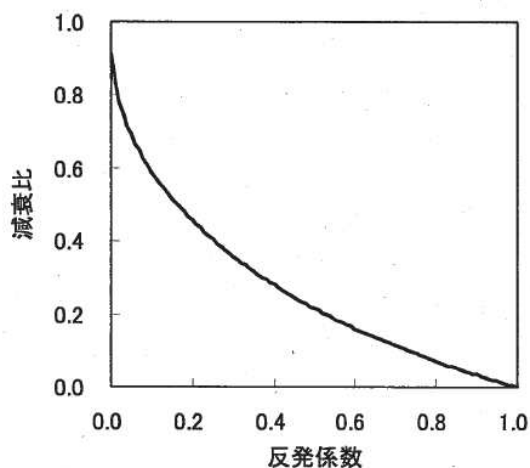
既往研究の反発係数試験から得られた反発係数は、0.62～0.65 であり、減衰比に換算すると 0.12～0.13 となる。

ここで、反発係数と減衰比の関係は、反発係数が大きいほど衝突時のエネルギー消散が小さく、減衰比が小さくなるため、車輪とレール間の衝突による減衰は、保守的に反発係数 0.7（減衰比 0.113）を適用する。

なお、今回の減衰の設定方法は、先行実績（大間 1 号炉）においても同様に適用されている。



参考 1-3 図 車輪反発係数試験体*



参考 1-4 図 反発係数と減衰比の関係*

* 『平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構)』より一部引用

5. 参考文献

- (1) 天井クレーンのすべりを伴う地震時挙動（火力原子力発電. Vol140 No. 6 小森ほか）
- (2) 「平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（09 耐部報-0008, (独)原子力安全基盤機構）」
- (3) 「平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書（08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構）」

地震時の本体車輪部及び脱線防止装置が衝突する躯体側の評価について

門型クレーンに地震力が作用した際は、まず走行車輪とレールが接触し、さらには車輪がレールに乗り上がって脱線防止装置がレール躯体に衝突する挙動が考えられる。門型クレーンは構造強度部材である脱線防止装置が健全であることでレールからの脱輪による転倒もしくは落下を生じない構造であることを確認しているが、地震時に本体車輪部各部位及び脱線防止装置が衝突する躯体側に発生する応力について評価を行った。

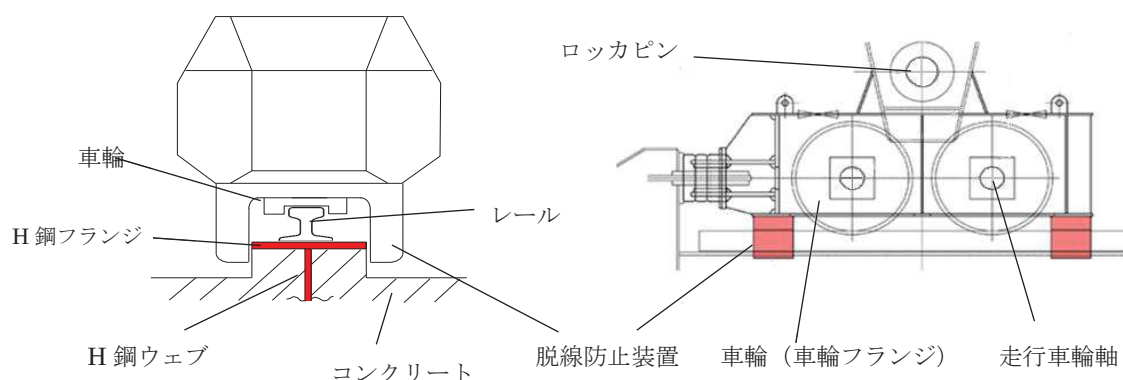
(1) 本体車輪部の評価について

評価の結果、本体車輪部は地震時に健全であることを確認した。

(2) 脱線防止装置が衝突する躯体側の評価について

レール躯体は、H鋼とコンクリートで構成されており、脱線防止装置衝突時にはH鋼とコンクリート両者に荷重が作用するが、保守的にレール躯体上部のH鋼フランジ端部のみに荷重が作用するものとして、H鋼のフランジとウェブの境界部のせん断、H鋼フランジの面内の圧縮の評価を行った。

評価の結果、レール躯体が脱線防止装置の衝突に対して健全であることを確認した。



評価部位		評価項目	発生値*	許容限界	裕度
本体車輪部	車輪フランジ	組合せ	194 (MPa)	539 (MPa)	2.77
	走行車輪軸	組合せ	289 (MPa)	571 (MPa)	1.97
	ロッカピン	組合せ	241 (MPa)	571 (MPa)	2.36
脱線防止装置衝突部躯体		せん断	51 (MPa)	146 (MPa)	2.86
		圧縮	96 (MPa)	253 (MPa)	2.63

* 平成 25 年 12 月 27 日申請時の基準地震動 Ss-1, 2 による暫定評価

クレーン本体及びトロリのすべり量評価について

クレーン本体及びトロリがすべりによって走行レール端部及び横行レール端部に衝突した場合、クレーン本体の転倒、トロリの落下により上位クラス設備へ波及的影響を及ぼすおそれがある。

そこで、地震応答解析におけるクレーン本体及びトロリのすべり量がクレーン本体及びトロリがレール端部に最も接近した作業状態における走行レール端部及び横行レール端部までの離隔距離（許容基準値）を上回らないことを確認する。

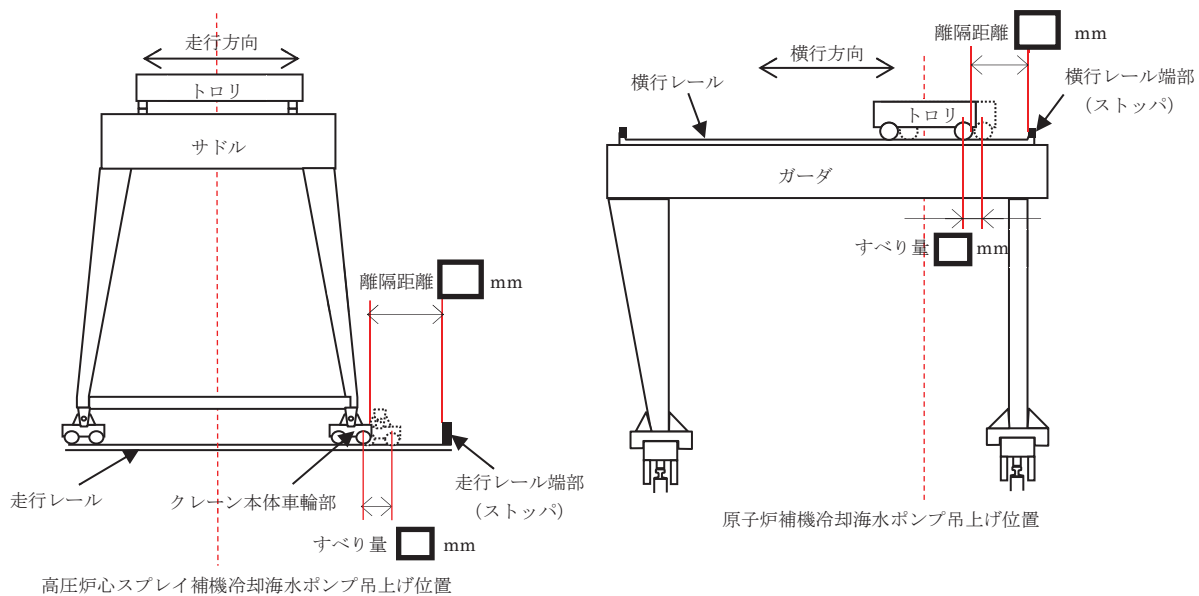
クレーン本体の場合は、走行レール端部に最も接近する作業状態として、高圧炉心スプレイ補機冷却海水ポンプ（西側）の吊上時を想定する。また、トロリの場合は、横行レール端部に最も接近する作業状態として、原子炉補機冷却海水ポンプ吊上げ時を想定する。

評価の結果、クレーン本体及びトロリともに許容基準値を満足しており、すべりにより上位クラス設備への波及的影響を及ぼすおそれがないことを確認した。

なお、本検討では基準地震動 Ss-D1～N1（全 7 波）のうち設備評価の観点で選定した基準地震動 Ss-D2 により評価を行っているが、工認段階においては、基準地震動 Ss-D1～N1（全 7 波）におけるすべり量評価を実施する。すべり量が増大し、現状の許容基準値を満足できない場合は走行装置の構造変更等による対策を実施する。



本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。



評価部位	発生値* (すべり量)	許容基準値 (離隔距離)
クレーン本体		
トロリ		

* 基準地震動 Ss-D1～N1 (全7波) のうち Ss-D2 による暫定評価

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。



クレーン本体すべり量時刻歴波形



トロリすべり量時刻歴波形

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

先行実績との構造/評価手法比較 (BWR プラント)

項目		大間 1 号炉 原子炉建屋クレーン	柏崎刈羽 6 号及び 7 号炉 原子炉建屋クレーン	女川 2 号炉 海水ポンプ室門型クレーン	
構造比較	構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ・ 2 本のレール間を跨ぐ桁構造 ・ ガーダ上にトロリを設置 ・ 車輪を介してレール上に設置 	同左	同左	
	主要構造物	<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダ ・ サドル ・ トロリ 	同左	<ul style="list-style-type: none"> ・ ガーダ ・ サドル ・ トロリ ・ 脚 	
	構造形状	鋼構造物 (炭素鋼)	同左	同左	
		溶接構造物			
構造概略図					
評価手法比較	解析手法	非線形時刻歴応答解析	同左	同左	
	解析モデル	3 次元 FEM 解析モデル	同左	同左	
	車輪-レール間の境界条件	すべり, 浮上がり, 衝突考慮	同左	同左	
	地震力	水平	動的地震力	同左	同左
		鉛直			
	入力地震動	クレーン設置位置の加速度時刻歴	同左	同左	
	減衰定数	水平	2.0%	同左	同左
鉛直					
解析プログラム	ABAQUS Ver. 6.5-4	ABAQUS Ver6.11-1 (6 号炉) ABAQUS Ver. 6.5-4 (7 号炉)	ABAQUS Ver6.11-1		
時刻歴の保守性検討	—	考慮 ASME Time History Broadening	考慮 ASME Time History Broadening		

本資料のうち、枠囲みの内容は機密事項又は商業機密に属しますので公開できません。

先行実績との構造/評価手法比較(PWR プラント)

	項目	玄海3号炉 海水ポンプ室門型クレーン	伊方3号炉 海水ポンプ室門型クレーン	女川2号炉 海水ポンプ室門型クレーン			
構造比較	構造概要	<ul style="list-style-type: none"> ・2本のレール間を跨ぐ桁構造 ・ガーダ上にトロリを設置 ・車輪を介してレール上に設置 	同左	同左			
	主要構造物	<ul style="list-style-type: none"> ・ガーダ ・サドル ・トロリ ・脚 	同左	同左			
	構造形状	鋼構造物 (炭素鋼) 溶接構造物	同左	同左			
	構造概略図						
評価手法比較	解析手法	非線形時刻歴応答解析	非線形時刻歴応答解析 (一部スペクトルモーダル解析を併用)	非線形時刻歴応答解析			
	解析モデル	3次元 FEM 解析モデル	同左	同左			
	車輪-レール間の境界条件	すべり, 浮上がり, 衝突考慮	同左	同左			
	地震力	<table border="1"> <tr> <td>水平</td> <td rowspan="2">動的地震力</td> </tr> <tr> <td>鉛直</td> </tr> </table>	水平	動的地震力	鉛直	同左	同左
	水平	動的地震力					
	鉛直						
	入力地震動	クレーン設置位置の加速度時刻歴	同左	同左			
減衰定数	<table border="1"> <tr> <td>水平</td> <td rowspan="2">2.0%</td> </tr> <tr> <td>鉛直</td> </tr> </table>	水平	2.0%	鉛直	同左	同左	
水平	2.0%						
鉛直							
解析プログラム	CONDSLIP	同左	ABAQUS Ver6.11-1 (ABAQUS は既往知見*において、固有周期や車輪部荷重等に対して地震応答解析結果と振動試験結果を比較した検証が実施されており、適用性に問題ないと考える。)				
時刻歴の保守性検討	<p>考慮</p> <p>シャープスペクトルと拡幅スペクトルでスペクトルモーダル解析を行い、部材力の比率を補正係数として考慮</p> <ul style="list-style-type: none"> ・水平方向及び鉛直方向の地震力に伴うクレーンの挙動を踏まえ、水平方向は、クレーンがレール上をすべるため水平方向の加速度の影響は小さいものの鉛直方向の応答特性の影響を受ける可能性があること、及び、鉛直方向は線形特性を示すことを考慮し、鉛直方向入力加速度のばらつきの影響として補正係数を設定。 	—	<p>考慮</p> <p>ASME Time History Broadening</p> <ul style="list-style-type: none"> ・女川2号炉門型クレーンは、クレーンがレール上をすべるため、水平方向応答に対して非線形特性を有していることに加え、浮上がり挙動を考慮しているため、鉛直方向応答に対しても非線形特性を有していることから、ASME の手法を基に保守性を検討。 				

*:「平成19年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験 (クレーン類) に係る報告書 (08 耐部報-0021, (独)原子力安全基盤機構)」
「平成20年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験 (クレーン類) に係る報告書 (09 耐部報-0008, (独)原子力安全基盤機構)」

女川原子力発電所 2 号炉

土木構造物の解析手法及び
解析モデルの精緻化について

資料構成

第 I 編 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化

1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要
2. 解析手法
3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

第 II 編 三次元静的材料非線形解析の適用性

下線部：今回提出資料

第 I 編 土木構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化

本編では、線状構造物の解析手法及び解析モデルの精緻化（時刻歴応答解析及び限界状態設計法の適用、減衰定数の変更）について説明する。

海水ポンプ室等の箱型構造物の構造解析に用いる三次元静的材料非線形解析の適用性については「第 II 編 三次元静的材料非線形解析の適用性」にて説明する。

1. 屋外重要土木構造物の評価手法の概要

屋外重要土木構造物の耐震評価について、今回申請では、屋外重要土木構造物の変位や変形をより実状に近い応答に適正化することを目的に、評価手法の高度化として、解析手法と減衰定数の変更を予定している。ここで、既工認は、女川原子力発電所 2 号炉の工事計画認可（平成 3 年 6 月 19 日及び平成 4 年 1 月 13 日）をいう。既工認と今回工認との手法の比較を別紙 16-1 表に示す。

既工認との相違点のうち、解析手法として適用している「時刻歴応答解析、限界状態設計法」は、新規制基準対応工認にて適用例がある手法である。

なお、土木構造物の地震時の挙動は、地盤の影響を受けることを踏まえると、地盤特性を適切にモデル化することにより、実応答に近い形で評価できるものと考えられる。このため、コンクリート強度は、既工認と同じく設計基準強度を採用する方針とする。

別紙 16-1 表 既工認と今回工認の手法との比較

	解析手法	解析モデル	減衰定数	コンクリート強度
既工認	周波数応答解析 許容応力度法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の減衰 5%	設計基準強度
今回工認	時刻歴応答解析 限界状態設計法又は 許容応力度法	地質データに基づく FEM モデル	構造物の履歴減衰* +Rayleigh 減衰	設計基準強度
比較結果	●異なる	○同じ	●異なる	○同じ
適用例	○あり	○あり	○あり	○あり

※：構造物を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみとする。

2. 解析手法

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価については、既工認では、地震応答解析手法として周波数応答解析を採用し、許容応力度法による設計として、構造部材の曲げ及びせん断について許容応力度に対して妥当な裕度を持つことを確認することを基本としていた。

今回工認では、屋外重要土木構造物の地震応答解析手法に時刻歴応答解析を適用した限界状態設計法による設計を採用する。減衰定数は、構造物の履歴減衰及び Rayleigh 減衰とする。なお、構造物を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみとする。構造部材の曲げについては限界層間変形角又は許容応力度に対して十分な安全余裕を持つこと、せん断についてはせん断耐力又は許容応力度に対して妥当

な安全余裕を持つことを確認する。また、各設備の要求機能（支持機能、通水機能、貯水機能）及び構造物が間接支持する機器・配管の機能維持のための与条件（変位や傾斜等）を踏まえて照査項目・内容を追加する。

以下では、今回工認で採用する限界状態設計法のうち、構造部材の曲げ照査に係る「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会，2005）」（以下「土木学会マニュアル」という。）の適用性及びせん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について検討を行う。

2.1 曲げ照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認申請における曲げに対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用層間変形角が限界層間変形角を超えないことを確認する。

「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（土木学会，2002年制定）」（以下「コンクリート標準示方書 2002」という。）では、構造部材の終局変位は、部材の荷重－変位関係の骨格曲線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位として求めてよいとしている。コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方を別紙 16-1 図に示す。

一方、土木学会マニュアルでは、以下の考え方に基づいている。屋外重要土木構造物を模したラーメン構造の破壊実験の結果より、かぶりコンクリートが剥落すると荷重が低下し始める。層間変形角 $1/100$ に至る状態は、かぶりコンクリートの剥落が発生する前の状態であることを確認しており^{(1), (2)}、荷重が低下しない範囲にある。当該限界値を限界状態とすることで、構造全体としての安定性が確保できるものとして設定されたものである。ラーメン構造の破壊実験の例を別紙 16-2 図に示す。

したがって、土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は、コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため、適用性を有している。

さらに、土木学会マニュアルでは、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説（1997）」にて記載されている設計限界変形 $1/100$ 、終局限界変形 $1/80$ 等を基準値として参照している。

対象は同じラーメン構造であり、軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度比）は建築物よりも屋外重要土木構造物の方が小さいと考えられることから、変形性能がより大きくなる傾向にあり、層間変形角 $1/100$ は安全側であると考ええる。機能維持確保の観点からも耐荷性能が確保されることが担保できるため限界値として適切である。

参考に、建築学会における曲げ降伏先行型の部材について、復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図を別紙 16-3 図に、土木学会マニュアルにおける鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図を別紙 16-4 図に示す。建築学会と土木学会マニュアルにおいて概ね対応が取れており、土木学会マニュアルの各損傷状態の設定は妥当であると考えられる。別紙 16-4 図において層間

変形角 $1/100$ は第 4 折れ点よりも手前にあり，屋外重要土木構造物の限界状態に至っていないと考えられる。また，第 3 折れ点は層間変形角 $1/100$ よりも更に手前にある。

耐震安全性評価では，当該許容限界値に対して，妥当な安全裕度を確保するため，構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は，材料係数，部材係数，荷重係数，構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を別紙 16-5 図に示す。

また，地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮として，これらの影響の程度を安全係数として見込んだ照査を，工事計画認可段階において実施する。地盤物性のばらつきは，周辺地盤の変形特性について，平均値を基本ケースとした場合に，平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差 (σ) のケースについて確認を行う。材料物性のばらつきについては，構造物のせん断変形量を定義するコンクリート部材の変形特性であるヤング係数が，コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ，コンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う。

曲げに対する照査において考慮している安全係数は別紙 16-2 表に示すとおり，材料係数，部材係数，荷重係数，構造解析係数，構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

コンクリート強度の特性値は，製造において，その値を下回る強度が発現する確率が 5% 以内となるように設定する。また，鉄筋の機械的性質の特性値に関しても，日本工業規格 (JIS) の規格範囲の下限值を設定してよいとしている。このように，双方とも特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定しており，応答値・限界値ともに安全側の照査がなされているため，材料係数は 1.0 としている。

(2) 部材係数

安全側に配慮した設定を行っていることから，部材係数は 1.0 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は，かなり高いものと考えられ，地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため，荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

限られた条件での実験であること，地盤パラメータの設定が応答解析結果に及ぼす影響などを考え併せて，構造解析係数は 1.2 以上を標準としている。

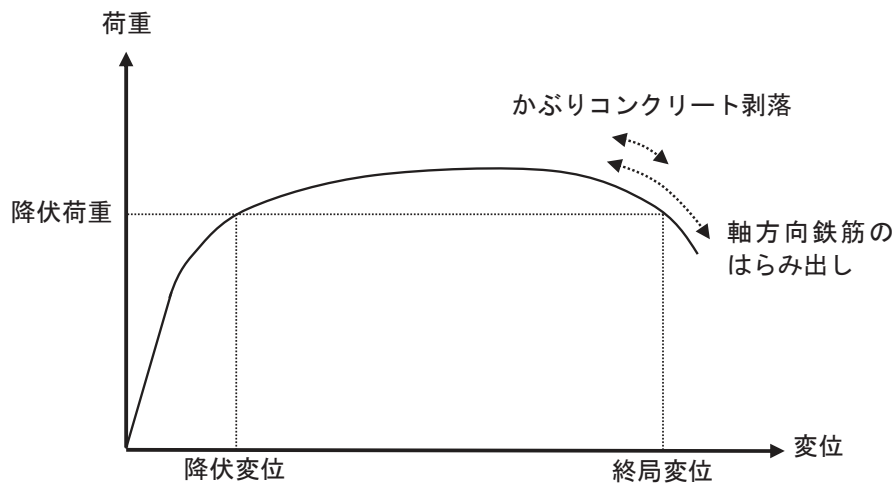
(5) 構造物係数

屋外重要土木構造物は重要度ごとに適切な地震動が設定される。したがって，構造物係数により更に構造物の重要性を考慮する必要はなく，耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

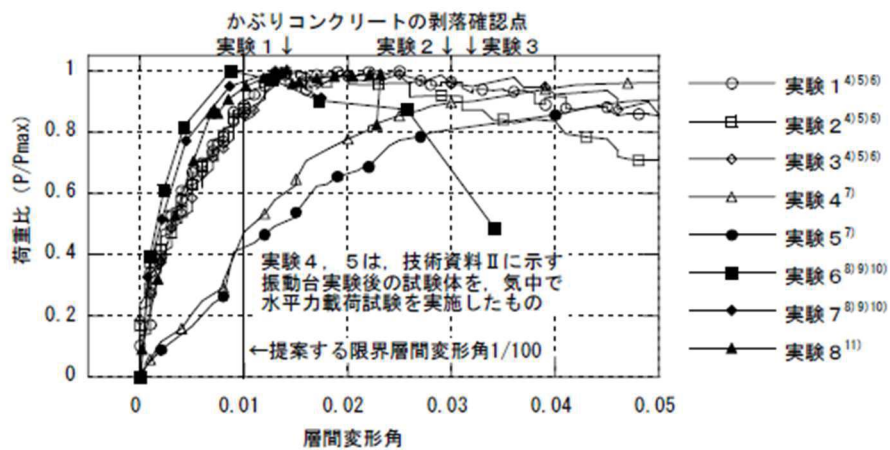
以上のことから，土木学会マニュアルによる曲げ照査手法は，コンクリート標準示方書 2002 による照査よりも安全側の評価を与えるため，技術的妥当性及び適用性を有するとともに適切な余裕が確保されていると判断できる。

別紙 16-2 表 曲げ評価において考慮している安全係数

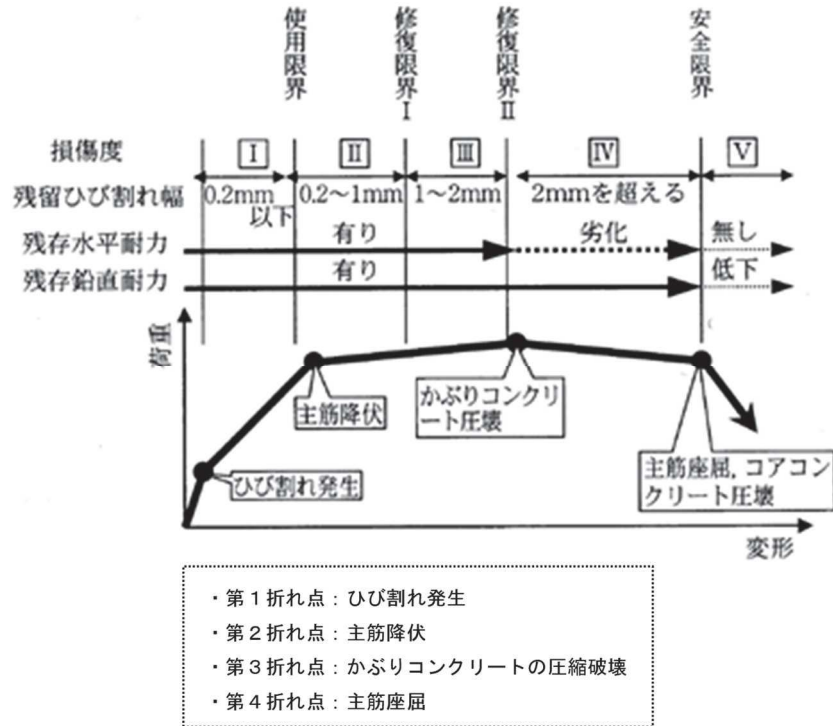
安全係数		曲げ照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.0
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数		—	1.0
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.2	—
構造物係数		1.0	



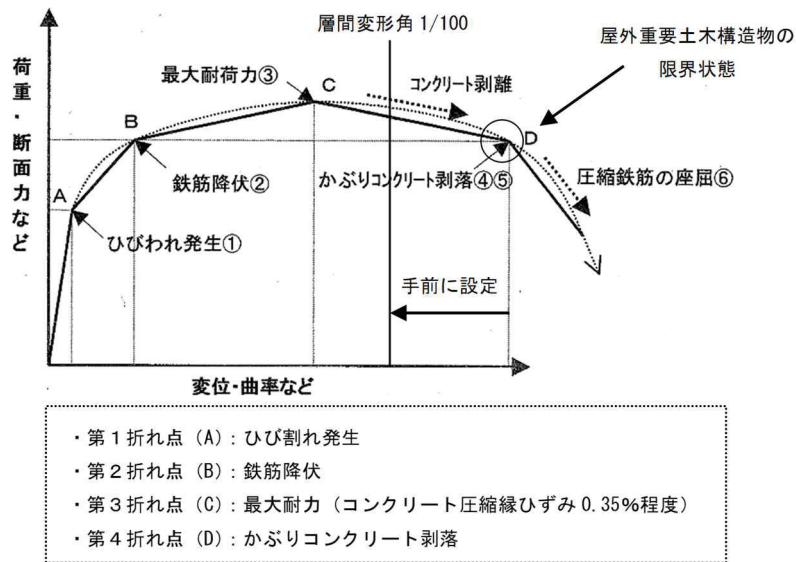
別紙 16-1 図 コンクリート標準示方書 2002 による構造部材の終局変位の考え方



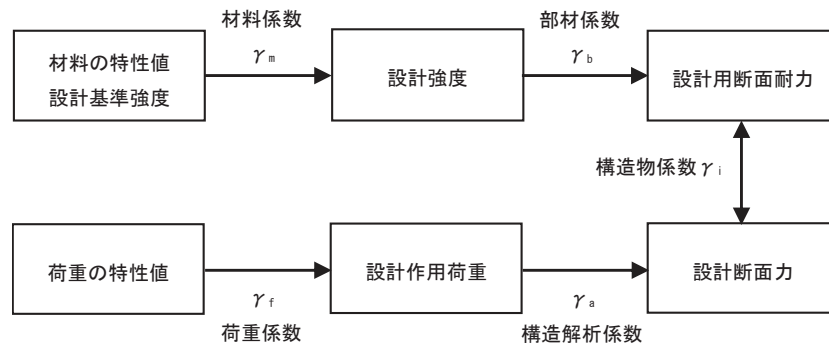
別紙 16-2 図 鉄筋コンクリート製ラーメン構造の破壊実験^{(1), (2)}
(土木学会マニュアル)



別紙 16-3 図 曲げ降伏先行型の部材の復元力特性と限界状態（損傷度）の関係の概念図（建築学会）



別紙 16-4 図 鉄筋コンクリートはり部材の荷重変位関係と損傷状態に対する概念図（土木学会マニュアル）



※上記に加えて、地盤物性・材料物性のばらつきに関する安全係数を考慮する。

別紙 16-5 図 安全係数の考え方

2.2 せん断照査に係る土木学会マニュアルの適用性について

今回工認申請におけるせん断に対する照査は、土木学会マニュアルに基づき、照査用せん断力が、せん断耐力を下回ることを確認する。

2.2.1 せん断耐力評価式

コンクリート標準示方書 2002 では、棒部材及びディープビームについて別紙 16-3 表に示すと通りのせん断耐力式を定義している。このうち、ディープビームについては、コンクリート標準示方書 2002 及び土木学会マニュアルにおいて同様の評価式となっている。

土木学会マニュアルでは、コンクリート標準示方書 2002 におけるせん断耐力式のうち棒部材式において、等価せん断スパンにより設定可能な係数 β_a を考慮している。これは屋外重要土木構造物が地中に埋設されたラーメン構造で、土圧、水圧、地震時慣性力等の多数の分布荷重が作用していることによる分布荷重が卓越し、スパン内に反曲点が存在する等の載荷形態にある条件下では、せん断耐力が増大するという実験的知見を踏まえ、より合理的なせん断耐力を与えるよう、コンクリート標準示方書 2002 のせん断耐力式を精緻化したものである。当該せん断耐力式は、別紙 16-7 図に示すとおり、屋外重要土木構造物を模した破壊試験より得られるせん断耐力と整合的であり、合理的な評価が可能であることを確認されている^{(3), (4)}。

また、これら多数の荷重の複合作用を個々に分解することは困難であることから、せん断耐力の算定時に個々の荷重作用を区分せず最終的な設計用断面力分布を用いて合理的なせん断耐力を算定することとしている⁽³⁾。

耐震安全性評価では、当該許容限界値に対して、妥当な安全余裕を確保するため、構造部材の照査の過程において複数の安全係数を考慮する。安全係数は、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数及び構造物係数の 5 種に分けられる。それぞれの安全係数の考え方を別紙 16-6 図に示す。

また、地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮として、これらの影響の程度を

安全係数として見込んだ照査を、工事計画認可段階において実施する。地盤物性のばらつきは、周辺地盤の変形特性について、平均値を基本ケースとした場合に、平均値 $\pm 1.0 \times$ 標準偏差(σ)のケースについて確認を行う。材料物性のばらつきについては、構造物のせん断変形量を定義するコンクリート部材の変形特性であるヤング係数が、コンクリートの設計基準強度に対応して定まることを踏まえ、コンクリートの実強度に対応して定めたケースについて確認を行う。

せん断に対する照査において考慮している安全係数は別紙 16-4 表に示すとおり、材料係数、部材係数、荷重係数、構造解析係数、構造物係数がある。これらの安全係数は土木学会マニュアルにおいて以下の考えにより定められている。

(1) 材料係数

限界値算定時に適用する材料係数はコンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリートに対して 1.3^{*}、鉄筋に対して 1.0 としている。応答値算定時に適用する材料係数は、コンクリートと鉄筋の物性値が、特性値の段階で実強度に対して小さい値を設定していることから安全側の照査がなされているため、材料係数は 1.0 としている。

※：材料係数は 1.3 を標準とするが、既設構造物において、強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合は 1.0~1.3 の間で低減する。

(2) 部材係数

コンクリート標準示方書 2002 に準拠して、コンクリート寄与分に対して 1.3、鉄筋寄与分に対して 1.1 としている。

(3) 荷重係数

地震の影響以外の荷重の評価精度は、かなり高いものと考えられ、地震の影響については入力地震動そのものが最近の研究成果に基づいて設定されるため、荷重係数は 1.0 としている。

(4) 構造解析係数

変形に関する応答値の評価精度に比較して、断面力に関する応答値の評価精度は高いと考えられることから、変形照査の場合より低減させて 1.05 としている。

(5) 構造物係数

基準地震動は地点ごとにサイト特性を考慮して設定され、重要度分類に対応して入力地震動が選定される。したがって、構造物係数より更に構造物の重要性を考慮する必要はなく、耐震性能照査における構造物係数は 1.0 としている。

以上のことから、土木学会マニュアルによるせん断照査手法は、屋外重要土木構造物の構造的特徴を踏まえ設定された手法であるため、技術的妥当性及び適用性を有すると判断できる。

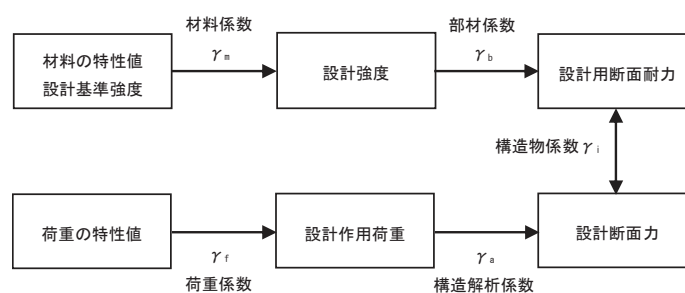
別紙 16-3 表 せん断耐力式の比較表

	コンクリート標準示方書	土木学会マニュアル
棒部材	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$ V_{yd} : せん断耐力 V_{cd} : コンクリート負担 V_{sd} : せん断補強筋負担 $V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ β_d, β_p : 構造寸法や鉄筋量で決まる係数 β_n : 発生曲げモーメントで決まる係数 $\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d}$ a : せん断スパン長 f_{vcd} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる b_w : 腹部の幅 d : 有効高さ γ_b : 安全係数
	せん断スパンより設定される係数を考慮し、 コンクリート標準示方書のせん断耐力式を精緻化	
デ イ ー プ ビ ーム	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{da} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる	$V_{yda} = V_{cda} + V_{sda}$ V_{yda} : せん断耐力 V_{cda} : コンクリート負担 V_{sda} : せん断補強筋負担 $V_{cda} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{da} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$ $\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}$ a_v : 荷重作用点から支承前面までの距離 f_{da} : 設計基準強度, 安全係数等で決まる
	コンクリート標準示方書と土木学会マニュアルにおいて同一の評価式となっている	

別紙 16-4 表 せん断耐力評価において考慮している安全係数

安全係数		せん断照査	
		応答値算定	限界値算定
材料係数	コンクリート	1.0	1.3 [※]
	鉄筋	1.0	1.0
	地盤	1.0	—
部材係数	コンクリート	—	1.3
	鉄筋	—	1.1
荷重係数		1.0	—
構造解析係数		1.05	—
構造物係数		1.0	

※：材料係数は 1.3 を標準とするが，既設構造物において，強度等の材料特性のばらつきを考慮して特性値が設定されていることを実測値により確認した場合は 1.0～1.3 の間で低減する。



※：上記に加えて，地盤物性・材料物性のばらつきに関する安全係数を考慮する。

別紙 16-6 図 安全係数の考え方
(別紙 16-5 図の再掲)

○コンクリート標準示方書におけるせん断耐力評価式 $V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$
 2点载荷の単純はりの実験結果に基づいた単純な載荷形態あるいは単純な断面力分布は精度良くせん断耐力を評価する。
 <問題点>

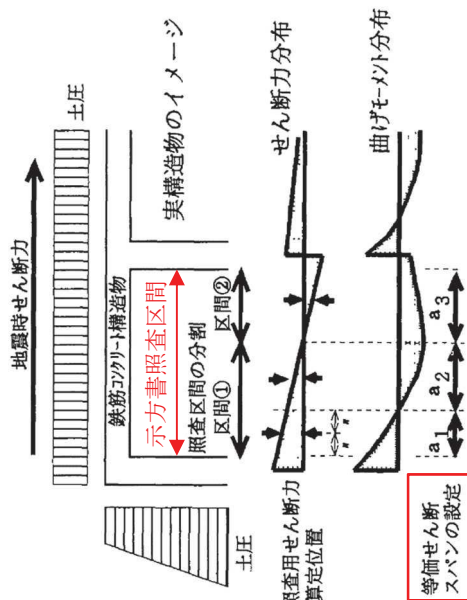
- ・分布荷重が卓越する場合、支点付近に大きな荷重が加わる場合および支点反力および支点反力が大きい場合において、せん断耐力を過小評価する。
- 地中構造物を模擬した実験によるせん断耐力評価式
 地中に埋設されたラーメン構造で、分布荷重が卓越、スパン内に反曲点が存在する等複雑な載荷形態を考慮してせん断耐力を評価する。

合理的なせん断耐力評価式の提案（土木学会マニュアル）

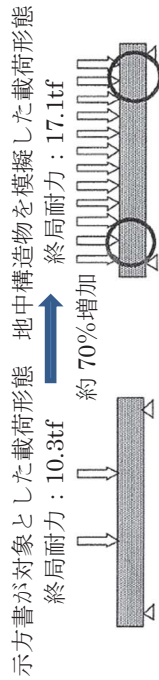
$$V_{yd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$\beta_a : 0.75 + 1.4 / (a/d)$$

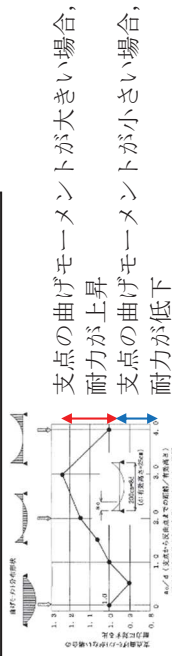
a : 等価せん断スパン長



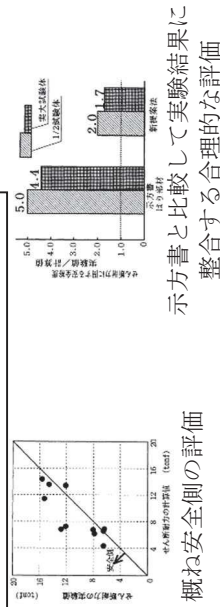
連続はり実験結果（分布荷重の影響）



連続はり実験結果（反曲点の影響）③



連続はり実験結果による検証③



別紙 16-7 図 土木学会マニュアルによるせん断耐力式評価の設定経緯

2.2.2 材料非線形解析を用いたせん断耐力評価

構造部材の照査において発生するせん断力が、せん断耐力式によるせん断耐力を上回る部材については、以下で示す材料非線形解析を用いたせん断耐力評価を実施する。

(1) 評価条件

2.2.1 で示したせん断耐力式は、既往の実験等から一般化されたものであることから、構造部材の形状、作用荷重及び鉄筋コンクリートの非線形特性を踏まえた材料非線形解析を実施することにより、より高い精度でせん断耐力を求め、構造部材のせん断照査を行う。

別紙 16-5 表及び別紙 16-6 表に材料非線形解析の概要を示す。

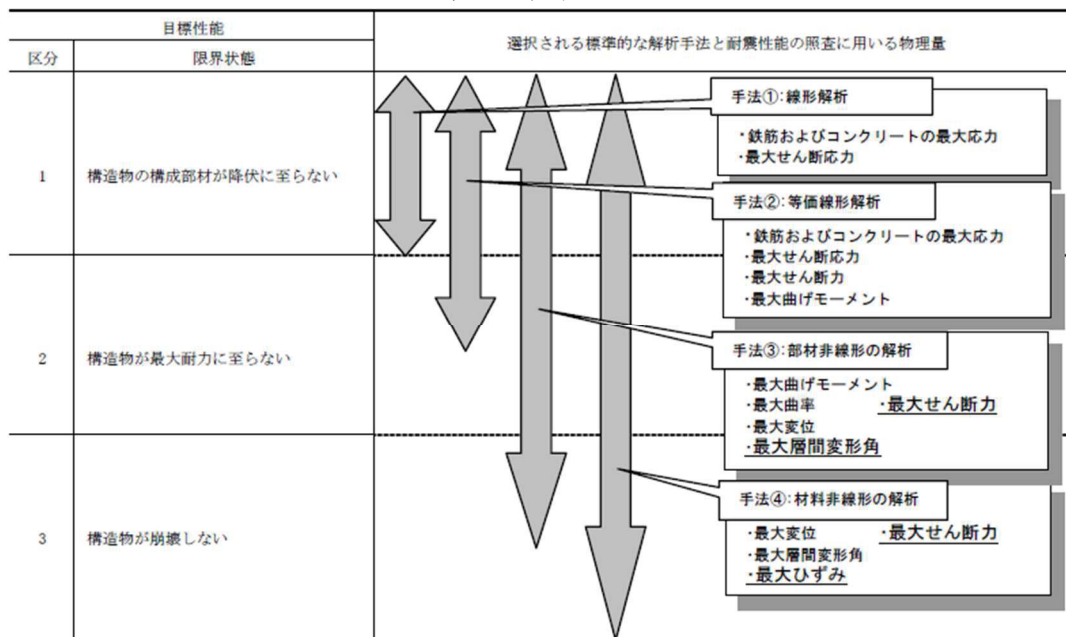
材料非線形解析は、90年代までに、ひび割れの進展モデルや破壊エネルギーの概念等、基本となるモデルが提示され、様々な問題に適用されながら有効性と信頼性を高めており、「コンクリート標準示方書 設計編（土木学会，2012）」（以下「コンクリート標準示方書 2012」という。）や土木学会マニュアル等で取り扱われている。

材料非線形解析にて用いる鉄筋コンクリートの構成則については種々あるが、ここでは、現在までに実務でも使用され、適用性と信頼性が確認されており、コンクリート標準示方書 2012 において標準とされる以下の手法とする。

- ① 鉄筋とコンクリートとの一体性を前提とする分散ひび割れモデルにてモデル化する。
- ② 鉄筋との複合作用が支配的な鉄筋周辺のコンクリートについては、平均化構成則を用いる。
- ③ 鉄筋との複合作用が及ばない領域では、コンクリートの破壊力学の概念を導入する。

なお、材料非線形解析の適用に当たっては、当該構造物の構造的な特徴や荷重条件が類似する既往の実験等から得られたせん断耐力と、材料非線形解析によるせん断耐力を比較し、その適用性を判断した上で、モデル化や各種パラメータの設定に係る解析者の差を考慮した安全係数を設定する。

別紙 16-5 表 材料非線形解析の位置付け (土木学会マニュアル)



別紙 16-6 表 部材非線形解析と材料非線形解析の特徴

	部材非線形解析		材料非線形解析	
モデル化	骨組モデル		有限要素	
解析次元	1次元		2次元	3次元
構成則	M- Φ , M- θ 等	応力-ひずみ関係		
要素	はり要素	ファイバー要素	平面ひずみ要素	立体要素
特徴	(汎用性)	狭い ← → 広い		
	(解析時間)	短い ← → 長い		

1) 適用基準

材料非線形解析については、土木学会マニュアル、コンクリート標準示方書 2012 等に基づき実施する。基準と異なる設定を用いる場合には、設定根拠の妥当性を確認する。

別紙 16-7 表に参考とする主な基準・文献を示す。

別紙 16-7 表 参考とする主な基準等

項目	参考とする主な基準等	備考
材料定数 ・材料特性	・コンクリート標準示方書2012 ・土木学会マニュアル	—
許容限界	—	・せん断力-相対変位関係より設定した許容限界(破壊基準)が、部材係数の設定における材料非線形解析にて、実験結果と概ね整合的であることを確認。

2) 材料定数

耐震安全性評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。コンクリート及び鉄筋の材料定数を別紙 16-8 表及び別紙 16-9 表に示す。

別紙 16-8 表 コンクリートの材料定数

	設定値	諸元
単位体積重量	0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
圧縮強度	15.8 N/mm ²	設計基準強度(設計図書20.5N/mm ²) / 材料係数*
引張強度	1.33 N/mm ²	引張強度 / 材料係数*
圧縮ピークひずみ	0.2%	コンクリート標準示方書2012
ひび割れ—せん断 伝達係数	1.0	コンクリート標準示方書2012
破壊エネルギー	0.0681 N/mm	コンクリート標準示方書2012

※：材料係数を 1.3 として算出

別紙 16-9 表 鉄筋の材料定数

		設定値	諸元
単位体積重量		0.0 kN/m ³	材料非線形解析による荷重に含まれることから考慮しない
ヤング係数		200 kN/mm ²	コンクリート標準示方書2012
降伏 強度	主鉄筋	2000 N/mm ²	せん断破壊先行型の破壊形態となるよう曲げ耐力が増大するように設定
	せん断 補強筋	345 N/mm ²	設計図書 (SD345)

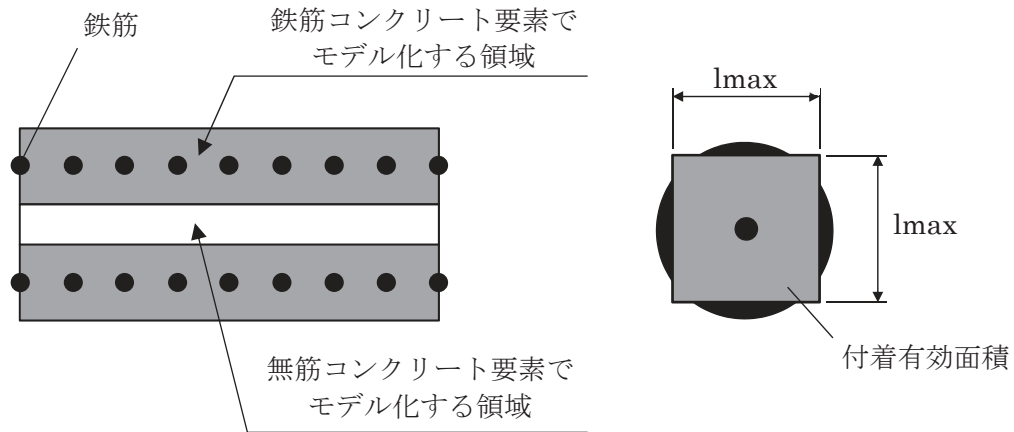
3) 解析モデルの要素分割

材料非線形解析の対象とする構造部材を平面ひずみ要素でモデル化する。構造部材のモデル化に当たっては、別紙 16-8 図に示すとおり、鉄筋の付着が有効な領域を鉄筋コンクリート要素としてモデル化し、付着の影響が及ばない領域を無筋コンクリート要素としてモデル化する。

部材厚方向の要素分割数については、鉄筋を含む要素と無筋要素を明確に指定できる分割数が望ましいこと、及び 3 層以上の分割数をとる場合、解析結果に大きな差異が生じないことから 3 層以上に設定することとする。

具体的には、鉄筋を含む要素は、鉄筋を中心としてかぶり厚さの 2 倍とし、無筋領域については、要素形状が極端に扁平とならないように分割する。

なお、対象とする構造部材に接合する部材は、弾性要素でモデル化し、モデル下端を固定境界とする。



$$l_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

ここに、

- l_{max} : 鉄筋一本当たりの付着有効面積を正方形で考えた場合の一辺の長さ
- D_b : 鉄筋の直径
- f_y : 鉄筋の降伏強度
- f_t : コンクリートの引張強度

別紙 16-8 図 鉄筋付着有効領域と無筋領域の分割の概要

4) コンクリートの非線形特性

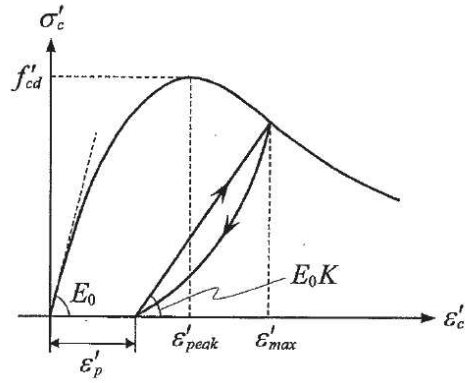
耐震安全性評価に用いる要素は鉄筋コンクリート要素及び無筋コンクリート要素に分類されるが、それぞれの非線形特性は同一の考え方で表される。

・圧縮応力下における応力-ひずみ関係

別紙 16-9 図に一軸圧縮応力下における応力-ひずみ関係を示す。

圧縮応力下の応力-ひずみの骨格曲線は、最大応力点までの硬化域と、最大応力点を越えた軟化域で表され、残留塑性ひずみと除荷再載荷時の剛性低下を考慮している。

また、ひび割れ発生後のコンクリートの圧縮強度については、別紙 16-10 図に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。



$$\sigma'_c = E_0 K (\epsilon'_c - \epsilon'_p) \geq 0$$

$$E_0 = \frac{2 \cdot f'_{cd}}{\epsilon'_{peak}}$$

$$K = \exp \left\{ -0.73 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \left(1 - \exp \left(-1.25 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right) \right\}$$

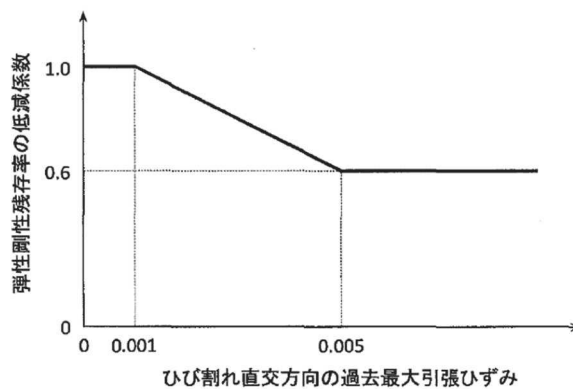
$$\epsilon'_p = \epsilon'_{max} - 2.86 \cdot \epsilon'_{peak} \left\{ 1 - \exp \left(-0.35 \frac{\epsilon'_{max}}{\epsilon'_{peak}} \right) \right\}$$

$$f'_{cd} = f'_{ck} / \gamma_c$$

ここに、

- ϵ'_{peak} : 圧縮強度に対応するひずみ (一般に、0.002 としてもよい)
- ϵ'_{max} : 過去に受けた圧縮ひずみの最大値
- ϵ'_p : 塑性ひずみ
- K : 弾性剛性残存率

別紙 16-9 図 圧縮応力下におけるコンクリートの非線形特性

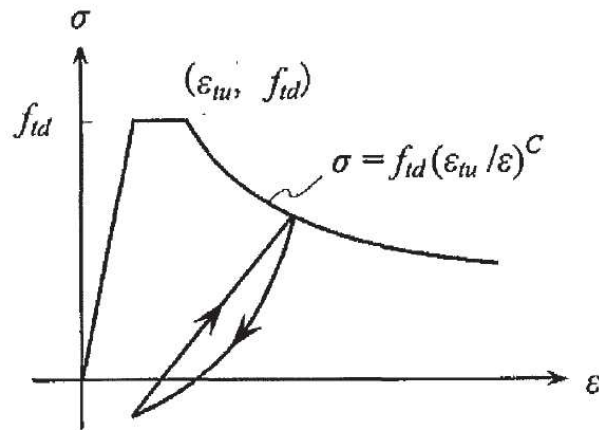


別紙 16-10 図 弾性剛性残存率の低減係数

・引張応力下における応力-ひずみ関係

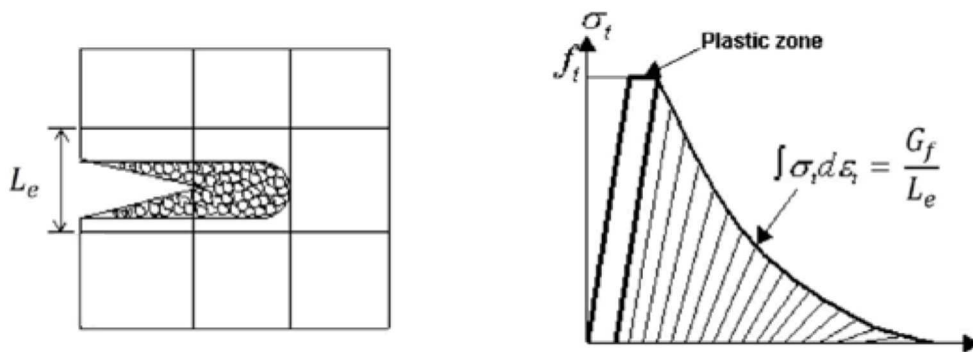
引張応力下における応力-ひずみ関係は、ひび割れ発生までは線形弾性とし、ひび割れ強度以降は、鉄筋とコンクリートの付着の影響等を考慮し、別紙 16-11 図に示す骨格曲線を用いて、ひび割れ間のコンクリートに引張応力分担を考慮する。

引張力を受ける無筋コンクリート要素では、引張軟化挙動は、破壊エネルギー (G_f) によって定義する。引張軟化挙動の考慮に当たっては、別紙 16-12 図に示すひび割れ発生後の軟化曲線とひび割れ発生点からの除荷曲線とで囲まれる面積が G_f/L_e (要素寸法) に一致するように、軟化特性を表す係数 C を用いる。



- f_{td} : 設計引張強度
- ϵ_{tu} : 引張軟化開始ひずみ
- C : 引張軟化特性を表す係数

別紙 16-11 図 引張対応力下における鉄筋とコンクリートの付着効果を考慮した応力-ひずみ関係

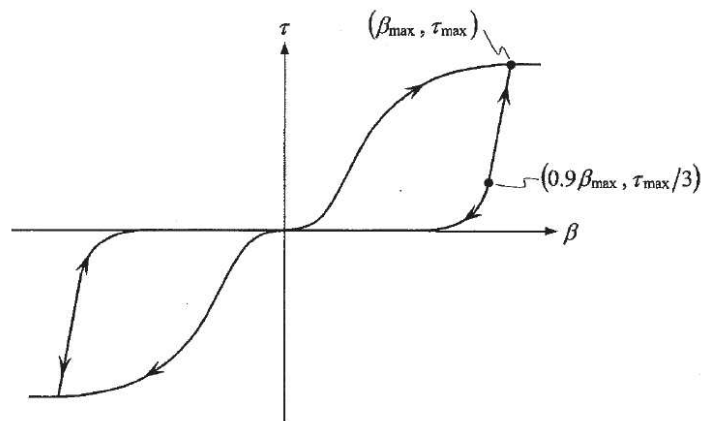


別紙 16-12 図 応力-ひずみ曲線と破壊エネルギー G_f の関係

・ ひび割れ面でのせん断伝達関係

コンクリートのひび割れ発生後にひび割れ角度を固定する固定ひび割れモデルでは、ひび割れ面のずれによるせん断応力伝達特性を考慮する必要がある。

ひび割れ面でのせん断伝達挙動は、斜めひび割れの発生に伴う剛性低下や破壊を評価するため、別紙 16-13 図に示すとおり、ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比をパラメータとし、コンクリートの剛性低下を考慮するモデルを用いる。

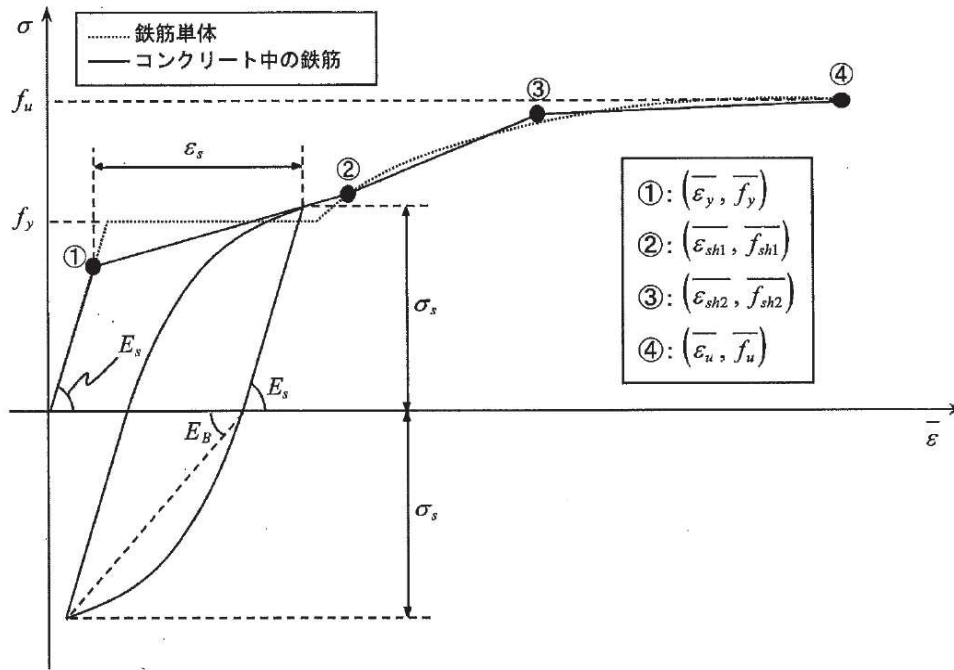


- β : ひび割れ面におけるせん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比 (γ / ε)
- τ : ひび割れ面でのせん断応力
- τ_{max} : 除荷開始時せん断応力
- β_{max} : 除荷開始時せん断ひずみ γ とひび割れ開口ひずみ ε の比

別紙 16-13 図 ひび割れ面でのせん断伝達モデル

5) 鉄筋の非線形特性

ひび割れを複数含む領域におけるコンクリート中の鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係は、単体鉄筋の応力ーひずみ関係と異なり、別紙 16-14 図に示すひずみ硬化特性を考慮する。



別紙 16-14 図 ひずみ硬化域までモデル化した鉄筋の
平均応力-平均ひずみ関係

6) 鉄筋コンクリートとしてのモデル化

コンクリートと鉄筋の界面の付着特性をテンションスティフニング効果（引張特性が硬化する現象）として、鉄筋コンクリート要素の中に取り込むことにより、鉄筋コンクリートの構成則を直接与える。

鉄筋コンクリートの引張応力下の平均応力は、以下の式で表される。

$$\bar{\sigma}_{RC} = \frac{A_S}{A_{RC}} \bar{\sigma}_S + \frac{A_C}{A_{RC}} \bar{\sigma}_C$$

ここに、 $\bar{\sigma}_S$ 、 $\bar{\sigma}_C$: それぞれ鉄筋とコンクリートの平均応力

A_S 、 A_C : それぞれ鉄筋とコンクリートの断面積、 $A_{RC} = A_S + A_C$

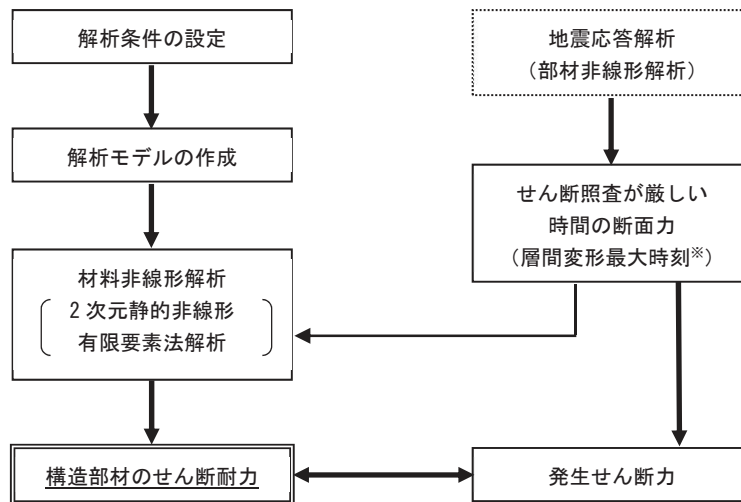
7) 荷重の組合せ

材料非線形解析においては、地震応答解析（部材非線形解析）により得られた荷重を用いることから、荷重の組み合わせは、地震応答解析と同様である。

(2) 評価方法

1) 耐震安全性評価フロー

材料非線形解析を用いたせん断耐力評価の評価フローを別紙 16-15 図に示す。



※：層間変形角が最大となる時刻と、せん断力が最大となる時刻の整合性は、補足確認する。

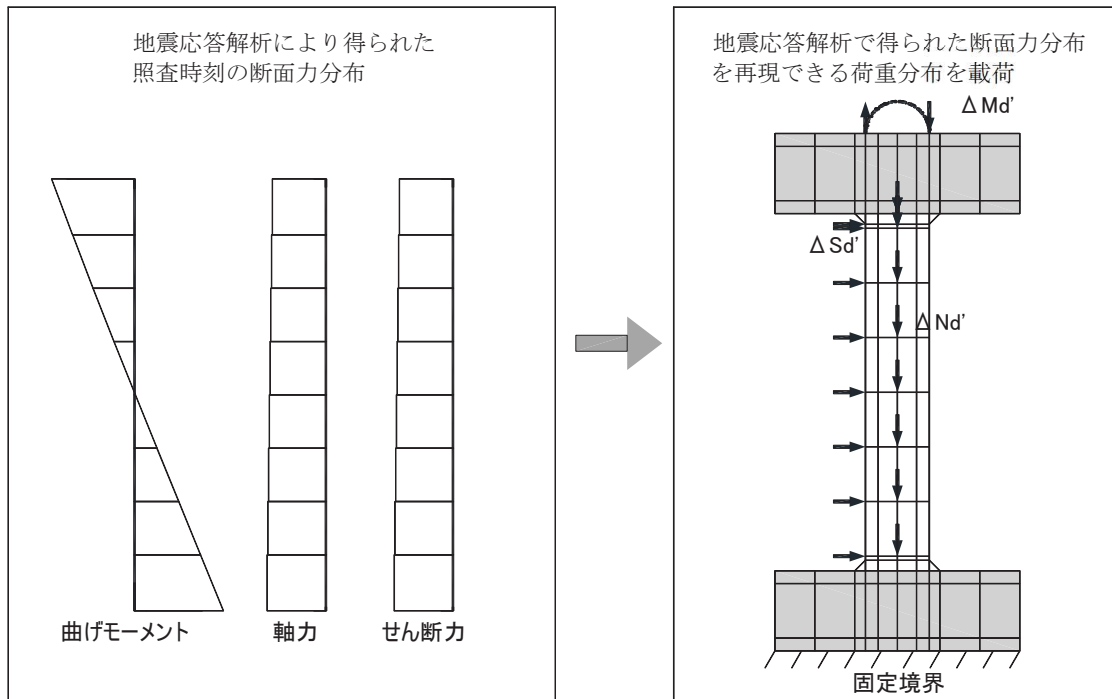
別紙 16-15 図 材料非線形解析の耐震安全性評価フロー

2) 荷重の設定

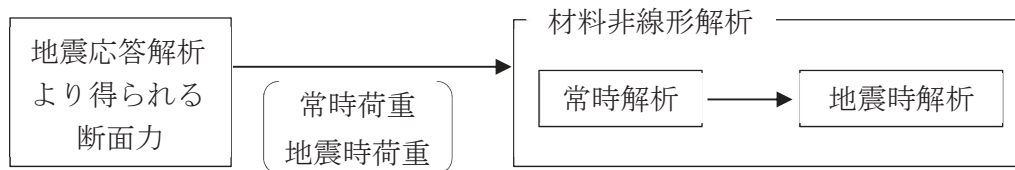
材料非線形解析にて考慮する荷重は、地震応答解析（部材非線形解析）から得られる荷重を考慮する。具体的には、地震応答解析（部材非線形解析）で評価対象部材のせん断照査結果が厳しくなる時刻（層間変形角最大時）における断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析モデルに別紙 16-16 図に示すとおり作用させる。

材料非線形解析では、部材非線形解析で得られた照査時刻の断面力分布を再現できる荷重分布を算出し、この荷重比率を維持しながら漸増载荷する。

作用荷重は、常時荷重及び地震時荷重に分けて、別紙 16-17 図に示すとおり常時解析と地震時解析に分けて実施する。



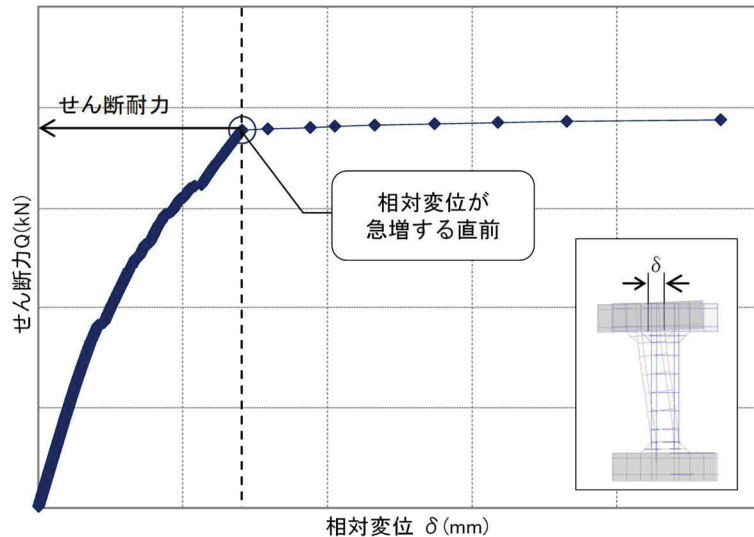
別紙 16-16 図 材料非線形解析における荷重状況



別紙 16-17 図 荷重の作用手順

3) せん断耐力

材料非線形解析を用いたせん断耐力は，材料非線形解析におけるせん断力－相対変位関係から設定する。具体的には，別紙 16-18 図に示す例のとおり，せん断力－相対変位関係においてせん断力の増分に対して相対変位が急増する直前の点又はせん断力が最大となる点を部材のせん断耐力と判断する。



別紙 16-18 図 材料非線形解析を用いたせん断耐力の設定例

4) 安全係数の設定

材料非線形解析では、地震応答解析（部材非線形解析）で得られる断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を材料非線形解析に作用させた時のせん断力 V と材料非線形解析で得られるせん断耐力 V_y に、下記のとおり部材係数 γ_{b1} 、 γ_{b2} 、構造解析係数 γ_a 、構造物係数 γ_i を考慮し、照査用せん断力 V_d 、設計せん断耐力 V_{yd} を算定する。

$$V_d = \gamma_i \cdot \gamma_a \cdot V$$

$$V_{yd} = V_y / (\gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2})$$

考慮する安全係数の設定例を別紙 16-10 表に示す。ここで、部材係数 γ_{b1} については、実験又はせん断耐力式により得られるせん断耐力と材料非線形解析により得られるせん断耐力との比率により設定することとし、解析における構成則の相違や、要素の種類、要素分割、材料物性の設定、入力増分等、多岐にわたる解析者間の差を考慮する。

具体的には、土木学会マニュアルに示される 17 ケースの材料非線形解析を実施し、実験又はせん断耐力との差が最も大きい Case No. 7 の部材係数 1.13 を設定する（別紙 16-11 表）。

別紙 16-10 表 考慮する安全係数の設定例

安全係数		値	設定根拠
部材係数	γ_{b1}	1.13	別途実施する材料非線形解析により設定
	γ_{b2}	1.0	地震応答解析による層間変形角より設定
構造物係数	γ_i	1.0	構造物の重要度は、基準地震動 S_s により評価することで包絡されていると判断
構造解析係数	γ_a	1.05	各種文献より保守的に設定

別紙 16-11 表 部材係数 γ_{b1} の設定例

Case No.	試験結果	解析結果	部材係数 (解析結果/ 実験結果) (②/①)	備考
	せん断耐力 (kN) ①	せん断耐力 (kN) ②		
1	475	422.8	0.89	
2	1187	1258.2	1.06	
3	324	356.4	1.10	
4	294	308.7	1.05	
5	581	511.3	0.88	
6	329	335.6	1.02	
7	1587	1793.3	1.13	最大値
8	350	392.0	1.12	
9	855	880.7	1.03	
10	165	102.3	0.62	
11	333	316.4	0.95	
12	127	100.3	0.79	
13	188	118.4	0.63	
14	163	117.4	0.72	
15	273	177.5	0.65	
16	356	291.9	0.82	
17	432	246.2	0.57	

3. 屋外重要土木構造物の減衰定数

3.1 減衰定数の設定について

今回工認で採用している時刻歴応答解析において、地盤及び構造物の減衰定数は、粘性減衰と履歴減衰とで考慮している。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰を解析モデル全体に与える。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

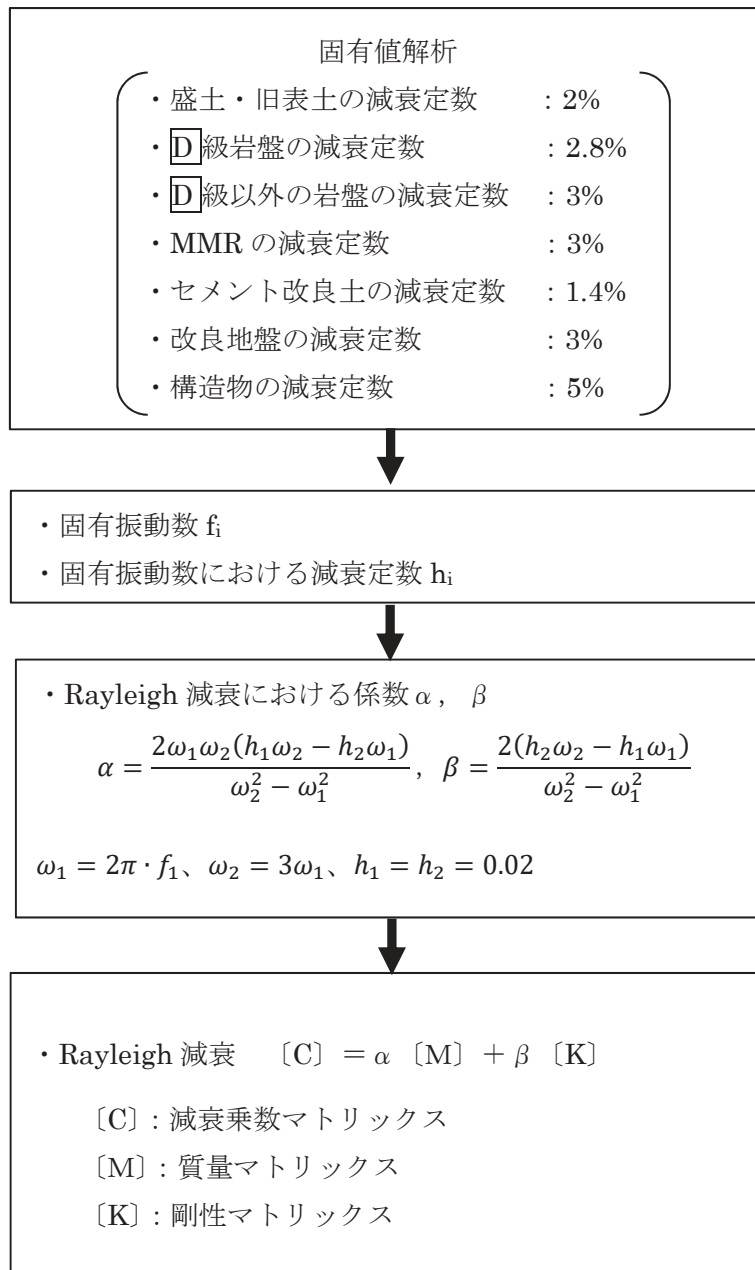
[C]：減衰係数マトリックス，[M]：質量マトリックス，

[K]：剛性マトリックス， α ， β ：係数

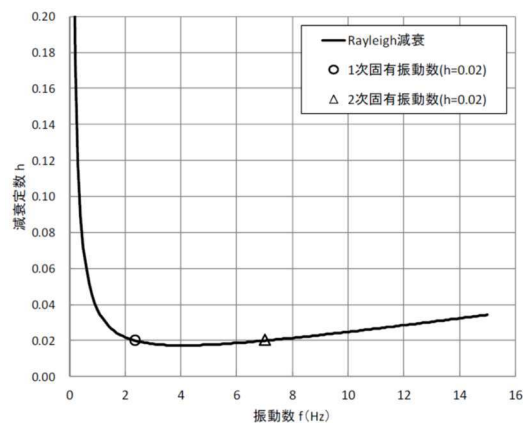
係数 α ， β を定めるにあたり、水平成層地盤の二次固有振動数が一次固有振動数の3倍であることから、二次モードの固有円振動数 ω_2 は一次モードの固有円振動数 ω_1 の3倍としている。地中構造物を対象としていることから地震応答解析の解析モデルに占める割合の大きい盛土及び旧表土の挙動に支配されるため、一次固有振動数は、解析モデルの固有値解析結果より得られる一次モードの振動数とし、減衰定数は2% (0.02) としている。

なお、構造部材を線形でモデル化する場合も非線形でモデル化する場合も、係数 α ， β の設定方法は同一である。

Rayleigh 減衰の設定フローを別紙 16-19 図に、Rayleigh 減衰の設定イメージを別紙 16-20 図に示す。



別紙 16-19 図 Rayleigh 減衰の設定フロー



別紙 16-20 図 Rayleigh 減衰の設定イメージ

履歴減衰による減衰は、構造部材の部材非線形性（曲げモーメントー曲率関係又はコンクリート、鉄筋の応力ーひずみ関係）における非線形の程度に応じた値となる。なお、構造物を線形でモデル化する場合は、Rayleigh 減衰のみ設定する。

3.2 既工認と今回工認の相違について

今回の工認における構造物の粘性減衰は、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のためになるべく小さい値として一次固有振動数及び二次固有振動数に対して減衰 2%となる Rayleigh 減衰を採用している。

既工認では、周波数応答解析における構造物の減衰定数は 5%を用いた (JEAG4601-1987 記載)。

時刻歴非線形解析における粘性減衰の値は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (平成 14 年)⁽⁵⁾において、構造部材の非線形性として履歴モデルを用いる場合には、この部材の履歴減衰は履歴モデルによって自動的に解析に取り入れられるため、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合には、コンクリート部材は 2% (0.02) 程度、鋼構造部材は 1% (0.01) 程度とするのがよいとされている。

最新の道路橋示方書・同解説 (平成 29 年)⁽⁶⁾においても、履歴モデルにより構造物の履歴減衰を用いる場合の粘性減衰について、鉄筋コンクリート橋脚は 2% (0.02) とされている。

以上のように、粘性減衰は、履歴減衰が生じない状態等における解析上の安定のために設定される値であるため、履歴減衰を用いる場合においては、なるべく小さい値として 2%を採用している。

4. 参考文献

- (1) 松尾ら：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，2003
- (2) 石川ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の変形性状と損傷状態に関わる実験的考察，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp885-888
- (3) 原子力土木委員会・限界状態設計部会：原子力発電所・鉄筋コンクリート製屋外重要土木構造物への限界状態設計法の適用・安全性照査マニュアルの提案，土木学会論文集 No. 442/V-16
- (4) 遠藤ら：鉄筋コンクリート製地中構造物の限界状態に用いるせん断耐力評価法，電力中央研究所報告
- (5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月
- (6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 29 年 11 月